



PERIÓDICO OFICIAL



ÓRGANO DEL GOBIERNO DEL ESTADO LIBRE Y SOBERANO DE ZACATECAS, SON OBLIGATORIAS LAS LEYES Y DEMÁS DISPOSICIONES DEL GOBIERNO POR EL SOLO HECHO DE PUBLICARSE EN ESTE PERIÓDICO.

TOMO CXXXIII

Núm. 83

Zacatecas, Zac., miércoles 18 de octubre de 2023

SUPLEMENTO

AL No. 83 DEL PERIÓDICO OFICIAL DEL GOBIERNO DEL ESTADO
CORRESPONDIENTE AL DÍA 18 DE OCTUBRE DE 2023

REGLAMENTO.- De Construcción para el Municipio de Guadalupe, Zacatecas y sus normas Técnicas.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL MUNICIPIO DE GUADALUPE, ZACATECAS Y SUS NORMAS TÉCNICAS

**LIC. JOSÉ SALDÍVAR ALCALDE, PRESIDENTE MUNICIPAL DE GUADALUPE,
ZACATECAS, A SUS HABITANTES HAGO SABER:**

RESULTANDO PRIMERO.- En la Sexagésima Tercera Sesión de Cabildo y Cuadragésima Séptima Ordinaria, celebrada el día 30 de agosto de 2023, se dio lectura a la Iniciativa con proyecto de Reglamento de Construcción para el Municipio de Guadalupe, Zacatecas y sus Normas Técnicas, presentada por la Comisión Edilicia de Gobernación, Seguridad Pública y Reglamentación, la cual me honro en presidir, en ejercicio de las facultades conferidas por los artículos 2, fracción IV, 86, fracciones II, V y VIII, 87 y 88, fracción I, de la Ley Orgánica del Municipio del Estado de Zacatecas; 1, 6, fracciones VIII, XII y XVII, 84, fracción I, 86, fracciones III y XII, 115 y 116 del Reglamento Interior del Ayuntamiento del Municipio de Guadalupe, Zacatecas.

RESULTANDO SEGUNDO.- En la misma fecha se analizó y discutió el asunto de mérito por el Ayuntamiento en Pleno, tomándose por mayoría absoluta el Acuerdo de Cabildo número 587/2023, mediante el cual se aprobó el Reglamento de Construcción para el Municipio de Guadalupe, Zacatecas, bajo el siguiente:

CONTENIDO:

TÍTULO PRIMERO DISPOSICIONES GENERALES

Capítulo Único
Disposiciones Generales

Sección Primera
Del Objeto y Definiciones

Sección Segunda
De las Autoridades en Materia de Construcción

Sección Tercera
De la Clasificación de las Edificaciones de Acuerdo con su Uso y Destino

Sección Cuarta
De la Clasificación de las Construcciones de Acuerdo al Procedimiento y Objetivo de la Acción y Operaciones Necesarias

TÍTULO SEGUNDO

DE LA VÍA PÚBLICA Y OTROS BIENES DE USO COMÚN

Capítulo I

Generalidades

Capítulo II

Del Uso de la Vía Pública y de las Instalaciones para las Conducciones Subterráneas y Aéreas en la Vía Pública

Capítulo III

De La Nomenclatura e Identificación de Vías Públicas y Construcciones

Capítulo IV

Del Alineamiento

Capítulo V

De las Restricciones a las Construcciones

Sección Primera

Del Uso de Suelo

Sección Segunda

De las Restricciones a las Construcciones

Sección Tercera

De los Estudios Especiales para la Factibilidad de Uso de Suelo

Sección Cuarta

Del Visto Bueno del Estudio de Riesgo y Seguridad

Sección Quinta

De la Evaluación del Impacto Ambiental

Sección Sexta

Del Proyecto de Disposición Temporal de Residuos Sólidos Urbanos

Sección Séptima

De la Constancia de Alineamiento

Sección Octava

De la Concentración y Disposición de Información

Sección Novena

De la Imagen Urbana y Conservación del Patrimonio

TÍTULO TERCERO

DE LOS DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA, CORRESPONSABLES Y

TÉCNICOS AUXILIARES

Capítulo I

De los Directores Responsables de Obra

Capítulo II

De los Corresponsables de Obra

Capítulo III

De los Técnicos Auxiliares

Capítulo IV

Del Registro Único Municipal de Directores Responsables de Obra y Corresponsables

Capítulo V

De las Responsabilidades y Sanciones de los Directores Responsables de Obra y Corresponsables

Capítulo VI

De las Obligaciones de los Propietarios y/o Poseedores, Constructores y Empresas que elaboran Concretos Premezclados

TÍTULO CUARTO

DE LA CONSTANCIA DE COMPATIBILIDAD URBANÍSTICA Y LAS LICENCIAS DE CONSTRUCCIÓN

Capítulo I

De la Constancia de Compatibilidad Urbanística

Capítulo II

De las Licencias de Construcción

Sección Primera

Disposiciones Generales

Sección Segunda

Licencias de Construcción que no requieren responsiva de Directores Responsables de Obra

Sección Tercera

Licencia de Construcción de Obra Nueva

Sección Cuarta

Licencia de Ampliación de Construcción

Sección Quinta

Licencia de Modificación

Sección Sexta

Licencia de Remodelación

Sección Séptima

Licencia de Demolición

Sección Octava

Licencia de Construcción de Carácter Especial

Sección Novena

Licencia de Construcción Específica

Sección Décima

Casos que no requieren Licencia de Construcción

Sección Décima Primera

Casos que siempre requieren Licencia de Construcción

Sección Décima Segunda

Vigencia de la Licencia de Construcción

Sección Décima Tercera

Construcción en Proceso sin Licencia de Construcción

Sección Décima Cuarta

Construcción Ejecutada sin Licencia de Construcción

Capítulo III

De la Ocupación y del Visto Bueno de Seguridad y Operación de las Construcciones

TÍTULO QUINTO

DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

Capítulo I

Generalidades

Capítulo II

De la Habitabilidad, Accesibilidad y Funcionamiento

Capítulo III

De la Higiene, Servicio y Acondicionamiento Ambiental

Sección Primera

Provisión Mínima de Agua Potable

Sección Segunda

Servicios Sanitarios

Sección Tercera

Depósito y Manejo de Residuos

Sección Cuarta

Iluminación y Ventilación

Sección Quinta

Eficiencia Energética en Edificaciones

Sección Sexta

Locales para Servicio Médico

Capítulo IV**De la Comunicación, Evacuación y Prevención de Emergencias****Sección Primera**

Elementos de Comunicación y Circulaciones

Sección Segunda

De la Señalización Informativa y Comunicación Sensorial

Sección Tercera

De las Rutas de Evacuación y Salidas

Sección Cuarta

Previsiones Contra Incendio

Sección Quinta

De los Dispositivos de Seguridad y Protección

Sección Sexta

De la Visibilidad

Sección Séptima

Del Control de Ruido y Audición

Capítulo V

De la Integración al Contexto e Imagen Urbana

Capítulo VI

De las Instalaciones

Sección Primera

De las Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias

Sección Segunda

De las Instalaciones Eléctricas

Sección Tercera

De las Instalaciones de Combustibles

Sección Cuarta

De las Instalaciones Telefónicas de Voz y Datos

Sección Quinta

De las Instalaciones de Acondicionamiento de Aire y de Expulsión de Aire

Capítulo VII

De la Construcción de Pavimentos en Vías Públicas

TITULO SEXTO

DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES

Capítulo I

Generalidades

Capítulo II

De las Características Generales de las Edificaciones

Capítulo III

De los Criterios de Diseño Estructural

Capítulo IV

De las Cargas Muertas

Capítulo V

De las Cargas Vivas

Capítulo VI

Del Diseño por Sismo

Capítulo VII

Del Diseño por Viento

Capítulo VIII

Del Diseño de Cimentaciones

Capítulo IX

De las Obras Subterráneas

Capítulo X

De las Construcciones Dañadas

Capítulo XI

De las Obras Provisionales y Modificaciones

Capítulo XII

De las Pruebas de Carga

**TÍTULO SÉPTIMO
DE LA CONSTRUCCIÓN****Capítulo I**

Generalidades

Capítulo II

De la Seguridad e Higiene en las Obras

Capítulo III

De los Materiales y Procedimientos de Construcción

Capítulo IV

De las Mediciones y Trazos

Capítulo V

De las Excavaciones y Cimentaciones

Capítulo VI

Del Dispositivo para Transporte Vertical en las Obras

Capítulo VII

De las Instalaciones

Capítulo VIII

De las Fachadas

Capítulo IX

De las Medidas de Seguridad

**TÍTULO OCTAVO
DEL USO, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO****Capítulo Único**

Del Uso y Conservación de Predios y Edificaciones

**TÍTULO NOVENO
DE LAS AMPLIACIONES DE OBRAS**

Capítulo Único

De las Ampliaciones de Obras

TÍTULO DÉCIMO**DE LAS DEMOLICIONES****Capítulo Único**

De las Medidas Preventivas en Demoliciones

TÍTULO DÉCIMO PRIMERO**DE LAS VISITAS DE INSPECCIÓN, SANCIONES Y RECURSOS****Capítulo I**

De las Visitas de Inspección

Capítulo II

De las Sanciones

Capítulo III

De los Recursos de Revisión

TRANSITORIOS**Exposición de Motivos**

La Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos en su artículo 115, fracción II en el que establece: "...*Los ayuntamientos tendrán facultades para aprobar, de acuerdo con las leyes en materia municipal que deberán expedir las legislaturas de los Estados, los bandos de policía y gobierno, los reglamentos, circulares y disposiciones administrativas de observancia general dentro de sus respectivas jurisdicciones, que organicen la administración pública municipal, regulen las materias, procedimientos, funciones y servicios públicos de su competencia (...)*" y fracción V. que establece "*Los Municipios, en los términos de las leyes federales y estatales relativas, estarán facultados para: (...) f) Otorgar licencias y permisos para construcciones...*".

Por su parte, la Constitución Política del Estado Libre y Soberano de Zacatecas en el artículo 119 establece: "...*El Ayuntamiento es el órgano supremo de Gobierno del Municipio. Está investido de personalidad jurídica y plena capacidad para manejar su patrimonio. Tiene las facultades y obligaciones siguientes: (...) V. Los Ayuntamientos tendrán facultades para aprobar, de conformidad con las leyes en materia municipal, los bandos de policía y gobierno, los reglamentos, circulares y disposiciones administrativas de observancia general dentro de sus respectivas jurisdicciones, que organicen la administración pública municipal, regulen las materias, procedimientos, funciones y servicios públicos de su competencia (...); a*

su vez la fracción II del artículo 120 establece: “Los Municipios, en los términos de las leyes federales y estatales relativas, estarán facultados para: (...) f) Otorgar licencias y permisos para construcciones...”

En tal sentido, el presente Reglamento de Construcción para el Municipio de Guadalupe, Zacatecas, tiene por objeto regular las bases que en la materia se establece en la Ley de Construcción para el Estado y Municipios de Zacatecas, así como en el Reglamento General, respecto a la construcción de carácter público y privado en el municipio, en las modalidades de obra nueva, edificación, modificación, ampliación, conservación, reparación, reacondicionamiento, restauración, remodelación, reconstrucción, rehabilitación, uso, mantenimiento y demolición de construcciones definitivas o temporales, para dotarlas de operatividad y certeza jurídica en su aplicación.

Regulando principalmente:

- Autoridades en materia de construcción;
- Clasificación de las construcciones;
- Vía pública y otros bienes de uso común;
- Directores Responsables de Obra y Corresponsables de Obra;
- Normas Técnicas en materia de construcción;
- Proyecto arquitectónico; y
- Las obligaciones de los propietarios, poseedores y de los constructores.

Cabe destacar que el municipio de Guadalupe, cuenta con una gran riqueza arquitectónica, lo que implica respetar y salvaguardar su patrimonio como parte de nuestra cultura, su preservación, restauración, conservación e intervención adecuada, sin alterar su entamo y la imagen urbana, en zonas típicas, zonas de monumentos, zonas de transición, sitios, itinerarios culturales, rutas de acceso, monumentos y paisajes culturales, respetando las disposiciones contempladas en los diversos ordenamientos que se han expedido para este fin, incluyendo los instrumentos de planeación para el ordenamiento territorial y el desarrollo urbano.

Con esta disposición se actualizan los requerimientos de la época, contemplando las nuevas técnicas y métodos constructivos modernos, así como las adecuaciones reglamentarias en materia de desarrollo urbano, ecología y medio ambiente.

Por lo anteriormente expuesto y de conformidad con lo establecido en los artículos 115, fracción II, párrafo segundo, de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos; 119, fracción V, de la Constitución Política del Estado Libre y Soberano de Zacatecas; 7, y 60, fracción I, inciso “h”, de la Ley Orgánica del Municipio del Estado de Zacatecas; 10 del Bando de Policía y Gobierno del Municipio de Guadalupe, Zac.; y, 1° y 6, fracción XIV, del Reglamento Interior del Ayuntamiento del Municipio de Guadalupe, Zacatecas; preceptos legales que otorgan al Ayuntamiento la facultad para elaborar y aprobar el Bando de Policía y Gobierno, reglamentos, circulares y disposiciones administrativas de observancia

general dentro de sus respectivas jurisdicciones, que organicen la administración pública municipal, regulen las materias, procedimientos, funciones y servicios públicos de su competencia y promuevan la participación de la sociedad, se expide el presente:

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL MUNICIPIO DE GUADALUPE, ZACATECAS Y SUS NORMAS TÉCNICAS

TÍTULO PRIMERO DISPOSICIONES GENERALES

Capítulo Único Disposiciones Generales

Sección Primera Del Objeto y Definiciones

Artículo 1.- Las disposiciones del presente ordenamiento y de sus Normas Técnicas Municipales son de orden público, interés general y observancia obligatoria, y tiene por objeto normar los procesos de construcción en materia de obra nueva, ampliación, modificación, remodelación, conservación, reparación, reacondicionamiento, restauración, remodelación, reconstrucción, rehabilitación, uso, mantenimiento, instalación y demolición de construcciones definitivas o provisionales, en los predios o de las edificaciones de propiedad pública o privada que se realicen en el municipio de Guadalupe, Zacatecas.

Asimismo, tiene por objeto regular y simplificar los procesos de tramitación de las licencias de construcción a que se refiere el presente ordenamiento y que se realizarán a través del Departamento de Permisos y Licencias para la Construcción que depende jerárquicamente de la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, el cual será la instancia responsable de brindar la verificación, orientación e información de todos los trámites municipales del proceso de obtención de Licencias de Construcción.

Se garantizará la seguridad, habitabilidad, higiene, protección al ambiente, acondicionamiento ambiental, funcionamiento e integración al contexto urbano de las mismas, observando en todo momento el presente Reglamento y de sus Normas Técnicas Municipales, en beneficio de los ocupantes del inmueble y de la sociedad en general.

Artículo 2.- Para efectos de este Reglamento se entiende por:

- I. **Administración Estatal.-** Secretarías o Dependencias Estatales competentes en el despacho de asuntos relacionados al Desarrollo Urbano, al Desarrollo Sustentable, a la Protección y Conservación de

Monumentos y Zonas Típicas.

- II. **Administración Municipal.-** Secretarías o Dependencias municipales competentes en el despacho de asuntos relacionados al Desarrollo Urbano, al Desarrollo Sustentable, a la Protección y Conservación de Monumentos y Zonas Típicas; incluye el conjunto de disposiciones legales; de instituciones, organismos, mecanismos y acciones que tienen como fin gobernar o regir las diversas actividades realizadas cotidiana o eventualmente en el medio urbano; especialmente las relaciones con los objetivos de servicio público del municipio.
- III. **Alineamiento Oficial.-** Consiste en la traza sobre un terreno que limita el predio con respecto a la vía pública en uso o determinada en los planos y proyectos legalmente aprobados.
- IV. **Arancel.-** Son las cuotas que determinarán los honorarios que cobrarán los Directores Responsables de Obra y Corresponsables por la prestación de sus servicios profesionales, establecidos por Convenio entre los Colegios de Profesionistas relacionados al Desarrollo Urbano, al Desarrollo Sustentable, a la Protección y Conservación de Monumentos y Zonas Típicas y publicados en los medios indicados en dicho convenio.
- V. **Bitácora de Obra.-** Documento de carácter legal autorizado por el Municipio de Guadalupe, Zacatecas, ya sea digital, manual y/o mixto en el que registran los avances y procesos constructivos de una obra a cargo del Director Responsable de Obra y/o Corresponsables de Obra.
- VI. **Cambio de Uso de Suelo.-** Trámite que, en términos de la legislación vigente, se da cuando a una determinada porción del territorio le ha sido asignado un uso por medio de un programa o de una declaratoria en un momento determinado, y en un segundo momento se le asigna otro uso mediante los procedimientos establecidos en la misma legislación.
- VII. **Constancia de Compatibilidad Urbanística.-** Es el documento donde se especifica el tipo y densidad de uso de suelo en razón a su ubicación y de acuerdo con los Programas de Desarrollo Urbano y/o Programas Parciales respectivos, siendo necesaria su tramitación antes de iniciar cualquier tipo de construcción en un predio.
- VIII. **Código Urbano.-** Código Territorial y Urbano para el Estado de Zacatecas y sus Municipios.
- IX. **Coeficiente de Ocupación del Suelo (C.O.S.).-** El factor que, multiplicado por el área total de un lote o predio, determina la máxima superficie edificable del mismo;
- X. **Coeficiente de Utilización del Suelo (C.U.S.).-** Coeficiente que,

multiplicado por el área total de un lote o predio, determina la máxima superficie construida y en elevación que puede tener una edificación, en un lote determinado.

- XI. **Comisión de Admisión.-** Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra y Corresponsables de Obra, organismo contemplado en la Ley de Construcción y su Reglamento vigentes en el Estado de Zacatecas.
- XII. **Declaratoria.-** Acto administrativo por el cual el Ayuntamiento, en razón del interés social y en ejercicio de las facultades que le confieren las leyes en la materia, determina las áreas o predios que serán utilizadas para la fundación, conservación, mejoramiento y crecimiento de los centros de población, así como los fines públicos o particulares a los que se prevean o puedan dedicarse dichas áreas o predios conforme a lo previsto en los Programas de Desarrollo Urbano y/o Programas Parciales respectivos.
- XIII. **Diseño Estructural.-** Es uno de los campos donde se desarrolla la arquitectura y la ingeniería civil, se realiza a partir de un adecuado balance entre las funciones propias que un material puede cumplir, a partir de sus características naturales específicas, sus capacidades mecánicas y el menor costo que pueda conseguirse, pero obteniendo el mejor resultado a partir de un análisis estructural previo, siempre con un rendimiento balanceado entre la parte rígida y plástica de los elementos estructurales; elaborado por un especialista en diseño estructural.
- XIV. **Junta de Protección y Conservación de Monumentos.-** Junta de Protección y Conservación de Monumentos y Zonas Típicas del Estado de Zacatecas.
- XV. **INAH.-** Instituto Nacional de Antropología e Historia.
- XVI. **Ley.-** Ley de Construcción para el Estado y Municipios de Zacatecas.
- XVII. **Ley de Protección.-** Ley de Protección y Conservación del Patrimonio Cultural del Estado de Zacatecas.
- XVIII. **NMX.- Norma Mexicana.** Regulación técnica elaborada por un organismo nacional de normalización, o la Secretaría de Economía en ausencia de ellos, conforme al artículo 54 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización (LFMN), la cual prevé para uso común y repetido reglas, especificaciones, atributos métodos de prueba, directrices, características o prescripciones aplicables a un producto, proceso, instalación, sistema, actividad, servicio o método de producción u operación, así como aquellas relativas a terminología, simbología, embalaje marcado o etiquetado.

- XIX. **NOM.- Norma Oficial Mexicana.** Regulación técnica de observancia obligatoria expedida por las dependencias normalizadoras competentes a través los Comités Consultivos Nacionales de Normalización, conforme al artículo 40 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización (LFMN), la cual establece reglas, especificaciones, atributos, directrices, características o prescripciones aplicables a un producto, proceso, instalación, sistema, actividad, servicio o método de producción u operación, así como aquellas relativas a terminología, simbología, embalaje, marcado o etiquetado y las que se le refieran a su cumplimiento o aplicación.
- XX. **Normas Técnicas Municipales.-** Las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Cimentaciones; Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto; Normas Técnicas Municipales para el Diseño por Sismo con Comentarios; Normas Técnicas Municipales para el Proyecto Arquitectónico, así como las Normas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Dichas Normas Técnicas Complementarias harán las veces de las Normas Técnicas referidas en el artículo 256 del Reglamento General.
- XXI. **Normas TM-PA.-** Normas Técnicas Municipales para el Proyecto Arquitectónico.
- XXII. **Normas TM-SE.-** Normas Técnicas Municipales en materia de Seguridad Estructural.
- XXIII. **Predio.-** Terreno baldío o parcialmente baldío resultante de la demolición de un inmueble afectado, objeto de un proceso de reconstrucción; propiedad de terreno, que según sus características se considera como:
- a. *Urbano:* es aquel que ha sido lotificado, como consecuencia de la acción urbanística y que ha sido declarado como suelo urbanizado;
 - b. *Rústico:* es aquel de carácter rural, localizado fuera del centro de población; y
 - c. *Rústico intraurbano:* es aquel de carácter rural localizado dentro del centro de población, ya en áreas de renovación urbana, urbanización progresiva o reserva urbana y que no cuenta con la declaratoria de suelo urbanizado por parte de la Dirección.
- XXIV. **Propietario.-** Persona física o moral que tiene un derecho real mediante el cual puede usar, gozar y disponer de un predio o construcción.
- XXV. **Proyecto Arquitectónico.-** Conjunto de planos, dibujos técnicos y detalles específicos que se hacen para representar y conformar una

obra de arquitectura o de ingeniería, los cuales deberán ser elaborados por un especialista en la materia con cedula profesional vigente.

- XXVI. **Reglamento General.**- Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipios de Zacatecas.
- XXVII. **Secretaría.**- Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente.
- XXVIII. **Uso del Suelo.**- Los fines particulares a que podrán dedicarse determinadas zonas o predios del municipio, expresando además su densidad o intensidad.
- XXIX. **UMA diario.**- Unidad de medida usada para calcular las multas aplicables en el presente Reglamento. El Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), teniendo como base el índice de precios al consumidor (INPC), el cual mide la inflación, es el encargado de fijar el valor de la Unidad de Medida y Actualización (UMA). Su valor es publicado cada año en el diario oficial de la federación, los primeros días del mes de enero, pero comienza a tener vigencia a partir del primero de febrero.
- XXX. **Uso o Destino Compatible.**- El o los usos que desarrollan funciones que pueden coexistir con los usos predominantes de la zona, siendo también plenamente permitida su ubicación en la zona señalada.
- XXXI. **Uso o Destino Predominante.**- El o los usos o destinos que caracterizan de una manera principal una zona, siendo plenamente permitidas ubicación en las zonas señaladas en la carta urbana.
- XXXII. **Uso Original.**- Se refiere al uso inicial que motivó la solución arquitectónica de una edificación.
- XXXIII. **Ventanilla Única de Construcción.**- Es el módulo a cargo de la Administración Municipal encargado de recibir los documentos relacionados con el proceso de obtención de la licencia de construcción y transferirlos a las dependencias correspondientes de su resolución. Este módulo sólo se encarga de recibir los mismos y en caso de que exista algún error u omisión en la documentación, el solicitante tendrá que subsanarla directamente con la dependencia responsable del trámite. A la documentación ingresada y entregada de algún proyecto se le asignará un folio único con el cual se podrá identificar la documentación ingresada y entregada de algún proyecto en todo momento. La Ventanilla Única de Construcción será el único espacio físico en donde los ciudadanos podrán gestionar los trámites de construcciones y los relacionados a fraccionamientos de cualquier tamaño.

- XXXIV. **Vivienda de Interés Social.-** Es aquella casa habitación cuyas características cumplen con lo previsto por el Código Territorial y Urbano para el Estado de Zacatecas y sus Municipios.
- XXXV. **Vivienda Mínima.-** La que tenga cuando menos, una pieza habitable y servicios completos de cocina y baño.
- XXXVI. **Vivienda Progresiva.-** Construcción básica constituida por un pie de casa y que permite a la edificación crecer por etapas cumpliendo un proyecto original y las disposiciones respectivas del presente Reglamento.
- XXXVII. **Zona de Transición.-** Es aquel espacio construido y natural circundante a los sitios culturales que, por sus características urbanas y potencialidad para el desarrollo de actividades socioeconómicas, constituye un área de amortiguamiento para los sitios culturales, contribuyendo a su conservación. También se considera la franja de cuadras y manzanas que se encuentran en el perímetro de las zonas patrimoniales y las vialidades que delimitan la mancha urbana de acuerdo al plano autorizado, y
- XXXVIII. **Zonificación.-** La determinación de las áreas que integran y delimitan al municipio, sus aprovechamientos predominantes y las reservas, usos y destinos, así como la delimitación de las áreas de conservación, mejoramiento y crecimiento de éste.

Sección Segunda

De las Autoridades en Materia de Construcción

Artículo 3.- Son atribuciones del Titular del Ejecutivo del Estado a través de la Administración Estatal, aquellas contempladas en la Ley, su Reglamento General, el Código Urbano y demás disposiciones en la materia.

Artículo 4.- Son atribuciones del Ayuntamiento las señaladas en la Ley, su Reglamento General y el presente Reglamento.

Artículo 5.- Además de las señaladas en la Ley y su Reglamento General, son atribuciones del Presidente Municipal, las siguientes:

- I. Solicitar informes a la Comisión de Admisión, sobre los Directores Responsables de Obra o de los Corresponsables de Obra que se encuentren ejerciendo dentro de la demarcación territorial del Municipio;
- II. Integrar el Registro Único de las acreditaciones y refrendos de los Directores Responsables de Obra y de los Corresponsables de Obra, de conformidad con el artículo 41 del Reglamento General;

- III. Nombrar a los titulares de la Administración Municipal, cuyo perfil profesional debe ser afín y comprobable a las actividades que de ella derivan.

Artículo 6.- Además de las señaladas en la Ley y su Reglamento General, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, tendrá las siguientes atribuciones:

- I. Fijar los requisitos técnicos a que deben sujetarse las construcciones e instalaciones en predios y vía pública, a fin de que se satisfagan las condiciones de habitabilidad, seguridad, higiene, protección civil, sustentabilidad, comodidad, accesibilidad y buen aspecto;
- II. Fijar las restricciones a que deben sujetarse las edificaciones y los elementos tales como fuentes, esculturas, arcos, columnas, monumentos y similares localizados en Áreas de Conservación Patrimonial incluyendo las Zonas de Monumentos Históricos, Artísticos y Arqueológicos de acuerdo a la Ley Federal sobre Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas, la Ley de Protección, el Código Urbano, así como a las Normas de Ordenación de los instrumentos básicos y derivados utilizados en la planeación del desarrollo urbano en la Entidad;
- III. Establecer de acuerdo con las disposiciones legales aplicables, los fines para los que se pueda autorizar el uso de los predios y determinar el tipo de construcciones que se pueden edificar en ellos, en los términos de lo dispuesto por la Ley, su Reglamento General y el Código Urbano;
- IV. Registrar las solicitudes de las licencias de construcción, así como del dictamen de otorgamiento o negación para la ejecución de las obras y el uso de edificaciones y predios;
- V. Otorgar o negar el Registro para fungir como Director Responsable de Obra o Corresponsable de Obra, una vez que se haya autorizado por la Comisión de Admisión;
- VI. Llevar el Registro Único de las acreditaciones y refrendos de los Directores Responsables de Obra y de los Corresponsables de Obra, el cual deberá ser actualizado y publicado en el portal de internet de la Administración Municipal;
- VII. Practicar visitas de inspección o verificación administrativa para que durante el proceso de ejecución y para que el uso que se haga o se haya hecho de un predio, estructura, instalación, edificación o construcción, se ajuste a las características previamente registradas;

- VIII. Acordar las medidas que fueren procedentes en relación con las edificaciones que pongan en peligro a las personas o sus bienes, o en aquéllas que causen molestias;
- IX. Autorizar o negar, de acuerdo con este Reglamento, la ocupación total o parcial, o uso de una instalación, predio o edificación;
- X. Realizar, a través del Programa al que se refiere el Código Urbano, los estudios para establecer o modificar las limitaciones respecto a los usos, destinos y reservas referentes a: construcciones, tierras, aguas y bosques, así como determinar las densidades de población permisibles;
- XI. Ejecutar con cargo al propietario o poseedor, las obras que se le hubiere ordenado realizar y que, en rebeldía, el mismo no las haya llevado a cabo;
- XII. Ordenar la suspensión temporal o la clausura de obras en ejecución o terminadas y la desocupación en los casos previstos por la Ley, su Reglamento y este Reglamento;
- XIII. Ordenar y ejecutar demoliciones de edificaciones en los casos previstos por este Reglamento;
- XIV. Imponer las sanciones correspondientes por violaciones a este Reglamento;
- XV. Expedir y modificar, cuando lo considere necesario, las Normas Técnicas Municipales de este Reglamento, los acuerdos, instructivos, circulares y demás disposiciones administrativas que procedan para el debido cumplimiento del presente Ordenamiento;
- XVI. Utilizar la fuerza pública cuando fuere necesario para hacer cumplir sus disposiciones;
- XVII. Registrar las obras a efectuar en la vía pública, ya sean públicas o privadas, a efecto de evitar duplicidades, dispersión y/o desfase en su ejecución;
- XVIII. Ejercer las atribuciones que le otorga el Código Urbano al Municipio, en cuanto a la autorización de subdivisiones, regularización de fraccionamientos, condominios y desarrollos especiales, así como su supervisión por sí o a través las unidades competentes y el control del cumplimiento de las obligaciones de los fraccionadores y promotores de los condominios;
- XIX. Vigilar el cumplimiento por lo dispuesto en el Código Urbano y demás disposiciones aplicables, en cuanto a los procesos de urbanización hasta su municipalización en el ámbito de fraccionamientos y

- subdivisiones;
- XX. Otorgar autorizaciones relativas al control urbano sobre:
- a. Alineamiento y compatibilidad urbanística;
 - b. Anuncios;
 - c. Fusión de Predios;
 - d. Subdivisión de predios;
 - e. Relotificación de Predios;
 - f. Licencias para la construcción, reparación, remodelación y demolición de inmuebles;
 - g. Designación de números oficiales para los inmuebles.
- XXI. Verificar la aplicación de las normas y especificaciones técnicas de urbanización y edificación, el debido cumplimiento a la ejecución de las obras y la prestación de servicios en subdivisiones, fraccionamientos, condominios, desarrollos especiales y construcciones;
- XXII. Determinar los requisitos y procedimientos para autorizar la asignación, forma de instalación, rectificación y cambio de nomenclatura de fraccionamientos, vialidades, parques, jardines, plazas, sitios y monumentos históricos y todo aquel lugar factible de otorgársele denominación y someterlo a la aprobación del Ayuntamiento;
- XXIII. Ejercer las atribuciones que otorga al Municipio el Código Urbano, la Ley, su Reglamento General y el presente Reglamento en cuanto al desarrollo urbano y asentamientos humanos;
- XXIV. Proveer los elementos para la exacta observancia de la planeación urbana;
- XXV. Establecer una adecuada coordinación con las dependencias y organismos de los gobiernos federal y estatal que realicen acciones de desarrollo urbano y vivienda en el municipio;
- XXVI. Aplicar el procedimiento de conservación de predios y edificaciones a que hace referencia la Normatividad Municipal;
- XXVII. Coadyuvar con las unidades de supervisión en la verificación de la calidad de los materiales y trabajos realizados en las obras de urbanización, así como el avance que se realice en los fraccionamientos, colonias, subdivisiones, condominios y desarrollos especiales;
- XXVIII. Aplicar la normatividad respecto a la constitución de nuevos fraccionamientos, condominios y desarrollos especiales de compatibilidad urbanística, respecto al uso de suelo autorizado;

- XXIX. Requerir los dictámenes correspondientes para liberar las constancias de terminación de obra en la ejecución de la urbanización de subdivisiones, fraccionamientos, condominios y desarrollos especiales;
- XXX. Dictaminar sobre el uso de suelo de bienes inmuebles cuando así le sea requerido;
- XXXI. Someter a la aprobación del Ayuntamiento por medio de la Comisión Edilicia correspondiente, los convenios de reubicación cuando existan conflictos respecto al uso de suelo;
- XXXII. Autorizar, ordenar, controlar y, previa notificación, retirar toda clase de anuncios públicos o privados;
- XXXIII. Autorizar, ordenar, controlar y, previa notificación, retirar el mobiliario urbano;
- XXXIV. Autorizar, ordenar, controlar y previa notificación, el retiro y/o poda de árboles y plantas que forman parte del paisaje natural-urbano;
- XXXV. Asesorar técnica y jurídicamente en los casos que proceda, la regularización de asentamientos humanos irregulares dentro del municipio;
- XXXVI. Coadyuvar con las medidas de carácter preventivo con instituciones y dependencias federales, estatales y municipales que permitan el abatimiento de prácticas irregulares en materia de asentamientos humanos;
- XXXVII. Participar en la suscripción de convenios de colaboración que celebre el Municipio con las dependencias y organismos de los gobiernos federal, estatal y municipales, a fin de promover acciones de regularización de la tenencia de la tierra y asentamientos irregulares;
- XXXVIII. Ejercer las atribuciones que le correspondan al municipio en materia de regulación, control ambiental y ecología de acuerdo a las leyes en la materia;
- XXXIX. Proponer la declaratoria y, en su caso, administrar y manejar las áreas naturales protegidas de competencia municipal, así como proponer zonas de preservación ecológica dentro del territorio municipal;
- XL. Determinar en el ámbito de su competencia o solicitar ante el Estado y la Federación, según sea el caso, la limitación, modificación o suspensión de actividades comerciales, industriales, de servicios, de desarrollo urbano y turístico que causen deterioro ambiental o alteración del equilibrio ecológico;

- XLII. Fomentar la participación, educación ambiental y corresponsabilidad de la comunidad;
- XLIII. Vigilar en coordinación con la Federación y el Estado el adecuado uso y aprovechamiento de los recursos naturales del territorio municipal;
- XLIV. Participar con el Gobierno del Estado en la evaluación del impacto ambiental de las obras, proyectos o actividades de competencia estatal que se realicen en el territorio municipal;
- XLV. Diseñar, auspiciar y coordinar programas y proyectos de cooperación estatal, nacional e internacional para el desarrollo del uso eficiente de la energía;
- XLVI. Proponer criterios ambientales, especialmente aquellos relacionados con la mitigación de los efectos que tiene en la zona urbana el calentamiento global;
- XLVII. En coordinación con la Secretaría de servicios Públicos Municipales y Organismos Descentralizados, diseñar, proponer y ejecutar campañas de reforestación urbana y rural congruentes con las del Estado y la Federación;
- XLVIII. Dar atención a la denuncia popular que en el ámbito de su competencia presenten los grupos sociales y los particulares interesados o afectados por los problemas ambientales;
- XLIX. Elaborar, implementar y administrar los planes y programas que se establezcan para la creación, expansión, desarrollo, así como la rehabilitación y regeneración de zonas urbanas, y
- XLX. Las demás que le confieren este Reglamento y las disposiciones jurídicas aplicables.

Artículo 7.- Para el estudio y propuesta de reformas al presente Reglamento, se integrará una comisión de reforma, cuyos miembros serán designados por el Secretario de Gobierno Municipal.

La comisión de reforma podrá ampliarse con representantes de asociaciones profesionales y otros organismos e instituciones que la Administración Municipal considere oportuno invitar. En este caso, la Administración Municipal contará con igual número de representantes.

Una vez elaborada el proyecto, éste será analizado y dictaminado por la Comisión de Gobernación Seguridad Pública y Reglamentación del Ayuntamiento, y posteriormente, en su caso, aprobada por el Cabildo en Pleno.

Artículo 8.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, a

través del Departamento de Permisos y Licencias para la Construcción, es el área competente para registrar las solicitudes de licencias de construcción, expedir licencias de construcción, permisos y/o autorizaciones, debe contar cuando menos con un profesional calificado con registro vigente de Director Responsable de Obra o Corresponsable, con objeto de que emita las opiniones especializadas que le sean requeridas.

Sección Tercera **De la Clasificación de las Edificaciones** **de Acuerdo con su Uso y Destino**

Artículo 9.- Para efectos de este Reglamento, la clasificación principal de las construcciones objeto de regulación administrativa urbana está condicionada a los usos, reservas y destinos de áreas y predios indicados en los instrumentos básicos y derivados utilizados en la planeación del desarrollo urbano en la Entidad a través del Sistema de Planeación del Ordenamiento Territorial y Desarrollo Urbano: el Programa Estatal de Ordenamiento Territorial y Desarrollo Urbano; los programas de zonas metropolitanas; los programas de desarrollo urbano de conurbaciones interestatales e intraestatales; los programas municipales de ordenamiento territorial y desarrollo urbano; los programas de desarrollo urbano de los centros de población; los programas parciales de desarrollo urbano; los programas sectoriales de desarrollo urbano; los programas regionales de ordenamiento territorial y desarrollo urbano; los programas subregionales de ordenamiento territorial y desarrollo urbano; los esquemas de planeación simplificada; y los centros de servicios rurales vigentes en el Estado y el Municipio de Guadalupe.

En la tabla siguiente se presenta el catálogo en el cual se clasifican todos los edificios por medio de la actividad y función del espacio que se va utilizar.

Se identifican seis grupos principales de usos y destinos:

1. Habitacional;
2. Servicios;
3. Industria;
4. Espacios abiertos;
5. Infraestructura; y
6. Agricultura y ganadería.

Para el primer grupo principal (habitacional), las construcciones se sub-clasifican de acuerdo al Rango (dimensiones de la construcción sobre un espacio específico - superficie o altura), el cual está condicionado por el costo de la construcción limitando la superficie y los espacios construidos, así como el nivel de ocupación.

En los siguientes grupos principales, las construcciones se sub-clasifican de acuerdo a sectores económicos.

Género Clasificación de acuerdo a su uso (destino) y función	Magnitud (metros cuadrados construidos) e Intensidad de Ocupación
1. Habitación	
1.1. Unifamiliar	
1.1.1. Acciones de mejoramiento de vivienda existente	24 m ² mínimo
1.1.2. Vivienda nueva progresiva popular	32 m ² mínimo
1.1.3. Vivienda nueva terminada (Vivienda Interés Social)	60 m ² mínimo
1.1.4. Vivienda tipo medio (Vivienda de Interés Medio)	61 a 250 m ²
1.1.5. Vivienda Residencial	251 m ² o más
1.2. Plurifamiliar (multifamiliar)	
1.2.1.	Hasta 4 niveles
1.2.2.	De 5 hasta 10 niveles
1.2.3.	Más de 10 niveles
2. Servicios	
2.1. Oficinas	
2.1.1. Oficinas Públicas	
2.1.1.1.	Hasta 30 m ²
2.2.1.2.	De 31 hasta 100 m ²
2.1.1.3.	De 101 hasta 1,000 m ²
2.1.1.4.	Más de 1,000 m ²
2.1.2. Oficinas Privadas	
2.1.2.1.	Hasta 30 m ²
2.2.2.2.	De 31 hasta 100 m ²
2.1.2.3.	De 101 hasta 1,000 m ²
2.1.2.4.	Más de 1,000 m ²
	Hasta 19 m ²
2.1.2.5. Oficinas privadas Área rentable sin circulaciones.	De 20 hasta 150 m ²
	Más de 150 m ²
2.2. Comercio	
2.2.1. Almacenamiento y abasto (centrales de abasto o bodegas de	Unidad Básica de Servicio =1 m ² construido

Género Clasificación de acuerdo a su uso (destino) y función	Magnitud (metros cuadrados construidos) e Intensidad de Ocupación
productos perecederos, de acopio y transferencia, bodegas de semillas, huevos, lácteos o abarrotes, depósitos de maderas, vehículos, maquinaria, gas líquido, combustibles, gasolineras, depósitos de explosivos, rastros, frigoríficos u obradores, silos y tolvas)	De 130 hasta 255 m ² De 256 hasta 500 m ² De 501 hasta 1,000 m ² De 1,001 hasta 5,000 m ² Más de 5,000 m ²
2.2.2. Tiendas de productos básicos al menudeo (abarrotes, combustible, comida elaborada, vinaterías, panaderías, venta de granos, semillas, forrajes, chiles, tortillerías, artículos en general, farmacias, boticas y droguerías)	Unidad Básica de Servicio =1 m ² De 6 a 30 m ² De 31 hasta 250 m ² Más de 250 m ² Hasta 250 m ²
2.2.3. Tiendas de especialidades (un solo género de productos)	De 251 hasta 5,000 m ² Más de 5,000 m ² Hasta 250 m ²
2.2.4. Tiendas de autoservicio	De 251 hasta 5,000 m ² Más de 5,000 m ² Hasta 2,500 m ²
2.2.5. Tiendas departamentales	De 2,501 hasta 5,000 m ² De 5,001 hasta 10,000 m ² Más de 10,000 m ² Hasta 4 niveles
2.2.6. Centros comerciales y mercados	Más de 4 niveles
2.2.7. Venta de materiales y vehículos (materiales de construcción, eléctricos, sanitarios, ferreterías, vehículos, maquinaria, refacciones, deshuesaderos, talleres de vehículos y	Hasta 250 m ² De 251 hasta 500 m ² De 501 hasta 1,000 m ²

Género Clasificación de acuerdo a su uso (destino) y función	Magnitud (metros cuadrados construidos) e Intensidad de Ocupación
maquinaria) y similares	De 1,001 hasta 5,000 m ² De 5,001 hasta 10,000 m ² Más de 10,000 m ²
2.2.8. Tiendas de servicios (baños públicos, salones de belleza, peluquerías, lavanderías, tintorerías, sastrerías, talleres de reparación de artículos en general, servicios de limpieza y mantenimiento de edificios, servicios de alquiler de artículos en general, gimnasios y albercas)	Hasta 100 m ² De 101 hasta 500 m ² Más de 500 m ²
2.3. Salud	
2.3.1. Unidad Médica de Primer Contacto	Unidad Básica de Servicio = consultorio menos de 75 m ² De 75 hasta 150 m ² De 151 hasta 225 m ²
2.3.2. Clínicas	Unidad Básica de Servicio = consultorio menos de 75 m ² De 300 hasta 450 m ² De 451 hasta 900 m ²
2.3.3. Clínica Hospital	Unidad Básica de Servicio = consultorio de especialidad y cinco camas de hospitalización, 600 m ² De 600 hasta 1,800 m ² De 1,801 hasta 8,400 m ² De 8,401 hasta 12,000 m ²
2.3.4. Hospital General	Unidad Básica de Servicio = cama de hospitalización 90 m ² De 9,000 hasta 32,400 m ² De 32,401 hasta 45,000 m ²

Género Clasificación de acuerdo a su uso (destino) y función	Magnitud (metros cuadrados construidos) e Intensidad de Ocupación
2.3.5. Hospital de Especialidades	Unidad Básica de Servicio = cama de hospitalización 65 m ² De 3,250 hasta 13,000 m ² De 13,001 hasta 39,000 m ²
2.3.6. Unidad de Urgencias	Unidad Básica de Servicio = cama de urgencias 30 m ² De 240 hasta 360 m ² De 360 hasta 1,500 m ²
2.4. Asistencia Social	
2.4.1. Casa Cuna	Unidad Básica de Servicio = módulo de 9 cunas 50 m ² De 250 hasta 500 m ² De 501 hasta 1,000 m ²
2.4.2. Guardería	Unidad Básica de Servicio = módulo de 9 cunas 50 m ² De 400 hasta 600 m ² De 601 hasta 1,200 m ²
2.4.3. Centro de integración juvenil	Unidad Básica de Servicio = 1m ² De 250 hasta 500 m ² De 501 hasta 1,000 m ² Más de 1,000 m ²
2.4.4. Hogar de indigentes	Unidad Básica de Servicio = cama 20 m ² De 200 hasta 1,000 m ² De 1,001 hasta 4,000 m ² Más de 4,000 m ²
	Unidad Básica de Servicio

Género Clasificación de acuerdo a su uso (destino) y función	Magnitud (metros cuadrados construidos) e Intensidad de Ocupación
2.4.5. Hogar de ancianos	= cama 20 m ² De 3,000 hasta 6,000 m ² De 6,001 hasta 12,000 m ² De 12,001 hasta 24,000 m ² Más de 24,000 m ²
2.4.6. Velatorio	Unidad Básica de Servicio = capilla ardiente 115 m ² De 230 hasta 460 m ² De 461 hasta 690 m ² Más de 690 m ²
2.5. Asistencia animal	
2.5.1. Asistencia animal	De 6 hasta 30 m ² De 31 hasta 300 m ² Más de 300 m ²
2.6. Educación y Cultura	
2.6.1. Educación Elemental (Jardín de Niños)	Unidad Básica de Servicio = Aula de 83 m ² construidos en 212 m ² terreno De 249 hasta 498 m ² De 499 hasta 749 m ² Más de 749 m ²
2.6.2. Educación básica (Primaria y Secundaria)	Unidad Básica de Servicio = Aula de 117 m ² construidos en 390 m ² terreno De 702 hasta 1,755 m ² De 1,756 hasta 2,106 m ² Más de 2,106 m ²

Género Clasificación de acuerdo a su uso (destino) y función	Magnitud (metros cuadrados construidos) e Intensidad de Ocupación
2.6.3. Educación media	Unidad Básica de Servicio = Aula de 175 m ² construidos en 750 m ² terreno De 525 hasta 2,625 m ² De 2,626 hasta 3,150 m ² Más de 3,150 m ²
2.6.4. Educación superior	Unidad Básica de Servicio = Aula de 240 m ² construidos en 880 m ² terreno De 4,080 hasta 13,440 m ² De 13,441 hasta 39,840 m ²
2.6.5. Institutos científicos	Unidad Básica de Servicio = Aula de 240 m ² construidos en 880 m ² terreno De 2,400 hasta 3,600 m ² De 3,601 m ² hasta 4,800 m ² Más de 4,800 m ²
2.6.6. Internados	más de 10 niveles
2.7. Centros de información	
2.7.1. Archivos, centros de procesamiento de información, bibliotecas, hemerotecas	hasta 500 m ² o hasta 4 niveles más de 500 m ² o más de 4 niveles
2.8. Instalaciones religiosas	
2.8.1. Templos y lugares de culto y seminarios	Hasta 150 concurrentes Más de 150 concurrentes Considerar un asistente por cada 0.8 m ² construidos.
2.9. Sitios históricos	
2.9.1. Sitios históricos	cualquier magnitud

Género Clasificación de acuerdo a su uso (destino) y función	Magnitud (metros cuadrados construidos) e Intensidad de Ocupación
2.10. Recreación	
2.10.1. Instalaciones para exhibiciones (jardines botánicos, zoológicos, acuarios, museos, galerías de arte, exposiciones temporales y planetarios).	<p>hasta 1,000 m²</p> <p>de 1,001 m² hasta 10,000 m²</p> <p>más de 10,000 m²</p> <p>más de 4 niveles</p>
2.10.2. Alimentos y bebidas (cafés, fondas, restaurantes, cantinas, bares, cervecerías y centros nocturnos).	<p>Hasta 120 m²</p> <p>Hasta 150 concurrentes</p> <p>Más de 150 concurrentes</p>
2.10.2.1. sin venta de bebidas alcohólicas.	Considerar un asistente por cada 1.2 m ² construido para 2.10.2.1.
2.10.2.2. con venta de bebidas alcohólicas	Considerar un asistente por cada 0.9 m ² construido para 2.10.2.2.
2.10.3. Entretenimiento (auditorios, teatros, cines, salas de concierto, cinetecas, centros de convenciones, teatros al aire libre, ferias, circos y autocinemas)	<p>Hasta 150 concurrentes</p> <p>Más de 150 concurrentes</p>
	Considerar un asistente por cada 1 m ² construido
2.10.4. Recreación social (centros comunitarios, culturales, clubes campestres, clubes sociales y salones para banquetes, fiestas o baile).	<p>Hasta 150 concurrentes</p> <p>Más de 150 concurrentes</p>
	Considerar un asistente por cada 1.2 m ² construido.
2.10.5. deportes (pistas de equitación, lienzos charros, canchas y centros deportivos, clubes de golf, estadios, hipódromos, autódromos, galgódromos, velódromos, campos de tiro, albercas, plazas de toros, boliches, billares, pistas de patinaje, juegos electrónicos o de mesa)	<p>Hasta 3,000 m²</p> <p>Más de 3,000 m²</p> <p>Hasta 150 concurrentes</p>
	De 151 hasta 1,000 concurrentes
	De 1,001 hasta 10,000

Género Clasificación de acuerdo a su uso (destino) y función	Magnitud (metros cuadrados construidos) e Intensidad de Ocupación concurrentes
<p>Más de 10,000 concurrentes</p> <p>Considerar un asistente por cada 2 m² construidos</p>	
2.11. Alojamiento	
2.11.1. Hoteles	<p>Hasta 100 cuartos</p> <p>Más de 100 cuartos</p> <p>Hasta 4 niveles</p> <p>De 5 hasta 10 niveles</p> <p>Más de 10 niveles</p>
2.11.2. Moteles	<p>Hasta 100 cuartos</p> <p>Más de 100 cuartos</p> <p>Hasta 4 niveles</p> <p>De 5 hasta 10 niveles</p> <p>Más de 10 niveles</p>
2.11.3. Casas de huéspedes y albergues	<p>Hasta 15 ocupantes</p> <p>De 16 a 100 ocupantes</p> <p>Más de 100 ocupantes</p>
2.11.4. Hostales y Hoteles pequeños.	Menos de 100 Cuartos
2.12. Seguridad	
2.12.1. Defensa (fuerza aérea, armada y ejército)	<p>Más de 150 ocupantes</p> <p>Cualquier magnitud</p>
2.12.2. Policía (garitas o casetas, estaciones centrales de policía, encierro de vehículos)	Cualquier magnitud
2.12.3. Estación de bomberos.	Cualquier magnitud
2.12.4. Reclusorios y reformatorios	Cualquier magnitud

Género Clasificación de acuerdo a su uso (destino) y función	Magnitud (metros cuadrados construidos) e Intensidad de Ocupación
2.12.5. Emergencias (puestos de socorro y centrales de ambulancias)	Cualquier magnitud
2.12.6. Seguridad Privada.	Hasta 150 ocupantes
2.13. Servicios Funerarios	
2.13.1. Cementerios	Hasta 1,000 fosas
	Más de 1,000 fosas
2.13.2. Crematorios	Con crematorio
2.13.3. Agencias funerarias	Cualquier magnitud
	Hasta 300 m ²
	De más de 300 m ² Hasta 150 concurrentes
2.13.4. Criptas	Más de 150 concurrentes Dentro de cementerios
	En espacios de culto Otros
2.14. Comunicaciones y Transportes	
2.14.1. Estaciones y terminales de transportes terrestres	Hasta 1,000 m ² cubiertos
	Más de 1,000 m ² cubiertos
2.14.2. Estacionamientos	Hasta 150 cajones
	Más de 150 cajones
	Hasta 4 niveles
2.14.3. Transportes aéreos	Más de 4 niveles
2.14.4. Comunicaciones (Agencias y centrales de correos, telégrafos y teléfonos, estaciones de radio y televisión, estudios cinematográficos, cinetecas, bases de telefonía celular y radiotelefonía)	cualquier magnitud

Género Clasificación de acuerdo a su uso (destino) y función	Magnitud (metros cuadrados construidos) e Intensidad de Ocupación
2.14.5. Carreteras (A4, A2, B, C)	Cualquier magnitud para un T.D.P.A. mayor de 500 vehículos
2.14.6. Libramientos y entronques	Cualquier magnitud
2.14.7.-Puentes vehiculares y peatonales	Cualquier magnitud
2.14.8. Acceso a paradores turísticos	Cualquier magnitud
2.14.9. Vías férreas	Cualquier magnitud
2.14.10. Pistas de aterrizaje y acceso	Cualquier magnitud
2.14.11. Patio de maniobras en terminales de carga	Cualquier magnitud
3. Industria	
3.1. Industria ligera	Hasta 50 trabajadores Hasta 2,500 m ² Hasta 15 m de altura
3.2. Industria mediana	De 51 hasta 250 trabajadores De 2,501 hasta 10,000 m ² Hasta 15 m de altura
3.3. Industria pesada	Más de 250 trabajadores Más de 10,000 m ² Más de 15 m de altura
4. Espacios Abiertos	
4.1. Plazas y explanadas	Hasta 1,000 m ² De 1,001 m ² hasta 10,000 m ² Más de 10,000 m ²
4.2. Jardines y parques	Hasta 1 ha De 2 ha Hasta 5 ha De 6 ha Hasta 50 ha

Género Clasificación de acuerdo a su uso (destino) y función	Magnitud (metros cuadrados construidos) e Intensidad de Ocupación
	Más de 50 ha
5. Infraestructura	
5.1. Plantas, estaciones y subestaciones eléctricas	Cualquier magnitud
5.2. Torres, antenas, mástiles y chimeneas.	Hasta 8 m de altura De 9 m hasta 30 m de altura
5.3. Depósitos y almacenes	Más de 30 m de altura Cualquier magnitud
5.4. Cárcamos y bombas	Cualquier magnitud
5.5. Basureros y rellenos sanitarios	Cualquier magnitud
5.6. Infraestructura Hidráulica	
5.6.1. Sistemas de riego	Más de 50 Has
5.6.2. Sistemas de drenaje agrícola	Más de 50 Has
5.6.3. Estructuras de control	Cualquier Magnitud
5.6.4. Rectificación de cauces de ríos y arroyos	Cualquier Magnitud
5.6.5. Sistemas de agua potable	Más de 1.000 habitantes
5.6.6. Sistemas de alcantarillado sanitario	Más de 1.000 habitantes
5.6.7. Sistemas de alcantarillado pluvial	Más de 2 habitantes
5.6.8. Plantas de tratamiento de aguas residuales	Más de 1.000 habitantes
5.6.9. Plantas potabilizadoras	Más de 1.000 habitantes
6. Agrícola, Pecuario y Forestal	
6.1. Agropecuario (Agroindustrias, establos, caballerizas y granjas)	hasta 50 trabajadores de 51 a 250 trabajadores Más de 250 trabajadores hasta 50 trabajadores
6.2. Forestal	de 51 a 250 trabajadores

Género Clasificación de acuerdo a su uso (destino) y función	Magnitud (metros cuadrados construidos) e Intensidad de Ocupación
	Más de 250 trabajadores.

Artículo 10.- La Administración Municipal tendrá la atribución de fijar género y rangos de magnitud que no se encuentran señalados en el artículo anterior cuando las condiciones y circunstancias de la construcción desprendan esta necesidad.

Artículo 11.- En el caso de los géneros y rangos de magnitud señalados que tengan Normas Técnicas Municipales, deberán sujetarse a dichas disposiciones.

Sección Cuarta **De la Clasificación de las Construcciones** **de Acuerdo al Procedimiento y Objetivo de la Acción** **y Operaciones Necesarias**

Artículo 12.- Para efectos de este Reglamento, las construcciones en el Municipio de Guadalupe se clasifican según el procedimiento y objetivo de las acciones y operaciones que se realizarán en su ejecución, de conformidad con la siguiente tabla:

Procedimiento y objetivo	Definición para efectos de este Reglamento
Obra nueva.	Aquella que se construye en un predio o terreno donde no existen elementos o construcciones previas, independientemente de su superficie;
Edificación.	Construcción sobre un predio en sus dimensiones vertical y horizontal (Art. 4 de la Ley);
Modificación.	Procedimiento para cambiar parcialmente una construcción, siempre y cuando mantenga su uso asignado (Art. 4 de la Ley);
Ampliación.	1. Procedimiento que considera

Procedimiento y objetivo	Definición para efectos de este Reglamento
	<p>adicionar a un espacio ya construido para hacer más funcional su uso y aprovechamiento (Art. 4 de la Ley); 2. Crecimiento y aumento de los espacios de una construcción;</p>
Conservación.	<p>1. Acción tendiente a mantener el equilibrio ecológico y preservar el buen estado de la infraestructura, equipamiento, vivienda y servicios urbanos de los centros de población, incluyendo sus valores históricos y culturales (Art. 4 de la Ley);</p> <p>2. Acciones tendientes a mantener en equilibrio el medio en el que se localizan los bienes culturales: Conjuntos Históricos y Tradicionales definidos como todo grupo de construcciones y de espacios, que constituyan un asentamiento humano, tanto en medios urbanos como en medios rurales, cuya cohesión y valor son reconocidos desde el punto de vista arqueológico, arquitectónico, histórico, estético o sociocultural y que deberán ser conservados en toda su integridad (INAH);</p>
Reparación.	<p>Acción para corregir deficiencias estructurales, funcionales o estéticas de</p>

Procedimiento y objetivo	Definición para efectos de este Reglamento
	un inmueble, monumento o zona, generadas por deterioro natural o inducido, con el criterio de reintegrarlo, en lo posible, a su estado original ocupación (Art. 4 de la Ley);
Reacondicionamiento.	Conjunto de acciones para que una edificación y espacio público o privado, en un estado importante de deterioro o abandono, sea habilitado para utilizarse en condiciones adecuadas que garanticen su apropiada ocupación (Art. 4 de la Ley);
Restauración.	<p>Conjunto de obras de carácter interdisciplinario que se realizan en inmuebles, espacios abiertos, monumentos o zonas de patrimonio urbanístico arquitectónico con algún deterioro natural o inducido. Se basa en un proceso de estudio para restituirle sus valores, protegerlo como fuente de conocimiento y para garantizar su permanencia para las generaciones futuras (Art. 4 de la Ley).</p> <p>En la disciplina de la Restauración existen cuatro grados de intervención: la Preservación, la Conservación, la Restauración y el Mantenimiento;</p>
Remodelación.	Acción encaminada al cambio o

Procedimiento y objetivo	Definición para efectos de este Reglamento
	mejoramiento de la fisonomía de una edificación o del espacio urbano, generalmente en áreas específicas que modifica el funcionamiento;
Reconstrucción.	Reparación o nueva construcción de una edificación destruida, deteriorada o dañada (Art. 4 de la Ley);
Rehabilitación.	Acción para mejorar las condiciones edificadas y de habitabilidad de un edificio, un barrio o zona de una área urbana o rural y su entorno, conservando sus funciones y las de la comunidad que la habita ocupación (Art. 4 de la Ley);
Uso y Destino.	Acción o aprovechamiento de la construcción;
Mantenimiento.	<p>1. Conjunto de operaciones necesarias para asegurar el funcionamiento constante de un sistema o instalación para su rendimiento óptimo, vigilando conservar la seguridad de servicio, sin agredir al ambiente. Son las acciones concretas o necesarias para prevenir y corregir el deterioro o las fallas en los bienes o servicios para la comunidad, con objeto de usarlos en óptimas condiciones (Art. 4 de la Ley);</p> <p>2. Operaciones necesarias para evitar la degradación o deterioro de un bien</p>

Procedimiento y objetivo	Definición para efectos de este Reglamento
	<p>mueble o inmueble, que puede ser de carácter preventivo o correctivo: a) Mantenimiento preventivo.- Va desde el aseo diario hasta los resanes menores en daños como, desportilladura, fisuras capilares y combate de la fauna y flora nocivas. b) Mantenimiento correctivo.- Consiste en reparaciones y reposiciones de rutina en daños menores y habituales en los bienes muebles e inmuebles, causados por el uso diario o las acciones de elementos naturales;</p>
Demolición.	<p>Acción de tirar a tierra construcciones o parte de ellas. Serie de operaciones necesarias en los trabajos para deshacer, desmontar cualquier construcción o elementos que la integra, serie de operaciones destinadas a deshacer cualquier tipo de estructura o parte de la misma hasta los límites y niveles que señale el proyecto, ya sea mediante maquinaria, explosivos, manualmente o combinando cualesquiera de estos procedimientos (Art. 4 de la Ley);</p>
Instalación.	<p>1. Acción o efecto de instalar un conjunto de aparatos y conducciones de los servicios como son: electricidad,</p>

Procedimiento y objetivo	Definición para efectos de este Reglamento
	<p>agua, drenaje, acondicionamiento de aire, entre otros; 2. Estructura que puede variar en tamaño y que es dispuesta de manera particular para cumplir un objetivo específico; Elementos artificiales y no naturales.</p>
<p>Urbanización.</p>	<p>Conjunto de obras civiles que sirve para proporcionar servicios públicos en cuanto a: agua potable, alcantarillado, alumbrado público, instalación telefónica, de televisión y energía eléctrica, gas entubado, guarniciones, banquetas, pavimentos y otros que utilicen la vía pública para proporcionar algún servicio.</p>

Artículo 13.- El presente Reglamento tiene aplicación a los sistemas convencionales o contemporáneos de construcción que se registran en la realidad urbana municipal.

Cuando se trate de otros sistemas constructivos deberá observarse lo siguiente:

- I. En el caso de sistemas contemporáneos de autoconstrucción en zonas urbanas o en proceso de urbanización, podrán expedirse Normas Técnicas en forma de cartillas, folletos o planos de fácil comprensión para autoconstructores que formen parte de la asistencia técnica que las autoridades en materia de construcción brinden a los individuos o grupos organizados legalmente constituidos conforme a las leyes mexicanas de la materia;
- II. En el caso de sistemas tradicionales de construcción o autoconstrucción de viviendas urbanas y rurales o pequeños edificios públicos de servicios, la autoridad municipal determinará los rangos de magnitud dentro de los cuales la construcción, ampliación, rehabilitación y mantenimiento de dichas edificaciones podrá autorizarse; y
- III. En el caso de sistemas constructivos nuevos, poco conocidos en el ámbito municipal o mencionados en este Reglamento, o en proceso de

experimentación, el municipio podrá solicitar asesoría técnica a la Administración Estatal o alguna institución de Educación Superior calificada, para determinar si procede la autorización de los proyectos y las obras, así como la forma de supervisar la ejecución, siempre privilegiando a la protección al medio ambiente y la sustentabilidad del lugar.

TÍTULO SEGUNDO DE LA VÍA PÚBLICA Y OTROS BIENES DE USO COMÚN

Capítulo I Generalidades

Artículo 14.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, normará la existencia de la vía pública aplicando las disposiciones indicadas en el artículo 65 del Reglamento General.

Artículo 15.- La estructura de vialidades generales en asentamientos humanos, incluye calles, andadores, pavimentos, banquetas, guarniciones, nomenclatura, señalización y circulación. Para su clasificación dependerá de su grado de desplazamiento y tipo de usuario, y su jerarquía estará definida en los Programas de Desarrollo Urbano aplicables y en el Código Urbano, tomando en consideración lo indicado en el artículo 66 del Reglamento General.

Capítulo II Del Uso de la Vía Pública y De las Instalaciones para las Conducciones Subterráneas y Aéreas en la Vía Pública

Artículo 16.- La ocupación, uso y aprovechamiento de la vía pública estará restringida, salvo en aquellos casos que autorice la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, bajo las disposiciones indicadas en el artículo 67 del Reglamento General.

La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente establecerá los requisitos necesarios para obtener la autorización de la ocupación, uso y aprovechamiento de la vía pública en los casos del párrafo anterior.

En lo relativo al segundo párrafo de la fracción VII del artículo 67 del Reglamento General, las marquesinas podrán sobresalir del alineamiento el ancho de la acera disminuido en 1.00 m, pero sin exceder de 0.60 m.

Artículo 17.- No se permitirá, bajo ninguna circunstancia, que el cercado de la construcción invada el libre paso de peatones y/o vehículos.

Artículo 18.- Todo plano oficial para construcción de fraccionamientos que se pretenda realizar o ejecutar dentro del territorio del Municipio, deberá estar autorizado previamente por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio

Ambiente, debiendo cubrir los procedimientos que establece el Código Urbano. Los terrenos que en dichos planos aparezcan como destinados a vías públicas, por sólo ese hecho, serán excluidos del dominio del fraccionador pasando a ser del dominio público municipal. Estos predios deberán ser registrados por el fraccionador a nombre del Municipio e inscritos en el Registro Público de la Propiedad y de Comercio para los efectos de la cancelación de propiedad particular, debiendo de registrarlos la Sindicatura Municipal, Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente y el Departamento de Catastro en sus controles correspondientes.

Artículo 19.- Corresponde a la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, vigilar el uso de dichos bienes para su libre tránsito, iluminación, ventilación, accesos, así como la conservación y promoción de los elementos naturales y forestales y la fisonomía y paisaje que se conforman en la vía pública, de acuerdo a los ordenamientos respectivos.

Capítulo III De la Nomenclatura

De la Nomenclatura e Identificación de Vías Públicas y Construcciones

Artículo 20.- El Ayuntamiento en coordinación con la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, establecerán la nomenclatura oficial para la denominación de las vías públicas, parques, jardines, plazas y predios que tenga dentro de su demarcación territorial.

Las placas o letreros de señalamiento de calles se determinarán por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente a través de la Unidad de Imagen Urbana, de acuerdo a la imagen urbana de cada sector o zona en cuanto a su forma, tamaño, ubicación y tipografía. En caso de sitios y monumentos históricos deberán coordinarse con el INAH y Junta de Protección, según sea el caso.

Las placas de nomenclatura constituyen parte del mobiliario urbano público, teniendo prohibido los particulares alterar las placas alusivas a los nombres y números establecidos.

Artículo 21.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente será la única dependencia autorizada para expedir las Constancias de Número Oficial, mediante firma autógrafa, digitalizada o electrónica, a solicitud del propietario o poseedor, previo el pago de los derechos que correspondan conforme a la Ley de Ingresos del Municipio vigente al momento del trámite, anexando los siguientes documentos:

- I. Acreditar la propiedad mediante título de propiedad debidamente inscrito en el Registro Público de la Propiedad y del Comercio en el Estado, y

II. Copia del recibo de pago del impuesto predial actualizado.

En ningún caso se emitirá Constancia de Número Oficial, por nomenclatura provisional o no oficial, ni se respetarán los números referidos por otras dependencias para sus contratos, como la CFE o JIAPAZ.

Artículo 22.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, previa solicitud del propietario o poseedor, establecerá solamente un número oficial para cada predio que tenga asignada una clave catastral y su frente dirigido a la vía pública. La asignación del número se dará por el lado más corto del predio en caso de tener varios frentes y con la referencia de ubicación que se plasme en las escrituras.

Artículo 23.- A los propietarios o poseedores de aquellos inmuebles ubicados en interiores, como pueden ser locales comerciales, edificios multifamiliares, condominios o cualquier edificación que por su carácter así lo requiera, se les podrá conceder la asignación de más de un número oficial, previo pago de los derechos fiscales correspondientes y cumplimiento de los requisitos señalados en el artículo 21 de este Reglamento, así como presentar clave catastral de cada unidad.

Artículo 24.- El número oficial deberá colocarse en parte visible de la entrada de cada predio y deberá ser claramente legible a un mínimo de 20.00 metros de distancia. Tratándose de conjuntos habitacionales, cada sección del conjunto estará claramente identificada por un nombre, letra o número distintivo.

Artículo 25.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente podrá ordenar el cambio del número oficial, previa notificación al propietario o poseedor, estando obligado a colocar el nuevo número en el plazo que se le fije, pudiendo conservar el anterior, noventa días naturales más.

Dicho cambio deberá ser notificado por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, al Servicio Postal Mexicano y de Telégrafos, al Instituto Nacional Electoral, al Registro Público de la Propiedad y del Comercio, al Departamento de Catastro Municipal y demás autoridades que tengan interés del cambio del número oficial, a fin de que se hagan las modificaciones necesarias en los registros correspondientes.

Capítulo IV Del Alineamiento

Artículo 26.- El alineamiento municipal es la traza sobre el terreno que limita el predio respectivo con la vía pública en uso o con la futura vía pública, determinada en los planos y proyectos debidamente aprobados. El alineamiento contendrá las afectaciones y las restricciones de carácter urbano que señale el Código Urbano, los Programas de Desarrollo Urbano, Programas Parciales, Declaratorias y demás normatividad aplicable.

Artículo 27.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, expedirá sobre las vías de jurisdicción municipal Constancia de Alineamiento, mediante firma autógrafa, digitalizada o electrónica, previo pago de los derechos que corresponda conforme a la Ley de Ingresos vigente, para lo cual, el solicitante deberá presentar:

- I. Acreditar la propiedad mediante título de propiedad debidamente inscrito en el Registro Público de la Propiedad y del Comercio en el Estado, y
- II. Copia del recibo de pago del impuesto predial actualizado. Al tratarse de vías de jurisdicción Estatal o Federal, las constancias se emitirán por la Dependencia correspondiente como la Secretaría de Infraestructura de Gobierno del Estado, Petróleos Mexicanos, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, la Comisión Nacional del Agua y/o CFE según el caso. Si entre la expedición de la constancia a que se refiere este artículo y la presentación de la solicitud de licencia de construcción se hubiese modificado el alineamiento en los términos del artículo 26 de este Reglamento, el proyecto de construcción deberá ajustarse a los nuevos requerimientos.

Artículo 28.- Es requisito indispensable la presentación de la constancia de alineamiento municipal correspondiente, para la ejecución de cualquier tipo de obra y los derechos se pagarán conforme a la Ley de Ingresos vigente.

Artículo 29.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente conservará en sus archivos el expediente digital correspondiente a cada predio, el cual será remitido en salvaguarda al Archivo Administrativo e Histórico del Municipio.

Capítulo V De las Restricciones a las Construcciones

Sección Primera Del Uso de Suelo

Artículo 30.- Los Programas de Desarrollo Urbano de los Centros de Población Municipal tienen, entre otros aspectos, las características de ser un instrumento técnico y jurídico, cuyo objeto es el siguiente:

- I. Ordenar y regular el proceso de desarrollo urbano y ordenamiento territorial municipal;
- II. Establecer las bases para las acciones de fundación, mejoramiento, conservación, crecimiento, re-densificación, consolidación y crecimiento, y
- III. Definir sus reservas, provisiones de usos y destinos de suelo.

La finalidad principal de los Programas de Desarrollo Urbano que expida el Ayuntamiento, será mejorar el nivel de vida de los habitantes del municipio, con los principios rectores contenidos en la Ley General de Asentamientos Humanos, Ordenamiento Territorial y Desarrollo Urbano y el Código Urbano.

Artículo 31.- Las áreas urbanizadas, urbanizables y de preservación ecológica podrán dividirlas y clasificarlas en zonas, en las etapas de ocupación y distrito mixto, con el fin de asegurar la ocupación o modificar su uso, destino y reserva territorial, conforme a lo siguiente:

- I. En el uso, se determinará la utilización y aprovechamiento de las áreas y predios para fines particulares, los cuales podrán ser: vivienda, industria, comercio, educación, cultura, salud, asistencia, deporte, abasto, administración, recreación, oficinas y servicios, servicios públicos y privados, seguridad, mantenimiento, equipamiento, convivencia, espectáculos, culto público, actividades extractivas, agropecuario, turismo y alojamiento, rústico y especiales;
- II. En el destino, se determinará de acuerdo a su utilización y aprovechamiento de áreas y predios para fines públicos, esto, de acuerdo a los principales destinos contemplados en los Programas de Desarrollo Urbano y/o Programas Parciales respectivos. Se refiere al equipamiento e infraestructura y se consideran dos tipos:
 - a. Destinos con ubicación definida serán aquellas zonas o predios de un centro de población que se designe para fines públicos, en los cuales, se deberá tener la certeza jurídica de la propiedad o posesión de los mismos, y
 - b. Destinos con ubicación indicativa serán aquellas zonas o predios de un centro de población que se designe para fines públicos, en los cuales, no se tiene la certeza jurídica de la propiedad o posesión de los mismos.
- III. La reserva territorial se determinará con la superficie que será utilizada para la redensificación, consolidación y crecimiento del área urbanizada en su crecimiento.

Ningún predio, construcción, instalación o parte de las mismas podrá ser utilizado, usado u ocupado cuando sea erigida, transportada, ampliada, modificada o rehabilitada si no cumple con las modalidades y restricciones de uso, destino y reserva territorial establecidas en el Programa de Desarrollo Urbano, los Programas Parciales de Desarrollo Urbano, las Declaratorias, Normas Técnicas Municipales o por no exhibir las constancias, licencias, permisos o autorizaciones correspondientes.

Artículo 32.- Las características de las construcciones en los predios ubicados en las zonas definidas en los Programas de Desarrollo Urbano y/o Programas Parciales respectivos, corresponderán a su modalidad de uso y destino previstos para cada zona, conforme a las alternativas siguientes:

- I. En la zona señalada para su uso y destino que sean permitidos, las características de las construcciones deberán ajustarse a los usos o destinos autorizados;
- II. En la zona señalada para su uso y destino que sean condicionados, las características de las construcciones deberán atender a las condiciones establecidas para el uso o destino que estén comprendidos en esa clasificación; y
- III. No se autorizarán construcciones cuya ubicación, uso y destino se clasifiquen como prohibidos.

En las características genéricas de los edificios, el uso o destino de los predios se establece en la tipología de construcciones a que se refiere el artículo 9 del presente Reglamento.

Artículo 33.- Las construcciones se sujetarán de acuerdo a sus características y parámetros de intensidad de uso o destino que estén establecidos en el Programa de Desarrollo Urbano, Programas Parciales y sus declaratorias, no excediendo de las modalidades siguientes:

- I. La densidad de ocupación establecida en el Programa de Desarrollo Urbano y Programas Parciales para el uso habitacional, expresado por el número de habitantes o viviendas por hectárea;
- II. El Coeficiente de Ocupación del Suelo (COS) indicado para cada zona, expresado como factor o porcentaje de la superficie total del predio que es posible construir en planta baja, dejando libre el resto del terreno. En las zonas en que el Programa de Desarrollo Urbano y Programas Parciales no definan el Coeficiente de Ocupación del Suelo (COS), la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente podrá autorizar construcciones con las características siguientes:

Tamaño de Predios	Construido (Max.)	Libre (Min.)
hasta 100 m ²	85.0%	15.0%
De 101 a 500 m ²	80.0%	20.0%
De 501 a 2,000 m ²	75.0%	25.0%
Más de 2,000 m ²	70.0%	30.0%

- III. El Coeficiente de Utilización del Suelo (CUS) indicado para cada zona en el Programa de Desarrollo Urbano y Programas Parciales, expresado como factor o porcentaje de la superficie total del predio que es posible construir en la totalidad de los niveles, tomando como referencia el nivel medio del terreno, incluyendo la planta baja, y sin tomar en cuenta niveles subterráneos. El Coeficiente de Utilización del Suelo (CUS) máximo de ocupación podrá verse reducido como resultado de la aplicación de las restricciones a que se refiere el artículo 39 del presente Reglamento.

Artículo 34.- En las zonas en las que el Programa de Desarrollo Urbano y/o Programas Parciales no definan estos parámetros, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente podrá definirlo para cada predio, pero sin rebasar el factor que se estipule en la Norma Técnica Municipal para este efecto.

Artículo 35.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente al otorgar la constancia de compatibilidad urbanística, permisos o licencias, indicarán los parámetros de intensidad de usos que correspondan a cada predio, advirtiéndolo sobre la posibilidad a que se refiere la fracción III del artículo 33 del presente Reglamento.

Sección Segunda

De las Restricciones a las Construcciones

Artículo 36.- El Ayuntamiento en cada Programa de Desarrollo Urbano y Programa Parcial, de acuerdo a su competencia, fijará las restricciones que juzgue necesarias para la construcción de inmuebles en las zonas o en predios específicos.

Artículo 37.- Las restricciones que se estipulen en el Programa de Desarrollo Urbano y/o Programas Parciales, deberán ser asentadas por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, de acuerdo con su competencia, en las constancias de compatibilidad urbanística de construcción que sean aplicables.

Artículo 38.- Las restricciones podrán ser como mínimo, las siguientes:

- I. Los paramentos o paños de las construcciones hacia la calle deberán guardar respecto al alineamiento oficial, la distancia que indique el Programa de Desarrollo Urbano y/o Programa Parcial respectivo;
- II. Se respetará una distancia mínima entre los paramentos de las edificaciones y las colindancias hacia las que están orientados de acuerdo a lo que indique el Programa de Desarrollo Urbano y/o Programa Parcial respectivo;
- III. Las modalidades de lotificación o fusión de predios se ajustarán a las disposiciones del Código Urbano, y a las características que determine el Programa de Desarrollo Urbano y/o Programa Parcial respectivo;

- IV. La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, de acuerdo con su competencia, podrá otorgar o negar la constancia de compatibilidad urbanística y la licencia de construcción, observando si fueron autorizadas o no, las dimensiones mínimas, la ubicación y el uso que pueda tener el predio que sea resultado de la fusión, subdivisión o relotificación conforme al Código Urbano y demás ordenamientos de la materia;
- V. La construcción no excederá de una altura máxima en las zonas, manzanas o predios señalados en el Programa de Desarrollo Urbano y/o Programa Parcial respectivo. Cuando esta altura no se señale expresamente, la construcción no excederá la que resulte de aplicar las disposiciones siguientes:
- a. Ningún punto de un edificio podrá estar a mayor altura de dos veces su distancia mínima a un plano virtual vertical que se localice sobre el alineamiento opuesto de la calle;
 - b. Para los predios que tengan enfrente plazas y jardines, el alineamiento opuesto para los fines de este artículo, se localizará a 5.00 metros hacia adentro de la guarnición de la acera opuesta, la altura del edificio deberá medirse a partir de la cota media de la guarnición de la acera, en el tramo de calle correspondiente al frente del predio;
 - c. Se podrán fijar otras limitaciones sobre la altura de los edificios en determinadas zonas de acuerdo con el Programa de Desarrollo Urbano;
 - d. Cuando una edificación se encuentre ubicada en la esquina entre dos calles con anchuras diferentes, la altura máxima de la edificación con frente a la calle angosta, podrá ser igual a la calle más ancha o, en su caso, hasta una distancia equivalente al ancho de la calle angosta, y
 - e. En las zonas protegidas, la altura máxima de la construcción la determinará la Junta de Protección y Conservación de Monumentos, conforme a la Ley de la materia.

Artículo 39.- En las constancias de compatibilidad urbanística, licencias y permisos, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, de acuerdo con su competencia, asentará si existiera una restricción especial, como las siguientes:

- I. Zonas de restricción: Se considera zona de restricción toda aquella que representa un riesgo para los asentamientos humanos, como pueden ser las siguientes:

- a. Zonas inundables;
 - b. Cauces de escurrimientos no controlados;
 - c. Fallas de estructuras;
 - d. Zonas de deslizamientos;
 - e. Suelos cálcicos con presencia de flujo de agua;
 - f. Suelos expansivos, colapsables y granulares sueltos, dispersivos, corrosivos, altamente orgánicos;
 - g. Zonas de inestabilidad (dunas);
 - h. Zonas de recarga acuífera;
 - i. Huertas o frutales;
 - j. Zona minada;
 - k. Minas; y
 - l. Las demás que se contemplen en los Programas de Desarrollo Urbano, Programas Parciales y Declaratorias, los atlas de riesgo vigentes y otras disposiciones legales aplicables, ya sean de orden local o federal.
- II. Para zonas minadas o de alta productividad minera, se requiere el dictamen para construir que emita la Dirección de Minas del Gobierno del Estado, así como la opinión que al respecto emita el Sistema Estatal de Protección Civil del Gobierno del Estado, conjuntamente con la Coordinación de Protección Civil Municipal.
 - III. Prevenciones junto a servicios subterráneos: La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, de acuerdo a su competencia, determinará las zonas de protección a lo largo de servicios subterráneos tales como viaductos, pasos a desnivel inferior, ductos de infraestructura primaria e instalaciones similares, dentro de cuyos límites solamente puedan realizarse excavaciones, cimentaciones, demoliciones y otras obras;
 - IV. Limitaciones en zonas cercanas a aeropuertos: La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, en coordinación con las autoridades federales y estatales, limitarán las zonas adyacentes a los aeródromos en las que deban establecerse limitaciones a la altura, uso, destino, densidad e intensidad de construcciones, con apego a las reglas internacionales de aviación, que dicten los organismos competentes, y
 - V. Demoliciones e intervenciones en monumentos y zonas protegidas: En los monumentos o zonas protegidas por la federación, estado o municipio,

conforme a la Ley de la materia, sólo podrán ejecutarse las demoliciones, construcciones, obras, instalar anuncios o instalaciones de cualquier naturaleza, aplicar pintura de colores en las fachadas y muros perimetrales exteriores, sólo previa autorización del Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH) y/o de la Junta de Protección y Conservación de Monumentos, conforme a su respectiva competencia.

Sección Tercera De los Estudios Especiales para la Factibilidad de Uso de Suelo

Artículo 40.- Con relación a la superficie y uso general y específico se podrán

- I. Para construcciones con una superficie de 60 a 1,500 m²:

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
01 HABITACIONAL	01.01 Vivienda aislada (campestre)	01.01.01 Casa habitación no integrada a un asentamiento humano			*	
	01.02 Vivienda unifamiliar	01.02.01 Casa habitación para una sola familia en un solo lote.			*	
	01.03 Vivienda plurifamiliar horizontal	01.03.01 Conjunto de dos o más casas dentro de un mismo lote común	x	x	x	x
	01.04 Vivienda plurifamiliar vertical	01.04.01 Dos o más unidades de vivienda agrupadas en edificios verticales.	x	x	x	x
02 ALOJAMIENTO TEMPORAL	02.01 Alojamiento temporal restringido	02.01.01 Casas de Huéspedes, Mesones, Albergues, Pensiones, Posadas, Casa de Asistencia	x	x	x	
		02.01.02 Moteles	x	x	x	
		02.01.03 Trailer Parks y Áreas para Campamento	x	x	x	
	02.02 Alojamiento temporal mixto	02.02.01 Hoteles con restaurantes-bars, centros nocturnos y comercios	x	x	x	
		02.02.02 Villas hoteleras y Condohoteles	x	x	x	
		02.02.03 Cabanes, Bungalows y similares	x	x	x	
02.02.04 Departamentos con servicio de hotelería		x	x	x		

pedir Estudios Especiales emitidos por autoridades estatales y/o municipales para darle validez a la Factibilidad de Uso de Suelo.

GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
03 COMERCIOS Y SERVICIOS	03.01 Comercios y servicios básicos	COMERCIOS BÁSICOS				
		03.01.01 Abarrotos y Misceláneas			*	
		03.01.02 Carnicerías, Fruterías, Panaderías y Tortillerías			*	
		03.01.03 Cañeterías y Restaurantes Familiares	x	x	*	
		03.01.04 Cenadurías, Taquerías, Loncherías, Cocinas Económicas			*	
		03.01.05 Dulcerías, Neverías.			*	
		03.01.06 Farmacias, Boticas y Droguerías			*	
		03.01.07 Ferreterías			*	
		03.01.08 Papelerías, Expendio Revistas y Periódicos			*	
		03.01.09 Supermercados y Tiendas de Autoservicios	x	X	X	
		03.01.10 Venta de Agua Purificada: Autoservicio			*	
		03.01.11 Bancos (sucursales)	X	X	*	
		03.01.12 Carpinterías, Tapicerías y Reparación de Muebles		X	*	
		03.01.13 Cibercafés			*	
		03.01.14 Lavanderías, Tintorerías y Sastrerías			*	
		03.01.15 Peluquerías y Salones de Belleza			*	
		03.01.16 Reparaciones Domésticas y de Artículos del Hogar			*	
	03.01.17 Servicios de Limpieza y Mantenimiento			*		
	03.02 Comercios y servicios especializados	COMERCIOS ESPECIALIZADOS				
		03.02.01 Alfombras, Pisos,			*	

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		Telas y Cortinas				
		03.02.02 Artesanías, Antigüedades y Regalos			*	
		03.02.03 Artículos de Decoración, Deportivos y de Oficina			*	
		03.02.04 Artículos eróticos, venta de			*	
		03.02.05 Automóviles venta de			*	
		03.02.06 Bouterías y Mercerías			*	
		03.02.07 Bicicletas y Motocicletas, venta			*	
		03.02.08 Flores y Artículos de Jardinería			*	
		03.02.09 Galerías de Arte y Artículos de Dibujo y Fotografía			*	
		03.02.10 Instrumentos Musicales y Discos			*	
		03.02.11 Joyerías, Relojerías y Ópticas			*	
		03.02.12 Juguetes y Venta de Mascotas			*	
		03.02.13 Línea Blanca y Aparatos Eléctricos			*	
		03.02.14 Librerías y Papelerías			*	
		03.02.15 Licorerías, venta en botella cerrada y Tabacquerías			*	
		03.02.16 Mueblerías, Muebles y Accesorios de Baños	X	X	*	
		03.02.17 Ropa, Calzado y Accesorios de Vestir			*	
		03.02.18 Refacciones y Accesorios de Vestir			*	
		03.02.19 Talabarterías			*	
		03.02.20 Tlapalcerías y			*	

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		Pinturas, Vidrieras y Espejos				
		SERVICIOS ESPECIALIZADOS				
		03.02.21 Agencias de Viajes			*	
		03.02.22 Salas de Masajes y Spas			+	
		03.02.23 Cajas de Ahorro, Empeño y Préstamo			+	
		03.02.24 Estacionamientos Públicos	X		*	
		03.02.25 Imprentas			+	
		03.02.26 Laboratorios Médicos y Dentales	X	X	*	
		03.02.27 Renta de Vehículos			*	
		03.02.28 Renta y Alquiler de artículos en general			*	
	03.03 Centros de diversión	03.03.01 Billares y Boliches			*	
		03.03.02 Cines y Teatros	X	X	*	
		03.03.03 Salones de Banquetes y Fiestas	X	X	*	
	03.04 Alimentos c/ bebidas alcohólicas	03.04.01 Restaurantes-Bares	X	X	*	
		03.04.02 Centros Danereros y canteleías			*	
		03.04.03 Cantinas, Bares y Video Bares			*	
		03.04.04 Cervezas Preparada, venta de			*	
	03.05 Centros de espectáculos	03.05.01 Centros de Espectáculos	X	X	X	
		03.05.02 Centros Nocturnos y Cabarets	X	X	X	
		03.05.03 Discotecas y Salones de Baile	X	X	X	
	03.06 Centros comerciales	03.06.01 Centro Comerciales	X	X	X	
		03.06.02 Mercados	X	X	X	
		03.06.03 Tiendas de departamentos	X	X	X	

		03.06.04 Tiendas	X	X	X	
USO Y DESTINO		Estudios Especiales				
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		Institucionales				
	03.07 Comercio y servicios de impacto mayor	03.07.01 Auto baños, Llanteras y Servicios de Lubricación Vehicular	X	X	*	
		03.07.02 Materiales de Construcción en local cerrado	X	X	*	
		03.07.03 Mudanzas			*	
		03.07.04 Peleterías			*	
		03.07.05 Talleres mecánicos y Lámina Vehicular	X	X	*	
		03.07.06 Gasolineras	X	X	X	
	03.08 Venta de vehículos y maquinaria	03.08.01 Agencias de vehículos pesados con taller en local cerrado	X	X	*	
		03.08.02 Venta y Renta de Maquinaria Pesada y Semipesada	X	X	*	
		03.08.03 Depósitos de Vehículos		X	*	
	03.09 Comercio temporal	03.09.01 Tianguis			*	
04 OFICINAS ADMINISTRATIVAS	04.01 Oficinas de pequeña escala	04.01.01 Oficinas Privadas Individuales, en edificaciones no mayores a 250 m ² .			*	
	04.02 Oficinas en general	04.02.01 Edificios de Despachos de Oficinas Privadas	X	X	X	
		04.02.02 Oficinas Públicas	X	X	X	
		04.02.03 Oficinas Corporativas Privadas	X	X	X	
05 ABASTO ALMACENAMIENTO Y TALLERES ESPECIALES	05.01 Talleres de servicios y ventas especializadas	05.01.01 Fabricación y venta al público de hielo y agua purificada	X	X	X	
		05.01.02 Madererías y Carpinterías de proceso industrial	X	X	X	

		05.01.03 Materiales de Construcción, Almacén al	X	X	X		
USO Y DESTINO			Estudios Especiales				
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos	
		Aire Libre					
		05.01.04 Patios de Almacenamiento de Contratistas	X	X	*		
		05.01.05 Reparación de Maquinaria de Construcción	X	X	X		
		05.01.06 Talleres de Herrería y Ventanería		X	*		
	05.02 Almacenes, bodegas y ventas al mayoreo	05.02.01 Centrales de Abastos	X	X	X	X	
		05.02.02 Bodegas de Productos que no impliquen alto riesgo	X	X	X	X	
		05.02.03 Distribuidora de Insumos Agropecuarios	X	X	X	X	
	05.02.04 Rastros, Frigoríficos y Obradores	X	X	X	X		
	05.02.05 Viveros			*			
06 MANUFACTURAS E INDUSTRIA	06.01 Manufacturas domiciliarias	06.01.01 Elaboración de dulces, mermeladas, salsas, pasteles y similares		X	*		
		06.01.02 Bordados y costuras			*		
		06.01.03 Cerámica en pequeña escala		X	*		
		06.01.04 Calzado y artículos de cuero, pequeña escala		X	*		
		06.01.05 Joyería y orfebrería, talleres		X	*		
	06.02 Manufacturas menores	06.02.01 Costurerías y Talleres de Ropa				*	
		06.02.02 Encuadernación de libros				*	
		06.02.03 Panificadoras		X	*		
		06.02.04 Imprentas				*	
	06.03 Industria de bajo impacto	ESTABLECIMIENTOS FABRILES DE					
		06.03.01 Acero, Ensamblaje de productos: Gabinetes, Puertas, Mollos	X	X	X	X	

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		06.03.03 Adhesivo, excepto la Manufactura de los Componentes Básicos.			*	
		06.03.04 Alfombras y Tapetes	X	X	X	X
		06.03.05 Alimenticios, Productos	X	X	X	X
		06.03.06 Aluminio, Ensamblaje de Productos	X	X	X	X
		06.03.07 Calcectría	X	X	X	X
		06.03.08 Cerámicos, Productos	X	X	X	X
		06.03.09 Cercho	X	X	X	X
		06.03.10 Cosméticos	X	X	X	X
		06.03.11 Deportivos, Artículos, Pelotas, Guantes, Raquetas	X	X	X	X
		06.03.12 Eléctricos, Artefactos: Lámparas, Ventiladores, Planchas.	X	X	X	X
		06.03.13 Eléctricos, Equipos: Radios, Televisores, excluyendo Maquinaria eléctrica	X	X	X	X
		06.03.14 Electrónica, equipos de	X	X	X	X
		06.03.15 Farmacéuticos, productos	X	X	X	X
		06.03.16 Hule, productos: Globos, Guantes, Suelos	X	X	X	X
		06.03.17 Imprentas Rotativas	X	X	X	
		06.03.18 Instrumentos de precisión, Ópticos, Relojes	X	X	X	X
		06.03.19 Instrumentos Musicales	X	X	X	X
		06.03.20 Jabón o Detergente, Empacadoras únicamente	X	X	X	X
		06.03.21 Juguetes	X	X	X	X
		06.03.22 Laboratorios de Investigación	X	X	X	X
		06.03.02 Aceites Vegetales	X	X	X	X

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		Experimentales o de Pruebas				
		06.03.23 Madera, productos: Muebles, Cajas, Lápices y Similares.	X	X	X	X
		06.03.24 Maletas y Equipajes	X	X	X	X
		06.03.25 Máquina de Escribir, Calculadoras	X	X	X	X
		06.03.26 Motocicletas y Partes, armado únicamente	X	X	X	X
		06.03.27 Muebles y Puertas de Madera	X	X	X	X
		06.03.28 Puntadoras a escala industrial	X	X	X	X
		06.03.29 Papel y Cartón, únicamente productos como: Sobres, Hojas, Bolsas, Cajas.	X	X	X	X
		06.03.30 Paraguas	X	X	X	X
		06.03.31 Perfumes	X	X	X	X
		06.03.32 Persianas, Toldos	X	X	X	X
		06.03.33 piel, Artículos: Zapatos, Cinturones, incluyendo Tenerías proceso seco	X	X	X	X
		06.03.34 Plástico, Productos: Vajillas, Discos, Botones	X	X	X	X
		06.03.35 Refrigeradores, Lavadoras, Secadoras	X	X	X	X
		06.03.36 Rolando y Doblado de Metales: Clavos, Navajas, Utensilios de Cocina	X	X	X	X
		06.03.37 Ropa General	X	X	X	X
		06.03.38 Ventanas y Similares de Herrería	X	X	X	X
		06.03.39 Yute, Sisal o cáñamo, únicamente productos	X	X	X	X
		06.03.40 Embotelladores de	X	X	X	X

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		06.05.16 Tabaco, Productos	X	X	X	X
		06.05.17 Telas y Otros Productos Textiles	X	X	X	X
	06.06. Almacenamiento de mediano impacto	06.06.01 Depósitos de Camiones y Maquinaria Pesada	X	X	X	X
		06.06.02 Estiércol y Abonos Orgánicos y Vegetales, Almacenamiento	X	X	X	X
		06.06.03 Tiraderos de Chatarra	X	X	X	X

		ESTABLECIMIENTO FABRILES DE				
		06.07.01 Acero, Productos Estructurales: Varilla, Vigas, Rieles, Alambres.	X	X	X	X
		06.07.02 Asbestos	X	X	X	X
		06.07.03 Asfalto o Productos Asfálticos	X	X	X	X
		06.07.04 Azúcar, Proceso de Refinado	X	X	X	X
		06.07.05 Cemento	X	X	X	X
		06.07.06 Cerrillos	X	X	X	X
		06.07.07 Cerámica: vajillas, lonetas de recubrimiento	X	X	X	X
		06.07.08 Fertilizantes	X	X	X	X
		06.07.09 Fundición, Aleación o Reducción de Metales	X	X	X	X
		06.07.10 Gelatinas, Cola y Apresto	X	X	X	X
		06.07.11 Hule Natural y Sintético. Incluyendo Llantas y Cámaras	X	X	X	X
		06.07.12 Incineración de Basura	X	X	X	X
		06.07.13 Insecticidas, Fungicidas, desinfectantes o componentes químicos relacionados	X	X	X	X
		06.07.14 Linólicos	X	X	X	X

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		06.07.15 Madera, Procesamiento Triplay, Pulpas o aglomerados	X	X	X	X
		06.07.16 Metal Fundido o Productos de Tipo Pesado: Rejas de Hierro Forjado	X	X	X	X
		06.07.17 Metal o Productos de Metal, Procesos de Esmaltado, Laqueado, Galvanizado.	X	X	X	X
		06.07.18 Monumentos, sin límite de procesamiento	X	X	X	X
		06.07.19 Partes de Automóviles y Camiones	X	X	X	X
		06.07.20 Películas Fotográficas	X	X	X	X
		06.07.21 Petróleo o Productos de Petróleo Refinado	X	X	X	X
		06.07.22 Pinturas, Barnices	X	X	X	X
		06.07.23 Plásticos, Procesamiento de Productos	X	X	X	X
		06.07.24 Porcelanizados, Incluyendo Muebles de Baño y Cocinas	X	X	X	X
		06.07.25 Químicos: Acetileno, Anilinas, Amoníaco, Carburos, Sosa Caustica, Celulosa, Cloro, Carbón Negro, Creosota, Agentes Exterminadoras, Hidrógeno, Alcohol, Industrial, Potasio, Resinas Sintéticas y Materiales e Plásticos, Fibras Sintéticas.	X	X	X	X
		06.07.26 Químicos: Ácido Hidroclorídico, Fósforo, Sulfúrico y Derivados.	X	X	X	X
		06.07.27 Radioactivos: Manejo y Almacenamiento	X	X	X	X

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
GENÉRICO		de desechos radioactivos				
		06.07.28 Solventes, Extracción	X	X	X	X
		06.07.29 Tenerías, Proceso Húmedo	X	X	X	X
		06.07.30 Tintas	X	X	X	X
		06.07.31 Vidrio o Cristal de Vidrio	X	X	X	X
		06.07.32 Yeso	X	X	X	X
	06.08 Almacenamiento de alto impacto	06.08.01 Explosivos, almacenamiento; Cumpliendo las Disposiciones de la Matra.	X	X	X	X
		06.08.02 Fertilizantes	X	X	X	X
		06.08.03 Gas L.P. Almacenamiento y Distribución	X	X	X	X
		06.08.04 Insecticidas, Fungicidas, Desinfectantes o componentes químicos relacionados	X	X	X	X
		06.08.05 Petróleo o Productos de Petróleo, Almacenamiento y Manejo	X	X	X	X
		06.08.06 Plantas Frigoríficas	X	X	X	X
	07 EQUIPAMIENTO O URBANO	07.01 Equipamiento urbano de barrio	EDUCACIÓN			
07.01.01 Jardín de Niños			X	X	X	X
07.01.02 Escuelas Primarias			X	X	X	X
07.01.03 Escuelas para Atípicos			X	X	X	X
07.01.04 Escuelas de Capacitación Laboral			X	X	X	X
07.01.05 Escuelas Secundarias Técnicas			X	X	X	X
CULTURA						
07.01.06 Bibliotecas			X	X	X	X
07.01.07 Centros de Promoción Social			X	X	X	X
SALUD						
07.01.08 Unidad Médica de	X	X	X	X		

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		07.02.07 Hospital General	X	X	X	X
		07.02.08 Hospital de Especialidades	X	X	X	X
		07.02.09 Unidad de Urgencias	X	X	X	X
		ASISTENCIA PÚBLICA				
		07.02.10 Centros e Integración Juvenil	X	X	X	X
		07.02.11 Crematorios, Velatorios y Funerarias	X	X	X	X
		DEPORTE Y ESPECTÁCULOS				
		07.02.12 Unidades Deportivas	X	X	X	X
		07.02.13 Albricas Públicas	X	X	X	X
		07.02.14 Estadios, Arcnas y Plazas de Toros	X	X	X	X
		COMUNICACIONES				
		07.02.15 Oficinas y Administración de Carreos	X	X	X	X
		07.02.16 Oficinas y Administración de Telegrafos	X	X	X	X
		TRANSPORTE				
		07.02.17 Estación de Autobuses Urbano	X	X	X	X
		07.02.18 Sitios de Taxis				
		SERVICIOS URBANOS				
		07.02.19 Comandancia de Policía				
		07.02.20 Estaciones de bomberos	X	X	X	X
		ADMINISTRACIÓN PÚBLICA				
		07.02.21 Agencias Municipales				
		07.02.22 Delegaciones Municipales				
	07.03 Equipamiento Regional	07.03.01 Aeropuertos Civiles y Militares	X	X	X	X
		07.03.02 Terminales de Autobuses Foráneos	X	X	X	X

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		07.03.03 Terminales de Carga	X	X	X	X
		07.03.04 Estaciones de Ferrocarril, Carga y Pasajeros	X	X	X	X
		07.03.05 Instalaciones Portuarias	X	X	X	X
08 ÁREAS DE ALTO RIESGO	08.01 Equipamiento Especial	08.01.01 Depósito de Combustible	X	X	X	X
		08.01.02 Depósito de Desechos Industriales	X	X	X	X
		08.01.03 Actividades Industria Petrolera	X	X	X	X
		08.01.04 Rollcos Sanitarios	X	X	X	X
		08.01.05 Instalaciones Militares y Cuarteles	X	X	X	X
		08.02.06 Panteones y Cementerios	X	X	X	X
		08.01.07 Centros de Readaptación Social	X	X	X	X
		08.01.08 Tribunales y Juzgados	X	X	X	X
09 INSTALACIONES DE INFRAESTRUCTURA	09.01 Instalaciones de infraestructura	09.01.01 Plantas Potabilizadoras	X	X	X	X
		09.01.02 Plantas de Tratamiento	X	X	X	X
		09.01.03 Plantas Termoelectricas	X	X	X	X
		09.01.04 Estaciones de Bombeo	X	X	X	X
		09.01.05 Estructuras para Equipamiento de Telecomunicación	X	X	X	X
		09.01.06 Subestaciones Eléctricas	X	X	X	X
		09.01.07 Tanques de almacenamientos de Agua				
		09.01.08 Gasoductos, oleoductos y similares	X	X	X	X
10 ESPACIOS ABIERTOS	10.01 Espacios Abiertos	10.01.01 Parques Urbanos	X	X	X	X
		10.01.02 Jardines				

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		10.01.03 Plazas	X	X	X	X
		10.01.04 Parque Regional	X	X	X	X
	10.02 Áreas de Valor Ambiental	10.02.01 Áreas de Conservación Ecológica				
11 APROVECHAMIENTO DE RECURSOS NATURALES	11.01 Explotación forestal	11.01.01 Silvicultura, Viveros Forestales, Tala de Árboles y Aserraderos	X	X	X	X
	11.02 Explotación piscícola	11.02.01 Acuicultura		X	*	
	11.03 Actividades extractivas	11.03.01 Bancos de Minerales no Metálicos	X	X	X	X
12 ACTIVIDADES AGROPECUARIAS	12.01 Agropecuarios extensivo	12.01.01 Todo Tipo de Cultivos, Pastizales y Agostaderos				
	12.02 Establos y zahúrdas	12.02.01 Acopa y Cría de Ganado Mayor y Menor		X	*	
		12.03.01 Cultivo de Frutales, Hortalizas y Flores				
	12.03 Granjas y Huertos	12.03.02 Granjas Avícolas y Apícolas.			X	*

* El análisis de riesgo será cuando el predio este en zonas de riesgo de acuerdo al Programa de Desarrollo Urbano y Programas Parciales respectivos y a los atlas de riesgos vigentes.

II. En los casos de las construcciones correspondientes al grupo A del artículo 239

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
01 HABITACIONAL	01.01 Vivienda aislada (campesino)	01.01.01 Casa habitación no integrada a un asentamiento humano			X	
	01.02 Vivienda unifamiliar	01.02.01 Casa habitación para una sola familia en un solo lote.			X	
	01.03 Vivienda plurifamiliar horizontal	01.03.01 Conjunto de dos o más casas dentro de un mismo lote común	X	X	X	X

	01.04 Vivienda plurifamiliar vertical	01.04.01 Dos o más unidades de vivienda agrupadas en edificios verticales.	x	x	x	x
02 ALOJAMIENTO TEMPORAL	02.01 Alojamiento temporal restringido	02.01.01 Casas de Huéspedes, Mesones, Albergues, Pensiones, Posadas, Casa de Asistencia	x	x	x	
		02.01.02 Moteles	x	x	x	
		02.01.03 Tráiler Parks y Áreas para Campamento	x	x	x	
	02.02. Alojamiento temporal mixto	02.02.01 Hoteles con restaurantes-bares, centros nocturnos y comercios	x	x	x	
		02.02.02 Villas hoteleras y Condohoteles	x	x	x	
		02.02.03 Cabañas, Bungalows y similares	x	x	x	
		02.02.04 Departamentos con servicio de hotelería	x	x	x	
03 COMERCIOS Y SERVICIOS	03.01 Comercios y servicios básicos	COMERCIOS BÁSICOS				
		03.01.01 Abarrotes y Misceláneas			*	
		03.01.02 Carnicerías, Fruterías, Panaderías y Tortillerías			*	
		03.01.03 Cafeterías y Restaurantes Familiares	x	x	*	
		03.01.04 Cenadurías, Taquerías, Loncherías, Cocinas Económicas			*	
		03.01.05 Dulcerías, Neverías.			*	
		03.01.06 Farmacias, Boticas y Droguerías			*	
		03.01.07 Ferreterías			*	
		03.01.08 Papelerías, Expendio Revistas y Periódicos			*	

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		03.01.09 Supermercados y Tiendas de Autoservicios	x	X	X	
		03.01.10 Venta de Agua Purificada-Autoservicio			*	
		03.01.11 Banca (sucursales)	X	X	*	
		03.01.12 Carpinterías, Tapicerías y Reparación de Muebles		X	*	
		03.01.13 Cibercafés			*	
		03.01.14 Lavanderías, Tintorerías y Sastrierías			*	
		03.01.15 Peluquerías y Salones de Belleza			*	
		03.01.16 Reparaciones Domésticas y de Artículos del Hogar			*	
		03.01.17 Servicios de Limpieza y Mantenimiento			*	
		COMERCIOS ESPECIALIZADOS				
		03.02.01 Alfombras, Pisos, Telas y Cortinas			*	
		03.02.02 Artesanías, Antigüedades y Regalos			*	
		03.02.03 Artículos de Decoración, Deportivos y de Oficina			*	
		03.02.04 Artículos crónicos, venta de			*	
		03.02.05 Automóviles venta de			*	
		03.02.06 Boneterías y Mercaderías			*	
		03.02.07 Bicicletas y Motocicletas, venta			*	
		03.02.08 Florerías y Artículos de Jardinería			*	
		03.02.09 Galerías de Arte y Artículos de Dibujo y Fotografía			*	
	03.02 Comercios y servicios especializados					

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		03.02.10 Instrumentos Musicales y Discos			*	
		03.02.11 Joyerías, Relojerías y Ópticas			*	
		03.02.12 Juguetes y Venta de Mascotas			*	
		03.02.13 Línea Blanca y Aparatos Eléctricos			*	
		03.02.14 Librerías y Papelerías			*	
		03.02.15 Licores, venta en botella cerrada y Taboquerías			*	
		03.02.16 Mueblerías, Muebles y Accesorios de Baños	X	X	*	
		03.02.17 Ropa, Calzado y Accesorios de Vestir			*	
		03.02.18 Refacciones y Accesorios de Vestir			*	
		03.02.19 Talabarterías			*	
		03.02.20 Tlapalerías y Pinturas, Vidrierías y Espejos			*	
		SERVICIOS ESPECIALIZADOS				
		03.02.21 Agencias de Viajes			*	
		03.02.22 Salas de Masajes y Spas			*	
		03.02.23 Cajas de Ahorro, Empeño y Préstamo			*	
		03.02.24 Estacionamientos Públicos	X		*	
		03.02.25 Imprentas			*	
		03.02.26 Laboratorios Médicos y Dentales	X	X	*	
		03.02.27 Renta de Vehículos			*	
		03.02.28 Renta y Alquiler de artículos en general			*	
	03.03 Centros de diversión	03.03.01 Billares y Bolches			*	
		03.03.02 Cines y Teatros	X	X	*	

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		03.03.03 Salones de Banquetes y Fiestas	X	X	*	
	03.04 Alimentos c/ bebidas alcohólicas	03.04.01 Restaurantes-Bares	X	X	*	
		03.04.02 Centros Bataneros y cueclerías			*	
		03.04.03 Cantinas, Bares y Video Bares			*	
		03.04.04 Cervezas Preparada, venta de			*	
	03.05 Centros de espectáculos	03.05.01 Centros de Espectáculos	X	X	X	
		03.05.02 Centros Nocturnos y Cabarets	X	X	X	
		03.05.03 Discotecas y Salones de Baile	X	X	X	
	03.06 Centros comerciales	03.06.01 Centro Comerciales	X	X	X	
		03.06.02 Mercados	X	X	X	
		03.06.03 Tiendas de departamentos	X	X	X	
		03.06.04 Tiendas Institucionales	X	X	X	
	03.07 Comercio y servicios de impacto mayor	03.07.01 Auto baños, Llanteras y Servicios de Lubricación Vehicular	X	X	*	
		03.07.02 Materiales de Construcción en local cerrado	X	X	*	
		03.07.03 Mudanzas			*	
		03.07.04 Peleterías			*	
		03.07.05 Talleres mecánicos y lámina Vehicular	X	X	*	
		03.07.06 Gasolineras	X	X	X	
	03.08 Venta de vehículos y maquinaria	03.08.01 Agencias de vehículos pesados con taller en local cerrado	X	X	*	
		03.08.02 Venta y Renta de Maquinaria Pesada y Semipesada	X	X	*	
		03.08.03 Depósitos de		X	*	

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		Vehículos				
	03.09 Comercio temporal	03.09.01 Tianguis			*	
04 OFICINAS ADMINISTRATIVAS	04.01 Oficinas de pequeña escala	04.01.01 Oficinas Privadas Individuales, en edificaciones no mayores a 250 m ² .			*	
	04.02 Oficinas en general	04.02.01 Edificios de Despachos de Oficinas Privadas	X	X	X	
		04.02.02 Oficinas Públicas	X	X	X	
		04.02.03 Oficinas Corporativas Privadas	X	X	X	
05 ABASTO ALMACENAMIENTO Y TALLERES ESPECIALES	05.01 Talleres de servicios y ventas especializadas	05.01.01 Fabricación y venta al público de hielo y agua purificada	X	X	X	
		05.01.02 Madererías y Carpinterías de proceso industrial	X	X	X	
		05.01.03 Materiales de Construcción, Almacén al Aire Libre	X	X	X	
		05.01.04 Fotos de Almacenamiento de Contratistas	X	X	*	
		05.01.05 Reparación de Maquinaria de Construcción	X	X	X	
		05.01.06 Talleres de Herrería y Ventanería		X	*	
	05.02 Almacenes, bodegas y ventas al mayoreo	05.02.01 Centrales de Abastos	X	X	X	X
		05.02.02 Bodegas de Productos que no impliquen alto riesgo	X	X	X	X
		05.02.03 Distribuidora de Insumos Agropecuarios	X	X	X	X
		05.02.04 Rastros, Frigoríficos y Obradores	X	X	X	X
		05.02.05 Viveros			*	
06 MANUFACTURAS	06.01 Manufacturas	06.01.01 Elaboración de dulces, mermeladas, salsas,		X	*	

USO Y DESTINO			Estudios Especiales				
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos	
AS E INDUSTRIA	domiciliarias	pasteles y similares					
		06.01.02 Bordados y costuras			*		
		06.01.03 Cerámica en pequeña escala		X	*		
		06.01.04 Calzado y artículos de cuero, pequeña escala		X	*		
		06.01.05 Joyería y orfebrería, talleres		X	*		
	06.02 Manufacturas menores	06.02.01 Costurerías y Talleres de Ropa				*	
		06.02.02 Encuadernación de libros				*	
		06.02.03 Panificadoras		X	*		
		06.02.04 Imprentas				*	
	06.03 Industria de bajo impacto	ESTABLECIMIENTOS FABRILES DE					
		06.03.01 Acero, Ensamblaje de productos: Gabinetes, Puertas, Mallas	X	X	X		X
		06.03.02 Aceites Vegetales	X	X	X		X
		06.03.03 Adhesivo, excepto la Manufactura de los Componentes Básicos.				*	
		06.03.04 Alfombras y Tapetes	X	X	X		X
		06.03.05 Alimentos, Productos	X	X	X		X
		06.03.06 Aluminio, Ensamblaje de Productos	X	X	X		X
		06.03.07 Calcestería	X	X	X		X
		06.03.08 Cera, Productos	X	X	X		X
		06.03.09 Corcho	X	X	X		X
		06.03.10 Cosméticos	X	X	X		X
06.03.11 Deportivos, Artículos, Pelotas, Guantes, Paquetes		X	X	X		X	
06.03.12 Eléctricos, Artículos: Lámparas, Ventiladores, Planchas.		X	X	X		X	

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		06.03.13 Eléctricos, Equipos: Radios, Televisores, excluyendo Maquinaria eléctrica	X	X	X	X
		06.03.14 Electrónica, equipos de	X	X	X	X
		06.03.15 Farmacéuticos, productos	X	X	X	X
		06.03.16 Hule, productos: Globos, Guantes, Suelas	X	X	X	X
		06.03.17 Imprentas Rotativas	X	X	X	X
		06.03.18 Instrumentos de precisión, Ópticos, Relojes	X	X	X	X
		06.03.19 Instrumentos Musicales	X	X	X	X
		06.03.20 Jabón o Detergente, Empacadoras únicamente	X	X	X	X
		06.03.21 Juguetes	X	X	X	X
		06.03.22 Laboratorios de Investigación Experimentales o de Pruebas	X	X	X	X
		06.03.23 Madera, productos: Muebles, Cajas, Lápices y Similares.	X	X	X	X
		06.03.24 Maletas y Equipajes	X	X	X	X
		06.03.25 Máquina de Escribir, Calculadoras	X	X	X	X
		06.03.26 Motocicletas y Partes, armado únicamente	X	X	X	X
		06.03.27 Muebles y Puertas de Madera	X	X	X	X
		06.03.28 Panificadoras a escala industrial	X	X	X	X
		06.03.29 Papel y Cartón, únicamente productos como: Sobres, Hojas, Bolsas, Cajas.	X	X	X	X

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		06.03.30 Paraguas	X	X	X	X
		06.03.31 Perfumes	X	X	X	X
		06.03.32 Persianas, Toldos	X	X	X	X
		06.03.33 Piel, Artículos: Zapatos, Cinturones, incluyendo Tenerías proceso seco	X	X	X	X
		06.03.34 Plástico, Productos: Vajillas, Discos, Botones	X	X	X	X
		06.03.35 Refrigeradores, Lavadoras, Secadoras	X	X	X	X
		06.03.36 Rolando y Doblado de Metales: Clavos, Navajas, Utensilios de Cocina	X	X	X	X
		06.03.37 Ropa General	X	X	X	X
		06.03.38 Ventanas y Similares de Herrería	X	X	X	X
		06.03.39 Yute, Sisal o cáñamo, únicamente productos	X	X	X	X
		06.03.40 Embotelladores de Bebidas no Alcohólicas	X	X	X	X
	06.04 Almacenamiento de bajo impacto	06.04.01 Bodegas de Granos y Silos	X	X	X	X
		06.04.02 Bodegas o almacenes de madera	X	X	X	X
	06.05 Industria de mediano impacto	06.05.01 Acabados Metálicos, Excepto Manufactura de Componentes básicos	X	X	X	X
		06.05.02 Aire Acondicionado, Fabricación de Equipos	X	X	X	X
		06.05.03 Bicicletas, Carriolas o Similares	X	X	X	X
		06.05.04 Canteras y Productos de Piedra: Corte de Canteras, quebradores de Piedra	X	X	X	X
		06.05.05 Carbón	X	X	X	X

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		06.05.06 Cervezas y otras Bebidas Alcohólicas	X	X	X	X
		06.05.07 Colchones	X	X	X	X
		06.05.08 Grafito o productos de Grafito	X	X	X	X
		06.05.09 Eléctricos, implementos: Conductores, Apagadores, Focos, Baterías	X	X	X	X
		06.05.10 Herramientas, Herrajes y Accesorios	X	X	X	X
		06.05.11 Hielo Seco (Dióxido de Carbono) natural	X	X	X	X
		06.05.12 Jabones y Detergentes (Fabricación)	X	X	X	X
		06.05.13 Ladrillos y Tabiques	X	X	X	X
		06.05.14 Maquinaria pesada eléctrica, agrícola y para Construcción	X	X	X	X
		06.05.15 Molinos de Granos y procesamiento	X	X	X	X
		06.05.16 Tabaco, Productos	X	X	X	X
		06.05.17 Telas y Otros Productos Textiles	X	X	X	X
	06.06. Almacenamiento de mediano impacto	06.06.01 Depósitos de Camiones y Maquinaria Pesada	X	X	X	X
		06.06.02 Estiércol y Abonos Orgánicos y Vegetales, Almacenamiento	X	X	X	X
		06.06.03 Tiraderos de Chatarra	X	X	X	X
	06.07 Industria de Alto Impacto	ESTABLECIMIENTO FABRILES DE				
		06.07.01 Acero, Productos Estructurales: Varilla, Vigas, Rieles, Alambres.	X	X	X	X
		06.07.02 Asbestos	X	X	X	X
		06.07.03 Asfalto o Productos Asfálticos	X	X	X	X

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		06.07.04 Azúcar, Proceso de Refinado	X	X	X	X
		06.07.05 Cemento	X	X	X	X
		06.07.06 Cerillos	X	X	X	X
GENÉRICO		06.07.07 Cerámica: vajillas, losetas de recubrimiento	X	X	X	X
		06.07.08 Fertilizantes	X	X	X	X
		06.07.09 Fundición, Aleación o Reducción de Metales	X	X	X	X
		06.07.10 Gelatinas, Cola y Apresto	X	X	X	X
		06.07.11 Hule Natural y Sintético, Incluyendo Llantas y Cámaras	X	X	X	X
		06.07.12 Incineración de Basura	X	X	X	X
		06.07.13 Insecticidas, Fungicidas, desinfectantes o compuestos químicos relacionados	X	X	X	X
		06.07.14 Linoleos	X	X	X	X
		06.07.15 Madera, Procesamiento Triplay, Pulpas o aglomerados	X	X	X	X
		06.07.16 Metal Fundido o Productos de Tipo Pesado: Rejas de Hierro Forjado	X	X	X	X
		06.07.17 Metal o Productos de Metal, Procesos de Esmerinado, Lenguado, Galvanizado.	X	X	X	X
		06.07.18 Monumentos, sin límite de procesamiento	X	X	X	X
		06.07.19 Partes de Automóviles y Camiones	X	X	X	X
		06.07.20 Películas Fotográficas	X	X	X	X
		06.07.21 Petróleo o Productos de Petróleo Refinado	X	X	X	X

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		componentes químicos relacionados				
		06.08.05 Petróleo o Productos de Petróleo, Almacenamiento y Manejo	X	X	X	X
		06.08.06 Plantas Frigoríficas	X	X	X	X
		EDUCACIÓN				
		07.01.01 Jardín de Niños	X	X	X	X
		07.01.02 Escuelas Primarias	X	X	X	X
		07.01.03 Escuelas para Atípicos	X	X	X	X
		07.01.04 Escuelas de Capacitación Laboral	X	X	X	X
		07.01.05 Escuelas Secundarias Técnicas	X	X	X	X
		CULTURA				
		07.01.06 Bibliotecas	X	X	X	X
		07.01.07 Centros de Promoción Social	X	X	X	X
		SALUD				
		07.01.08 Unidad Médica de Primer Contacto	X	X	X	X
		07.01.09 Consultorios Médicos y Dentales	X	X	X	X
		07.01.10 Clínicas con un Máximo de Consultas	X	X	X	X
		07.01.11 Sanatorios	X	X	X	X
		ASISTENCIA PÚBLICA				
		07.01.12 Guarderías Infantiles y Casas Cuna	X	X	X	X
		07.01.13 Orfanatorios	X	X	X	X
		07.01.14 Hogar de Ancianos	X	X	X	X
		RECREACIÓN				
		07.01.15 Juegos Infantiles				
		DEPORTE				
		07.01.16 Canchas Deportivas	X	X	X	X
		07.01.17 Clubes Deportivos Públicos y Privados	X	X	X	X
07 EQUIPAMIENTO O URBANO	07.01 Equipamiento urbano de barrio					

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		07.01.18 Gimnasios	X	X	X	X
		SERVICIOS URBANOS				
		07.01.19 Vigilancia de Policía				
		CULTO				
		07.01.20 Centros de Culto	X	X	X	X
		07.01.21 Seminarios Y Conventos	X	X	X	X
		EDUCACIÓN				
		07.02.01 Escuelas Preparatorias	X	X	X	X
		07.02.02 Universidad e Institutos de Educación Superior	X	X	X	X
		CULTURA				
		07.02.03 Auditorios Y Salas de Reunión	X	X	X	X
		07.02.04 Casas de la Cultura	X	X	X	X
		07.02.05 Museos	X	X	X	X
		SALUD				
		07.02.06 Clínica Hospital	X	X	X	X
		07.02.07 Hospital General	X	X	X	X
		07.02.08 Hospital de Especialidades	X	X	X	X
		07.02.09 Unidad de Urgencias	X	X	X	X
		ASISTENCIA PÚBLICA				
		07.02.10 Centros e Integración Juvenil	X	X	X	X
		07.02.11 Crematorios, Velatorios y Funerarias	X	X	X	X
		DEPORTE Y ESPECTÁCULOS				
		07.02.12 Unidades Deportivas	X	X	X	X
		07.02.13 Albercas Públicas	X	X	X	X
		07.02.14 Estadios, Arenas y Plazas de Toros	X	X	X	X
		COMUNICACIONES				
		07.02.15 Oficinas y	X	X	X	X
	07.02 Equipamiento urbano general					

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		Administración de Correos				
		07.02.16 Oficinas y Administración de Telégrafos	X	X	X	X
		TRANSPORTE				
		07.02.17 Estación de Autobuses Urbano	X	X	X	X
		07.02.18 Sitios de Taxis				
		SERVICIOS URBANOS				
		07.02.19 Comandancia de Policía				
		07.02.20 Estaciones de bomberos	X	X	X	X
		ADMINISTRACIÓN PÚBLICA				
		07.02.21 Agencias Municipales				
		07.02.22 Delegaciones Municipales				
	07.03 Equipamiento Regional	07.03.01 Aeropuertos Civiles y Militares	X	X	X	X
		07.03.02 Terminales de Autobuses Foráneos	X	X	X	X
		07.03.03 Terminales de Carga	X	X	X	X
		07.03.04 Estaciones de Ferrocarril, Carga y Pasajeros	X	X	X	X
		07.03.05 Instalaciones Portuarias	X	X	X	X
08 ÁREAS DE ALTO RIESGO	08.01 Equipamiento Especial	08.01.01 Depósito de Combustible	X	X	X	X
		08.01.02 Depósito de Desechos Industriales	X	X	X	X
		08.01.03 Actividades industria Petrolera	X	X	X	X
		08.01.04 Rellenos Sanitarios	X	X	X	X
		08.01.05 Instalaciones Militares y Cuarteles	X	X	X	X
		08.02.06 Panteones y Cementerios	X	X	X	X

USO Y DESTINO			Estudios Especiales			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto Vial	Impacto Ambiental	Análisis de Riesgo y Seguridad	Proyecto de Residuos Sólidos
		08.01.07 Centros de Readaptación Social	X	X	X	X
		08.01.08 Tribunales y Juzgados	X	X	X	X
09 INSTALACIONES DE INFRAESTRUCTURA	09.01 Instalaciones de infraestructura	09.01.01 Plantas Potabilizadoras	X	X	X	X
		09.01.02 Plantas de Tratamiento	X	X	X	X
		09.01.03 Plantas Termoeléctricas	X	X	X	X
		09.01.04 Estaciones de Bombeo	X	X	X	X
		09.01.05 Estructuras para Equipamiento de Telecomunicación	X	X	X	X
		09.01.06 Subestaciones Eléctricas	X	X	X	X
		09.01.07 Tanques de almacenamientos de Agua				
		09.01.08 Gasoductos, oleoductos y similares	X	X	X	X
		10.01.01 Parques Urbanos	X	X	X	X
10 ESPACIOS ABIERTOS	10.01 Espacios Abiertos	10.01.02 Jardines				
		10.01.03 Plazas	X	X	X	X
		10.01.04 Parque Regional	X	X	X	X
	10.02 Áreas de Valor Ambiental	10.02.01 Áreas de Conservación Ecológica				
11 APROVECHAMIENTO DE RECURSOS NATURALES	11.01 Explotación forestal	11.01.01 Silvicultura, Viveros Forestales, Tala de Árboles y Aserraderos	X	X	X	X
	11.02 Explotación piscícola	11.02.01 Acuicultura		X	*	
	11.03 Actividades extractivas	11.03.01 Bencinas de Materiales, Extracción de Minerales no Metálicos	X	X	X	X
12 ACTIVIDADES AGROPECUARIAS	12.01 Agropecuarios extensivos	12.01.01 Todo Tipo de Cultivos, Pastizales y Agostaderos				
	12.02 Establos y zehúrdos	12.02.01 Acopio y Cría de Ganado Mayor y Menor		X	*	

USO Y DESTINO			ESTUDIOS ESPECIALES			
GENÉRICO	GRUPOS	ACTIVIDADES O GIROS	Impacto vial	Impacto ambiental	Análisis de riesgo y seguridad	Proyecto de residuos
	12.03 Granjas	12.03.01 Cultivo de frutales,				

b1.6de49468329406b37d056f8204e565b1627c2f423558b7ed0e06b5c4a2d944

	y huertos	hortalizas y flores				
		12.03.02 Granjas avícolas y apiarios		X	*	X

* El análisis de riesgo será cuando el predio esté en zonas de riesgo de acuerdo a la carta de usos de suelo y a los atlas de riesgos vigentes.

Sección Cuarta **Del Visto Bueno del Estudio de Riesgo y Seguridad**

Artículo 41.- El visto bueno del Estudio de Riesgo y Seguridad se requerirá cuando la constancia de compatibilidad urbanística lo señale, de acuerdo con las condicionantes establecidas en el artículo 40 del presente Reglamento.

El visto bueno será expedido en un plazo máximo de 6 días por la Coordinación de Protección Civil y tendrá la facultad de validarlo a través de su firma, sólo para construcciones menores a 1,500 m²; con apego a los criterios establecidos en el presente Reglamento y ordenamientos aplicables.

Artículo 42.- Para dar solución al visto bueno del Estudio de Riesgo y Seguridad, la Coordinación de Protección Civil requerirá el Estudio de Riesgo y Seguridad que deberá contener como mínimo:

- I. Plano arquitectónico con una propuesta de señalización (según NOM-003-SEGOB-2011):
 - a. Rutas de evacuación (según NOM-026-STPS-2008),
 - b. Informativas en caso de sismo/ incendio,
 - c. Puntos de reunión,
 - d. Zonas de menor riesgo,
 - e. Escaleras y salidas de emergencia,
 - f. Ubicación de extintores,
 - g. Botiquín de primeros auxilios (según NOM-020-STPS-1994),
 - h. Lámparas de luz de emergencia (según NOM-002-STPS-2010),
 - i. Condiciones de seguridad (según NOM-002-STPS-2010),
 - j. Localización de equipo de seguridad, y
 - k. Ruta de evacuación;
- II. Ubicación:
 - a. Datos Topográficos;
- III. Áreas de restricciones por Derechos de Vías;

IV. Aspectos físicos naturales:

- a. Geografía Física,
- b. Suelos,
- c. Clima,
- d. Temperaturas promedio,
- e. Precipitación promedio,
- f. Calidad del aire,
- g. Regionalización sísmica, y

V. Medidas de prevención a posibles riesgos ocasionados por los aspectos físicos naturales.

Artículo 43.- El Visto Bueno del Estudio de Riesgo y Seguridad, será válido únicamente para la construcción del proyecto presentado.

Artículo 44.- El proceso interno de resolución del Visto Bueno de Riesgo y Seguridad, deberá ser definido, a través de manuales, de manera conjunta entre la Coordinación de Protección Civil y la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente.

Artículo 45.- En caso de que la información de la documentación entregada sea insuficiente para resolver el trámite, el plazo de respuesta señalado en el artículo 41 se detendrá y el usuario dispondrá de tres días para subsanarla. El proceso continuará de manera regular una vez entregada la información nuevamente y el plazo de respuesta se reiniciará.

Se avisará al usuario sobre los puntos a aclarar o modificar en su documentación ingresada, en el domicilio que señale para notificaciones en su solicitud.

Sección Quinta De la Evaluación del Impacto Ambiental

Artículo 46.- Con base a lo señalado en la Ley del Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente del Estado de Zacatecas, las personas que realicen o pretendan realizar actividades que puedan causar alteraciones al ambiente o alcanzar los límites máximos permisibles establecidos en las Normas Oficiales Mexicanas, deberán presentar su manifestación de impacto ambiental ante la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente. Solo para las construcciones menores a 1,500 m², lo podrán hacer a través de la oficina de permisos y licencias y/o de la Plataforma Digital de Permisos y Licencias.

Artículo 47.- Las obras y actividades sujetas al procedimiento de evaluación del impacto ambiental, son las que a continuación se señalan:

- I. Obras públicas en zonas delimitadas como urbanas en el Programa de Desarrollo Urbano y Programas Parciales del municipio, así como en las

- declaratorias correspondientes al uso del suelo;
- II. Construcción, remodelación y ampliación de edificios;
 - III. Establecimientos comerciales y de servicios, centros recreativos, clubes deportivos, estadios, panteones, rastros y centrales de abasto;
 - IV. Adecuaciones viales en el área urbana y caminos rurales;
 - V. Desarrollos turísticos municipales;
 - VI. Centros de acopio y manejo de residuos sólidos no peligrosos, centros de almacenamiento temporal y estaciones de transferencia;
 - VII. Fraccionamientos y unidades habitacionales en zona urbana; y
 - VIII. Las demás que sean acordadas o convenidas con la Federación o el Estado, así como aquéllas que la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente considere evaluar para evitar el deterioro ambiental de competencia municipal.

Artículo 48.- El visto bueno del estudio de impacto ambiental será emitido en un plazo máximo de seis días por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, y ésta tendrá la facultad de validarlo a través de su firma, sólo para construcciones menores a 1,500 m²; con apego a los criterios establecidos en el presente Reglamento y ordenamientos legales aplicables.

Artículo 49.- Para dar solución al visto bueno del estudio de impacto ambiental, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente requerirá:

- I. Carta responsiva firmada por el responsable de la elaboración del proyecto y del usuario.
- II. Características de la zona de estudio descritas en el Programa de Desarrollo Urbano y Programas Parciales vigentes en la ubicación de la propiedad:
 - a. Medio físico natural;
 - b. Socioeconómico, y
 - c. Equipamiento.
- III. Características particulares del entorno.
- IV. Dimensión del proyecto.
 - a. Área y ubicación del almacén temporal de residuos.
 - b. Anexar planta del proyecto, reportando vértices de los polígonos en UTM con Datum ITRF92 o WGS84.

- V. Aspectos particulares del medio físico natural y socioeconómico del área donde pretenda desarrollarse la obra o actividad, vinculándolas con las características regionales existentes en el lugar y las inmediaciones donde se desarrollará mediante reportes de estudios de suelos, topográficos, batimétricos, hidrológicos, biológicos, hidráulicos, viales, urbanos, entre otros; elaborados por especialistas calificados dependiendo del tipo de obra, que permitan identificar los impactos y proponer las medidas de mitigación.
- VI. Paisaje. Descripción del paisaje en base a la información recabada (escenario inicial no modificado).
- VII. Descripción de las actividades durante la construcción.
- VIII. Recursos naturales del área que serán aprovechados en las diferentes fases.
- IX. Fuente de suministro de energía eléctrica y/o combustible y la cantidad a emplear:

Etapa	Fuente de Suministro	Unidad de medida	Cantidad

- X. Requerimientos mensuales de agua cruda y potable, fuente de suministro y cantidad a emplear:

Etapa	Fuente de Suministro	Unidad de medida	Cantidad

- XI. Determinación de generación de residuos, por etapa, indicando el criterio empleado para la determinación:

- a. Residuos sólidos, describiendo para cada etapa:

- i. Clasificación

Proceso/ Actividad	Clasificación de residuos	Cantidad volumétrica generada	Densidad	Cantidad total de residuo		
				Dia rio	Sema nal	Mens ual

- ii. Dimensionamiento del almacén temporal de residuos, y
- iii. Necesidad de frecuencia de recolección;

- b. Emisiones a la atmósfera, describiendo para cada etapa:

- i. La clasificación de cada emisión

Proceso/ Actividad	Clasificación de residuos	Tip o de fuent e	Cantidad Volumétri ca generada	Densi dad	Cantidad total de residuo		
					Dia rio	Sema nal	Mens ual

c. Residuos líquidos, describiendo para cada etapa:

i. caracterización de las descargas

Proceso/ Actividad	Característica s de las descargas	Cantidad volumétrica generada	Densi dad	Cantidad total de residuo		
				Dia rio	Sema nal	Mens ual

ii. Fuentes emisoras,

iii. Volumen,

iv. Ubicación de descargas;

d. Contaminación al suelo, describiendo:

i. Tipo de contaminante, y

ii. Superficie por afectar;

e. Emisión de ruido, describiendo para cada etapa:

i. Origen

Proceso/ Actividad	Frecuen cia	Hora en que se genera	Decibe les	Cantidad total de ruido		
				Dia rio	Sema nal	Mens ual

ii. frecuencia de emisión, y

iii. decibeles de emisión;

f. Otras emisiones

XII. Programa para el abandono de las obras y el cese de las actividades.

XIII. Inversiones necesarias.

XIV. Identificación y evaluación de impactos.

XV. Medidas de mitigación de impactos ambientales identificados en cada una de las etapas señaladas en la bitácora de obra:

- a. Preparación del sitio, construcción, montaje y operación las instalaciones o ejecución o actividad.
- b. Escenario del paisaje antes del proyecto.
- c. Medidas para prevenir y mitigar los posibles impactos al medio ambiente ocasionados por los proyectos viales e hidrológicos, acompañados por una justificación de estas.
- d. Justificación de las medidas propuestas para mitigar los posibles impactos ocasionados por la construcción de infraestructura vial y/o hidráulica.
- e. Descripción y capacidad de equipo de sistema de control de emisión hacia la atmósfera.
- f. Descripción y extensión del tratamiento y remediación de suelo.
- g. Áreas verdes. Proyecto de restauración de suelos, repoblamiento de especies naturales, provocado por rellenos, cambios de pendiente natural y programa de mantenimiento.
- h. Otras medidas de mitigación.

XVI. Escenario del paisaje durante la operación del proyecto.

XVII. Referencias de la información.

Artículo 50.- El Visto Bueno del Estudio de Impacto Ambiental será válido para la construcción del proyecto presentado.

Artículo 51.- En caso de que la información de la documentación entregada sea insuficiente para resolver el trámite, el plazo de respuesta señalado en el artículo 48 se detendrá y el usuario dispondrá de tres días para subsanarla. El proceso continuará de manera regular una vez entregada la información nuevamente y el plazo de respuesta se reiniciará.

Se avisará al usuario sobre los puntos a aclarar o modificar en su documentación ingresada vía telefónica o cuando se presente a la Ventanilla.

Sección Sexta **Del Proyecto de Disposición Temporal** **de Residuos Sólidos Urbanos**

Artículo 52.- El Visto Bueno del Proyecto de Disposición Temporal de Residuos Sólidos Urbanos, será expedido en un plazo máximo de seis días por el Secretario de Servicios Públicos Municipales, quien tendrá la facultad de validarlo a través de su firma, con apego a los criterios establecidos en el presente Reglamento y ordenamientos legales aplicables.

Artículo 53.- Para dar solución al Visto Bueno del Proyecto de Disposición Temporal de Residuos Sólidos Urbanos, la Secretaría de Servicios Públicos Municipales, requerirá el Proyecto de Disposición Temporal de Residuos Sólidos

Urbanos que contendrá el Plan de manejo respectivo.

Artículo 54.- El Visto Bueno del Proyecto de Disposición Temporal de Residuos Sólidos Urbanos, será válido para la construcción del proyecto presentado.

Artículo 55.- En caso de que la información de la documentación entregada sea insuficiente para resolver el trámite, el plazo de respuesta señalado en el artículo 52 se detendrá y el usuario dispondrá de tres días para subsanarla. El proceso continuará de manera regular una vez entregada la información nuevamente y el plazo de respuesta se reiniciará.

Se avisará al usuario sobre los puntos a aclarar o modificar en su documentación ingresada vía telefónica o cuando se presente a la Ventanilla.

Sección Séptima De la Constancia de Alineamiento

Artículo 56.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente expedirá por cuadruplicado la constancia de alineamiento, que consigne el alineamiento oficial, previa solicitud del propietario del predio. En dicho documento se asentarán los datos exactos de la ubicación del predio, para efectos de su debida localización.

El original de la constancia de alineamiento se le entregará al solicitante y otra se quedará para el expediente de la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente que se abra por cada predio, además, se enviará una copia al Departamento de Catastro Municipal y a la autoridad catastral de Gobierno del Estado. Dicha constancia tendrá una vigencia de 180 días naturales, contados a partir de la fecha de su expedición.

Artículo 57.- Si entre la expedición de la constancia de alineamiento vigente a que se refiere el artículo anterior y la presentación de la solicitud de licencia de construcción, se hubiere modificado el alineamiento, el proyecto de construcción deberá ajustarse a los nuevos requerimientos.

Artículo 58.- Si la modificación ocurriera después de concedida la licencia de construcción, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, ordenará la suspensión de los trabajos para que se revise el proyecto de construcción y se ajuste a las modalidades y limitaciones del alineamiento. Subsanados estos requerimientos, se podrá expedir una nueva constancia de alineamiento.

Sección Octava De la Concentración y Disposición de Información

Artículo 59.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente,

concentrará los expedientes, documentos, estudios y planos relativos a:

- I. Los Programas de Desarrollo Urbano, Programas Parciales de Desarrollo Urbano y sus Declaratorias;
- II. La zonificación de usos y destinos, las autorizadas, prohibidas, condicionadas y sus parámetros de intensidad, ocupación y utilización de suelo, y
- III. Las restricciones generales o especiales aplicables a cada zona o predio.

La información señalada, podrá ser consultada libremente por los interesados, propietarios, Directores Responsables de Obra, Corresponsables o quienes la requieran para la elaboración de sus proyectos.

Sección Novena De la Imagen Urbana y Conservación del Patrimonio

Artículo 60.- Las autorizaciones de construcción, demolición o reparación de las fincas comprendidas dentro de los perímetros declarados como Zonas Típicas, Zonas de Transición y Paisaje Cultural por la Ley Federal de Monumentos y Ley de Protección, sólo serán concedidos por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente en el ámbito de su competencia, previa presentación obligatoria de la autorización o anuencia expedida por la Junta de Protección y/o INAH, según corresponda dentro del ámbito de sus facultades y atribuciones.

Artículo 61.- En los predios, lugares y terrenos que sean declarados como Zonas típicas, Zonas de monumentos, Zonas de transición, sitios, itinerarios culturales, rutas de acceso, monumentos y paisajes culturales, los particulares y las dependencias de la administración pública estatal o municipal, en conjunto o por separado, no podrán construir, modificar, demoler, restaurar e intervenir, ningún monumento, inmueble o construcción, sin la previa autorización de la Junta de Protección y Conservación de Monumentos y/o el INAH, según corresponda.

Artículo 62.- Las licencias de construcción que expida la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente para la colocación de todo tipo de publicidad y propaganda visual en las áreas mencionadas en el artículo anterior, tales como anuncios o carteles, y todo tipo de estructuras visibles como comercios fijos, semifijos y ambulantes, kioscos, tabaretes, postes, transformadores eléctricos o de teléfonos, carteleras, señalamientos de tránsito en obras, tanto públicas o privadas, deberán contar con la autorización previa de la Junta de Protección y Conservación de Monumentos y del INAH, según corresponda. En esta zona queda prohibida la colocación de antenas de telefonía celular.

Artículo 63.- El Ayuntamiento deberá definir zonas, tramos y predios en el Reglamento de Imagen Urbana, que garanticen la conservación y/o el

mejoramiento de la imagen urbana existente, tomando en cuenta:

- I. La tipología de formas arquitectónicas, los sistemas y materiales de construcción que permita caracterizar los componentes de la Imagen Urbana predominante, solos y/o formando agrupaciones, considerando lo siguiente:
 - a. Volumetrías o parámetros predominantes, continuidad o discontinuidad de los mismos;
 - b. Soluciones de cubiertas predominantes, existencia de aleros, prefiles, marquesinas, remates y otros elementos característicos de cubierta o asociados; y
 - c. Soluciones, tipos y proporciones de vanos, protecciones y materiales constructivos predominantes.
- II. Los procedimientos mínimos para fundamentar las propuestas de solución, partiendo de un reconocimiento del contexto urbano y la imagen urbana predominante en el mismo, y
- III. En los casos en que las zonas de imagen urbana a proteger coincidan como Zonas típicas, Zonas de monumentos, Zonas de transición, sitios, itinerarios culturales, rutas de acceso, monumentos y paisajes culturales, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente concertará con las autoridades competentes la homologación de criterios, procedimientos y de disposiciones normativas para las intervenciones y métodos previstos en el presente artículo.

Artículo 64.- Para las zonas no protegidas por la Ley Federal Sobre Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas y la Ley de Protección, el Ayuntamiento especificará en el Reglamento de Imagen Urbana del Municipio de Guadalupe, Zacatecas, los aspectos relativos a los anuncios fijos o temporales, así como antenas de comunicación que puedan exhibirse, y sean compatibles con la imagen urbana en diferentes zonas urbanizadas, tomando en cuenta:

- I. El contenido, tipografía y redacción del anuncio;
- II. Forma y dimensiones del anuncio y de los tipos que contenga, así como la forma, altura y tipo de antenas de comunicación;
- III. Localización, así como el grado de saturación de la zona, y
- IV. Los materiales constitutivos y la forma o estructura de apoyo o despliegue del anuncio, así como de las antenas.

Artículo 65.- El Ayuntamiento en coordinación con la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente determinará las áreas o predios que, por su interés ambiental, constituyen sitios a conservar dentro del paisaje urbano, tomando las consideraciones siguientes:

- I. Por su topografía;
- II. Su conformación geológica;
- III. Su vegetación;
- IV. Su fauna;
- V. Por la presencia de corrientes de agua superficial o subterránea con atractivo paisajístico;
- VI. Por ser un espacio cultural o recreativo, y
- VII. Por constituir miradores o sitios desde donde pueda apreciarse el paisaje urbano o natural del lugar.

El uso del suelo y las características de las construcciones que puedan levantarse en estos lugares, estará acorde a las Normas Técnicas especiales que garanticen su conservación.

Artículo 66.- En las áreas urbanizadas se prohíbe el derribo de árboles, para dejar paso a construcciones o espacios abiertos, salvo casos expresamente autorizados por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, independientemente de cumplir, en su caso, a lo establecido en la Ley del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente del Estado de Zacatecas y normatividad municipal aplicable.

TÍTULO TERCERO DE LOS DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA, CORRESPONSABLES Y TÉCNICOS AUXILIARES

Capítulo I De los Directores Responsables de Obra

Artículo 67.- De conformidad con la definición de Director Responsable de Obra indicada en la fracción XVI del artículo 4 de la Ley, para ser Director Responsable de Obra en el municipio de Guadalupe se deben cumplir los requisitos siguientes:

- I. Ser persona física, con la posibilidad de adquirir derechos y contraer obligaciones, mayor de edad, en pleno uso de sus derechos, ser mexicano;
- II. Haber obtenido legalmente un Título Profesional: documento expedido por instituciones del Estado o descentralizadas, y por instituciones particulares que tenga reconocimiento de validez oficial de estudios, a favor de la persona que haya concluido los estudios correspondientes o demostrado tener los conocimientos necesarios de conformidad con la Ley Reglamentaria del artículo 5º Constitucional y otras disposiciones

aplicables.

No obstante, se requiere que el título se registre ante la autoridad competente, en este caso, la Dirección General de Profesiones dependiente de la Secretaría de Educación Pública, la cual una vez que ha verificado que la persona cumple con los requisitos para el ejercicio de la profesión, le expide la patente o cédula respectiva, que a su vez se constituye en el instrumento a través del cual se acredita que su tenedor se encuentra autorizado para ejercer su profesión.

- III. Haber obtenido legalmente una Cédula Profesional: documento oficial expedido por la Dirección General de Profesiones, el cual tiene efectos de patente para el ejercicio profesional y como acreditación de identidad en todas tus actividades profesionales. Dicha cedula podrá obtenerla toda persona a quien legalmente se le haya expedido título profesional o grado académico equivalente, previo registro de dicho título o grado.
- IV. El Título y la Cédula Profesional obtenidos deben ser en el Ramo de la Construcción:
 - a. De conformidad con el artículo 49 párrafo primero de la Ley, el profesional del ramo de la construcción, con título en las carreras de Arquitecto, Ingeniero Arquitecto, Ingeniero Civil, Ingeniero Constructor Militar, Ingeniero Municipal, Ingeniero Mecánico, Ingeniero Mecánico Electricista o en especialidades afines, podrá solicitar al Municipio, una vez que reúnan los requisitos previstos en la Ley, el Reglamento General y demás disposiciones aplicables, su acreditación como Director Responsable de Obra.
 - b. De conformidad con el artículo 49 párrafo segundo de la Ley, el profesionista cuyo título corresponda a alguna de las especialidades afines al proyecto construcción de obras específicas, tales como ingeniero mecánico, ingeniero mecánico electricista, ingeniero petrolero, ingeniero aeronauta, ingeniero topógrafo, ingeniero químico, especialista en conservación y restauración y otros similares, podrá solicitar su acreditación como Corresponsable de Obra, para tales casos.
- V. Contar con el Aval de un Colegio de Profesionistas, para su Autorización e Inscripción en el Padrón de Directores Responsables de Obra y Corresponsables a cargo de la Comisión de Admisión de la Administración Estatal (Padrón).
- VI. Contar con la Autorización e Inscripción en el Padrón. De conformidad con el artículo 50 de la Ley, debiendo cumplir los siguientes requisitos para obtener la Autorización e Inscripción en el Padrón:
 - a. Ser ciudadano mexicano, en pleno ejercicio de sus derechos o bien,

- contar con legal residencia en el país y la entidad;
- b. Tener cédula profesional correspondiente en alguna de las profesiones establecidas en la fracción IV de este artículo;
 - c. Acreditar como mínimo dos años de experiencia comprobada en la construcción, mediante aval expedido por un Colegio de Profesionistas del Estado, de la rama a la que pertenezca; y
 - d. Las demás que establezca la normatividad aplicable.
- VII. Contar con la Acreditación (autorización) del Municipio de Guadalupe, a través de la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente. De conformidad con el artículo 24 del Reglamento General:
- La calidad de Director Responsable de Obra o de Corresponsable de Obra se adquiere con el Registro de la persona ante la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente;
- VIII. Ser responsable de la observancia de la Ley, el Reglamento General, este Reglamento, sus Normas Técnicas Municipales y demás disposiciones legales aplicables, en aquellas obras para las cuales otorgue su responsiva, incluyendo el cumplimiento de las obligaciones indicadas en el artículo 54 de la Ley y el artículo 29 del Reglamento General.
- IX. Otorgar Responsiva profesional. De conformidad con el artículo 55 de la Ley, para los efectos de la Ley, su Reglamento General, este Reglamento y demás disposiciones legales aplicables, los Directores Responsables de Obra otorgarán responsiva profesional cuando:
- a. Suscriban una solicitud de licencia de construcción o demolición;
 - b. Ejecuten bajo su dirección o supervisión una obra aceptando la responsabilidad de la misma;
 - c. Suscriban la solicitud de registro de una obra;
 - d. Suscriban un dictamen o constancia de estabilidad o seguridad estructural de una edificación o instalación de obras de infraestructura y equipamiento;
 - e. Otorguen el visto bueno de seguridad y operación de una obra, o
 - f. Suscriban un estudio de carácter arquitectónico o estructural.
- X. Comprobar legalmente su residencia en el Estado de Zacatecas; y
- XI. Comprobar experiencia de por lo menos dos años en la elaboración y expedición de planos estructurales.

XII. No ser empleado del Ayuntamiento en el área de la emisión de las licencias;

Del otorgamiento de la responsiva profesional, pudiera derivar responsabilidad de carácter civil, penal, administrativa o de otra naturaleza legal.

Artículo 68.- Los derechos de los Directores Responsables de Obra están indicados en el artículo 53 de la Ley.

Capítulo II De los Corresponsables de Obra

Artículo 69.- El Director Responsable de Obra podrá solicitar Corresponsables de Obra para el proyecto, ejecución y vigilancia de las obras para las que haya otorgado su responsiva profesional, lo cual deberá comunicar por escrito a la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, especificando la parte o etapa en la que intervendrán y acompañando la conformidad de estos.

El Director Responsable de Obra comunicará por escrito a la Comisión de Admisión, el nombre o los nombres de los Corresponsables de Obra, anexando la copia de la cédula profesional que tenga relación con el ramo de la construcción.

El Director Responsable de Obra tendrá la obligación de que participen Corresponsables de Obras altamente calificados, en alguna especialidad particular cuya complejidad así lo requiera. La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, cuando lo considere conveniente, podrá exigir que se demuestre que el Director Responsable de Obra cumple con esta obligación.

Los Corresponsables de Obra responderán en forma solidaria con el Director Responsable de Obra en todos los aspectos de las obras en las que otorguen su responsiva, relativos a la seguridad estructural, diseño urbano y arquitectónico, instalaciones o intervenciones en sitios y monumentos históricos, según sea el caso. El Director Responsable de Obra otorgará a los Corresponsables de Obra, constancia por escrito acerca de su cumplimiento participación en la obra, la cual servirá para acreditar experiencia en la solicitud de Autorización e Inscripción de Corresponsable de Obra en el Padrón de la Comisión de Admisión y en la solicitud de la Acreditación anual como Corresponsable de Obra en el Registro Único Municipal.

Artículo 70.- De conformidad con la fracción VII del artículo 53 de la Ley, el Director Responsable de Obra tiene el derecho de nombrar y remover a los Corresponsables de Obra, en los términos de la normatividad aplicable.

Artículo 71. Se exigirá la participación de Corresponsables de Obra para obtener la Licencia de Construcción, por lo menos, para los casos siguientes:

- I. Corresponsable de Obra en Seguridad Estructural para los casos siguientes:

- a) Claros entre apoyos superiores a los 6 m;
 - b) Construcciones de más de dos niveles;
 - c) Superficies mayores a 500 m²;
 - d) Construcciones clasificadas dentro del Grupo A incluidas en el Título Sexto (De la Seguridad Estructural de las Construcciones) de este Reglamento, y
 - e) Edificaciones ubicadas en zonas de Monumentos Históricos, Artísticos y Arqueológicos declaradas por la Federación o en Áreas de Conservación Patrimonial del Estado de Zacatecas indicadas en los Programas de Desarrollo Urbano.
- II. Corresponsable de Obra en Diseño Urbano y Arquitectónico, para los casos siguientes:
- a) Conjuntos habitacionales, hospitales, clínicas y centros de salud, edificaciones para exhibiciones, baños públicos, estaciones y terminales de transporte terrestre, aeropuertos, estudios cinematográficos y de televisión, estaciones de servicio para el expendio de combustible y carburantes, pasos peatonales y espacios abiertos de uso público de cualquier magnitud;
 - b) Las edificaciones o demoliciones ubicadas en zonas de Monumentos Históricos, Artísticos y Arqueológicos declaradas por la Federación o en Áreas de Conservación Patrimonial del Estado de Zacatecas indicadas en los Programas de Desarrollo Urbano;
 - c) El resto de las edificaciones que tengan más de 500 m² cubiertos, o más de **20** m metros de altura, sobre el nivel medio de la banqueta, o con capacidad para más de 250 concurrentes en locales cerrados o más de 1,000 concurrentes en locales abiertos, y
 - d) Estaciones de comunicación celular y/o inalámbrica, chimeneas y/o cualquier otro tipo de instalación que rebase la altura de 15 m sobre su nivel de desplante.
- III. Corresponsable de Obra en Instalaciones para los casos siguientes:
- a) En conjuntos habitacionales, baños públicos, lavanderías, tintorerías, lavado y lubricación de vehículos, hospitales, clínicas y centros de salud, edificaciones para exhibiciones, crematorios, aeropuertos, centrales telegráficas, telefónicas y de comunicación, estaciones de radio y televisión, estaciones repetidoras de comunicación celular y/o inalámbrica, estudios cinematográficos, industria pesada y mediana; plantas, estaciones y subestaciones eléctricas; estaciones de

bombeo, albercas con iluminación subacuática, circos, ferias de cualquier magnitud, estaciones de servicio para el expendio de combustible y carburantes, y estaciones de transferencia de basura;

- b) El resto de las edificaciones que tengan más de 500 m² cubiertos, o más de 20 m metros de altura, sobre el nivel medio de la banqueta, o con capacidad para más de 250 concurrentes en locales cerrados o más de 1,000 concurrentes en locales abiertos;
- c) Para carga eléctrica total instalada mayor de quince kilowatts;
- d) Toda edificación que cuente con elevadores de pasajeros, de carga, industriales, residenciales o escaleras o rampas electromecánicas, y
- e) Las edificaciones ubicadas en zonas de Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación o en áreas de conservación patrimonial del Estado de Zacatecas en las que se realicen instalaciones electromecánicas nuevas o se modifiquen.

IV. Corresponsable de Obra en Intervenciones en Sitios y Monumentos Históricos para los casos siguientes:

- a) Las edificaciones o demoliciones ubicadas en zonas de Monumentos Históricos, Artísticos y Arqueológicos declaradas por la Federación o en Áreas de Conservación Patrimonial del Estado de Zacatecas indicadas en los Programas de Desarrollo Urbano;

Artículo 72.- De conformidad con la definición de Corresponsable de Obra indicada en la fracción XII del artículo 4 de la Ley, para ser Corresponsable de Obra en el municipio de Guadalupe se deben cumplir además de los requisitos indicados en las fracciones I a la VII del artículo 67 de este Reglamento, los siguientes:

- I. Ser responsable de la observancia de la Ley, el Reglamento General, este Reglamento, sus Normas Técnicas Municipales y demás disposiciones legales aplicables, en aquellas obras para las cuales otorgue su responsiva, incluyendo el cumplimiento de las obligaciones indicadas en el artículo 54 de la Ley y en el artículo 40 del Reglamento General.
- II. Otorgar Responsiva profesional. Para los efectos de la Ley, su Reglamento General, este Reglamento y demás disposiciones legales aplicables los Directores Responsables de Obra otorgarán responsiva profesional en los casos indicados en el artículo 39 del Reglamento General.

Artículo 73.- Son derechos de los Corresponsables de Obra:

- I. Recibir la autorización e inscripción en el Padrón de Corresponsable de Obra por parte de la Comisión de Admisión;

- II. Recibir la acreditación única y registro como Corresponsable de Obra por parte de la Administración Municipal;
- III. Refrendar su autorización e inscripción en el Padrón como Corresponsable de Obra;
- IV. Refrendar su acreditación y registro como Corresponsable de Obra;
- V. Ser evaluado y, en su caso, certificado por la Comisión de Admisión;
- VI. Otorgar su responsiva profesional en el proyecto, ejecución y vigilancia de determinadas obras;
- VII. Recibir las retribuciones correspondientes, por el desempeño de sus servicios profesionales, mismos que deberán ser cubiertos por el solicitante de conformidad con lo pactado en los contratos celebrados entre las partes;
- VIII. Conservar copia del proyecto ejecutivo, del libro de bitácora, de las memorias de cálculo y demás documentos, de acuerdo a los plazos estipulados en las disposiciones legales aplicables;
- IX. Retirar su responsiva profesional de una obra; y
- X. Las demás que le confiera la Ley, el Reglamento General, este Reglamento y demás disposiciones legales aplicables.

Capítulo III **De los Técnicos Auxiliares**

Artículo 74.- De conformidad con el Artículo 30 del Reglamento General, el Director Responsable de Obra podrá designar Técnicos Auxiliares para el proyecto, ejecución y vigilancia de las obras para las que haya otorgado su responsiva profesional, lo cual deberá comunicar por escrito a la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, especificando la parte o etapa en la que intervendrán y acompañando la conformidad de estos.

El Director Responsable de Obra comunicará por escrito a la Comisión de Admisión, el nombre o los nombres de los Técnicos Auxiliares, anexando la copia de la cédula profesional, título o la carta de pasante de la carrera profesional que tenga relación con el ramo de la construcción.

El Director Responsable de Obra tendrá la obligación de que participen Técnicos Auxiliares altamente calificados, en alguna especialidad particular cuya complejidad así lo requiera. La Autoridad Municipal, cuando lo considere conveniente, podrá exigir que se demuestre que el Director Responsable de Obra cumple con esta obligación.

Los Técnicos Auxiliares responderán solidariamente con el Director Responsable de Obra por la parte en que hayan intervenido. El Director Responsable de Obra otorgará al Técnico Auxiliar constancia por escrito acerca de su cumplimiento en la obra, la cual le servirá para acreditar experiencia al obtener su Registro de Director Responsable de Obra o Corresponsable de Obra.

Capítulo IV **Del Registro Único Municipal** **de Directores Responsables de Obra y Corresponsables**

Artículo 75.- El Registro Único deberá ser integrado por la Secretaría de Desarrollo, Urbano, Ecología y Medio Ambiente y publicarse en la Gaceta Municipal y en la página de internet oficial de cada Ayuntamiento.

En caso de no contar con ninguna de las anteriores, deberá fijarse en lugar visible del inmueble que ocupa la Presidencia Municipal, preferentemente en el área responsable del trámite de licencias.

Artículo 76.- El Padrón será integrado por la Comisión de Admisión y deberá publicarse en la página de internet oficial de la Dependencia normativa de la Administración Estatal, además podrá darse difusión por otros medios que la Comisión de Admisión considere convenientes.

Artículo 77.- El Registro Único y el Padrón deberán contener el nombre y número de registro de los Directores Responsables y Corresponsables de Obra, así como la vigencia de su acreditación (autorización) y la profesión que ostentan.

Artículo 78.- La calidad de Director Responsable de Obra o de Corresponsable de Obra se adquiere con el Registro de la persona ante la Administración Municipal.

Artículo 79.- Para el examen de acreditación indicado en la fracción VI del artículo 25 del Reglamento General, la Administración Municipal podrá convenir los instrumentos idóneos con la Comisión de Admisión.

Artículo 80.- De conformidad con el artículo 25 del Reglamento General, para obtener la acreditación y el registro municipal como Director Responsable de Obra de obra se requiere:

- I. Presentar a la Administración Municipal solicitud de registro avalada por el Colegio al que pertenezca el interesado;
- II. Acreditar ser de nacionalidad mexicana, o contar con residencia efectiva en el país y la entidad;
- III. Acreditar que posee cédula profesional correspondiente a alguna de las profesiones siguientes:

- a. Arquitecto;
- b. Ingeniero Arquitecto;
- c. Ingeniero Civil;
- d. Ingeniero Constructor Militar;
- e. Ingeniero Municipal;
- f. Ingeniero Mecánico;
- g. Ingeniero Electricista;
- h. Ingeniero Mecánico Electricista;
- i. Restaurador de sitios y monumentos históricos;
- j. Ingeniero Electromecánico, o
- k. Cualquier otra profesión que se relacione con el ramo de la construcción.

Los Arquitectos no podrán otorgar responsivas profesionales en solicitudes de licencia de construcción para instalaciones eléctricas o mecánicas, sino cuando éstas sean accesorias de las construcciones que ampararán esas licencias, ni podrán otorgar responsivas profesionales en solicitudes de licencia de construcción para obras de urbanización como pavimentos, instalaciones de agua potable, saneamiento, electrificación, telecomunicación, etc.

Los profesionistas que pueden otorgar responsivas profesionales en solicitudes de licencia de construcción para obras que pertenecen a una especialidad de la ingeniería: Ingeniero Mecánico, Ingeniero Mecánico Electricista, Ingeniero Petrolero, Ingeniero Aeronauta, Ingeniero Topógrafo, Ingeniero Químico y otros similares, podrán otorgar responsivas profesionales en solicitudes de licencia para para cualquier obra de su especialidad, pero en lo correspondiente a construcciones civiles no podrán hacerlo;

- IV. Presentar currículum vitae actualizado, en el cual se deberán cubrir los siguientes requisitos adicionales:
 - a. Copia del Aval del Colegio de Profesionistas, para su Autorización e Inscripción en el Padrón a cargo de la Comisión de Admisión, y
 - b. Copia de la Autorización vigente e Inscripción en el Padrón.
- V. Acreditar su experiencia en la construcción de por lo menos 2 años, dentro

de los 10 años anteriores a la fecha de presentación de la solicitud;

- VI. Cubrir los derechos que correspondan, por el registro y el examen de acreditación;
- VII. Acreditar ante la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente que conoce la normatividad estatal y municipal en las materias de construcción, desarrollo urbano, protección y conservación de monumentos, vivienda, ecología, de accesibilidad universal, de asentamientos humanos y ordenamiento territorial:
 - a. Código Urbano;
 - b. Ley de Construcción;
 - c. Reglamento General;
 - d. El presente Reglamento;
 - e. Normas Técnicas Municipales;
 - f. Ley de Protección;
 - g. Reglamento de Imagen Urbana del Municipio de Guadalupe, Zacatecas, y
 - h. Las demás disposiciones relacionadas con el ramo de la construcción relativa al diseño urbano, la vivienda y la construcción; y

VIII. Acreditar que es miembro activo del Colegio de Profesionales respectivo.

Artículo 81.- De conformidad con el artículo 51 de la Ley, para autorizar la acreditación de Director Responsable de Obra:

- I. La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, una vez recibida la solicitud, resolverá en un periodo no mayor de 15 días naturales, sobre la procedencia o improcedencia de la misma, debiendo notificar al interesado.
- II. En el caso de reunir los requisitos legales, se otorgará la acreditación como Director Responsable de Obra por un periodo de un año.

Artículo 82.- Para obtener el refrendo de su acreditación, los Directores Responsables de Obra deberán cumplir con lo señalado por la Ley, además de cumplir con los siguientes requisitos:

- I. Solicitud por escrito y firmada por el Director Responsable de Obra dirigida a la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente.

II. Aval por parte del Colegio de Profesionistas al que pertenezca.

Artículo 83.- De conformidad con el artículo 36 del Reglamento General, para obtener la acreditación y el registro municipal como Corresponsable de Obra se requiere:

- I. Presentar al Autoridad Municipal solicitud de registro avalada por el Colegio al que pertenezca el interesado;
- II. Acreditar ser de nacionalidad mexicana, o contar con residencia efectiva en el país y la entidad;
- III. Acreditar que posee Cédula Profesional de alguna de las profesiones siguientes:
 - a. Para Corresponsable en Seguridad Estructural: Ingeniero Arquitecto, Ingeniero Civil, Ingeniero Constructor Militar o Ingeniero Municipal;
 - b. Para Corresponsable en Diseño Urbano o Arquitectónico: Arquitecto, Ingeniero Arquitecto, Urbanista o Restaurador de sitios y monumentos históricos;
 - c. Para Corresponsable en Instalaciones: Ingeniero Arquitecto, Ingeniero Civil, Ingeniero Constructor Militar, Ingeniero Municipal, Ingeniero Mecánico, Ingeniero Electricista, Ingeniero Petrolero, Ingeniero Aeronauta, Ingeniero Topógrafo, Ingeniero Químico y otros similares, y
 - d. Para Corresponsable en Intervenciones en Sitios y Monumentos Históricos: Restaurador de sitios y monumentos históricos;

Se podrá obtener otra corresponsabilidad distinta a las asignadas de las profesiones mencionadas, siempre y cuando el solicitante apruebe, ante la Comisión de Admisión, una evaluación de conocimientos afines a la corresponsabilidad que aspire;

- IV. Presentar currículum vitae actualizado, en el cual se deberán cubrir los siguientes requisitos adicionales:
 - a. Copia del Aval del Colegio de Profesionistas, para su Autorización e Inscripción en el Padrón a cargo de la Comisión de Admisión, y
 - b. Copia de la Autorización vigente e Inscripción en el Padrón.
- V. Acreditar su experiencia en la construcción de por lo menos 2 años, dentro de los 10 años anteriores a la fecha de presentación de la solicitud;

- VI. Cubrir los derechos que correspondan, por el registro y el examen de acreditación;
- VII. Acreditar ante la Administración Municipal conocimientos especializados altamente calificados en seguridad estructural, diseño urbano o arquitectónico, instalaciones, Intervenciones en Sitios y Monumentos Históricos, para lo cual podrá auxiliarse de la Comisión, a fin de implementar un mecanismo de comprobación idóneo para tal calidad, y
- VIII. Acreditar que es miembro activo del Colegio de Profesionales respectivo.

Artículo 84.- De conformidad con el artículo 60 de la Ley, para autorizar la acreditación de Corresponsable de Obra:

- III. La Administración Municipal, una vez recibida la solicitud, resolverá en un periodo no mayor de 15 días naturales, sobre la procedencia o improcedencia de la misma, debiendo notificar al interesado.
- IV. En el caso de reunir los requisitos legales, se otorgará la acreditación como Corresponsable de Obra por un periodo de un año.

Artículo 85.- Para obtener el refrendo de su acreditación, los Corresponsables de Obra deberán cumplir con lo señalado en el artículo 60 de la Ley, además de los requisitos señalados en el artículo 82 de este Reglamento.

Capítulo V

De las Responsabilidades y Sanciones de los Directores Responsables de Obra y Corresponsables

Artículo 86.- La responsabilidad profesional del Director Responsable de Obra se adquiere únicamente para aquella obra autorizada por la Administración Municipal cuando la misma:

- I. Otorga la Licencia de construcción o demolición;
- II. Autoriza la ejecución de obra bajo dirección y supervisión del Director Responsable de Obra, o
- III. Acepta:
 - a. El registro de una obra realizada sin permiso de construcción;
 - b. El dictamen o constancia de estabilidad o seguridad estructural de una edificación o instalación de obras de infraestructura y equipamiento;
 - c. El visto bueno de seguridad y operación de una obra, o

d. El estudio de carácter arquitectónico o estructural.

Artículo 87.- Los Directores Responsables de Obra tendrán la responsabilidad administrativa, hasta cinco años posteriores, contados a partir de la fecha en que se expida la autorización de ocupación, siempre y cuando no haya sufrido modificaciones posteriores al proyecto autorizado, en los términos de la Ley, cuando se trate de obras ejecutadas sin licencia, a partir de la fecha en que se conceda su registro de regularización ante la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, o a partir del momento en que formalmente haya dejado de ser el Director Responsable de Obra.

Dentro del mismo lapso, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, podrá exigir el cumplimiento de las obligaciones derivadas de dicha responsabilidad.

Artículo 88.- La responsiva profesional del Director Responsable de Obra, concluye en los siguientes casos:

- I. Tratándose de obra privada, hasta cinco años posteriores al aviso de terminación de obra, siempre y cuando no haya sufrido modificaciones el proyecto autorizado;
- II. Tratándose de obra pública, hasta doce meses posteriores, a la fecha señalada en el acta de entrega-recepción; o
- III. Cuando la obra no se concluya o se suspenda por cualquier causa establecida en la Ley, el Reglamento General, este Reglamento y demás disposiciones aplicables, a partir del aviso a la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente.

Artículo 89.- El Director Responsable de Obra, terminará su responsiva profesional de una obra, en los siguientes casos:

- I. Suspensión o cancelación de la obra;
- II. Cambio de Director Responsable de Obra; o
- III. Retiro o abandono del Director Responsable de Obra.

En los casos previstos en las fracciones anteriores, se deberá levantar un acta pormenorizada, asentando en detalle el avance de la obra hasta ese momento, la que será suscrita por una persona designada por la Administración Municipal, el Director Responsable de Obra, en su caso los Corresponsables y por el propietario o poseedor de la construcción, acompañado por un testigo de cada una de las partes, asentándose los hechos en la bitácora.

La bitácora de obra actualizada de la forma anterior deberá ser entregada al Director Responsable de Obra sustituto.

El cambio de Director Responsable de Obra no exime al anterior de su responsabilidad por la parte de la obra que le haya correspondido dirigir.

Artículo 90.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente ordenará la suspensión de la obra, cuando el Director Responsable de Obra o cualquiera de sus Corresponsables no sean sustituidos en forma inmediata y no permitirá su reanudación hasta que se otorgue nueva responsiva en los términos de la Ley, el Reglamento General, este Reglamento y demás disposiciones legales aplicables.

En caso de que el Director Responsable de Obra o Corresponsable de Obra no haya refrendado su calidad se suspenderán las obras en proceso de ejecución para las que hayan dado su responsiva profesional.

Artículo 91.- La responsabilidad profesional del Corresponsable de Obra en Seguridad Estructural se adquiere únicamente para aquella obra autorizada por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente cuando la misma:

- I. Otorga la Licencia de construcción o demolición;
- II. Acepta:
 - a. Los planos del proyecto estructural, la memoria de diseño de la cimentación y la estructura;
 - b. Los procedimientos de construcción de las obras y los resultados de las pruebas de control de calidad de los materiales empleados;
 - c. El dictamen técnico de estabilidad, de seguridad de modificación o instalación, o
 - d. La constancia de seguridad estructural.

Artículo 92.- La responsabilidad profesional del Corresponsable de Obra en Diseño Urbano y Arquitectónico se adquiere únicamente para aquella obra autorizada por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente cuando la misma:

- I. Otorga la Licencia de construcción o demolición;
- II. Acepta:
 - a. La memoria y los planos del proyecto urbanístico y/o arquitectónico.
 - b. Los planos del proyecto de intervención y memoria descriptiva de los trabajos a realizar debidamente firmados y sellados por las instancias normativas en la materia según su ámbito de competencia

(en el caso de monumentos o sitios arqueológicos e históricos o edificaciones ubicadas en Zonas del Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación o del Estado), y

- c. Los procedimientos y especificaciones de conservación y/o restauración de las obras y los resultados de las pruebas de control de calidad de los materiales empleados (en el caso de monumentos o sitios arqueológicos e históricos o edificaciones ubicadas en Zonas del Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación o del Estado).

Artículo 93.- La responsabilidad profesional del Corresponsable de Obra en Instalaciones se adquiere únicamente para aquella obra autorizada por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente cuando la misma:

- I. Otorga la Licencia de construcción o demolición;
- II. Acepta:
 - a. La memoria de diseño y los planos del proyecto de instalaciones;
 - b. El dictamen técnico en los diferentes ramos de seguridad;
 - c. La constancia de seguridad de la instalación, o
 - d. Los procedimientos sobre la seguridad de la instalación.

Artículo 94.- La responsabilidad profesional del Corresponsable de Obra en Intervenciones en Sitios y Monumentos Históricos se adquiere únicamente para aquella obra autorizada por la Administración Municipal cuando la misma:

- I. Otorga la Licencia de construcción o demolición;
- II. Acepta:
 - a. Los planos del proyecto de intervención y memoria descriptiva de los trabajos a realizar debidamente firmados y sellados por las instancias normativas en la materia según su ámbito de competencia, y
 - b. Los procedimientos y especificaciones de conservación y/o restauración de las obras y los resultados de las pruebas de control de calidad de los materiales empleados.

Artículo 95.- Los Corresponsables de Obra tendrán la responsabilidad administrativa, hasta cinco años posteriores, contados a partir de la fecha en que se expida la autorización de ocupación, siempre y cuando no haya sufrido modificaciones posteriores al proyecto autorizado, en los términos de la Ley,

cuando se trate de obras ejecutadas sin licencia, a partir de la fecha en que se conceda su registro de regularización ante la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, o a partir del momento en que formalmente haya dejado de ser el Corresponsable de Obra.

Dentro del mismo lapso, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, podrá exigir el cumplimiento de las obligaciones derivadas de dicha responsabilidad.

Artículo 96.- La responsiva profesional de los Corresponsables de Obra, concluye en los siguientes casos:

- I. Tratándose de obra privada, hasta cinco años posteriores al aviso de terminación de obra, siempre y cuando no haya sufrido modificaciones el proyecto autorizado;
- II. Tratándose de obra pública, hasta doce meses posteriores, a la fecha señalada en el acta de entrega-recepción; o
- III. Cuando la obra no se concluya o se suspenda por cualquier causa establecida en la Ley, el Reglamento General, este Reglamento y demás disposiciones aplicables, a partir del aviso a la Administración Municipal.

Artículo 97.- Los Corresponsables de Obra, terminarán su responsiva profesional de una obra, en los siguientes casos:

- I. Suspensión o cancelación de la obra;
- II. Cambio de Corresponsable(s) de Obra; o
- III. Retiro o abandono del (los) Corresponsable(s) de Obra.

En los casos previstos en las fracciones anteriores, se deberá levantar un acta pormenorizada, asentando en detalle el avance de la obra hasta ese momento, la que será suscrita por una persona designada por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, el Director Responsable de Obra, en su caso los Corresponsables y por el propietario o poseedor de la construcción, acompañado por un testigo de cada una de las partes, asentándose los hechos en la bitácora.

El cambio de Corresponsable(s) de Obra no exime al (los) anterior(es) de su responsabilidad por la parte de la obra que le(s) haya(n) participado.

Artículo 98.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, ordenará la suspensión de la obra, cuando cualquiera de los Corresponsables no sea sustituido en forma inmediata y no permitirá su reanudación hasta que se otorgue nueva responsiva en los términos de la Ley, el Reglamento General, este

Reglamento y demás disposiciones legales aplicables.

En caso de que el Corresponsable de Obra no haya refrendado su calidad se suspenderán las obras en proceso de ejecución para las que hayan dado su responsiva profesional

Artículo 99.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, es la autoridad competente para sustanciar, notificar e imponer las infracciones en que incurran los Directores Responsables de Obra y/o Corresponsables, considerando el dictamen que formule la Comisión de Admisión, para aplicar la resolución que a derecho proceda, conforme al procedimiento administrativo correspondiente, independientemente de las sanciones previstas en el Título Décimo Primero del presente ordenamiento.

Artículo 100.- la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, previa opinión de la Comisión de Admisión, podrá amonestar por escrito al Director Responsable de Obra o a los Corresponsables, cuando:

- I. Infrinjan la Ley, el Reglamento General o el presente Reglamento, sin causar situaciones que pongan en peligro la vida de las personas y/o los bienes, independientemente de la reparación del daño, así como de la responsabilidad derivada de procesos de índole civil o penal;
- II. Presenten la documentación incompleta o con datos erróneos y que formen parte de los procedimientos que inicien ante la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente;
- III. Omitan notificar a la Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra y a la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medios Ambiente, para el registro en su historial de la responsiva otorgada a una obra pública realizada por la Administración Pública Municipal, Estatal o Federal.

Artículo 101.- De conformidad con el artículo 34 del Reglamento General, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, previa opinión de la Comisión de Admisión, podrá suspender los efectos de su registro a un Director Responsable de Obra o Corresponsable de Obra, en cualquiera de los casos siguientes:

- I. Cuando hayan obtenido su inscripción proporcionando datos falsos o cuando dolosamente presenten datos erróneos o documentos falsos en la solicitud de licencia o en sus anexos;
- II. Cuando no hubieren cumplido sus funciones en los casos en que hayan dado su responsiva profesional, o
- III. Cuando hayan reincidido en violaciones a la Ley, al Reglamento General o al presente Reglamento.

En los casos anteriores, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, analizará, y en su caso, decretará la suspensión del Registro como Director Responsable de Obra o Corresponsable de obra por un mínimo de tres meses, pudiendo ser definitiva sin perjuicio de que el Director Responsable de Obra o Corresponsable de Obra subsane la irregularidad en que haya incurrido.

Artículo 102.- En los casos del artículo anterior, los infractores deberán entregar a la Comisión de Admisión y a la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, en un plazo máximo de 30 días naturales un informe detallado de las obras bajo su responsiva, el cual deberá acompañar de copias de la bitácora y memoria fotográfica.

La Comisión de Admisión notificará a todas las Administraciones Municipales del Estado de Zacatecas de los Directores Responsables de Obra o Corresponsables que hayan sido sancionados para que éstas procedan conforme a lo establecido en la Ley y su Reglamento General, de igual forma se habilitará una sección en su página de internet para conocimiento público.

Adicionalmente, se informará lo conducente al Colegio de Profesionales al que pertenezca el infractor.

Capítulo VI

De las Obligaciones de los Propietarios y/o Poseedores, constructores y empresas que elaboran concretos premezclados

Artículo 103.- El propietario y/o poseedor, de manera individual o mancomunada, según se actúe, tiene las siguientes obligaciones:

- I. Suscribir un contrato de prestación de servicios profesionales con el Director Responsable de Obra o Corresponsable, según sea el caso, en el cual se establecerá el Arancel correspondiente por los servicios que hayan sido solicitados;
- II. Solicitar por escrito los cambios al proyecto ejecutivo de obra al Director Responsable de Obra y/o Corresponsable, según sea el caso, quienes autorizarán o no dichos cambios, lo cual deberá ser asentado en la bitácora, así como los motivos para ello;
- III. No podrá remover o sustituir al Director Responsable de Obra y/o Corresponsable derivado de que estos exijan el cumplimiento de la normatividad por la cual otorgaron su responsiva;
- IV. Contratar para la obra, el seguro de responsabilidad civil por daños a terceros en las obras clasificadas en los grupos A y subgrupo B1 en el Título Sexto de este Reglamento. El monto mínimo asegurado no deberá

ser menor del diez por ciento del costo total de la obra construida por el tiempo de vigencia de la licencia de construcción;

- V. Contar en su caso, con el Programa Interno de Protección Civil para obra en construcción, remodelación y demolición;
- VI. Dar aviso a la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente de la terminación de la obra ejecutada conforme a este Reglamento.

Artículo 104.- El constructor tiene las siguientes obligaciones:

- I. Ejecutar la obra conforme al proyecto ejecutivo, registrado en la licencia ante la Administración Municipal;
- II. Cuando existan diferencias físicas del terreno, condiciones de la colindancia o propiedades distintas del suelo donde se construirá la cimentación con lo indicado en el proyecto registrado, deberá comunicar al Director Responsable de Obra y/o Corresponsable para que determine cuál será el procedimiento por realizar;
- III. Atender las instrucciones del Director Responsable de Obra y/o los Corresponsables, en cuanto a las condiciones de seguridad y salud en la obra a efecto de prevenir riesgos laborales cumpliendo con lo establecido en la NOM-031-STPS vigente;
- IV. Solicitar por escrito los cambios que considere pertinente al proyecto ejecutivo de obra al Director Responsable de Obra y/o Corresponsable, según sea el caso, quienes autorizarán o no dichos cambios, lo cual deberá ser asentado en la bitácora, así como los motivos para ello ;
- V. Contratar laboratorios certificados y/o acreditados por entidades autorizadas para realizar las pruebas que se establezcan en las Normas Técnicas Municipales, las NOM y las NMX para garantizar la calidad de los materiales;
- VI. Colocar un letrero en la obra en un lugar visible y legible desde la vía pública, con el nombre del Director Responsable de Obra, número de registro y en su caso del o de los Corresponsables con su número de registro, el nombre del Constructor y su razón social además del número de licencia de construcción, la vigencia, tipo, uso de la obra y ubicación de esta, y
- VII. Aplicar, en su caso, el Programa Interno de Protección Civil para obra en construcción, remodelación y demolición.

El constructor será el responsable, en el caso de que existan daños en la obra o a terceros generados por el incumplimiento de los incisos anteriores.

VII. Las empresas que suministran concreto premezclado tienen las siguientes obligaciones:

- a) Solicitar al momento de su contratación, la licencia de construcción ante la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, y
- b) Atender las instrucciones del Director Responsable de Obra y/o los Corresponsables, en cuanto a las condiciones de seguridad y salud en la obra a efecto de prevenir riesgos laborales cumpliendo con lo establecido en la NOM-031-5TPS vigente.

La empresa será el responsable en el caso de que suministre el concreto en una construcción que no cuente con la licencia emitida por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente.

TÍTULO CUARTO DE LA CONSTANCIA DE COMPATIBILIDAD URBANÍSTICA Y LAS LICENCIAS DE CONSTRUCCIÓN

Capítulo I De la Constancia de Compatibilidad Urbanística

Artículo 105.- La persona física o jurídico colectiva, pública o privada, que pretenda realizar obras, acciones, servicios o inversiones en materia de desarrollo urbano y vivienda en el municipio, previo a la ejecución de dichas acciones u obras, deberá obtener la constancia de compatibilidad urbanística que le expida la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, y la constancia de compatibilidad urbanística estatal, en su caso.

El estudio de compatibilidad urbanística es independiente y condiciona, por parte de la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, la expedición de autorizaciones, permisos y licencias que se deriven de la legislación urbana aplicable a fraccionamientos, subdivisiones, fusiones, retotificaciones, construcciones de todo tipo, demoliciones, adaptaciones de obras, condominios, urbanizaciones y cambios en el uso o destino del inmueble.

Artículo 106.- Para la expedición de la Constancia Municipal de Compatibilidad Urbanística, se deberán observar los requisitos establecidos en el Código Urbano, así como la compatibilidad, trámites y permisos que se establezcan en demás ordenamientos aplicables, previo a la ocupación del predio, así como las restricciones y observaciones que establezcan para este fin los Planes y Programas de Desarrollo Urbano vigentes en el Municipio.

Este estudio, con base en la zonificación prevista en los programas, planes y declaratorias de desarrollo urbano, señalará los usos o destinos del área o predio

permitidos, condicionados o prohibidos.

El cumplimiento del artículo anterior no implica el sentido afirmativo del otorgamiento de la licencia de construcción; la Autoridad lo considerará como elemento integrante para el otorgamiento de dicha licencia de construcción.

Capítulo II De las Licencias de Construcción

Sección Primera Disposiciones Generales

Artículo 107.- La persona física o moral, pública o privada, que pretenda realizar obras, acciones, servicios o inversiones en materia de desarrollo urbano y vivienda en el Estado, deberá obtener, previo a la ejecución de dichas acciones u obras la Licencia de Construcción, que expida la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, según sea el caso.

Artículo 108.- La licencia de construcción es el documento expedido por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, por el cual se autoriza al propietario de un inmueble a construir, ampliar, modificar, reparar o demoler una edificación o instalación en su predio.

Artículo 109.- Los Directores Responsables de Obra podrán solicitar a nombre del propietario ante la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, la Licencia de Construcción para realizar una obra pública o privada.

Artículo 110.- Para las obras que no requieran responsiva por parte del Director Responsable de Obra, los propietarios podrán realizar por sí, los trámites de solicitud de Licencia de Construcción ante la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente.

Artículo 111.- La resolución de las solicitudes de Licencias de Construcción se realizará de acuerdo a lo indicado en el artículo 92 del Reglamento General.

Artículo 112.- Transcurridos los plazos señalados en el artículo anterior, sin haber resolución de la de la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, se entenderá otorgada la Licencia de Construcción, procediendo la afirmativa ficta, salvo que se trate de casos de excepción en las construcciones que se enlistan en el artículo 94 del Reglamento General, en cuyo caso se entenderá negada.

Artículo 113.- Cuando por cualquier circunstancia la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, no resuelva sobre el otorgamiento de una Licencia de Construcción dentro del plazo fijado deberá procederse de acuerdo a lo indicado en los párrafos segundo y tercero del artículo 94 del Reglamento General.

Artículo 114.- La revisión de los expedientes y planos respectivos, se hará de acuerdo a lo indicado en los artículos 95 y 96 del Reglamento General.

Artículo 115.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, expedirá la Licencia de Construcción, según el tipo de construcción u obra de que se trate, esta podrá ser: obra nueva, edificación, modificación, ampliación, conservación, reparación, reacondicionamiento, restauración, remodelación, reconstrucción, rehabilitación, uso, mantenimiento y demolición, especial y específica.

Los requisitos para la expedición de las Licencias de Construcción indicadas en el párrafo anterior se publicarán por medios impresos (trípticos o folletos) en el módulo de Ventanilla Única de Construcción y por medio de la Plataforma Digital de Permisos y Licencias.

Sección Segunda **Licencias de Construcción que no requieren Responsiva** **de Directores Responsables de Obra**

Artículo 116.- Se requerirá Licencia de Construcción sin responsiva de Director Responsable de Obra, debiendo cumplirse los requisitos indicados en el artículo 98 del Reglamento General, en los siguientes casos:

- I. Arreglo o cambio de techo de azotea o entrepisos, cuando en la reparación se emplee el mismo tipo de construcción y siempre que el claro no sea mayor de 4.00 m, ni se afecten miembros estructurales importantes;
- II. Construcción de bardas interiores y exteriores con altura máxima de 2.50 m;
- III. Apertura de claros de 1.50 m como máximo, en construcciones hasta de dos niveles, si no se afectan elementos estructurales ni se cambia total o parcialmente el destino del inmueble;
- IV. Instalación de fosas sépticas o albañales en casas habitación, y
- V. Edificación en un predio baldío de una vivienda unifamiliar mínima, cuya superficie de terreno deberá cumplir con los requisitos mínimos señalados en el Código Urbano, la cual deberá contar con los servicios sanitarios indispensables, estar constituida por dos niveles como máximo, con superficie construida hasta de 45.00 m² y claros estructurales no mayores de 4.00 m.

Artículo 117.- En levantamientos de lotes urbanos para construcción, se ampliarán los datos a 1.50 m, a los extremos del lote en cuestión, asimismo se tomarán datos de las fachadas contiguas sobre todo si tienen balcones, volados u

otra clase de salientes de poca altura y además exista desnivel apreciable en el frente del lote.

Artículo 118.- Las autoridades municipales en materia de construcción, de acuerdo a su competencia, promoverán programas de asesoría en apoyo a los propietarios de la vivienda de interés social, mínima, progresiva o que necesiten autoconstruir, estas podrán coordinarse con los organismos federales y estatales de vivienda, así como instituciones educativas de nivel superior orientadas a la construcción. Estos programas incluirán a pasantes del servicio social de las carreras de Arquitectura, Ingeniería Civil e Ingeniería Mecánica y Eléctrica.

Sección Tercera Licencia de Construcción de Obra Nueva

Artículo 119.- La Licencia de Construcción de obra nueva se otorgará cuando en el predio no exista construcción alguna y la superficie construida sea mayor a 45.00 m², se hayan cumplido los requisitos indicados en el artículo 101 del Reglamento General además se incluya lo siguiente:

- I. Copia del recibo de pago del impuesto predial del año fiscal correspondiente a la solicitud de la licencia;
- II. En los planos de construcción requeridos en inciso h) del artículo 101 del Reglamento General se incluirá el levantamiento del lote urbano para construcción de acuerdo con lo indicado en el artículo 104 del Reglamento General;

Los profesionistas que firmen los documentos señalados en las fracciones VII, VIII y IX del artículo 101 del Reglamento General asumirán las responsabilidades profesionales, administrativas, civiles y penales que correspondan.

Sección Cuarta Licencia de Ampliación de Construcción

Artículo 120.- La licencia de ampliación de construcción se otorgará cuando se requiera un crecimiento y aumento de los espacios ya construidos para hacer más funcional su uso y aprovechamiento, la ampliación sea mayor a 45.00 m² y se hayan cumplido además de los requisitos indicados en el artículo 102 del Reglamento General, lo siguiente:

- I. Constancia de factibilidad de energía eléctrica por parte de Comisión Federal de Electricidad, que indique la posibilidad de tener el servicio y conexión a la red pública y en caso de que así proceda, certificación de derechos de paso de líneas de alta tensión;
- II. En los planos de construcción requeridos en el inciso f) del artículo 102 del Reglamento General se incluirá el levantamiento del lote urbano para construcción de acuerdo con lo indicado en el artículo 104 del Reglamento

General;

- III. Cuatro tantos del proyecto de instalaciones eléctricas, hidráulicas, sanitarias, planos isométricos, memorias de cálculo y de instalaciones especiales, cuando así proceda. De acuerdo con lo establecido en este Reglamento, podrá exigir cuando lo juzgue conveniente, la presentación de los cálculos completos para su revisión. Estos planos deberán estar firmados por el Director Responsable de Obra y el Corresponsable de Obra, en su caso;
- IV. Copia fotostática de la escritura o documento que avale la propiedad del predio, y
- V. Copia del recibo de pago del impuesto predial del ejercicio fiscal correspondiente al de la solicitud.

Los profesionistas que firmen los documentos señalados en los incisos f) y g) del artículo 102 del Reglamento General y en la fracción III de este artículo asumirán las responsabilidades profesionales, administrativas, civiles y penales que correspondan.

Sección Quinta Licencia de Modificación

Artículo 121.- La licencia de modificación se otorgará cuando se requiera cambiar parcialmente una construcción, siempre y cuando mantenga su uso asignado y se hayan cumplido además de los requisitos indicados en el artículo 103 del Reglamento General, lo siguiente:

- I. Cumplimiento de las condicionantes indicadas en el artículo 105 del Reglamento General;
- II. Copia del recibo de pago del impuesto predial del ejercicio fiscal correspondiente al de la solicitud;
- III. Planos arquitectónicos del proyecto; y
- IV. En los planos de construcción requeridos en la fracción anterior y en las fracciones V y VI del artículo 103 del Reglamento General se incluirá el levantamiento del lote urbano para construcción de acuerdo con lo indicado en el artículo 104 del Reglamento General;

Los profesionistas que firmen los documentos señalados en las fracciones V y VI del artículo 103 del Reglamento General y en la fracción III de este artículo asumirán las responsabilidades profesionales, administrativas, civiles y penales que correspondan.

Sección Sexta Licencia de Remodelación

Artículo 122.- La licencia de remodelación se otorgará cuando se requiera un cambio o mejoramiento de la fisonomía de una edificación o del espacio urbano, generalmente en áreas específicas que modifica el funcionamiento, se hayan cumplido los requisitos indicados en el artículo 106 del Reglamento General y además se cumplan los requisitos siguientes:

- I. Copia del recibo de pago del impuesto predial del ejercicio fiscal correspondiente al de la solicitud; y
- II. En los planos de construcción requeridos en las fracciones IV y VI del artículo 106 del Reglamento General se incluirá el levantamiento del lote urbano para construcción de acuerdo con lo indicado en el artículo 104 del Reglamento General.

Los profesionistas que firmen los documentos señalados en las fracciones del Reglamento General asumirán las responsabilidades profesionales, administrativas, civiles y penales que correspondan.

Sección Séptima Licencia de Demolición

Artículo 123.- La licencia de demolición, se otorgará cuando se requiera deshacer, desmontar cualquier construcción o elementos que la integran y se hayan cumplido además de los requisitos indicados en el artículo 107 del Reglamento General, lo siguiente:

- I. Copia fotostática de la escritura o documento que avale la propiedad del predio; y
- II. Copia del recibo de pago del impuesto predial del ejercicio fiscal correspondiente al de la solicitud.

Artículo 124.- Podrá otorgarse Licencia de Construcción a las viviendas que tengan como mínimo una pieza habitable con sus servicios de cocina y baño.

Artículo 125.- En ningún caso la Autoridad Municipal, otorgará Licencia de Construcción, ampliación, modificación o remodelación si el proyecto presentado contraviene el uso y aprovechamiento de la vía pública, conforme se establece en el Reglamento General.

Sección Octava Licencia de Construcción de carácter Especial

Artículo 126.- La Licencia de Construcción de carácter Especial, se otorgará cuando se requieran usos y destinos que generen intensa concentración de

usuarios, de tránsito de vehículos o de estacionamiento, mayor demanda de servicios municipales o den origen a problemas especiales de carácter urbano de acuerdo a lo indicado en los instrumentos básicos y derivados utilizados en la planeación del desarrollo urbano en la Entidad a través del Sistema de Planeación del Ordenamiento Territorial y Desarrollo Urbano.

Requieren de las autorizaciones necesarias de otros organismos del sector público, en los términos de que establezcan las leyes de la materia.

Será expedida para la construcción, reconstrucción, modificación de edificios o instalaciones y cambio de uso de los mismos, cuando se trate de las edificaciones indicadas en el artículo 110 del Reglamento General y las siguientes:

- I. Locales, conjuntos o centros comerciales, y
- II. Baños públicos.

Los requisitos que deberán cumplirse para la obtención de estas licencias especiales son los solicitados para obra nueva, ampliación, modificación, remodelación y demolición, según sea el caso, además de lo indicado en el párrafo segundo de este artículo.

En cada Licencia de Construcción de carácter especial que sea expedida por parte la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, se señalarán las condiciones que fijen los Programas de Desarrollo Urbano, en materia de vialidad, estacionamiento, áreas verdes, áreas de maniobra, densidad de población y cualesquiera otras. Estas condiciones se transcribirán en la Licencia de Construcción.

Los profesionistas que firmen las solicitudes y documentos señalados para la obtención de las licencias de construcción especiales asumirán las responsabilidades profesionales, administrativas, civiles y penales que correspondan.

Sección Novena **Licencia de Construcción Especifica**

Artículo 127.- La licencia de construcción especifica es el documento que expide la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente para poder construir, ampliar, modificar, reparar, instalar, demoler, desmantelar una obra o instalación, colocar tapial, excavar cuando no sea parte del proceso de construcción de un edificio, así como para realizar estas actividades en suelo de conservación.

En el caso de las zonas arboladas que la obra pueda afectar, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente establecerá las condiciones mediante las cuales se llevará a cabo la reposición de los árboles afectados con

base en las disposiciones que al efecto expida la Secretaría del Medio Ambiente.

Artículo 128.- Las modalidades de licencias de construcción específica que se regulan en el presente Reglamento son las siguientes:

- I. Edificaciones en suelo de conservación;
- II. Instalaciones subterráneas, aéreas y sobre superficie en la vía pública;
- III. Estaciones repetidoras de comunicación celular o inalámbrica;
- IV. Las excavaciones o cortes de cualquier índole, cuya profundidad sea mayor de sesenta centímetros, tendrá una vigencia máxima de 45 días;

Este requisito no será exigido cuando la excavación constituya una etapa de la edificación autorizada;

- V. Tapiales que invadan la acera en una medida superior a 0.50 m;
- VI. Obras o instalaciones temporales en propiedad privada y de la vía pública para ferias, aparatos mecánicos, circos, carpas, graderías desmontables y otros similares;
- VII. Quedan excluidas de esta licencia las reparaciones que no alteren las especificaciones de la instalación, manejo, sistemas eléctricos o de seguridad, y
- VIII. Instalaciones o modificaciones en edificaciones existentes, de ascensores para personas, montacargas, escaleras mecánicas o cualquier otro mecanismo de transporte electro-mecánico, equipos contra incendio y tanques de almacenamiento y/o instalación de maquinaria, con o sin plataformas.

Los requisitos que deberán cumplirse para la obtención de estas licencias específicas son los solicitados para obra nueva, ampliación, modificación, remodelación y demolición, según sea el caso.

Para las modificaciones al proyecto original de cualquier obra, con la solicitud de la licencia se acompañará el proyecto respectivo por cuadruplicado.

No se concederá licencia cuando el aprovechamiento de uso sea incompatible con la zonificación de distintos usos y reservas autorizadas por los Programas de Desarrollo Urbano, o bien el inmueble no reúna las condiciones de estabilidad y servicio para el nuevo uso.

Las solicitudes para este tipo de licencias se presentarán con la firma del

propietario del predio y con la responsiva de un Director Responsable de Obra.

Los profesionistas que firmen las solicitudes y documentos señalados para la obtención de las licencias de construcción específica asumirán las responsabilidades profesionales, administrativas, civiles y penales que correspondan.

Sección Décima **Casos que no requieren Licencia de Construcción**

Artículo 129.- No se requerirá la expedición de licencia de construcción, en los casos indicados en el artículo 112 del Reglamento General.

Sección Décima Primera **Casos que siempre requieren Licencia de Construcción**

Artículo 130.- Para todas la obras e instalaciones en monumentos e Inmuebles ubicados en zonas típicas, zonas de monumentos, zonas de transición, sitios, itinerarios culturales, rutas de acceso y paisajes culturales, independientemente de la superficie a intervenir, deberá obtenerse la licencia de construcción propia y se deberá obtener previamente la licencia o autorización respectiva de las instancias normativas competentes en la materia, como el INAH y la Junta, en el ámbito de su competencia.

Sección Décima Segunda **Vigencia de la Licencia de Construcción**

Artículo 131.- Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, tendrá facultad para fijar el plazo de la vigencia de cada Licencia de Construcción de acuerdo con las bases siguientes:

- I. Para la construcción de obras con superficie hasta de 300 m², por un periodo máximo de doce meses, prorrogable;
- II. Para la edificación de obras con superficie mayor a 300 m² y hasta 1,000 m², por un periodo máximo de veinticuatro meses, y
- III. De más de 1,000 m², por un periodo máximo de treinta y seis meses.

Por cada licencia de construcción podrán otorgarse hasta dos prórrogas para las fracciones señaladas anteriormente.

Si terminado el plazo autorizado para la construcción de una obra ésta no se hubiere concluido, para continuarla deberá obtenerse prórroga de la licencia de construcción y cubrir los derechos por la parte no ejecutada de la obra, a la solicitud se acompañará una descripción de los trabajos que se vayan a llevar a cabo y el croquis o el plano, cuando sea necesario.

Artículo 132.- Toda licencia expedida por la Secretaría de Desarrollo Urbano y Medio Ambiente, causará los derechos que se fije en la Ley de Ingresos del ejercicio fiscal que corresponda.

Las Licencias de Construcción y los Planos aprobados se entregarán al interesado cuando éste hubiere cubierto el monto de todos los derechos que haya generado su autorización.

Si en un plazo de 30 días naturales a partir de la aprobación de la Licencia, ésta no se expidiere por falta de pago de los derechos, se tendrá como no presentada la solicitud respectiva.

En un lugar visible de la obra deberán permanecer la Licencia de Construcción y un tanto de los planos autorizados, hasta la conclusión de la misma.

Sección Décima Tercera Construcción en proceso sin Licencia de Construcción

Artículo 133.- Cuando la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, detecte una construcción que se efectúa sin autorización alguna, de inmediato suspenderá la obra y requerirá al propietario mediante oficio, como máximo en dos ocasiones, a fin de regularizar su situación, lo que, de no cumplirse, ocasionará la aplicación de las sanciones que para el caso establece el Reglamento General, sin perjuicio de cumplir con la regularización de la obra.

Artículo 134.- La regularización de una obra estará sujeta al procedimiento indicado en el artículo 119 del Reglamento General.

Sección Décima Cuarta Construcción ejecutada sin Licencia de Construcción

Artículo 135.- En caso de que existan construcciones terminadas estructuralmente en las que no se haya obtenido la Licencia de Construcción correspondiente, la Autoridad Municipal, requerirá al propietario a fin de que solicite la inscripción de la obra en el Registro de Obras Ejecutadas que para el caso llevará la misma Autoridad Municipal, de acuerdo a lo indicado en el artículo 120 del Reglamento General.

Artículo 136.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, estará facultada para ordenar la demolición total de una obra o la parte de ella que se haya realizado sin licencia, o en contravención al Reglamento General, independientemente de las sanciones que procedan.

Artículo 137.- Se concederá el registro de obras ejecutadas al propietario, que demuestre que la obra cumple con el Reglamento General y los demás ordenamientos legales aplicables, así como con las disposiciones del Programa

de Desarrollo Urbano, y deberá sujetarse al procedimiento indicado en el artículo 123 del Reglamento General.

Capítulo III **De la Ocupación y del Visto Bueno de Seguridad** **y Operación de las Construcciones**

Artículo 138.- Los propietarios o poseedores están obligados a dar el aviso de terminación de las obras ejecutadas de conformidad con el artículo 115 del Reglamento General.

Artículo 139.- El propietario, poseedor o representante legal de una instalación o edificación recién construida debe presentar junto con el aviso de terminación de obra ante la Autoridad Municipal, el Visto Bueno de Seguridad y Operación con la responsiva de un Director Responsable de Obra y del Corresponsable en Instalaciones, en su caso.

Artículo 140.- El dictamen de seguridad y operación es el documento por el cual la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente hace constar que la instalación o edificación reúne las condiciones de operación y seguridad que señala este Reglamento, previa inspección de esta y siempre que las pruebas de carga y de las instalaciones resulten satisfactorias.

Artículo 141.- Recibida la manifestación de terminación de obra, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente ordenará una inspección para verificar el cumplimiento de los requisitos señalados en la Licencia respectiva y si la construcción se ajustó a los planos arquitectónicos y demás documentos que hayan servido de base para el otorgamiento de la Licencia.

La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente autorizará diferencias en la obra ejecutada con respecto al proyecto aprobado siempre que no se afecten las condiciones de seguridad, estabilidad, destino, servicio y salubridad, se respeten las restricciones indicadas en la constancia de alineamiento oficial, las características autorizadas en la Licencia respectiva, el número de niveles especificados y las tolerancias que fija este Reglamento.

Cuando la construcción cumpla con los requisitos señalados en este artículo, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, autorizará su uso y ocupación.

La autorización de uso y ocupación se concederá una vez liquidados los derechos que para el mismo se fijan en la Ley de Ingresos municipal para el ejercicio que corresponda, excepto cuando se trate de circos, carpas y ferias con aparatos mecánicos, casos en que la autorización se requerirá cada vez que cambien de ubicación.

Artículo 142.- Si del resultado de la inspección a que se refiere el artículo anterior

y del cotejo de la documentación correspondiente apareciere que la obra no se ajustó a la licencia y a los planos autorizados, se procederá como se indica en el artículo 117 del Reglamento General.

Artículo 143.- Para el establecimiento y funcionamiento de giros industriales, tales como fábricas, bodegas, talleres o laboratorios se requerirá la autorización de operación que se obtendrá de acuerdo a lo indicado en el artículo 121 del Reglamento General.

TÍTULO QUINTO DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

Capítulo I Generalidades

Artículo 144.- Para garantizar las condiciones de habitabilidad, accesibilidad, funcionamiento, higiene, acondicionamiento ambiental, sustentabilidad, eficiencia energética, comunicación, seguridad en emergencias, seguridad estructural, integración al contexto e imagen urbana de las edificaciones en el Municipio de Guadalupe, los proyectos arquitectónicos correspondientes deben cumplir con los requerimientos establecidos en este Título para cada tipo de edificación, en las Normas TM-PA y demás disposiciones legales aplicables.

Artículo 145.- Los elementos arquitectónicos que constituyen el perfil de una fachada a la vía pública, tales como pilastras, sardineles, marcos de puertas y ventanas, debe cumplir con lo que establecen las Normas TM-PA.

Los balcones que se proyecten sobre vía pública constarán únicamente de piso, pretil, balaustrada o barandal y cubierta, sin cierre o ventana que los haga funcionar como locales cerrados o formando parte integral de otros locales internos.

Artículo 146.- Las alturas de las edificaciones, la superficie construida máxima en los predios, así como las áreas libres mínimas permitidas en los predios deben cumplir con lo establecido en los Programas señalados en el Código Urbano.

Artículo 147.- La separación de edificios nuevos o que han sufrido modificaciones o ampliaciones, con predios o edificios colindantes debe cumplir con:

- I. Lo establecido en las Normas Generales de Ordenación Urbana:
 - a. Alturas de edificación y restricciones en la colindancia posterior del predio;
 - b. Alturas máximas en vialidades en función de la superficie del predio y restricciones de construcción al fondo y laterales, y
 - c. Ampliación de construcciones existentes;

- II. La iluminación natural y la artificial para todas las edificaciones deben cumplir con lo dispuesto en las Normas TM-PA y/o las NOM;
- III. Los locales en las edificaciones contarán con medios de ventilación natural o artificial que aseguren la provisión de aire exterior, en los términos que fijen las Normas TM-PA;
- IV. Toda edificación debe separarse de sus linderos con los predios vecinos o entre cuerpos en el mismo predio según se indica en las Normas TM-SE del Diseño por Sismo; y
- V. En el caso de una nueva edificación en que las colindancias adyacentes no cumplan con lo estipulado en el párrafo anterior, la nueva edificación debe cumplir con las restricciones de separación entre colindancias como se indica en las Normas TM-SE del Diseño por Sismo.

Artículo 148.- La cantidad de cajones que requiere una edificación estará en función del uso y destino de la misma, así como de las disposiciones que establezcan los Programas de Desarrollo Urbano correspondientes. En el artículo 77 del Reglamento General se indica la cantidad mínima de cajones de estacionamiento que corresponden al tipo y rango de las edificaciones.

Artículo 149.- Los estacionamientos públicos y privados deben cumplir las disposiciones indicadas en los artículos 77 al 87 del Reglamento General.

Capítulo II De la Habitabilidad, Accesibilidad y Funcionamiento

Artículo 150.- Las dimensiones y características de los locales de las edificaciones, según su uso o destino, así como la accesibilidad para personas con discapacidad, se establecen en la Sección Primera del Capítulo IV del Título Segundo del Reglamento General y en las Normas TM-PA.

- I. Los requerimientos de habitabilidad y funcionamiento, deberán cumplir con lo dispuesto en la Sección Primera del Capítulo IV del Título Segundo del Reglamento General y en las Normas TM-PA;
- II. Las NOM complementarán y detallarán las características de habitabilidad;
- III. En el párrafo anterior se señala la aplicabilidad de otras disposiciones, tales como las NOM y las NMX cuando así procede. El cumplimiento de estas Normas TM-PA queda bajo la responsabilidad de los Directores Responsables de Obra y de los Corresponsables, en su caso;
- IV. Los requerimientos de accesibilidad para personas con discapacidad deberán sujetarse a lo establecido en las Normas TM-PA y/o las NOM;

- V. Las edificaciones con servicio al público o que impliquen la concurrencia del público, deberán sujetarse a los requerimientos de accesibilidad para las personas con discapacidad, establecidos en las Normas TM-PA;
- VI. En el diseño y construcción de los elementos de comunicación en las edificaciones con uso habitacional salvo los inmuebles de interés social y/o popular en donde no se requieren elevadores, será accesible la planta que comunique la edificación con la vía pública y en su caso hasta el acceso al elevador;
- VII. El proyecto, las obras y los permisos para la utilización en la vía pública, en los espacios abiertos, en las áreas verdes, parques y jardines o en los exteriores de conjuntos habitacionales deben satisfacer lo establecido en las Normas TM-PA;
- VIII. La circulación peatonal en espacios exteriores debe satisfacer lo establecido en las Normas TM-PA; y
- IX. Cuando así lo prevea el proyecto urbano, las áreas de descanso, banquetas, camellones, cruces peatonales entre banquetas, pavimento táctil, teléfonos públicos, pasamanos y barandales, elementos que sobresalen, pavimentos y alfombras en rampas deben satisfacer lo establecido en las Normas TM-PA.

Capítulo III

De la Higiene, Servicios y Acondicionamiento Ambiental

Sección Primera

Provisión Mínima de Agua Potable

Artículo 151.- De conformidad con el artículo 139 del Reglamento General, las edificaciones deben estar provistas de servicio de agua potable, suficiente para cubrir los requerimientos y condiciones a que se refieren las Normas TM-PA y/o las NOM.

Sección Segunda Servicios Sanitarios

Artículo 152.- Las edificaciones deben estar provistas de servicios sanitarios con el número mínimo, tipo de muebles y características indicados en los artículos 135, 136 y 137 del Reglamento General.

Se proveerán los muebles sanitarios, incluyendo los accesibles para personas con discapacidad, de conformidad con lo dispuesto en las Normas TM-PA y las NOM aplicables;

Artículo 153.- Los baños públicos deberán de ser adecuados para el uso de cualquier persona y deberán estar señalizados, cumpliendo con las especificaciones indicadas en el artículo 136 del Reglamento General.

Artículo 154.- Las descargas de agua residual que produzcan los servicios sanitarios se ajustarán a lo dispuesto en las Normas TM-PA y/o las NOM.

En zonas rurales, donde no es posible la construcción de sistemas hidráulicos de arrastre, se podrá autorizar el uso de letrina sanitaria, en cuyo caso, se deberá localizar en terrenos secos no arenosos y libres de inundaciones y a una distancia horizontal mínima de 15 m con respecto a la fuente de suministro de agua dentro del predio o en predios vecinos.

Entre el fondo del foso de la letrina y el nivel de manto freático, deberá haber una distancia vertical de no menos de 1.50 m y la distancia mínima horizontal entre la vivienda más cercana y la letrina será de 5 m.

Artículo 155.- Las albercas y fosas de clavados contarán, cuando menos, con:

- I. Equipos de recirculación, filtración y purificación de agua;
- II. Boquillas de inyección para distribuir el agua recirculada y de succión para los aparatos limpiadores de fondo;
- III. Los sistemas de filtración de agua se instalarán de acuerdo con las Normas TM-PA y/o Normas Oficiales Mexicanas(NOM), y
- IV. Sistemas de aprovechamiento de la energía solar para el calentamiento de agua de la alberca, además del sistema convencional de calentamiento de agua, que provean un porcentaje del consumo energético anual por uso de agua caliente conforme a lo establecido en el Capítulo VI de las Normas **TM-PA.**

Artículo 156.- Las edificaciones nuevas no habitacionales y las de más de 1000 m² sin incluir estacionamiento, así como los establecimientos dedicados al lavado de autos, deben contar con redes separadas de agua potable, agua residual tratada y agua de lluvia debiéndose utilizar estas dos últimas en todos los usos que no requieran agua potable, de conformidad con lo establecido en la Ley de los Sistemas de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento del Estado de Zacatecas, las Normas TM-PA y demás disposiciones aplicables en la materia.

Todos los establecimientos industriales, comerciales, de oficinas, de servicios y de espectáculos, ubicados en el municipio de Guadalupe y con más de 30 empleados, que utilicen agua caliente en sus servicios, están obligados a instalar, además del sistema convencional de calentamiento de agua, un sistema de calentamiento de agua por medio del aprovechamiento de la energía solar, que provea un porcentaje del consumo energético anual por uso de agua caliente en el

establecimiento, conforme a lo establecido en el Capítulo VI de las Normas TM-PA.

Sección Tercera Depósito y Manejo de Residuos

Artículo 157.- Las edificaciones deben contar con espacios y facilidades para el almacenamiento, separación y recolección de los residuos sólidos, según lo dispuesto en las Normas TM-PA y/o las NOM.

Artículo 158.- Las edificaciones para almacenar residuos sólidos peligrosos, químico-tóxicos o radioactivos se ajustarán a la Ley Federal de Salud, la Ley General de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente, Ley de Residuos Sólidos para el Estado de Zacatecas, Ley del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente del Estado de Zacatecas, sus Reglamentos, así como a las NOM.

Artículo 159.- Las edificaciones y obras que produzcan contaminación por humos, olores, gases, polvos y vapores, energía térmica o lumínica, ruidos y vibraciones, se sujetarán al presente Reglamento, a la Ley del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente del Estado de Zacatecas y demás ordenamientos aplicables.

Sección Cuarta Iluminación y Ventilación

Artículo 160.- La iluminación natural y la artificial para todas las edificaciones deben cumplir con lo dispuesto en los artículos 126 al 129 de la Sección Segunda del Capítulo IV del Reglamento General, las Normas TM-PA y/o las NOM.

Artículo 161.- Los locales en las edificaciones contarán con medios de ventilación natural o artificial que aseguren la provisión de aire exterior, en los términos fijados en los artículos 130 al 132 de la Sección Segunda del Capítulo IV del Reglamento General y las Normas TM-PA.

Artículo 162.- Los patios de iluminación y ventilación natural deberán cumplir con las dimensiones fijadas en el artículo 133 del Reglamento General.

Sección Quinta Eficiencia Energética en Edificaciones

Artículo 163.- En edificios no residenciales nuevos, ampliaciones y modificaciones de los ya existentes, para establecer niveles de eficiencia energética en términos de Densidad de Potencia Eléctrica para Alumbrado con que deben cumplir los sistemas de alumbrado para uso general, se debe considerar lo dispuesto en la Norma Oficial Mexicana NOM-007-ENER-2014, "Eficiencia Energética para Sistemas de Alumbrado en Edificios No Residenciales" o la NOM

que la sustituya.

Artículo 164.- En las edificaciones, excepto las destinadas a vivienda, para optimizar el diseño térmico y lograr la comodidad de sus ocupantes con el mínimo consumo de energía, se debe considerar lo dispuesto en la Norma Oficial Mexicana NOM-008-ENER-2001 “Eficiencia energética en edificios, envolvente de edificios no residenciales” o la NOM que la sustituya.

Artículo 165.- En todos los edificios nuevos para uso habitacional y las ampliaciones de los edificios para uso habitacional existentes, para limitar la ganancia de calor de los edificios para uso habitacional a través de su envolvente, con objeto de racionalizar el uso de la energía en los sistemas de enfriamiento, se debe considerar lo dispuesto en la Norma Oficial Mexicana NOM-020-ENER-2011 “Eficiencia Energética En Edificaciones.- Envolvente de Edificios para Uso Habitacional” o la NOM que la sustituya.

Si el uso de un edificio dentro del campo de aplicación de esta Norma Oficial Mexicana, constituye el 90 por ciento o más del área construida, esta Norma Oficial Mexicana aplica a la totalidad del edificio.

Sección Sexta Locales para Servicio Médico

Artículo 166.- Las edificaciones que deben contar con local de servicio médico con un sanitario con lavabo y escusado y la cantidad de mesas de exploración serán las señaladas en la Tabla 3.8.de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Arquitectónico del Reglamento del DF vigente.*

Capítulo IV De la Comunicación, Evacuación y Prevención de Emergencias

Sección Primera Elementos de Comunicación y Circulaciones

Artículo 167.- Para efectos de este Capítulo, las edificaciones se clasifican en función al grado de riesgo de incendio de acuerdo con sus dimensiones, uso y ocupación, en: riesgos bajo, medio y alto, de conformidad con lo que se establece en las Normas TM-PA que complementan lo indicado en el artículo 171 del Reglamento General.

Artículo 168.- Para garantizar tanto el acceso como la pronta evacuación de los usuarios en situaciones de operación normal o de emergencia en las edificaciones, éstas contarán con un sistema de puertas, espacios de vestibulación y circulaciones horizontales y verticales con las dimensiones mínimas y características para este propósito, incluyendo los requerimientos de accesibilidad para personas con discapacidad que se establecen en este Capítulo

y en las Normas **TM-PA**.

En las edificaciones de riesgos bajo y medio a que se refiere el artículo anterior, el sistema normal de acceso y salida se considerará también como ruta de evacuación con las características de señalización y dispositivos que establecen las Normas TM-PA.

En las edificaciones de riesgo alto a que se refiere el artículo anterior, el sistema normal de acceso y salida será incrementado con otro u otro sistema complementario de pasillos y circulaciones verticales de salida de emergencia. Ambos sistemas de circulaciones, el normal y el de salida de emergencia, se considerarán rutas de evacuación y contarán con las características de señalización y dispositivos que se establecen en las Normas TM-PA.

La existencia de circulaciones horizontales o verticales mecanizadas tales como bandas transportadoras, escaleras eléctricas, elevadores y montacargas se considerará adicional al sistema normal de uso cotidiano o de emergencia formado por vestíbulos, pasillos, rampas y escaleras de acceso o de salida.

Artículo 169.- La distancia desde cualquier punto en el interior de una edificación a una puerta, a una circulación horizontal o vertical que conduzca directamente a la vía pública, áreas exteriores o al vestíbulo de acceso de la edificación, medidas a lo largo de la línea de recorrido, será de 50 m como máximo en edificaciones de riesgo alto y de 40 m como máximo en edificaciones de riesgos medio y bajo, en este último caso, la distancia podrá incrementarse en un 50% si cuenta con los dispositivos para prevenir y combatir incendios para edificios de riesgo alto, contenidos en las Normas TM-PA.

Artículo 170.- Las salidas a vía pública en edificaciones de salud y de entretenimiento contarán con marquesinas que cumplan con lo indicado en las Normas TM-PA.

Artículo 171.- Las edificaciones para la educación deben contar con áreas de dispersión y espera dentro de los predios, donde desemboquen las puertas de salida de los alumnos antes de conducir a la vía pública, con dimensiones mínimas de 0.10 m² por alumno.

Artículo 172.- Las dimensiones y características de las puertas de acceso, intercomunicación, salida y salida de emergencia deben cumplir con las Normas TM-PA.

Artículo 173.- Las circulaciones horizontales, como corredores, pasillos y túneles deben cumplir con las dimensiones y características que al respecto señalan las Normas TM-PA.

Artículo 174.- Las edificaciones deben tener siempre escaleras o rampas peatonales que comuniquen todos sus niveles, aun cuando existan elevadores,

escaleras eléctricas o montacargas, con las dimensiones y condiciones de diseño que establecen las Normas TM-PA.

Artículo 175.- Las rampas peatonales que se proyecten en cualquier edificación deben cumplir con las dimensiones y características que establecen las Normas TM-PA.

Artículo 176.- Salida de emergencia es el sistema de circulaciones que permite el desalojo total de los ocupantes de una edificación en un tiempo mínimo en caso de sismo, incendio u otras contingencias y que cumple con lo que se establece en las Normas TM-PA; comprenderá la ruta de evacuación y las puertas correspondientes, debe estar debidamente señalizado y cumplir con las siguientes disposiciones:

- I. En los edificios de riesgo se debe asegurar que todas las circulaciones de uso normal permitan este desalojo previendo los casos en que cada una de ellas o todas resulten bloqueadas. En los edificios de riesgos alto se exigirá una ruta adicional específica para este fin;
- II. Las edificaciones de más de 25 m de altura requieren escalera de emergencia, y
- III. En edificaciones de riesgo alto hasta de 25 m de altura cuya escalera de uso normal desembarque en espacios cerrados en planta baja, se requiere escalera de emergencia.

Artículo 177.- Las edificaciones de entretenimiento y sitios de reunión, en las que se requiera instalar butacas debe ajustarse a lo que se establece en las Normas TM-PA.

Artículo 178.- Las edificaciones para deportes, aulas, teatros u otros espacios para actos y espectáculos al aire libre en las que se requiera de graderías deben cumplir con lo que se establece en las Normas TM-PA.

Artículo 179.- Los elevadores, escaleras eléctricas y bandas transportadoras deben cumplir con las Normas TM-PA y las NOM.

Artículo 180.- Todo estacionamiento público a descubierto debe tener drenaje o estar drenado y bardeado en sus colindancias con los predios vecinos.

Artículo 181.- Los estacionamientos públicos y privados, en lo relativo a las circulaciones horizontales y verticales, debe ajustarse con lo establecido en las Normas TM-PA.

Artículo 182.- Los estacionamientos públicos deben contar con carriles separados para entrada y salida de los vehículos, área de espera techada para la entrega y recepción de vehículos y caseta o casetas de control.

Artículo 183.- Todas las edificaciones deben contar con buzones para recibir comunicación por correo, accesibles desde el exterior.

Sección Segunda De la Señalización Informativa y Comunicación Sensorial

Artículo 184.- Todo sistema de señalización y comunicación deberá garantizar el acceso a la información y comunicación a todas las personas, incluyendo a las personas con diferentes tipos de discapacidad. La señalización de orientación (mapas y localización de un espacio), dirección (rutas) o funcional (uso de un elevador) se compondrá de elementos visuales, táctiles y/o sonoros.

Las rutas accesibles deberán tener la información necesaria para orientarse durante toda la ruta y localizar los distintos espacios, destinos o servicios. La información deberá ser comunicada con gráficos o escrita a través de un sistema de señalización distribuido de manera sistematizada, instalado y diseñado para garantizar una fácil lectura en todo momento.

La señalización visual y la señalización táctil para personas con discapacidad visual deberán cumplir con lo establecido en las Normas TM-PA.

Sección Tercera De las Rutas de Evacuación y Salidas

Artículo 185.- Las características arquitectónicas de las edificaciones deben cumplir con lo establecido para rutas de evacuación y confinación de fuego, así como cumplir con las características complementarias y disposiciones que se describen en las Normas TM-PA.

Sección Cuarta Previsiones Contra Incendio

Artículo 186.- Las características arquitectónicas de las edificaciones deben cumplir con lo establecido para las Previsiones Contra Incendio establecidas en los artículos 171 a 192 del Reglamento General, así como cumplir con las características complementarias y disposiciones que se describen en las Normas TM-PA.

Artículo 187.- De conformidad con el artículo 172 del Reglamento General, todas las edificaciones deben contar con las instalaciones y los equipos necesarios para prevenir y combatir los incendios.

Los equipos y sistemas contra incendio deben mantenerse en condiciones para funcionar en cualquier momento, para lo cual deben ser revisados y probados

periódicamente según se establezca en los manuales del fabricante, las Normas TM-PA y las NOM.

En las obras que requieran Visto Bueno de Seguridad y Operación según este Reglamento, el propietario o poseedor del inmueble llevará un libro de bitácora donde el Director Responsable de Obra y el Corresponsable, en su caso, registrarán los resultados de estas pruebas, debiendo mostrarlo a las autoridades competentes cuando éstas lo requieran.

Para cumplir con el dictamen de prevención de incendios a que se refiere la Ley de Protección Civil del Estado y Municipios de Zacatecas, se deben aplicar con las disposiciones de esta Sección y con lo establecido en las Normas TM-PA.

Artículo 188.- Las características que deben tener los elementos constructivos y arquitectónicos para resistir al fuego, así como los espacios y circulaciones previstos para el resguardo o el desalojo de personas en caso de siniestro y los dispositivos para prevenir y combatir incendios se establecen en las Normas TM-PA, en las NOM vigentes y las que las sustituyan:

El Director Responsable de Obra y los Corresponsables de Instalaciones y de Diseño Urbano y Arquitectónico deben considerar lo establecido en esta Norma e incluir los criterios de diseño y las resistencias de los materiales en la Memoria Descriptiva, en su caso, lo dispuesto en las siguientes Normas Oficiales Mexicanas relativas a la seguridad, fabricación y selección de equipos para el combate de incendios:

- I. NOM-002-STPS, "Condiciones de seguridad – Prevención, protección y combate de incendios en los centros de trabajo".
- II. NOM-005-STPS, "Condiciones de seguridad e higiene en los centros de trabajo para el manejo, transporte y almacenamiento de sustancias químicas peligrosas".
- III. NOM-026-STPS, "Colores y señales de seguridad e higiene, e identificación de riesgos por fluidos conducidos en tuberías".
- IV. NOM-100-STPS, "Seguridad - Extintores contra incendio a base de polvo químico seco con presión contenida - Especificaciones".
- V. NOM-101-STPS, "Seguridad - Extintores a base de espuma química".
- VI. NOM-102-STPS, "Seguridad - Extintores contra incendio a base de bióxido de carbono-Parte 1: recipientes".
- VII. NOM-103-STPS, "Seguridad - Extintores contra incendio a base de agua con presión contenida".
- VIII. NOM-104-STPS, "Agentes extinguidores - Polvo químico seco tipo ABC a base de fosfato mono amónico".
- IX. NOM-106-STPS, "Seguridad - Agentes extinguidores - Polvo químico seco tipo BC, a base de bicarbonato de sodio".

Artículo 189.- Durante las diferentes etapas de la construcción de cualquier obra deben tomarse las precauciones necesarias para evitar incendios, y en su caso,

para combatirlos mediante el equipo de extinción adecuado de acuerdo con las Normas TM-PA y demás disposiciones aplicables.

Esta protección debe proporcionarse en el predio, en el área ocupada por la obra y sus construcciones provisionales.

Los equipos de extinción deben ubicarse en lugares de fácil acceso y se identificarán mediante señales, letreros o símbolos claramente visibles.

Artículo 190.- El diseño, selección, ubicación e instalación de los sistemas contra incendio en edificaciones de riesgo alto deben estar avalados por un Corresponsable en Instalaciones.

Artículo 191.- Los casos no previstos en esta Sección quedarán sujetos a la responsabilidad del Director Responsable de Obra y/o Corresponsable, en su caso, quienes deben exigir que se hagan las adecuaciones respectivas al proyecto y durante la ejecución de la obra.

Sección Quinta De los Dispositivos de Seguridad y Protección

Artículo 192.- Los locales destinados a la guarda y exhibición de animales y las edificaciones de deportes y recreación deben contar con rejas y/o desniveles para protección al público, en el número, dimensiones mínimas y condiciones de diseño que establezcan las Normas TM-PA y en las NOM.

Artículo 193.- Los aparatos mecánicos de ferias deberán contar con rejas o barreras de por lo menos 1.20 m de altura en todo su perímetro y a una distancia de por lo menos 1.50 m de la proyección vertical de cualquier giro o movimiento del aparato mecánico.

Las líneas de conducción y los tableros eléctricos deben estar aislados y protegidos, eléctrica y mecánicamente para evitar que causen daño al público, cuyo diseño y fijación se establezca en las Normas TM-PA y demás disposiciones aplicables.

Artículo 194.- Los locales destinados al depósito o venta de explosivos y combustibles deben ajustarse con lo establecido en las Normas TM-PA, en las NOM y demás disposiciones aplicables y, en su caso, en la Ley Federal de Armas de Fuego y Explosivos.

Artículo 195.- Las edificaciones deben estar equipadas de pararrayos en los casos y bajo las condiciones que se mencionan en las Normas TM-PA, en las NOM y demás disposiciones aplicables.

Artículo 196.- Los vanos, ventanas, cristales y espejos de piso a techo, en

cualquier edificación, deben contar con barandales y manguetas a una altura de 0.90 m del nivel del piso, diseñados de manera que impidan el paso de niños a través de ellos, o estar protegidos con elementos que impidan el choque del público contra ellos.

Artículo 197.- Las edificaciones destinadas a la educación, centros culturales, recreativos, centros deportivos, de alojamiento, comerciales e industriales deben contar con un local de servicio médico para primeros auxilios de acuerdo con lo establecido en las Normas TM-PA.

Artículo 198.- Las albercas deben contar con los elementos y medidas de protección establecidas en las Normas TM-PA y demás disposiciones aplicables. Adicionalmente se debe cumplir con lo dispuesto en el Artículo 680 Piscinas, Fuentes e Instalaciones Similares de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-SEDE "Instalaciones eléctricas (utilización)".

Sección Sexta De la Visibilidad

Artículo 199.- Los locales destinados a cines, auditorios, teatros, salas de concierto, aulas o espectáculos deportivos deben cumplir con las características complementarias y disposiciones que se describen en las Normas TM-PA.

Sección Séptima Del Control de Ruido y Audición

Artículo 200.- Los equipos y maquinaria instalados en las edificaciones y/o espacios abiertos que produzcan ruido y/o vibración deben cumplir con lo que establece la Ley del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente del Estado de Zacatecas, las NOM y las Normas TM-PA.

Artículo 201.- El Director Responsable de Obra debe presentar una Memoria Descriptiva que incluya los estudios y análisis correspondientes que justifiquen las medidas que se adopten para garantizar el cumplimiento de las siguientes disposiciones:

- I. Los equipos de bombeo, de generación y de transformación eléctrica y la maquinaria en general, que produzcan una intensidad sonora mayor de 65 decibeles, medida a 0.50m en el exterior del predio, deben estar aislados en locales acondicionados acústicamente, de manera que reduzcan la intensidad sonora a dicho valor;
- II. Los establecimientos de alimentos y bebidas y los centros de entretenimiento que produzcan una intensidad sonora mayor de 65 decibeles deben estar aislados acústicamente. El sistema constructivo y el

aislamiento debe ser capaz de reducir la intensidad sonora, por los menos a dicho valor, medido a siete metros en cualquier dirección fuera de los linderos del predio del establecimiento, y

- III. En los locales destinados a auditorios, espectáculos, actos de culto y en general centros de reunión de más de 500 personas en las que la actividad fundamental sea auditiva, se presentará un estudio que indique las consideraciones de diseño que garanticen la condición de audición adecuada para todos los usuarios.

Así mismo se debe de considerar lo relativo a la norma NOM-011-STPS relativa a las condiciones de seguridad e higiene en los centros de trabajo donde se genere ruido.

Capítulo V

De la Integración al Contexto e Imagen Urbana

Artículo 202.- El Director Responsable de Obra y, en su caso el Corresponsable en Diseño Urbano y Arquitectónico, deben observar lo dispuesto en las Normas de Ordenación Generales de Desarrollo Urbano, las Normas de Ordenación que aplican en Áreas de Actuación, el Reglamento de Imagen Urbana para Zonas Patrimoniales, de Transición y Contexto en el Municipio de Guadalupe, Zacatecas y demás disposiciones aplicables.

Artículo 203.- Las edificaciones que se proyecten en Áreas de Conservación Patrimonial o inmuebles afectos al patrimonio cultural urbano del Municipio de Guadalupe delimitadas e indicados en los Programas General, Municipal y/o Parciales, deben sujetarse a las restricciones de altura, vanos, materiales, acabados, colores y todas las demás que señale la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, en los términos que establecen las Normas de Ordenación de los Programas de Desarrollo Urbano y las Normas aplicables; así como las que señalen el Instituto Nacional de Antropología e Historia y el Instituto Nacional de Bellas Artes, en el ámbito de su competencia, de acuerdo con lo señalado por la Ley Federal sobre Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas.

Artículo 204.- El empleo de vidrios espejo y otros materiales que produzcan reflexión total en superficies exteriores aisladas mayores a 20 m² o que cubran más del 30% de los paramentos de fachada se permitirá siempre y cuando se demuestre, mediante estudios de asoleamiento y reflexión especular, que el reflejo de los rayos solares no provocará en ninguna época del año ni hora del día deslumbramientos peligrosos o molestos, o incrementos en la carga térmica en edificaciones vecinas o vía pública. En Áreas de Conservación Patrimonial, el empleo de este material en fachadas principales está condicionado a la aprobación de la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente en el ámbito de sus atribuciones en materia de patrimonio cultural urbano.

Artículo 205.- Las fachadas de colindancia de las edificaciones de cinco niveles o más que formen parte de los paramentos de patios de iluminación y ventilación de edificaciones vecinas deben tener acabados de color claro.

Capítulo VI De las Instalaciones

Sección Primera De las Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias

Artículo 206.- Las instalaciones hidráulicas y sanitarias, los muebles y accesorios de baño, las válvulas, tuberías y conexiones deben contar con accesorios y muebles de bajo consumo de agua potable, conforme a lo que disponga la Ley de los Sistemas de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento del Estado de Zacatecas, las Normas TM-PA y, en su caso, las NOM y Normas Mexicanas aplicables.

Artículo 207.- Las instalaciones hidráulicas deben cumplir con lo dispuesto en los artículos del 138 al 145 del Reglamento General y las características complementarias y disposiciones que se describen en las Normas TM-PA.

Artículo 208.- En ningún caso se podrán instalar bombas que succionen agua en forma directa de la red de distribución, de acuerdo a lo establecido en la Ley de los Sistemas de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento del Estado de Zacatecas.

La conexión de los servicios de agua potable deberá quedar por arriba de los niveles de la red municipal de agua potable.

Artículo 209.- Las instalaciones de drenaje pluvial y sanitario deben cumplir con lo dispuesto en el artículo 134, 146 al 149 del Reglamento General y las características complementarias y disposiciones que se describen en las Normas TM-PA.

Artículo 210.- La conexión de los servicios de drenaje pluvial y sanitario deberá quedar por arriba de los niveles de la red municipal de agua residual tratada y drenaje.

Sección Segunda De las Instalaciones Eléctricas

Artículo 211.- De conformidad con el artículo 151 del Reglamento General, los proyectos deben contener, como mínimo en su parte de instalaciones eléctricas, lo siguiente:

- I. Planos de planta y elevación, en su caso;
- II. Diagrama unifilar;
- III. Cuadro de distribución de cargas por circuito;
- IV. Croquis de localización del predio en relación a las calles más cercanas;
- V. Especificación de materiales y equipo por utilizar, y
- VI. Memorias técnicas descriptiva y de cálculo, conforme al Reglamento General, las Normas TM-PA y las NOM.

Artículo 212.- Las instalaciones eléctricas de las edificaciones deben ajustarse a las disposiciones establecidas en las Normas TM-PA, las NOM y las Normas Mexicanas.

Artículo 213.- El Director Responsable de Obra, y en su caso, el Corresponsable en Instalaciones deben vigilar que el proyecto y las instalaciones cumplan con lo dispuesto en el Reglamento General y las NOM aplicables, en particular:

- I. NOM-001-SEDE, "Instalaciones eléctricas (utilización)";
- II. NOM-025-STPS, "Condiciones de iluminación en los centros de trabajo";
- III. NOM-007-ENER, "Eficiencia energética para sistemas de alumbrado en edificios no residenciales";
- IV. NOM-008-ENER, "Eficiencia energética en edificios, envolvente de edificios no residenciales";
- V. NOM-013-ENER, "Eficiencia energética en sistemas de alumbrado para vialidades y exteriores de edificios", y
- VI. NOM-053-SCFI "Elevadores eléctricos de tracción para pasajeros y carga-especificaciones de seguridad y métodos de prueba".

Los equipos, materiales y componentes de las instalaciones eléctricas deben cumplir con las Normas Mexicanas aplicables.

Artículo 214.- Los locales habitables, cocinas y baños domésticos deben contar, por lo menos, con un contacto y salida para iluminación con la capacidad nominal que se establezca en la NOM.

Artículo 215.- El sistema de iluminación eléctrica de las edificaciones de vivienda debe tener, al menos, un apagador para cada local; para otros usos o destinos, se debe prever un interruptor o apagador por cada 50 m² o fracción de superficie iluminada. La instalación se sujetará a lo dispuesto en la NOM.

Artículo 216.- Las edificaciones de salud, recreación, comunicaciones y transportes deben tener sistemas de iluminación de emergencia con encendido automático, para iluminar pasillos, salidas, vestíbulos, sanitarios, salas y locales

de concurrentes, salas de curaciones, operaciones y expulsión y letreros indicadores de salidas de emergencia en los niveles de iluminación establecidos en las Normas TM-PA y las NOM.

Sección Tercera De las Instalaciones de Combustibles

Artículo 217.- Las edificaciones que requieran instalaciones de combustibles deben ajustarse con las disposiciones establecidas en los artículos 153 y 154 del Reglamento General, las Normas TM-PA, así como en las NOM y demás disposiciones aplicables.

Artículo 218.- El Director Responsable de Obra, y en su caso, el Corresponsable en Instalaciones deben considerar lo dispuesto en las NOM aplicables y deben establecer en la Memoria Descriptiva los criterios, normas y especificaciones considerados en su diseño.

Sección Cuarta De las Instalaciones Telefónicas de Voz y Datos

Artículo 219.- Las instalaciones telefónicas, de voz y datos y de telecomunicaciones de las edificaciones, deben ajustarse con las disposiciones establecidas en el artículo 155 del Reglamento General, las Normas TM-PA y demás disposiciones aplicables.

Artículo 220.- El Director Responsable de Obra, y en su caso, el Corresponsable en Instalaciones deben considerar lo dispuesto en las NOM aplicables y deben establecer en la Memoria Descriptiva los criterios, normas y especificaciones considerados en su diseño.

Sección Quinta De las Instalaciones de Acondicionamiento de Aire y de Expulsión de Aire

Artículo 221.- Las edificaciones que requieran instalaciones para acondicionamiento de aire o expulsión de aire hacia el exterior deben sujetarse a las disposiciones establecidas en las Normas TM-PA, así como en las NOM.

Artículo 222.- El Director Responsable de Obra, y en su caso, el Corresponsable en Instalaciones deben considerar lo dispuesto en la NOM aplicable y deben establecer en la Memoria Descriptiva los criterios, normas y especificaciones considerados en su diseño.

Artículo 223.- Los sistemas de aire acondicionado proveerán aire a una temperatura de $24^{\circ} \text{C} \pm 2^{\circ} \text{C}$, medida en bulbo seco, y una humedad relativa de $50\% \pm 5\%$. Los sistemas tendrán filtros mecánicos para tener una adecuada

limpieza del aire. Las circulaciones horizontales se podrán ventilar a través de otros locales o áreas exteriores, a razón de un cambio de volumen de aire por hora.

Capítulo VII De la Construcción de Pavimentos en Vías Públicas

Artículo 224.- Las rampas para autos serán diseñadas para que no sean obstáculos para el libre tránsito sobre aceras, sus extremos serán siempre boleados para el acceso a las propiedades o lotes, el nivel de banquetas no podrá ser modificado en un ancho de 1.20 m a partir del alineamiento o límite de la propiedad hacia la guarnición o arroyo vehicular, tendrán una pendiente máxima de 15 % pero no deberá ocupar más de dos tercios del ancho de la banqueta, las rampas laterales que la misma origine tendrán una pendiente máxima de 18 % respetando el nivel de la acera 1.20 m de ancho a partir del alineamiento de los predios hacia la guarnición o desnivel del arroyo vehicular.

En todos los casos la construcción, el uso y aprovechamiento de banquetas prohíbe la demolición de estas para la construcción de rampas que interrumpan la continuidad peatonal de adultos mayores, así como personas con discapacidad motriz, en peraltes o alturas que se conviertan en obstáculos insalvables o intransitables que alteran el tránsito de las personas.

Artículo 225.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, en coordinación con la Secretaría de Obras Públicas Municipales, fijará el tipo de pavimento que deba ser colocado en las áreas que lo requieran o sea necesario renovarlo o mejorarlo.

Para la determinación del tipo de pavimentos y diseño de piso en la vía pública que se encuentren en sitios y monumentos históricos dentro de la zona de monumentos, se deberá contar con la autorización previa del INAH y la Junta, según sea el caso.

Artículo 226.- Para efectos del artículo anterior, deberá presentarse el diseño del pavimento que se pretende aplicar, para su aprobación, como lo son:

- I. Los pisos de concreto hidráulico;
- II. El concreto asfáltico;
- III. La losa irregular de la región;
- IV. El adoquín regular de la región,
- V. Concreto estampado;

- VI. Losa de piedra natural;
- VII. Hormigón poroso,
- VIII. Pavimento ecológico, y
- IX. Pavimentos accesibles, conocidos como señalizador, pavimento indicador o táctil.

Se deberá incluir las especificaciones que indiquen la calidad de los materiales a utilizar en la pavimentación, grado de dureza, grado de deslumbramiento, resistencia mecánica, indicando además dimensiones, textura, color, geometría, desgaste, los procedimientos de construcción, equipo y herramienta a usar, que sean antiderrapante en seco y en mojado y demás características, incluyendo el carril para bicicletas en caso de que proceda y texturas de relieve e instalación de pavimento accesible, que permita el desplazamiento sin tropiezos.

Artículo 227.- Son pavimentos accesibles, señalizador, indicador o táctil, aquellos contextura de fácil detección de información mediante el pie o el bastón para personas con discapacidad, entre sus características está la diferenciación de cruces peatonales, escaleras, rampas en los cruces y estacionamientos, a través de los pavimentos de botones en forma reticular ortogonal en relieve; indican advertencia o peligro; en tanto que el constituido por bandas longitudinales en paralelo y en relieve, sirven para guiar, por su capacidad direccional, el pavimento de acanaladuras rectas y paralelas dispuestas perpendicularmente al sentido de la marcha. Esta señalización sirve para indicar cambio de nivel. Para ubicar paradas de transporte público, fijar rutas o itinerarios, puntos de cruce vehiculares y peatonales. En todos los casos se permitirá el paso de elementos con ruedas y bastón.

El pavimento indicador o táctil será aquel constituido por piezas o materiales con un acabado superficial continuo de acanaladuras rectas y paralelas, cuya profundidad máxima será de cinco milímetros, formando un alto relieve de manera que la parte profunda de la acanaladura se encuentre al mismo nivel que el resto de suelo, posibilitando la detección.

El ancho de la franja de pavimento táctil en las áreas peatonales será de, por lo menos, 0.60 m.

Artículo 228.- A efecto de ampliar el espacio peatonal, se ordenará en diferentes secciones paralelas al paramento de la fachada, incluyendo el uso de mobiliario urbano, elementos ornamentales, de información y vegetación, que deben ser colocados adecuadamente, su textura será la apropiada para las personas con limitaciones de la visión y permitirá el desplazamiento de personas con movilidad reducida.

TÍTULO SEXTO

DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES

Capítulo I Generalidades

Artículo 229.- Este título se refiere al proyecto estructural de los edificios comunes. Los procedimientos de revisión de la seguridad estructural para construcciones como puentes, túneles, torres, chimeneas y estructuras no convencionales deben ser aprobados por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente.

Artículo 230.- Los requisitos específicos de ciertos materiales y sistemas estructurales, así como procedimientos de diseño para los efectos de las distintas acciones y de sus combinaciones, incluyendo tanto las acciones permanentes y las variables, en particular las cargas muertas y vivas, las acciones accidentales y en particular los efectos de sismo y viento se definen en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal vigentes y en las que las sustituyan. Dichas Normas Técnicas Complementarias harán las veces de las Normas Técnicas Municipales referidas en el artículo 256 del Reglamento General.

Los proyectos estructurales deben cumplir los requisitos mínimos especificados en las siguientes Normas Técnicas Complementarias en materia de Seguridad Estructural:

- I. Diseño y Construcción de Cimentaciones;
- II. Diseño por Sismo;
- III. Diseño por Viento;
- IV. Diseño y Construcción de Estructuras de Acero;
- V. Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto;
- VI. Diseño y Construcción de Estructuras de Madera;
- VII. Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, y
- VIII. Criterios y acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Artículo 231.- Como normas supletorias a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (NTC-RCDF) en materia de Seguridad Estructural se podrán adoptar los correspondientes Capítulos vigentes del Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC-CFE), del Instituto Nacional de Electricidad y Energías Limpias, editado por la Comisión Federal de

Electricidad, y los Capítulos respectivos del manual que los sustituyan.

Artículo 232.- Como norma supletoria a la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto se podrá adoptar la norma técnica americana del ACI: Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado elaborado por el Comité 318 del Instituto Americano del Concreto (ACI), edición oficial vigente y última publicación en español hecha por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. El uso de una edición más reciente del Reglamento ACI 318 que no haya sido traducida todavía no se contrapondrá con lo establecido anteriormente.

Artículo 233.- Como norma supletoria a la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero se podrán cumplir los requisitos mínimos especificados en el "Manual de Construcción en Acero" del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA), en su última edición.

Artículo 234.- Como norma supletoria a la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero se podrán cumplir los requisitos mínimos especificados en el "Manual de Construcción en Acero" del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), en su última edición. Podrá emplearse el método de diseño por esfuerzos permisibles (ASD), o el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) del AISC.

Como Norma Accesorias a la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero o a su supletoria, se podrán adoptar los Códigos de Soldadura de la *American Welding Society* (AWS).

Artículo 235.- Para la edificación de vivienda se podrán adoptar los criterios técnicos y referencias ampliamente aceptadas en el ámbito de la construcción del país incluidos en el Código de Edificación de Vivienda de la Comisión Nacional de Vivienda ([Secretaría de Desarrollo Agrario, Territorial y Urbano](#) - SEDATU), en su última edición, ya que permite su adaptación técnica en función de las características físicas, climatológicas, de riesgo y del uso de materiales de la región, así como las prácticas aceptables de construcción de vivienda.

Artículo 236.- Para los efectos de este Título las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

- I. Grupo A: Edificaciones cuya falla estructural podría causar un número elevado de pérdidas de vidas humanas, o constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, y edificaciones cuyo funcionamiento es esencial ante una emergencia urbana, las que se subdividen en:

Subgrupo A1: Construcciones para las que se requiere mantener mayores niveles de seguridad:

- a. *Edificios que es necesario mantener en operación aún después de un sismo de magnitud importante*, como:
hospitales, aeropuertos, terminales y estaciones de transporte, instalación militares, militares, centros de operación de servicios de emergencia, subestaciones eléctricas y nucleares, estructuras para la transmisión y distribución de electricidad, centrales telefónicas y repetidoras, estaciones de radio y televisión, antenas de transmisión y los inmuebles que las soportan o contienen, estaciones de bomberos, sistemas de almacenamiento, bombeo, distribución y abastecimiento de agua potable, estructuras que alojen equipo cuyo funcionamiento sea esencial para la población, tanques de agua, puentes vehiculares y pasarelas peatonales;
- b. *Construcciones o depósitos cuya falla puede implicar un severo peligro para la población*, por contener cantidades importantes de sustancias tóxicas, inflamables o explosivas.

Subgrupo A2: Estructuras cuya falla podría causar:

- a. *Un impacto social importante*, como: estadios, salas de reuniones, templos, auditorios y otras, que puedan albergar más de 1000 personas;
- b. *Una afectación a la población particularmente vulnerable*, como: escuelas de educación preescolar, primaria y secundaria, y
- c. *La pérdida de material de gran valor histórico o cultural*, como: museos, monumentos y estructuras que contengan archivos jurídicos o registros públicos.

II. Grupo B: Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en:

Subgrupo B1:

- a. Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II a que se aluden en el artículo 291 del Reglamento General, y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3,000 m² de área total construida, en la zona III; en ambos casos las áreas se refieren a cada cuerpo de edificio con medios propios de desalojo: acceso y escaleras, incluyendo las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje;
- b. Edificaciones anexas a los hospitales, aeropuertos o terminales de transporte, como estacionamientos, restaurantes, así como edificios destinados a educación media superior y superior.

Subgrupo B2: Las demás de este grupo.

Capítulo II De las Características Generales de las Edificaciones

Artículo 237.- El proyecto de las edificaciones debe considerar una estructuración eficaz para resistir las acciones que puedan afectar la estructura, con especial atención a los efectos sísmicos.

El proyecto, de preferencia, considerará una estructuración regular que cumpla con los requisitos que establecen las **Normas TM-SE**.

Las edificaciones que no cumplan con los requisitos de regularidad se diseñarán para condiciones sísmicas más severas, en la forma que se especifique en las **Normas TM-SE**.

Artículo 238.- Toda edificación debe separarse de sus linderos con predios vecinos la distancia que señala la **Norma Técnica Municipal de Diseño por Sismo**, la que regirá también las separaciones que deben dejarse en juntas de construcción entre cuerpos distintos de una misma edificación. Los espacios entre edificaciones vecinas y las juntas de construcción deben quedar libres de toda obstrucción.

Las separaciones que deben dejarse en colindancias y juntas de construcción se indicarán claramente en los planos arquitectónicos y en los estructurales.

Los espacios entre edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material, debiendo usar tapajuntas que permitan el libre movimiento entre ellos.

Artículo 239.- Los acabados y recubrimientos cuyo desprendimiento pudiera ocasionar daños a los ocupantes de la edificación o a quienes transiten en su exterior, deben fijarse mediante procedimientos expresamente aprobados por el Director Responsable de Obra o por el Corresponsable en Seguridad Estructural, en su caso.

Particular atención deberá darse a los recubrimientos pétreos en fachadas y escaleras, a las fachadas prefabricadas de concreto, así como a los plafones de elementos prefabricados, de yeso y de otros materiales pesados.

Artículo 240.- Los elementos no estructurales que puedan restringir las deformaciones de la estructura, como muros divisorios, de colindancia y de fachada, pretilas, escaleras y otros elementos rígidos en fachadas, o que tengan un peso considerable, como equipos pesados, tanques, tinacos y casetas, deben estar definidos en los planos de proyecto y ser aprobados en sus características y en su forma de sustentación por el Director Responsable de Obra y por el Corresponsable en Seguridad Estructural en obras en que éste sea requerido.

El mobiliario, los equipos y otros elementos cuyo volteo o desprendimiento puedan ocasionar daños físicos o materiales ante movimientos sísmicos, como

libreros altos, anaqueles, tableros eléctricos o telefónicos y aire acondicionado, etcétera, deben fijarse de tal manera que se eviten estos daños ante movimientos sísmicos.

Artículo 241.- Los anuncios adosados o colgantes, en azotea, auto soportados y en marquesina, deben ser objeto de diseño estructural en los términos de este Título y de las **Normas TM-SE**, con particular atención a los efectos del viento; además, deben diseñarse en detalle sus apoyos y fijaciones a la estructura principal y revisar su efecto en la estructura.

Artículo 242.- Cualquier perforación o alteración de un elemento estructural para alojar ductos o instalaciones deberá ser aprobada por el Director Responsable de Obra o por el Corresponsable en Seguridad Estructural, en su caso.

Las instalaciones, particularmente las de gas, agua y drenaje que crucen juntas constructivas estarán provistas de conexiones flexibles o de tramos flexibles.

Capítulo III De los Criterios de Diseño Estructural

Artículo 243.- Toda edificación debe contar con un sistema estructural que permita el flujo adecuado de las fuerzas que generan las distintas acciones de diseño, para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera continua y eficiente hasta la cimentación. Debe contar además con una cimentación que garantice la correcta transmisión de dichas fuerzas al subsuelo considerando las condiciones en materia de hundimientos, emersiones, agrietamientos del subsuelo, oquedades o galerías de minas.

Artículo 244.- Toda estructura y cada una de sus partes deben diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- I. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y
- II. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

El cumplimiento de estos requisitos se comprobará con los procedimientos establecidos en este Capítulo y en las Normas TM-SE.

Los criterios generales de diseño aplicables a todos los tipos de estructuras se definen en las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones de Diseño.

Artículo 245.- Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que

ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Las **Normas TM-SE** establecerán los estados límite de fallas más importantes para cada material y tipo de estructura.

Artículo 246.- Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas. Los valores específicos de estos estados límite se definen en las Normas TM-SE.

Artículo 247.- En el diseño de toda estructura deben tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo, del viento cuando este último sea significativo. Las intensidades de estas acciones y sus combinaciones habrán de considerarse en el diseño y la forma en que deben calcularse sus efectos se especifican en las Normas TM-SE correspondientes.

Cuando sean significativos, deben tomarse en cuenta los efectos producidos por otras acciones, como los empujes de tierras y líquidos, los cambios de temperatura, las contracciones de los materiales, los hundimientos de los apoyos y las solicitaciones originadas por el funcionamiento de maquinaria y equipo que no estén tomadas en cuenta en las cargas especificadas en las Normas TM-SE correspondientes.

Artículo 248.- Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obren sobre las estructuras con su intensidad máxima, las cuales están contenidas en las Normas TM-SE correspondientes.

Artículo 249.- Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en este Reglamento ni en sus Normas, estas intensidades deberán establecerse siguiendo los procedimientos aprobados por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente y con base en los criterios generales que se mencionan en las Normas TM-SE.

Artículo 250.- La seguridad de una estructura debe verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones que se describen en las Normas TM-SE.

Artículo 251.- Las fuerzas internas y las deformaciones producidas por las acciones se determinarán mediante un análisis estructural realizado por un método reconocido que tome en cuenta las propiedades de los materiales ante los tipos de carga que se estén considerando.

Artículo 252.- Los procedimientos para la determinación de la resistencia de diseño y de los factores de resistencia correspondientes a los materiales y

sistemas constructivos más comunes se establecen en las Normas TM-SE.

En los casos no comprendidos en las Normas TM-SE mencionadas, la resistencia de diseño se determinará con procedimientos analíticos basados en evidencia teórica y experimental, o con procedimientos experimentales de acuerdo con el artículo 253 de este Reglamento.

En ambos casos, el procedimiento para la determinación de la resistencia de diseño deberá ser aprobado por un Corresponsable en Seguridad Estructural, las Administraciones Estatales y Municipales, que podrán exigir una verificación directa de la resistencia por medio de una prueba de carga realizada de acuerdo con lo descrito en el capítulo XII de este Título.

Artículo 253.- La determinación de la resistencia debe llevarse a cabo por medio de ensayos diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse en este Reglamento General.

Cuando se trate de estructuras o elementos estructurales que se produzcan en forma industrializada, los ensayos se harán sobre muestras de la producción o de prototipos. En otros casos, los ensayos podrán efectuarse sobre modelos de la estructura en cuestión.

La selección de las partes de la estructura que se ensayen y del sistema de carga que se aplique, debe hacerse de manera que se obtengan las condiciones más desfavorables que puedan presentarse en la práctica, pero tomando en cuenta la interacción con otros elementos estructurales.

Con base en los resultados de los ensayos, se deducirá una resistencia de diseño, tomando en cuenta las posibles diferencias entre las propiedades mecánicas y geométricas medidas en los especímenes ensayados y las que puedan esperarse en las estructuras reales.

El tipo de ensaye, el número de especímenes y el criterio para la determinación de la resistencia de diseño se fijarán con base en criterios probabilísticos y deben ser aprobados por Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente de las cuales podrá exigir una comprobación de la resistencia de la estructura mediante una prueba de carga de acuerdo con el Capítulo XII de este Título.

Artículo 254.- Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en las Normas TM-SE.

También se revisará que, bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones sin multiplicar por factores de carga, no se rebase algún estado límite de

servicio.

Artículo 255.- Se podrán emplear criterios de diseño estructural diferentes de los especificados en este Capítulo y en las Normas TM-SE si se justifican, a satisfacción de la Secretaría y la Autoridad Municipal, que los procedimientos de diseño empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que se obtengan empleando los previstos en este Reglamento General; tal justificación debe realizarse previamente a la solicitud de la Licencia de Construcción Especial.

Capítulo IV De las Cargas Muertas

Artículo 256.- Se consideran como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

La determinación de las cargas muertas se hará conforme a lo especificado en las Normas TM-SE.

Capítulo V De las Cargas Vivas

Artículo 257.- Se consideran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en las Normas TM-SE.

Artículo 258.- Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deben tomar en consideración las que se indican en las Normas TM-SE.

Artículo 259.- Durante el proceso de la edificación deben considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse; éstas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor de 1.5 kN/m² (150 kg/m²). Se considerará, además, una concentración de 1.5 kN (150 kg) en el lugar más desfavorable.

Capítulo VI Del Diseño por Sismo

Artículo 260.- En las Normas TM-SE de Diseño por Sismo se establecen las bases y requisitos generales mínimos de diseño para que las estructuras tengan seguridad adecuada ante los efectos de los sismos.

Los métodos de análisis y los requisitos para estructuras específicas se detallarán en las Normas TM-SE de Diseño por Sismo.

Artículo 261.- Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. En el caso de estructuras que no cumplan con las condiciones de regularidad, deben analizarse mediante modelos tridimensionales, como lo especifican las Normas TM-SE de Diseño por Sismo.

Artículo 262.- Toda edificación debe separarse de sus linderos con los predios vecinos o entre cuerpos en el mismo predio según se indica en las Normas TM-SE de Diseño por Sismo.

En el caso de una nueva edificación en que las colindancias adyacentes no cumplan con lo estipulado en el párrafo anterior, la nueva edificación debe cumplir con las restricciones de separación entre colindancias como se indica en las Normas TM-SE de Diseño por Sismo.

Artículo 263.- El análisis y diseño estructural de otras construcciones que no sean edificios, se harán de acuerdo con lo que marquen las Normas TM-SE de Diseño por Sismo y, en los aspectos no cubiertos por ellas, se hará de manera congruente con ellas y con este Capítulo, previa aprobación de la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente.

Capítulo VII Del Diseño por Viento

Artículo 264.- Las bases para la revisión de la seguridad y condiciones de servicio de las estructuras ante los efectos de viento y los procedimientos de diseño se establecen en las Normas TM-SE de Diseño por Viento.

Capítulo VIII Del Diseño de las Cimentaciones

Artículo 265.- Toda edificación se soportará por medio de una cimentación que cumpla con los requisitos relativos al diseño y construcción que se establecen en las Normas TM-SE de Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Las edificaciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos o desechos. Sólo será aceptable cimentar sobre terreno natural firme o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados.

Artículo 266.- Atendiendo a su rigidez, se considerarán los siguientes tipos de suelos:

Tipo I. Terreno firme tal como tepetate, arenisca medianamente

cementada, arcilla muy compacta o suelos con características similares;

Tipo II. Suelo de baja rigidez, tal como arenas no cementadas o limos de mediana o alta compacidad, arcillas de mediana compacidad o suelos de características similares, y

Tipo III. Arcillas blandas muy compresibles.

El tipo de suelo a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal como se establecen en las Normas TM-SE de Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Artículo 267.- La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio debe ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de edificación. Además, debe ser tal que permita definir:

- I. En el suelo Tipo I a que se refiere el artículo anterior, si existen materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento, y
- II. En los suelos Tipos II y III a que se refiere el artículo anterior, la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

Artículo 268.- Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en materia de estabilidad, hundimiento, emersiones, agrietamiento del suelo y desplomes, y se tomarán en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto; así como las obras subterráneas cercanas, con objeto de verificar que la construcción no cause daño a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

Artículo 269.- En el diseño de toda cimentación, se considerarán los estados límite de falla y de servicio tal y como se indican en las Normas TM-SE de Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Capítulo IX De las Obras Subterráneas

Artículo 270.- En el diseño de las excavaciones se considerarán los estados límite de falla y de servicio tal y como se indican en las Normas TM-SE de Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Artículo 271.- Los muros de contención exteriores construidos para dar estabilidad a desniveles del terreno, deben diseñarse de tal forma que no rebasen los siguientes estados límite de falla: volteo, desplazamiento del muro, falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta, o bien rotura estructural. Además, se revisarán los estados límite de servicio, como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de relleno y el método de colocación del mismo. Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que limite el desarrollo de empujes superiores a los de diseño por efectos de presión del agua.

Los empujes debidos a solicitaciones sísmicas se calcularán de acuerdo con el criterio definido en el Capítulo VI de este Título.

Artículo 272.- En las edificaciones del Grupo A y Subgrupo B1 a que se refiere el artículo 139 de este Reglamento, si se encuentran ubicadas en los suelos tipos II y III conforme al artículo 291 de este Reglamento, deben hacerse nivelaciones durante su construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar su comportamiento durante las excavaciones a fin de prevenir daños a la propia edificación, a las edificaciones vecinas y a los servicios públicos. Será obligación del propietario o poseedor de la edificación, proporcionar copia de los resultados de estas mediciones, así como los planos, memorias de cálculo y otros documentos sobre el diseño de la cimentación a los diseñadores de edificios que se construyan en predios contiguos.

Capítulo X

De las Construcciones Dañadas

Artículo 273.- Será necesario revisar de manera cuantitativa la seguridad y estabilidad estructural de las edificaciones, de conformidad con lo establecido en este Reglamento, cuando se presente alguna de las siguientes condiciones:

- I. Que haya evidencia de que el edificio en cuestión tiene daños estructurales o los ha tenido o no han sido reparados, o que el comportamiento de la cimentación no ha sido satisfactorio; la evidencia se obtendrá de inspección exhaustiva de los elementos principales de la estructura, así como del comportamiento de la cimentación;
- II. Que existan defectos en la calidad de los materiales y en la ejecución de la estructura, según conste en los datos disponibles sobre la construcción de la edificación, en la inspección de la estructura y en los resultados de las pruebas realizadas a los materiales;
- III. Que el sistema estructural no sea idóneo para resistir fuerzas sísmicas o que presente excesivas asimetrías, discontinuidades e irregularidades en planta o elevación que pudieran ser perjudiciales;
- IV. Que se trate de una escuela de educación inicial, preescolar, primaria,

media, media superior, o superior, después de un sismo, cuando así lo determine la Administración, y

- V. Que se hayan modificado sus muros u otros elementos estructurales o se hayan incrementado significativamente las cargas originales.

La verificación de que la edificación se encuentra en alguna de las condiciones anteriores deberá asentarse en el dictamen técnico de estabilidad o de seguridad estructural suscrito por un Corresponsable en Seguridad Estructural.

Artículo 274.- Todo propietario o poseedor de un inmueble tiene obligación de denunciar ante la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente los daños de que tenga conocimiento que se presenten en dicho inmueble, como los que pueden ser debidos a efectos del sismo, viento, explosión, incendio, hundimiento, peso propio de la edificación y de las cargas adicionales que obran sobre ella, o a deterioro de los materiales e instalaciones.

Artículo 275.- Los propietarios o poseedores de las edificaciones que presenten daños deberán obtener el dictamen técnico de estabilidad o de seguridad estructural elaborado por un Corresponsable en Seguridad Estructural, así como un informe del estado actual de las instalaciones por parte del Corresponsable respectivo. Si se demuestra que los daños no afectan la estabilidad y buen funcionamiento de las instalaciones de la edificación en su conjunto o de una parte significativa de la misma puede dejarse en su situación actual, o bien solo repararse o reforzarse localmente. De lo contrario, el propietario o poseedor de la edificación está obligado a llevar a cabo las obras de refuerzo y renovación de las instalaciones que se especifiquen en el proyecto respectivo, según lo que se establece en el artículo siguiente.

En caso de que los daños en la edificación hayan sido generados por la construcción de una obra colindante y así lo indique el dictamen técnico de estabilidad o de seguridad estructural, el propietario o poseedor o constructor de la obra colindante estará obligado a reparar los daños.

En el caso de daños provocados por sismo, deberán considerarse las Normas para la rehabilitación sísmica correspondientes.

Artículo 276.- El proyecto de refuerzo estructural y las renovaciones de las instalaciones de una edificación, a que se refiere el artículo anterior, debe cumplir con lo siguiente:

- I. Diseñarse para que la edificación alcance cuando menos los niveles de seguridad establecidos en este Reglamento para las edificaciones nuevas;
- II. Basarse en una inspección detallada de los elementos estructurales y de las instalaciones, en la que se retiren los acabados y recubrimientos que puedan ocultar daños estructurales, y de las instalaciones;

- III. Contener las consideraciones hechas sobre la participación de la estructura existente y de refuerzo en la seguridad del conjunto, así como detalles de liga entre ambas, y las modificaciones de las instalaciones;
- IV. Basarse en el diagnóstico del estado de la estructura y las instalaciones dañadas, así como en la eliminación de las causas de los daños que se hayan presentado;
- V. Incluir una revisión detallada de la cimentación y de las instalaciones ante las condiciones que resulten de las modificaciones a la estructura, y
- VI. Someterse al proceso de revisión que establezca el Instituto, dando aviso al mismo previo el registro de manifestación de construcción o la expedición de la licencia de construcción especial respectiva.

Artículo 277.- Para la revisión de la seguridad estructural en edificaciones que estén inclinadas más de 1% de su altura, se incrementarán los coeficientes de diseño sísmico, según se establece en las Normas TM-SE.

Artículo 278.- Antes de iniciar las obras de refuerzo y reparación, debe demostrarse que la edificación dañada cuenta con la capacidad de soportar las cargas verticales estimadas y 30 % de las laterales que se obtendrían aplicando las presentes disposiciones con las cargas vivas previstas durante la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha resistencia será necesario en los casos que se requieran, recurrir al apuntalamiento o rigidización temporal de la estructura, completa o alguna de sus partes.

Capítulo XI **De las Obras Provisionales y Modificaciones**

Artículo 279.- Las obras provisionales, como tribunas para eventos especiales, pasos de carácter temporal para peatones o vehículos durante obras viales o de otro tipo, tapias, obras falsas y cimbras, deben proyectarse para cumplir los requisitos de seguridad de este Reglamento.

Las obras provisionales que puedan ser ocupadas por más de 100 personas, deben contar con la responsiva de un Corresponsable en Seguridad Estructural de conformidad con lo señalado en el presente Reglamento y sus Normas TM-SE.

Artículo 280.- En la construcción y colocación de obras falsas y de cimbras deberá observarse lo siguiente:

- I. La obra falsa y la cimbra serán lo suficientemente resistentes y rígidas y tendrán los apoyos adecuados para evitar deformaciones que no hayan sido tomadas en cuenta en el proyecto. Las juntas de las cimbras serán tales que garanticen la retención de la lechada;

- II. La cimbra de madera deberá mantenerse húmeda durante un período de dos horas antes de efectuarse el colado;
- III. Los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su propio peso, más las cargas a que va estar sujeto durante la construcción, y
- IV. Las obras falsas y las cimbras se deberán apegar, además, a los requisitos de seguridad y de cargas especificados en el Título Tercero de este Reglamento.

Artículo 281.- Las cargas que actúen en las cimbras, no deberán exceder a las especificadas en los planos correspondientes o en la Bitácora de la Obra.

Durante la ejecución de la obra no deberán aplicarse cargas concentradas que no hayan sido consideradas en el diseño de las cimbras.

Artículo 282.- Las cimbras se desplantarán sobre superficies firmes capaces de soportar la carga a que serán sometidas; cuando sea necesario, se usarán arrastres que repartirán adecuadamente la carga.

Cuando en el proceso de la construcción, las cimbras sean apoyadas sobre elementos de concreto que no hubieren alcanzado su resistencia de diseño o sobre suelos poco compactos, se deberán tomar las precauciones necesarias para evitar movimientos indeseables de los apoyos y daños en los elementos de concreto referidos.

Cuando la superficie en que se vaya a apoyar la cimbra no constituya un plano horizontal, se deberán tomar en cuenta los componentes horizontales de las reacciones en los apoyos de los pies derechos. Para el caso de las cimbras de más de 4 m de altura, se deberá presentar la memoria de diseño en la que incluya el sistema de contraventeo que se pretende utilizar.

Artículo 283.- El Director Responsable de Obra, verificará que previamente al colado de cualquier elemento de concreto de la estructura, la cimbra correspondiente presente las características de los proyectos arquitectónicos y estructurales que fue autorizado por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente. Dicha verificación deberá asentarse en el libro de la Bitácora de la Obra.

Artículo 284.- Los andamios que se utilicen para construir, reparar o demoler una edificación, deberán fabricarse e instalarse de tal manera que proporcionen las condiciones máximas de seguridad. La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente podrá ordenar que se presente una memoria de diseño.

Los andamios deberán ser revisados periódicamente para verificar que se

encuentren en condiciones óptimas de servicio y seguridad.

Artículo 285.- Las modificaciones de edificaciones existentes, que impliquen una alteración en su funcionamiento estructural, o un cambio en su uso y ocupación (cargas vivas) serán objeto de un proyecto estructural que garantice que tanto la zona modificada como la estructura en su conjunto y su cimentación cumplan con los requisitos de seguridad de este Reglamento. El proyecto debe incluir los apuntalamientos, rigidizaciones y demás precauciones que se necesiten durante la ejecución de las modificaciones, el mismo deberá ser avalado por un Corresponsable en Seguridad Estructural.

Artículo 286.- El propietario o poseedor del inmueble es responsable de los daños que ocasione el cambio de uso de una edificación, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado. También será responsable de los daños que puedan ser ocasionados por modificaciones a la estructura y al proyecto arquitectónico que alteren la respuesta de la estructura ante acciones sísmicas.

Capítulo XII De las Pruebas de Carga

Artículo 287.- Será necesario comprobar la seguridad de una estructura por medio de pruebas de carga en los siguientes casos:

- I. En las obras provisionales o de recreación que puedan albergar a más de 100 personas; determinado por el dictamen técnico de estabilidad o seguridad estructural expedido por un Corresponsable en Seguridad Estructural;
- II. Cuando no exista suficiente evidencia teórica o experimental para juzgar en forma confiable la seguridad de la estructura en cuestión, y
- III. Cuando en el territorio municipal previa opinión de la Autoridad Estatal y Municipal, lo determine conveniente en razón de duda en la calidad y resistencia de los materiales o en cuanto al proyecto estructural y a los procedimientos constructivos. La opinión de la Secretaría de Obras Públicas de Gobierno del Estado y la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente tendrá el carácter de vinculatorio.

Artículo 288.- Para realizar una prueba de carga mediante la cual se requiera verificar la seguridad de la estructura, se seleccionará la forma de aplicación de la carga de prueba y la zona de la estructura sobre la cual se aplicará, de acuerdo con las siguientes disposiciones:

- I. Cuando se trate de verificar la seguridad de elementos o conjuntos que se repiten, bastará seleccionar una fracción representativa de ellos, pero no menos de tres, distribuidas en distintas zonas de la estructura;

- II. La intensidad de la carga de prueba deberá ser igual a 85% de la de diseño incluyendo los factores de carga que correspondan;
- III. La zona en que se aplique será la que produzca los efectos más desfavorables, en los elementos o conjuntos seleccionados;
- IV. Previamente a la prueba se someterán a la aprobación de la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, el procedimiento de carga y el tipo de datos que se recabarán en dicha prueba, tales como deflexiones, vibraciones y agrietamientos;
- V. Para verificar la seguridad ante cargas permanentes, la carga de prueba se dejará actuando sobre la estructura no menos de 24 horas;
- VI. Se considerará que la estructura ha fallado si ocurre una falla local o incremento local brusco de desplazamiento o de la curvatura de una sección. Además, si 24 horas después de quitar la sobrecarga la estructura no muestra una recuperación mínima de 75 % de su deflexión, se repetirá la prueba;
- VII. La segunda prueba de carga no debe iniciarse antes de 72 horas de haberse terminado la primera;
- VIII. Se considerará que la estructura ha fallado si después de la segunda prueba la recuperación no alcanza, en 24 horas, el 75 % de las deflexiones debidas a dicha segunda prueba;
- IX. Si la estructura pasa la prueba de carga, pero como consecuencia de ello se observan daños tales como agrietamientos excesivos, debe repararse localmente y reforzarse.

Podrá considerarse que los elementos horizontales han pasado la prueba de carga, aún si la recuperación de las flechas no alcanzara en 75 %, siempre y cuando la flecha máxima no exceda de $2 \text{ mm} + L / (20,000 \text{ h})$, donde L, es el claro libre del miembro que se ensaye y h su peralte total en las mismas unidades que L; en voladizos se tomará L como el doble del claro libre;

- X. En caso de que la prueba no sea satisfactoria, debe presentarse a la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente un estudio proponiendo las modificaciones pertinentes, el cual será objeto de opinión por parte de ésta. Una vez realizadas las modificaciones, se llevará a cabo una nueva prueba de carga;
- XI. Durante la ejecución de la prueba de carga, deben tomarse las medidas necesarias para proteger la seguridad de las personas;
- XII. El procedimiento para realizar pruebas de carga de pilotes será el incluido

en las Normas TM-SE, y

- XIII. Cuando se requiera evaluar mediante pruebas de carga la seguridad de una edificación ante efectos sísmicos, deben diseñarse procedimientos de ensaye y criterios de evaluación que tomen en cuenta las características peculiares de la acción sísmica, como son la aplicación de efectos dinámicos y de repeticiones de carga alternadas. Estos procedimientos y criterios deben ser aprobados por la Secretaría de Obras Públicas de Gobierno del Estado a través de la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente.

TÍTULO SÉPTIMO DE LA CONSTRUCCIÓN

Capítulo I Generalidades

Artículo 289.- Una copia de los planos o croquis registrados y de la licencia de construcción, debe conservarse en las obras durante la ejecución de éstas y estar a disposición de la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente.

Durante la ejecución de una obra deben tomarse las medidas necesarias para no alterar la accesibilidad y el funcionamiento de las edificaciones e instalaciones en predios colindantes o en la vía pública.

Deben observarse las disposiciones establecidas por la Ley del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente del Estado de Zacatecas, así como las demás disposiciones aplicables para la Protección del Medio Ambiente.

Artículo 290.- Los materiales de construcción, escombros u otros residuos con excepción de los peligrosos, generados en las obras, podrán colocarse en las banquetas de vía pública por no más de 24 horas, sin invadir la superficie de rodamiento y sin obstruir o impedir el paso de peatones y de personas con discapacidad, previo permiso otorgado por la Administración municipal en el que deberán constar las condiciones y horarios para ello.

Artículo 291.- Los vehículos que carguen o descarguen materiales para una obra podrán realizar sus maniobras en la vía pública durante los horarios que autorice la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, mismos que serán visibles en el letrero de la obra a que hace referencia el artículo 104 fracción VI de este Reglamento; y se apegará a lo que disponga al efecto Ley de Transporte, Tránsito y Vialidad del Estado de Zacatecas y su Reglamento General.

No se podrá afectar la funcionalidad de la vía pública con equipos, maquinaria y actividades de obra relacionadas con la misma de lo contrario será motivo de sanción por parte de la autoridad competente, conforme al Reglamento.

Artículo 292.- Los escombros, excavaciones y cualquier otro obstáculo para el tránsito en la vía pública, originados por obras públicas o privadas, serán protegidos con barreras, cambio de textura o borde en piso a una distancia mínima de un metro para ser percibidos por las personas con discapacidad y señalados por los responsables de las obras con banderas y letreros durante el día y con señales luminosas claramente visibles durante la noche, de acuerdo a la NORMA Oficial Mexicana NOM-086-SCT2-2015 Señalamiento y dispositivos para protección en zonas de obras viales, vigente o la que la sustituya.

Artículo 293.- Los propietarios o poseedores de los predios o inmuebles de obras en construcción, están obligados a reparar o reponer por su cuenta las banquetas, guarniciones, brocales y todo aquel elemento que se haya deteriorado con motivo de la ejecución de la obra, con iguales características y calidad de las existentes. Estos trabajos se consideran implícitos en la solicitud de licencia de construcción. En su defecto, la Administración municipal ordenará los trabajos de reparación o reposición con cargo a los propietarios o poseedores. Si se trata de esquinas y no existen rampas peatonales, éstas se construirán se realizarán de acuerdo a los requerimientos de accesibilidad que establezcan las Normas NTM-PA.

Artículo 294.- Los equipos eléctricos en instalaciones provisionales, utilizados durante la obra, deben cumplir con las NOM que correspondan.

Artículo 295.- Los propietarios o poseedores de las obras cuya construcción sea suspendida por cualquier causa por más de 45 días naturales, están obligados a dar aviso a la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, a limitar sus predios con la vía pública por medio de cercas o bardas y a clausurar los vanos que fuere necesario, a fin de impedir el acceso a la construcción.

Artículo 296.- Los tapiales, de acuerdo con su tipo, deberán ajustarse a las siguientes disposiciones:

- I. De barrera: cuando se ejecuten obras de pintura, limpieza o similares, se colocarán barreras que se puedan remover al suspenderse el trabajo diario. Estarán pintadas y tendrán leyendas de "Precaución". Se construirán de manera que no obstruyan o impidan la vista de las señales de tránsito, de las placas de nomenclatura o de los aparatos y accesorios de los servicios públicos, en caso necesario, se solicitará a la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente su traslado provisional a otro lugar;
- II. De marquesina: cuando los trabajos se ejecuten a más de 5 m de altura, se colocarán marquesinas que cubran suficientemente la zona inferior de las obras, tanto sobre la banqueta como sobre los predios colindantes. Se colocarán de tal manera que la altura de caída de los materiales de demolición o de construcción sobre ellas, no exceda de 5 m;
- III. Fijos: en las obras que se ejecuten en un predio a una distancia menor de 10 m de la vía pública, se colocarán tapiales fijos que cubran todo el frente

o frentes de la misma. Serán de madera, lámina, concreto, mampostería o de otro material que ofrezca garantías de seguridad. Tendrán una altura mínima de 2.40 m; deben estar pintados y no tener más claros que los de las puertas, las cuales se mantendrán cerradas. Cuando la fachada quede al paño del alineamiento, el tapial podrá abarcar una franja anexa hasta de 0.50 m sobre la banqueta. Previa solicitud, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, podrá conceder mayor superficie de ocupación de banquetas; siempre y cuando no se impida el paso de peatones incluyendo a personas con discapacidad;

- IV. De paso cubierto: en obras cuya altura sea mayor de 10 m y en aquellas en que la invasión de banqueta lo amerite, la Administración municipal exigirá la colocación de un tapial de paso cubierto, además del tapial de barrera. Tendrá, cuando menos, una altura de 2.40 m y una anchura libre de 1.20 m. Sobre el tapial en el primer nivel, se podrá instalar de manera temporal una oficina de obra o depósito de materiales, y

En casos especiales, el Director Responsable de Obra podrá solicitar a la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente la colocación, en su caso, de tapias diferentes a los especificados en este artículo.

Ningún elemento de los tapias quedará a menos de 0.50 m de la vertical sobre la garnición de la banqueta.

Capítulo II **De la Seguridad e Higiene en las Obras**

Artículo 297.- Durante la ejecución de cualquier edificación u obra, el Director Responsable de Obra, el propietario o poseedor, o representante legal de la misma, si ésta no requiere Director Responsable de Obra, tomarán las precauciones, adoptarán las medidas técnicas y realizarán los trabajos necesarios para proteger la vida y la integridad física de los trabajadores y la de terceros, para lo cual deberán cumplir con lo establecido en este Capítulo, en la NOM-031-STPS-2011 de la Secretaría del Trabajo y Previsión Social vigente o la que la sustituye, en el Reglamento Federal de Seguridad y Salud en el Trabajo, así como en la Ley de Protección Civil del Estado y Municipios de Zacatecas y su Reglamento.

Artículo 298.- Durante la construcción de cualquier edificación, deben tomarse las precauciones necesarias para evitar los incendios y para combatirlos mediante el equipo de extinción adecuado. Esta protección debe proporcionarse tanto al área ocupada por la obra en sí, como a las colindancias, bodegas, almacenes y oficinas. El equipo de extinción de fuego debe ubicarse en lugares de fácil acceso en las zonas donde se ejecuten soldaduras u otras operaciones que puedan originar incendios y se identificará mediante señales, letreros o símbolos claramente visibles.

Los extintores de fuego deben cumplir con lo indicado en este Reglamento y sus Normas NTM-PA, en las NOM vigentes y en el Reglamento Federal de Seguridad y Salud en el Trabajo, así como, en la Ley de Protección Civil del Estado y Municipios de Zacatecas y su Reglamento.

Los aparatos y equipos que se utilicen en la edificación, que produzcan humo o gas proveniente de la combustión, deben ser colocados de manera que se evite el peligro de incendio o de intoxicación.

Artículo 299.- Deben usarse redes de seguridad donde exista la posibilidad de caída de los trabajadores de las edificaciones, además de uso de arnés y líneas de vida, así como cumplir con lo indicado en las NOM en la materia, cuando no puedan usarse cinturones de seguridad, líneas de amarre o andamios con barandales.

Artículo 300.- Los trabajadores deben usar los equipos de protección personal en los casos que se requiera, de conformidad con lo indicado por las NOM en la materia, en el Reglamento Federal de Seguridad y Salud en el Trabajo; así como en la Ley de Protección Civil del Estado y Municipios de Zacatecas y su Reglamento.

Artículo 301.- En las obras deben proporcionarse a los trabajadores por separado servicios provisionales de agua potable y un sanitario portátil, excusado o letrina por cada 25 trabajadores o fracción excedente de 15; para hombres y uno para mujeres y mantener permanentemente un botiquín portátil con el material, manual y equipo de curación necesarios para proporcionar los primeros auxilios en la obra, de igual manera se deberá tener un directorio que contenga los números telefónicos de los servicios de urgencias.

Capítulo III De los Materiales y Procedimientos De Construcción

Artículo 302.- Los materiales empleados en la construcción deben ajustarse a las siguientes disposiciones:

- I. La resistencia, calidad y características de los materiales empleados en la construcción, serán las que se señalen en las especificaciones de diseño y los planos constructivos registrados, y deben satisfacer las Normas Técnicas Municipales de este Reglamento, y las NOM o Normas Mexicanas, y
- II. Cuando se proyecte utilizar en una construcción algún material nuevo del cual no existan Normas Técnicas Municipales o NOM o Normas Mexicanas, el Director Responsable de Obra debe solicitar la aprobación previa de la Administración municipal para lo cual presentará los resultados de las pruebas de verificación de calidad de dicho material.

Artículo 303.- Los materiales de construcción deben ser almacenados en las obras de tal manera que se evite su deterioro y la intrusión de materiales extraños que afecten las propiedades y características del material.

Artículo 304.- El Director Responsable de Obra, debe vigilar que se cumpla con este Reglamento, las Normas Técnicas Municipales y con lo especificado en el proyecto, principalmente en lo que se refiere a los siguientes aspectos:

- I. Propiedades mecánicas de los materiales;
- II. Tolerancias en las dimensiones de los elementos estructurales, como medidas de claros, secciones de las piezas, áreas y distribución del acero y espesores de recubrimientos;
- III. Nivel y alineamiento de los elementos estructurales, y
- IV. Cargas muertas y vivas en la estructura, incluyendo las que se deban a la colocación de materiales durante la ejecución de la obra.

Artículo 305.- Podrán utilizarse los nuevos procedimientos de construcción que el desarrollo de la técnica introduzca, previa autorización de la Administración municipal, para lo cual el Director Responsable de Obra debe presentar una justificación de idoneidad detallando el procedimiento propuesto y anexando, en su caso, los datos de los estudios y los resultados de las pruebas experimentales efectuadas.

Artículo 306.- Deben realizarse las pruebas de verificación de calidad de materiales que señalen las normas oficiales correspondientes y las Normas Técnicas Municipales. En caso de duda, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente podrán exigir los muestreos y las pruebas necesarias para verificar la calidad y resistencia especificadas de los materiales, aún en las obras terminadas.

El muestreo debe efectuarse siguiendo métodos estadísticos que aseguren que el conjunto de muestras sea representativo en toda la obra.

La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente llevará un registro de los laboratorios o empresas que, a su juicio, puedan realizar estas pruebas.

Artículo 307.- Los elementos estructurales que se encuentren en ambiente corrosivo o sujetos a la acción de agentes físicos, químicos o biológicos que puedan hacer disminuir su resistencia, deben ser de material resistente a dichos efectos, o recubiertos con materiales o sustancias protectoras y tendrán un mantenimiento preventivo que asegure su funcionamiento dentro de las condiciones previstas en el proyecto.

En los paramentos exteriores de los muros debe impedirse el paso de la humedad;

el mortero de las juntas debe resistir el intemperismo.

Artículo 308.- En la construcción de cimentaciones en suelos con niveles de agua freática muy altos que originen altos índices de humedad, se deben utilizar sistemas integrales de impermeabilización de elementos de concreto armado o sin armar.

Artículo 309.- La impermeabilización se debe realizar bajo la primera hilada de tabique, block o panel del muro y/o sobre la estructura del cimiento o cadenas de desplante. Podrán emplearse impermeabilizantes asfálticos y una membrana de refuerzo u otros materiales.

Artículo 310.- La impermeabilización debe aplicarse en el área del piso de regaderas, en los muros colindantes al área y el sardinel.

Artículo 311.- Los techos o azoteas se deben impermeabilizar en la totalidad de su superficie, cuidando que las juntas, uniones o detalles queden sellados correctamente.

Artículo 312.- En los trabajos de impermeabilización deberán emplearse, en lo posible, materiales reciclados y eco tecnologías, para lo cual deberá de verificarse la calidad de las mismas y garantías.

Capítulo IV De las Mediciones y Trazos

Artículo 313.- En las edificaciones en que se requiera llevar registro de posibles desplazamientos y/o movimientos verticales, de acuerdo con el artículo 272 de este Reglamento, así como en aquellas en que el Director Responsable de Obra lo considere necesario o la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente lo ordene, se instalarán referencias fijas o bancos de nivel, suficientemente alejados de la cimentación o estructura de que se trate, para no ser afectados por los movimientos de las mismas o de otras cargas cercanas, y se referirán a éstos las nivelaciones que se hagan.

En este caso, también se efectuarán nivelaciones a las edificaciones ubicadas en los predios colindantes a la construcción con objeto de observar su comportamiento.

Artículo 314.- Antes de iniciarse una construcción debe verificarse el trazo del alineamiento del predio con base en la constancia de alineamiento y número oficial, y las medidas de la poligonal del perímetro, así como la situación del predio en relación con los colindantes, la cual debe coincidir con los datos correspondientes del título de propiedad, en su caso. Se trazarán después los ejes principales del proyecto, refiriéndolos a puntos que puedan conservarse fijos. Si los datos que arroje el levantamiento del predio exigen un ajuste de las distancias entre los ejes consignados en los planos arquitectónicos, debe dejarse constancia

de las diferencias mediante anotaciones en bitácora o elaborando planos del proyecto ajustado. El Director Responsable de Obra debe hacer constar que las diferencias no afectan la seguridad estructural ni el funcionamiento de la construcción, ni la separación exigida entre edificaciones adyacentes a que se refiere el artículo 147 de este Reglamento. En caso necesario deben hacerse las modificaciones pertinentes al proyecto arquitectónico y al estructural.

Capítulo V De las Excavaciones y Cimentaciones

Artículo 315.- Para la ejecución de las excavaciones y la construcción de cimentaciones se observarán las disposiciones del Capítulo VIII del Título Sexto de este Reglamento, así como las Normas. En particular se cumplirá lo relativo a las precauciones para que no resulten afectadas las edificaciones y predios vecinos ni los servicios públicos, de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 268 de este Reglamento.

Artículo 316.- Si en el proceso de una excavación se encuentran restos fósiles o arqueológicos, se debe suspender de inmediato la excavación en ese lugar y notificar a la Administración para que lo haga del conocimiento de las dependencias de la Administración Pública Federal y/o Local competentes.

Artículo 317.- El uso de explosivos en excavaciones queda condicionado a la autorización y cumplimiento de los ordenamientos que señale la Secretaría de la Defensa Nacional y a las restricciones y elementos de protección que ordene la Administración municipal.

Capítulo VI Del Dispositivo para Transporte Vertical en las Obras

Artículo 318.- Los dispositivos empleados para transporte vertical de materiales o de personas durante la ejecución de las obras, deben ofrecer adecuadas condiciones de seguridad.

Sólo se permitirá transportar personas en las obras por medio de elevadores cuando éstos hayan sido diseñados, construidos e instalados con barandales, freno automático que impida la caída libre y guías en toda su altura que eviten el volteamiento. Los elevadores deben contar con todas las medidas de seguridad adecuadas.

Artículo 319.- Los elevadores para el público ubicados en las edificaciones deberán contar con letreros visibles desde el vestíbulo de acceso al elevador con la leyenda escrita: "En caso de incendio, utilice la escalera".

Las puertas de los cubos de escaleras deberán contar con letreros de ambos

lados, con la leyenda escrita: "Esta puerta debe permanecer cerrada". Además, en los elevadores se deberá agregar la leyenda táctil o en sistema braille en una posición accesible, de ser posible incluir el sonoro.

Artículo 320.- Las máquinas elevadoras y bandas transportadoras empleadas durante la ejecución de las obras, incluidos sus elementos de sujeción, anclaje y sustentación, deben:

- I. Ser de buena construcción mecánica y resistencia adecuada;
- II. Mantenerse en buen estado de conservación y funcionamiento;
- III. Revisarse y examinarse periódicamente durante la operación en la obra y antes de ser utilizadas, particularmente en sus elementos mecánicos tales como: cables, anillos, cadenas, garfios, manguitos, poleas, y eslabones giratorios usados para izar y/o descender materiales o como medio de suspensión;
- IV. Indicar claramente la carga útil máxima de la máquina de acuerdo con sus características, incluyendo la carga admisible para cada caso, si ésta es variable, y
- V. Estar provistas de los accesorios necesarios para evitar descensos accidentales.

Artículo 321.- Cuando el desarrollo de una obra pública o privada en construcción, requiera de la instalación y uso de una o más grúas-torre, el propietario y/o el constructor deberán presentar ante la Administración municipal para su visto bueno, la información correspondiente a su localización céntrica dentro del predio, sus rangos de operación y áreas de proyección del brazo giratorio, asegurándose de que dicha operación no dañe edificaciones vecinas, infraestructura urbana, ni ponga en peligro el libre y seguro tránsito de personas o vehículos en la vía pública, presentando una fianza de responsabilidad civil.

Se debe hacer una prueba completa de todas las funciones de las grúas-torre después de su erección o extensión y antes de que entren en operación.

Semanalmente deben revisarse y corregirse, en su caso, cables, contraventeos, malacates, brazo giratorio, frenos, sistema de control de sobrecarga y todos los elementos de seguridad. Debe elaborarse un reporte de verificación de esta revisión semanal y anexarse a la bitácora de obra.

Capítulo VII De las Instalaciones

Artículo 322.- Las instalaciones eléctricas, hidráulicas, sanitarias, contra incendio,

de gas, vapor, combustible, líquidos, calentamiento de agua por el aprovechamiento de la energía solar, aire acondicionado, telefónicas, de comunicación y todas aquellas que se coloquen en las edificaciones, serán las que indique el proyecto, y garantizarán la eficiencia de las mismas, así como la seguridad de la edificación, trabajadores y usuarios, para lo cual deben cumplir con lo señalado en este Capítulo, en las NOM, Normas Mexicanas aplicables y las demás disposiciones aplicables a cada caso.

Artículo 323.- En las instalaciones se emplearán únicamente tuberías, válvulas, conexiones materiales y productos que satisfagan las Normas Técnicas Municipales y las demás disposiciones aplicables.

Artículo 324.- Los procedimientos para la colocación de instalaciones se sujetarán a las siguientes disposiciones:

- I. El Director Responsable de Obra programará la colocación de las tuberías de instalaciones en los ductos destinados a tal fin en el proyecto, los pasos complementarios y las preparaciones necesarias para no romper los pisos, muros, plafones y elementos estructurales;
- II. En los casos que se requiera ranurar muros y elementos estructurales para la colocación de tuberías, se trazarán previamente las trayectorias de dichas tuberías, y su ejecución será aprobada por el Director Responsable de Obra y el Corresponsable en Seguridad Estructural y el Corresponsable en Instalaciones, en su caso. Las ranuras en elementos de concreto no deben afectar a los recubrimientos mínimos del acero de refuerzo, señalados en las Normas Técnicas Municipales;
- III. Los tramos verticales de las tuberías de instalaciones se colocarán empotrados en los muros o elementos estructurales o sujetos a éstos mediante abrazaderas, y
- IV. Las tuberías alojadas en terreno natural se sujetarán a las disposiciones indicadas en las Normas Técnicas Municipales.

Artículo 325.- Los tramos de tuberías de las instalaciones hidráulicas, sanitarias, contra incendio, de gas, vapor, combustibles líquidos, calentamiento de agua por medio del aprovechamiento de la energía solar, aire comprimido, oxígeno y otros, deben unirse y sellarse herméticamente, de manera que se impida la fuga del fluido que conduzcan, para lo cual debe observarse lo que se establece en las NOM, Normas Mexicanas aplicables y demás disposiciones aplicables.

Artículo 326.- Las tuberías para las instalaciones a que se refiere el artículo anterior se probarán según el uso y tipo de instalación, de acuerdo con lo indicado en las Normas Técnicas Municipales y demás disposiciones aplicables.

Capítulo VIII De las Fachadas

Artículo 327.- Los materiales de recubrimiento en fachadas se fijarán mediante el sistema que proporcione el anclaje o la adherencia necesarios, y se tomarán las medidas que permitan los movimientos estructurales previsibles, así como para evitar el paso de humedad a través del revestimiento.

Artículo 328.- Los vidrios, cristales y materiales frágiles deben colocarse tomando en cuenta los posibles movimientos de la edificación y contracciones ocasionadas por cambios de temperatura. Los asientos y selladores empleados en la colocación de piezas mayores a 1.5 m² deberán absorber tales deformaciones y conservar su elasticidad, debiendo observarse lo dispuesto en el Capítulo VI del Título Sexto de este Reglamento y las Normas Técnicas Municipales, respecto de las holguras necesarias para absorber movimientos sísmicos.

Artículo 329.- Las ventanas, cancelas, fachadas integrales y otros elementos de fachada deben resistir las cargas ocasionadas por los efectos de viento, según lo que establece el Capítulo VII del Título Sexto de este Reglamento y las Normas Técnicas Municipales.

Para estos elementos, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, previa opinión de la Secretaría de Obras Públicas del Gobierno del Estado de Zacatecas o por sí misma, podrán exigir pruebas de resistencia al viento a tamaño natural.

Capítulo IX De las Medidas de Seguridad

Artículo 330.- Cuando se interrumpa una excavación, se ejecutarán las obras necesarias para evitar que se presenten movimientos que puedan dañar a las edificaciones y predios colindantes o a las instalaciones de la vía pública y que ocurran fallas en los taludes o fondo de la excavación por intemperismo prolongado, descompensación del terreno o por cualquier otra causa.

Se tomarán también las precauciones necesarias para impedir el acceso al sitio de la excavación mediante señalamiento adecuado y barreras para evitar accidentes, asimismo se deberá cumplir con lo indicado por las NOM aplicables en la materia.

Artículo 331.- El propietario, poseedor o representante legal y el constructor acatarán las instrucciones indicadas en la bitácora de obra por el Director Responsable de Obra y/o Corresponsables, en su caso, para asegurar que las obras suspendidas a que se refiere el artículo 295 de este Reglamento, queden en condiciones de estabilidad y seguridad, que no impliquen un riesgo para los peatones y construcciones contiguas, asimismo se deberá cumplir con lo indicado por las NOM aplicables en la materia.

Artículo 332.- Cuando la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, tengan conocimiento de que una edificación, estructura o instalación presente algún peligro para las personas o los bienes, previo dictamen técnico de la autoridad competente o de un Corresponsable en Seguridad Estructural o en Instalaciones o un Director Responsable de Obra, requerirá al propietario, poseedor o representante legal con la urgencia que el caso amerite, para que realice las reparaciones, obras o demoliciones necesarias, de conformidad con la Ley.

Cuando la demolición tenga que hacerse en forma parcial, ésta comprenderá también la parte que resulte afectada por la misma demolición para garantizar la continuidad estructural.

La Administración municipal podrá intervenir en la edificación, estructura o instalación para tomar las medidas necesarias que garanticen la seguridad de las personas o bienes, en los casos previstos en la Ley.

Artículo 333.- Una vez concluidas las obras o los trabajos que hayan sido ordenados de acuerdo con el artículo anterior de este Reglamento, el propietario, poseedor o constructor y el Director Responsable de Obra darán aviso de terminación a la autoridad que ordenó los trabajos, quien verificará la correcta ejecución de estos, pudiendo, en su caso, ordenar su modificación o corrección debiendo realizarlas en un período no mayor a 30 días hábiles posteriores a dicho evento.

Artículo 334.- Si como resultado del dictamen técnico referido en el artículo 275 de este Reglamento y una vez que el propietario o poseedor hubiese sido requerido para realizar las reparaciones, obras o demoliciones indispensables y se presentara una negativa del propietario, poseedor o representante legal, así como de los habitantes del inmueble para desocuparlo de manera parcial o total, la Administración municipal podrá intervenir en la edificación, estructura o instalación para tomar las medidas necesarias que garanticen la seguridad de las personas o bienes, haciendo uso de la fuerza pública, en su caso, para hacer cumplir la orden.

Artículo 335.- En caso de desacuerdo del o los ocupantes de una construcción, en contra de la orden de desocupación a que se refiere el artículo anterior, los afectados podrán interponer recurso de inconformidad de acuerdo con lo previsto en la Ley de Procedimiento Administrativo del Estado y Municipios de Zacatecas. Si se confirma la orden de desocupación y persiste la renuencia a acatarla, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente podrá hacer uso de la fuerza pública para hacer cumplir la orden.

El término para la interposición del recurso a que se refiere este precepto será de tres días hábiles contados a partir de la fecha en que se haya notificado al interesado la orden de desocupación, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente debe resolver el recurso dentro de un plazo de tres días hábiles, contados a partir de la fecha de interposición del mismo.

La orden de desocupación no implica la pérdida de los derechos u obligaciones que existan entre el propietario y sus inquilinos del inmueble.

Artículo 336.- La autoridad competente podrá imponer como medida de seguridad la suspensión total de las obras, terminadas o en ejecución, de acuerdo con lo dispuesto por la Ley de Procedimiento Administrativo del Estado y Municipios de Zacatecas, cuando la construcción:

- I. No se ajuste a las medidas de seguridad y demás protecciones que señala este Reglamento;
- II. Se ejecute sin ajustarse al proyecto registrado o aprobado, con excepción de las diferencias permitidas en el artículo 141 de este Reglamento;
- III. Represente peligro grave o inminente.

Cuando la autoridad imponga alguna medida de seguridad debe señalar el plazo que concede al visitado para efectuar las correcciones y trabajos necesarios, procediendo el levantamiento de sellos de suspensión, previa solicitud del interesado, para el solo efecto de que se realicen los trabajos y acciones que corrijan las causas que motivaron la imposición de la medida de seguridad.

La corrección de las causas que motivan la imposición de medidas de seguridad no exime al interesado de las sanciones aplicables.

TÍTULO OCTAVO DEL USO, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Capítulo Único Del Uso y Conservación de Predios y Edificaciones

Artículo 337.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, establecerá las medidas de protección que, además de lo dispuesto en la Ley del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente del Estado de Zacatecas, deben cumplir los inmuebles cuando:

- I. Produzcan, almacenen, distribuyan, vendan o manejen objetos o sustancias tóxicas, contaminantes, corrosivas, reactivas, explosivas o inflamables, según el área en que se encuentren: habitacional, industrial, entre otras;
- II. Acumulen escombros o basura;
- III. Se trate de excavaciones profundas;
- IV. Impliquen la aplicación de cargas o la transmisión de vibraciones a las edificaciones, mayores a las de diseño autorizado, y

- V. Produzcan humedad, salinidad, gases, humos, polvos, ruidos, cambios importantes de temperatura, malos olores, u otros efectos perjudiciales o molestos que puedan ocasionar daño al medio ambiente, a terceros en su persona, sus propiedades o posesiones.

Artículo 338.- Ningún inmueble podrá utilizarse para un uso diferente del autorizado ni modificar el funcionamiento estructural del proyecto aprobado, sin haber obtenido previamente el cambio de uso de edificaciones, de conformidad con el artículo, de lo contrario, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente ordenará, con base en el dictamen técnico, lo siguiente:

- I. La restitución de inmediato al uso aprobado, en caso de que pueda hacerse sin la necesidad de efectuar obras, y
- II. La ejecución de obras, adaptaciones, instalaciones y otros trabajos que sean necesarios para el correcto funcionamiento del inmueble y restitución al uso aprobado, dentro del plazo que para ello se señale.

Artículo 339.- Los propietarios o poseedores de las edificaciones y predios tienen obligación de conservarlos en buenas condiciones de estabilidad, servicio, aspecto e higiene, evitar que se conviertan en molestia o peligro para las personas o los bienes, reparar y corregir los desperfectos, fugas, de no rebasar las demandas de consumo del diseño autorizado en las instalaciones y observar, las siguientes disposiciones:

- I. Los acabados en las fachadas deben mantenerse en buen estado de conservación, aspecto e higiene;
- II. Los predios, excepto los que se ubiquen en zonas que carezcan de servicios públicos de urbanización, deben contar con cercas en sus límites que no colinden con edificaciones permanentes o con cercas existentes, de una altura mínima de 2.50 m, construidas con cualquier material, excepto madera, cartón, alambrado de púas y otros similares que pongan en peligro la seguridad de personas y bienes;
- III. Los predios no edificados deben estar libres de escombros, basura y drenados adecuadamente;
- IV. Quedan prohibidas las instalaciones y edificaciones precarias en las azoteas, cualquiera que sea el uso que pretenda dárseles, y
- V. El suelo de cimentación debe protegerse contra deterioro por meteorización, arrastre por flujo de aguas superficiales o subterráneas y secado local por la operación de calderas o equipos similares.

Artículo 340.- Las edificaciones que requieran de dictamen de impacto urbano o impacto urbano-ambiental, según lo establecido en el Título Cuarto de este

Reglamento (De las Licencias de Construcción), deben contar con manuales de operación y mantenimiento, cuyo contenido mínimo será:

- I. Tendrá tantos capítulos como sistemas de instalaciones, estructura, acabados y mobiliario tenga la edificación;
- II. En cada capítulo se hará la descripción del sistema en cuestión y se indicarán las acciones mínimas de mantenimiento preventivo y correctivo. Los equipos de extinción de fuego deben someterse a lo que establezcan las Normas TM-PA;
- III. Para mantenimiento preventivo se indicarán los procedimientos y materiales a utilizar, así como su periodicidad. Se señalarán también los casos que requieran la intervención de especialistas, y
- IV. Para mantenimiento correctivo se indicarán los procedimientos y materiales a utilizar para los casos más frecuentes, así como las acciones que requieran la intervención de especialistas.

Artículo 341.- Los propietarios o poseedores de las edificaciones deben conservar y exhibir, cuando sean requeridos por la Administración municipal, los planos, memoria de cálculo y la bitácora de obra, autorizados o registrados por la autoridad competente, que avalen la seguridad estructural de la edificación en su proyecto original y en caso de existir modificaciones en elementos estructurales, dichos planos y memoria deben estar actualizados y avalados por un Corresponsable en Seguridad Estructural, quien emitirá un dictamen técnico de estabilidad de Seguridad Estructural.

TÍTULO NOVENO DE LAS AMPLIACIONES DE OBRAS

Capítulo Único De las Ampliaciones de Obras

Artículo 342.- Las obras de ampliación sólo podrán ser autorizadas si los Programas permiten el uso del suelo, la densidad y/o intensidad de ocupación del suelo y, además, se cumpla con los requerimientos establecidos en el Código Urbano y este Reglamento. El propietario o poseedor, que cuente con el certificado de acreditación de uso del suelo por derechos adquiridos no podrá ampliar la superficie de uso acreditada.

Artículo 343.- En las obras de ampliación no se podrán sobrepasar los límites de resistencia estructural, las capacidades de servicio de las instalaciones eléctricas, hidráulicas y sanitarias de las edificaciones en uso, excepto en los casos que exista la infraestructura necesaria para proporcionar el servicio, previa solicitud y aprobación de las autoridades correspondientes.

TÍTULO DÉCIMO DE LAS DEMOLICIONES

Capítulo Único De las Medidas Preventivas en Demoliciones

Artículo 344.- Con la solicitud de licencia de construcción para demolición considerada en el Título Cuarto de este Reglamento, se debe presentar el programa en el que se indicará el orden en que se realizará cada una de las etapas de los trabajos, el volumen estimado y fechas aproximadas en que se demolerán los elementos de la edificación. En caso de prever el uso de explosivos, el programa señalará con toda precisión el o los días y la hora o las horas en que se realizarán las explosiones, que estarán sujetas a la aprobación de la Administración municipal.

El uso de explosivos para demoliciones queda condicionado a que la Secretaría de la Defensa Nacional otorgue el permiso correspondiente.

Artículo 345.- Las demoliciones de edificaciones con un área mayor de 60 m² en planta baja o de un cuarto en cualquier otro nivel con un área mayor a 16 m², deben contar con la responsiva de un Director Responsable de Obra o Corresponsable, en su caso, según lo dispuesto en el Título Cuarto de este Reglamento.

Artículo 346.- Cualquier demolición en zonas declaradas de Monumentos Históricos, Artísticos y Arqueológicos de la Federación o cuando se trate de inmuebles afectos al patrimonio cultural urbano y/o ubicados dentro del Programa Parcial de Desarrollo Urbano Del Polígono Declarado Zona Típica del Municipio de Guadalupe 2016-2040 requerirá, previo a la licencia de construcción especial para demolición, la autorización por parte de las autoridades federales que correspondan y el dictamen técnico favorable de la Secretaría de Obras Públicas del Gobierno del Estado de Zacatecas, debiendo contar en todos los casos, con responsiva de un Director Responsable de Obra y de los Corresponsables.

Artículo 347.- Previo al inicio de la demolición, durante su ejecución y posterior a ella, se deben proveer todas las medidas de seguridad que determine el Director Responsable de Obra y el Corresponsable en Seguridad Estructural, en su caso.

Artículo 348.- En caso de prever el uso de explosivos, el programa señalará con toda precisión él o los días y la hora o las horas en que se realizarán las explosiones, las cuales estarán sujetas a la aprobación de la Administración municipal. En los casos autorizados de demolición con explosivos, la Administración municipal debe avisar a los vecinos la fecha y hora exacta de las explosiones, cuando menos con tres días naturales de anticipación.

El uso de explosivos para demoliciones queda condicionado a que la Secretaría de la Defensa Nacional otorgue el permiso correspondiente.

Artículo 349.- El procedimiento de demolición será propuesto por el Director Responsable de Obra y el Corresponsable en su caso y autorizado por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente.

Artículo 350.- El horario de trabajo en el proceso de las obras de demolición quedará comprendido entre las 8:00 y las 18:00 horas. En caso de que sea necesario ampliar o modificar este horario, previo consentimiento de los vecinos, se deberá solicitar a la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente su aprobación.

Artículo 351.- Los materiales, desechos y escombros provenientes de una demolición u obra en construcción, deben ser retirados en su totalidad en un plazo no mayor de 10 días naturales contados a partir del término de la demolición y bajo las condiciones que establezcan las autoridades correspondientes en materia medio ambiente, movilidad y sitio de disposición final.

TÍTULO DÉCIMO PRIMERO DE LAS VISITAS DE INSPECCIÓN, SANCIONES Y RECURSOS

Capítulo I De las Visitas de Inspección

Artículo 352.- El municipio, a través de la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, ejercerá las funciones de vigilancia e inspección que correspondan en materia de desarrollo urbano y construcción, de conformidad con lo previsto por el presente Reglamento.

Artículo 353.- Las inspecciones tendrán por objeto verificar que las edificaciones y las obras de construcción que se encuentren en proceso y concluidas, cumplan con las disposiciones del Código Urbano, la Ley de Construcción, el Reglamento General de la Ley de Construcción, el presente Reglamento, sus Normas Técnicas Complementarias y demás ordenamientos legales aplicables.

Artículo 354.- El inspector deberá contar con orden por escrito, que contendrá la fecha, referencia específica de identificación del expediente, ubicación de la edificación u obra por inspeccionar, el objeto de la visita, la fundamentación y motivación, así como el nombre y la firma autógrafa de la autoridad competente que expida dicha orden.

Artículo 355.- El inspector deberá identificarse ante el propietario, Director Responsable de Obra, Corresponsable de Obra o los ocupantes del lugar donde se va a practicar la inspección, con la credencial vigente que para el efecto expida a su favor el funcionario municipal facultado para ello, y se entregará copia legible de la orden de inspección al visitado, mismo que tendrá la obligación de permitirle

el acceso al lugar de que se trate.

En caso de que algún particular con el cual se pretenda ejecutar una orden de inspección impida el desarrollo de la diligencia, se le apercibirá que, de seguir la negativa, se interpondrá formal denuncia ante la Fiscalía General de Justicia del Estado por la probable comisión del delito de resistencia de particulares, de conformidad a lo previsto por el artículo 158 del Código Penal del Estado de Zacatecas.

Artículo 356.- Al inicio de la visita, el inspector deberá requerir al visitado para que nombre a dos personas que funjan como testigos en el desarrollo de la diligencia, advirtiéndole que, en caso de negativa, éstos serán propuestos por el mismo inspector.

Artículo 357.- De toda visita se levantará acta circunstanciada por triplicado, en forma numerada y foliada. En ella se expresará lugar, fecha y nombre de las personas con quienes se entendió la diligencia, así como el resultado de la misma.

El acta deberá ser firmada por el inspector, por la persona con quien se entendió la diligencia, si desea hacerlo, y por dos testigos de asistencia propuestos por esta o, en su rebeldía, por el inspector, quienes estarán presentes durante el desarrollo de la diligencia. La negativa de la persona con quien se entienda la diligencia para firmar el acta no invalidará la misma. En todo caso, deberá dejarse al interesado copia legible de dicha acta.

Artículo 358.- Al término de la diligencia los inspectores deberán firmar el libro de Bitácora de las Obras en proceso de construcción, anotando la fecha de su visita y sus observaciones.

Artículo 359.- Cuando como resultado de la visita de inspección se compruebe la existencia de cualquier infracción a las disposiciones de este Reglamento, la autoridad municipal notificará a los infractores, cuando así procediere, las irregularidades o violaciones en que hubieren incurrido, otorgándoles un término que podrá variar de 24 horas a 30 días, según la urgencia o la gravedad del caso, para que sean corregidas.

La orden para corregir o regularizar los actos u omisiones que contravengan las disposiciones del presente reglamento, no eximen al propietario, al Director Responsable de Obra y/o al Corresponsable de Obra, de las sanciones que pudieran imponerse. Las sanciones podrán ser impuestas conjunta o separadamente a los responsables.

Artículo 360.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, podrá clausurar como medida de seguridad las obras terminadas o en ejecución, cuando ocurra alguna de las circunstancias previstas por los artículos del este Reglamento.

Artículo 361.- En caso de que el propietario de un predio o de una edificación no cumpla con las órdenes giradas por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, se emitirá una Resolución fundada y motivada, mediante la cual se ordene la clausura, o se ejecute, a costa del propietario, las obras, reparaciones o demoliciones que se hayan ordenado, así como aquellas otras medidas que se consideren necesarias. Para el cumplimiento de sus determinaciones, en los casos siguientes se podrá hacer uso de la fuerza pública:

- I. Cuando una edificación de un predio se utilice total o parcialmente para un uso diferente al autorizado, sin haber cumplido con lo previsto en el artículo 127 de este Reglamento;
- II. Como medidas de seguridad en caso de peligro grave o inminente;
- III. Cuando el propietario de una construcción señalada como peligrosa no cumpla con las órdenes giradas con base en los artículos 334 y 335 de este Reglamento, dentro del plazo fijado para tal efecto;
- IV. Cuando se invada la vía pública con una construcción, y
- V. Cuando no se respeten las afectaciones y las restricciones físicas y de uso impuestas a los predios con la constancia de alineamiento oficial.

Si el propietario del predio se negara a pagar el costo de las obras o trabajos ejecutados por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, en los términos del presente artículo, se deberá dar inicio, a través del área competente, el procedimiento administrativo de ejecución.

Artículo 362.- Independientemente de la aplicación de las sanciones económicas a que se refiere el presente Capítulo, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, podrá suspender o clausurar las obras en ejecución en los casos siguientes:

- I. Cuando, previo dictamen técnico emitido u ordenado por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, se declare en peligro inminente la estabilidad o seguridad de la construcción;
- II. Cuando la ejecución de una obra o de una demolición se realice sin las debidas precauciones y ponga en peligro la vida o la integridad física de las personas, o pueda causar detrimento a los bienes del Municipio o de terceros;
- III. Cuando la construcción no se ajuste a las medidas de seguridad y protección que haya indicado la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente y Protección Civil Municipal, con base en este Reglamento;

- IV. Cuando no se dé cumplimiento a una orden de las previstas por los artículos 334 y 336 de este ordenamiento, dentro del plazo que se haya fijado para tal efecto;
- V. Cuando la construcción no se ajuste a las restricciones en la Constancia de alineamiento oficial;
- VI. Cuando la construcción se ejecute sin ajustarse al proyecto aprobado o fuera de las condiciones previstas por este Reglamento;
- VII. Cuando se obstaculice reiteradamente o se impida en alguna forma, el cumplimiento de las funciones de inspección o supervisión, por el personal que deberá estar debidamente autorizado por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente;
- VIII. Cuando la obra se ejecute sin Licencia de construcción;
- IX. Cuando la Licencia de Construcción sea revocada o haya finalizado su vigencia, y
- X. Cuando la obra se ejecute sin vigilancia del Director Responsable de Obra.

No obstante, el estado de suspensión o clausura, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente podrá ordenar se lleven a cabo las obras que procedan para dar cumplimiento a lo ordenado para hacer cesar el peligro, o para corregir y reparar los daños, quedando el propietario obligado a pagar su importe.

El estado de clausura o suspensión total o parcial impuesto con base en este artículo, no será levantado en tanto no se realicen las correcciones ordenadas y se hayan pagado las multas derivadas de las violaciones a este Reglamento.

Artículo 363.- Independientemente de la imposición de las sanciones económicas a que haya lugar, la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, podrá clausurar las obras terminadas y no ocupadas, cuando ocurra alguna de las circunstancias siguientes:

- I. Cuando la obra se haya ejecutado sin Licencia de Construcción;
- II. Cuando la obra se haya ejecutado alterando el proyecto aprobado fuera de los límites de tolerancia o sin sujetarse a lo previsto por los Títulos Segundo, Sexto y Séptimo de este Reglamento, y
- III. Cuando se pretenda disponer de una construcción o parte de ella para un uso diferente del autorizado.

El Estado de Clausura de las obras podrá ser total o parcial y no será levantado hasta en tanto no se hayan regularizado las obras o ejecutado los trabajos ordenados, en los términos del artículo 105 de este Reglamento.

Capítulo II De las Sanciones

Artículo 364.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, en los términos de esta sección, sancionará con multas a los propietarios, a los Directores Responsables de Obra o Corresponsables de obra, y a quienes resulten responsables de las infracciones comprobadas en las visitas de inspección a que se refiere este Reglamento.

La imposición y cumplimiento de las sanciones no eximirá al infractor de la obligación de corregir las irregularidades que hayan dado motivo a las mismas.

Las sanciones que se impongan serán independientes de las medidas de seguridad que ordene la autoridad municipal en los casos previstos en este Reglamento.

Artículo 365.- La autoridad competente para fijar la sanción, deberá tomar en cuenta las condiciones personales del infractor, la gravedad de la infracción, la reincidencia, las modalidades y demás circunstancias en que la misma se haya cometido.

Artículo 366.- Se sancionará al Director Responsable de Obra, Corresponsable de obra, al Propietario o a la persona que resulte responsable, con multa de 10 a 50 UMAS diarias, en los siguientes casos:

- I. Cuando en cualquier obra o instalación en proceso, no muestre a solicitud del inspector, los planos autorizados y la licencia de construcción correspondiente;
- II. Cuando se invada con materiales, ocupen o usen la vía pública, o cuando hagan cortes en banquetas, arroyos y guarniciones, sin haber obtenido previamente el permiso correspondiente, lo anterior, sin eximir de la responsabilidad de la reparación del daño ocasionado a bienes del municipio;
- III. Cuando se obstaculicen las funciones de los inspectores de la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, señaladas en el Capítulo I de este Título;
- IV. Cuando se realicen excavaciones u otras obras que afecten la estabilidad del propio inmueble o de las construcciones y predios vecinos, o de la vía pública;
- V. Cuando se violen las disposiciones relativas a la conservación de edificios y predios;

- VI. Igual sanción se aplicará al propietario o al Director Responsable de obra, cuando no dé aviso de terminación de las obras dentro del plazo señalado en la licencia de construcción correspondiente.

Artículo 367.- Se sancionará con una multa de 51 a 100 UMAS diarias, a los Directores Responsables de Obra que incurran en las infracciones siguientes:

- I. Cuando no cumplan con lo previsto en la fracción VIII del artículo 67 de este Reglamento;
- II. Cuando no se acaten las disposiciones relativas contenidas en el Título Segundo de este Reglamento en la edificación de que se trate;
- III. Cuando no se observe lo establecido en este Reglamento en lo que se refiere a los dispositivos de elevación de materiales y de personas, durante la ejecución de la obra y al uso de transportadores electromecánicos en la edificación;
- IV. Cuando en la obra utilicen los procedimientos de construcción a que se refiere el artículo 305 de este Reglamento, sin autorización previa de la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente;
- V. Cuando en la ejecución de una obra violen las disposiciones establecidas en el Título Tercero de este Reglamento;
- VI. Cuando en la construcción o demolición de obras, o para llevar a cabo las excavaciones, usen explosivos sin contar con el permiso de la Secretaría de la Defensa Nacional y la opinión favorable de las autoridades Estatal y Municipal en materia de protección Civil, y
- VII. Cuando en una obra no tomen las medidas necesarias para proteger la vida y salud de los trabajadores y de cualquier otra persona a la que pueda causarse daño.

Artículo 368.- Se sancionará a los propietarios de inmuebles y a los Directores Responsables de Obra, con multa de uno a cinco tantos del importe de la licencia de construcción correspondiente, según el avance de obra, en los casos siguientes:

- I. Cuando se estén realizando obras o instalaciones sin haber obtenido previamente la licencia de construcción respectiva, de acuerdo con lo establecido en este Reglamento, y
- II. Cuando se hubieran realizado obras o instalaciones sin contar con la licencia de construcción correspondiente, y las mismas no se hubieran regularizado.

Artículo 369.- Se sancionará al Director Responsable de Obra, al propietario o a

la persona que resulte responsable, en los casos siguientes:

- I. Con multa de 10 a 100 UMA diaria:
 - a. Cuando en una obra o instalación no respeten las previsiones contra incendio señaladas en este Reglamento, y
 - b. Cuando para obtener la expedición de licencia de construcción, o durante la ejecución o uso de la edificación, hayan hecho uso de documentos falsos.
- II. Con uno hasta cinco tantos del importe de los derechos de licencia de construcción:
 - a. Cuando una obra, excediendo las tolerancias previstas en este Reglamento, no coincida con el proyecto arquitectónico o de diseño estructural autorizado, y
 - b. Cuando en un predio o en la ejecución de cualquier obra, no se respeten las restricciones, afectaciones o usos autorizados señalados en las constancias de compatibilidad urbanística y/o alineamiento oficial.
- III. Se sancionará a la empresa que suministra concreto premezclado, al propietario o a la persona que resulte responsable, en los casos siguientes:
 - a. Con multa de 20 a 100 UMA diaria:
 - b. Cuando se suministre concreto premezclado en obras mayores de 45 m², que no cuenten con licencia de construcción vigente expedida por la Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente.
 - c. Cuando se depositen o derramen mezcla de concreto en la vía pública.

Artículo 370.- Al infractor reincidente se le aplicará el doble de la sanción que hubiere sido impuesta, sin perjuicio de cumplir con lo previsto en el artículo 101 para los Directores Responsables de Obra.

Para los efectos de este Reglamento se considerará reincidente, al infractor que incurra en otra falta igual o semejante a aquella por la que hubiera sido sancionado con anterioridad durante la ejecución de la misma obra.

Artículo 371.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, podrá interponer la demanda o denuncia ante autoridad competente, según el caso, por violaciones al presente Reglamento o por no dar cumplimiento a las órdenes expedidas por la misma, que tengan relación con el presente Reglamento.

Artículo 372.- La Secretaría de Desarrollo Urbano, Ecología y Medio Ambiente, podrá revocar toda autorización, licencia de construcción o constancia de compatibilidad, cuando:

- I. Se hayan dictado con base en informes o documentos falsos, erróneos o emitidos con dolo o error;
- II. Se hayan dictado en contravención al texto expreso de alguna disposición de este Reglamento, y
- III. Se hayan emitido por autoridad municipal no competente.

La revocación será pronunciada por la autoridad municipal de la que haya emanado el acto o resolución de que se trate, o en su caso, por el superior jerárquico de dicha autoridad.

Artículo 373.- Las empresas concreteras y proveedoras de maquinaria que presten sus servicios a obras que no cuenten con licencia de construcción vigente ante el municipio, se harán acreedoras a la multa señalada en la Ley de Ingresos del Municipio de Guadalupe, Zacatecas vigente.

Artículo 374.- A quien vierta y/o elabore mezclas de concreto y mortero en vía pública para el uso y aprovechamiento de una obra particular y que afecte el pavimento, además de la reparación del daño, se hará acreedor a la multa señalada en la Ley de Ingresos del Municipio de Guadalupe, Zacatecas vigente.

Artículo 375.- Las sanciones económicas a que se refiere esta Sección, se harán efectivas observando el procedimiento administrativo de ejecución a través de la Secretaría de la Tesorería y Finanzas.

Capítulo III De los Recursos de Revisión

Artículo 376.- En contra de los actos y resoluciones administrativos de las autoridades municipales ordenados o dictados con motivo de la aplicación del presente Reglamento y de las disposiciones jurídicas que de él emanen, procede el recurso de revisión previsto en la Ley Orgánica del Municipio del Estado de Zacatecas.

La interposición del recurso de revisión será optativa para el interesado, antes de acudir ante el Tribunal de Justicia Administrativa del Estado de Zacatecas.

TRANSITORIOS

Artículo Primero.- El presente Reglamento de Construcción para el Municipio de Guadalupe, Zacatecas y sus Normas Técnica (anexos) a que se refiere el artículo 2, fracción XX, entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en el Periódico

Oficial, Órgano de Gobierno del Estado de Zacatecas o en la Gaceta Municipal, órgano de difusión del Ayuntamiento de Guadalupe, Zacatecas.

Artículo Segundo.- Se derogan todas aquellas disposiciones de carácter municipal que se opongan al presente Reglamento.

Artículo Tercero.- Las licencias de construcción que se hayan otorgado con fecha anterior a la de vigencia de este Reglamento subsistirán y les seguirán siendo aplicadas las disposiciones con base en las cuales fueron concedidas.

DADO en la Sala de Cabildo del Palacio de Gobierno Municipal de Guadalupe, Zacatecas, mediante Acuerdo de Cabildo 587/2023, de fecha 30 de agosto de 2023.

Lic. José Saldivar Alcalde

Presidente Municipal

Lic. María de la Luz Muñoz Morales

Síndico Municipal

Regidores

Reg. José Alejandro Zapata Castañeda

Reg. Yoltyc Cristina Díaz Inguanzo

Reg. Manuel de Jesús López Velázquez

Reg. Margarita Ramos Rivera

Reg. Rafael Rodríguez Espino

Reg. María Elena Márquez Martínez

Reg. Aarón Basurto Menchaca

Reg. Carla María Tena Mena

Reg. Ma. Teresa López García

Reg. Stephania de las Mercedes Castruita Cataño

Reg. Luis Gerardo Flores Mendoza

Reg. Griselda Pamela Salazar Nájera

Reg. Alicia Giovanna Salmón Buenrostro

Reg. Jennifer Alvarado de Luna

Y para que llegue al conocimiento de todas y de todos y se le dé debido cumplimiento observancia, mando se imprima, publique y circule en términos de lo dispuesto por artículos 2, fracción VII, 60, fracción I, inciso "h", y 80, fracción I, de la Ley Orgánica Municipio del Estado de Zacatecas.

LIC. JOSÉ SALDÍVAR ALCALDE
PRESIDENTE MUNICIPAL

LIC. ELEAZAR MOISÉS LIMONES VEN
SECRETARIO DE GOBIERNO MUNIC



PERIÓDICO OFICIAL



ÓRGANO DEL GOBIERNO DEL ESTADO LIBRE Y SOBERANO DE ZACATECAS, SON OBLIGATORIAS LAS LEYES Y DEMÁS DISPOSICIONES DEL GOBIERNO POR EL SOLO HECHO DE PUBLICARSE EN ESTE PERIÓDICO.

TOMO CXXXIII

Núm. 83

Zacatecas, Zac., miércoles 18 de octubre de 2023

SUPLEMENTO

5 AL No. 83 DEL PERIÓDICO OFICIAL DEL GOBIERNO DEL ESTADO
CORRESPONDIENTE AL DÍA 18 DE OCTUBRE DE 2023

NORMAS.- Técnicas Municipales para Diseño por Sismo del Municipio de Guadalupe, Zacatecas.

e9d32dc94f42198911e4b48977ee853395ec5c7e3660da33dec0199ac1c7d7fa

NORMAS TÉCNICAS MUNICIPALES PARA DISEÑO POR SISMO CON COMENTARIOS

ÍNDICE

NOTACIÓN

1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

- 1.1. Propósito y alcance
- 1.2. Requisitos generales
 - 1.2.1. Sistema estructural
 - 1.2.2. Criterios de análisis y diseño
 - 1.2.3. Criterios de diseño para la cimentación
 - 1.2.4. Zonas
- 1.3. Clasificación de las estructuras
- 1.4. Acciones sísmicas de diseño
- 1.5. Reducción de fuerzas sísmicas
- 1.6. Cortante basal mínimo
- 1.7. Revisión de desplazamientos laterales
- 1.8. Separación de edificios colindantes

2. TIPOS DE ANÁLISIS Y EFECTOS ESPECÍFICOS A CONSIDERAR

- 2.1. Métodos de análisis sísmico
- 2.2. Efectos de torsión
- 2.3. Efectos de segundo orden
- 2.4. Efectos bidireccionales
- 2.5. Comportamiento asimétrico
- 2.6. Péndulos invertidos
- 2.7. Diafragmas de piso, apéndices y contenidos
 - 2.7.1. Criterios generales
 - 2.7.2. Aceleraciones de piso
 - 2.7.3. Fuerzas de diseño para diafragmas
 - 2.7.4. Respuesta sísmica de apéndices y elementos no estructurales
- 2.8. Cargas sísmicas durante la construcción

3. ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

- 3.1. Espectros de diseño para análisis dinámico modal y análisis estático
 - 3.1.1. Espectros obtenidos del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño
 - 3.1.1.1. Espectros obtenidos con los parámetros básicos
 - 3.1.1.2. Espectros de sitio
 - 3.1.2. Espectros de interacción suelo-estructura
- 3.2. Efectos de la interacción suelo-estructura
- 3.3. Factor de importancia
- 3.4. Factores de reducción de las ordenadas espectrales
- 3.5. Factor de sobre-resistencia

4. FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DISTORSIONES PERMISIBLES

- 4.1. Reglas generales
- 4.2. Valores de Q y γ_{max}
 - 4.2.1. Estructuras de concreto
 - 4.2.2. Estructuras de acero y compuestas
 - 4.2.3. Estructuras de mampostería

5. CONDICIONES DE REGULARIDAD

- 5.1. Estructura regular
- 5.2. Estructura irregular
- 5.3. Estructura muy irregular
- 5.4. Estructura de planta baja débil
- 5.5. Corrección de Q' por irregularidad
- 5.6. Concentración de sismo-resistencia

6. ANÁLISIS DINÁMICO

- 6.1. Análisis dinámico modal
- 6.2. Análisis dinámico no lineal paso a paso
 - 6.2.1. Movimientos del terreno
 - 6.2.2. Modelación de sistema estructural
 - 6.2.3. Combinación de excitación sísmica con otras cargas
 - 6.2.4. Indicadores de respuesta y criterios de aceptación
- 6.3. Revisión por cortante basal

7. ANÁLISIS ESTÁTICO

- 7.1. Requisitos para la aplicación de este método de análisis
- 7.2. Determinación de las fuerzas cortantes de diseño
- 7.3. Reducción de las fuerzas cortantes en función del período fundamental

8. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

- 8.1. Interacción inercial
 - 8.1.1. Cortante basal modificado
 - 8.1.2. Desplazamiento lateral modificado
 - 8.1.3. Período y amortiguamiento efectivos

9. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES

10. ESTRUCTURAS EXISTENTES

11. METODOLOGÍAS DE DISEÑO BASADAS EN EL CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

12. SISTEMAS ESTRUCTURALES CON DISPOSITIVOS PARA CONTROL DE LA RESPUESTA SÍSMICA

APÉNDICE A. DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA UN SITIO ESPECÍFICO

APÉNDICE B. EDIFICIOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA

- B.1 Criterios generales de diseño
 - B.1.1. Alcance y definiciones básicas
 - B.1.2. Requisitos generales para el diseño del sistema estructura-disipador
- B.2 Diseño del sistema secundario y del sistema estructura-disipador
 - B.2.1. Diseño del sistema secundario
 - B.2.2. Diseño del sistema estructura-disipador
- B.3 Inspección de las estructuras
- B.4 Pruebas de los disipadores de energía en laboratorio
 - B.4.1. Supervisión de las pruebas
 - B.4.2. Control de calidad
 - B.4.3. Requisitos generales sobre las pruebas
 - B.4.4. Número de ciclos que deben soportar los disipadores de energía
 - B.4.4.1. Ciclos requeridos. Estado límite de limitación de daños

- B.4.4.2. Ciclos requeridos. Estado límite de prevención de colapso
- B.4.5. Criterios de aceptación
- B.4.5.1. Disipadores de energía de tipo histerético
- B.4.5.2. Disipadores de tipo viscoso o viscoelástico
- B.4.6. Pruebas en dos direcciones ortogonales
- B.4.7. Colocación e inspección

APÉNDICE C. CORRELACIONES

NOTACIÓN

A	área de una cimentación
a	ordenada del espectro elástico de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad
\tilde{a}	ordenada del espectro elástico de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad, para una estructura con base flexible
a'	ordenada del espectro de diseño sin efectos de interacción suelo-estructura
\tilde{a}'	ordenada del espectro de diseño con efectos de interacción suelo-estructura
a_0	valor de a que corresponde a T=0 (aceleración máxima del terreno)
a_1	ordenada del espectro elástico de diseño correspondiente al periodo fundamental de vibrar del sistema estructural
a_a	parámetro para el cálculo de F_a
a_{c1}, a_{c2}	ordenadas espectrales elásticas correspondientes a las dos componentes horizontales individuales del movimiento del terreno
a_{es}	ordenada del espectro que caracteriza la excitación sísmica
a_i	aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad del centro de masa del i-ésimo nivel; el subíndice n corresponde al extremo superior del edificio
a_{ij}	aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad del centro de masa del i-ésimo nivel asociada a la respuesta dinámica lineal del j-ésimo modo de vibrar; el subíndice n corresponde al extremo superior del edificio
a_{ix}, a_{iy}	aceleraciones absolutas como fracción de la aceleración de la gravedad en un punto de interés del i-ésimo nivel en las direcciones ortogonales X y Y, respectivamente, producidas por el j-ésimo modo de vibrar
a_{ix}, a_{iy}	aceleraciones absolutas como fracción de la aceleración de la gravedad en un punto de interés del i-ésimo nivel en las direcciones ortogonales X y Y, respectivamente
a_{min}	aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad para el cálculo del cortante basal mínimo de diseño
b	dimensión de la planta del entrepiso, medida perpendicularmente a la dirección de análisis; un subíndice i indica que la dimensión corresponde al i-ésimo nivel
b_a	parámetro para el cálculo de F_a
b_{me}	menor distancia en la dirección horizontal considerada, entre la vertical que pasa por el centro de masa del contenido hasta el borde de su zona de apoyo
c	ordenada espectral como fracción de la aceleración de la gravedad, correspondiente a la meseta del espectro de diseño; coeficiente que indica el valor de dicha ordenada
C_a	parámetro para el cálculo de F_a
C_h	constante de amortiguamiento viscoso en la dirección traslacional horizontal de la cimentación
C_h	coeficiente de amortiguamiento adimensional en traslación horizontal
C_r	constante de amortiguamiento viscoso en rotación de la cimentación

C_r	coeficiente de amortiguamiento adimensional en rotación
C_v	constante de amortiguamiento viscoso en dirección traslacional vertical de la cimentación
c_v	coeficiente de amortiguamiento adimensional en traslación vertical
D	profundidad de desplante
d	diámetro de pilote; si este es de sección cuadrada, es el diámetro equivalente
d_a	parámetro para el cálculo de F_a
D_B	duración del movimiento del suelo de entrada
D^{+EDE}	desplazamiento en dirección positiva de un disipador hysterético
D^{-EDE}	desplazamiento en dirección negativa de un disipador hysterético
d_i	espesor del i -ésimo estrato de la formación de suelo
D_S	duración del movimiento del suelo en la superficie
e_a	excentricidad accidental; un subíndice i indica que la excentricidad corresponde al i -ésimo nivel
E_p	módulo de elasticidad del material de un pilote
E_s	módulo de elasticidad del suelo
e_s	excentricidad torsional; un subíndice i indica que la excentricidad corresponde al i -ésimo nivel
F	fuerza lateral; un subíndice i indica que la fuerza actúa en el i -ésimo nivel del sistema estructural
F_a	factor usado para reducir los factores de resistencia debido a comportamiento asimétrico
F_d	fuerza lateral de diseño para un diafragma, un subíndice i indica que la fuerza actúa en el diafragma ubicado en el i -ésimo nivel
F^{+EDE}	fuerza en dirección positiva de un disipador hysterético que corresponde a D^{+EDE}
F^{-EDE}	fuerza en dirección negativa de un disipador hysterético que corresponde a D^{-EDE}
F_{pe}	fuerza lateral que actúa en un péndulo invertido
g	aceleración de la gravedad
G_s	módulo de rigidez al corte del suelo, un subíndice i indica que el módulo corresponde al i -ésimo estrato de la formación de suelo
h	altura sobre el desplante de la masa para la que se calcula una fuerza o aceleración horizontal; un subíndice i indica que la altura corresponde al i -ésimo nivel; el subíndice n corresponde al extremo superior del edificio
H_c	función de transferencia cinemática
h_{cm}	altura del centro de masa del contenido, medida desde la superficie de apoyo
H_e	altura efectiva que se tomará como 0.7 de la altura total sobre el desplante, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a la altura total sobre el desplante
H_s	profundidad de la segunda capa dura
I	momento de inercia del área neta de la cimentación con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección de análisis
$\{J\}$	vector formado con "unos" en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y "ceros" en las otras posiciones
k	cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura; se usa para el cálculo de a y Q'
k_1	factor de corrección por hiperestaticidad, se usa para el cálculo de R
k_2	factor de incremento para estructuras bajas y rígidas; se usa para el cálculo de R
k_3, k_4	variables usadas para el cálculo de las fuerzas laterales con el método estático
$K_{efectiva}$	rigidez efectiva de un disipador hysterético
K_h	rigidez en traslación horizontal de la cimentación

K_h	coeficiente de rigidez adimensional en traslación horizontal
K_r	rigidez rotacional de la cimentación
k_r	coeficiente de rigidez adimensional en rotación
K_s	cociente entre ordenadas espectrales del espectro para el que se revisa el estado límite de prevención de colapso y las correspondientes al espectro para el que se revisa el estado límite de limitación de daños, independiente de T
K_v	rigidez en traslación vertical de la cimentación
k_v	coeficiente de rigidez adimensional en traslación vertical
L	longitud de pilote medida desde su unión con la losa, cajón o zapata (cabeza) hasta el nivel de desplante de la punta
M_0	momento de volteo en la base de la cimentación
M_{0i}	momento aplicado en el plano del sistema de piso del i-ésimo nivel
M_{ai}	momento actuante en el plano del sistema de piso del i-ésimo nivel
M_{0i}	momento de volteo en la base correspondiente al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
N	número de estratos
n	número de pisos
p	variable usada para el cálculo de a y Q'
\bar{p}	variable usada para el cálculo de \bar{Q}'
Q	factor de comportamiento sísmico, independiente de T
\bar{Q}	factor de comportamiento sísmico con efectos de interacción suelo-estructura
Q'	factor de reducción por comportamiento sísmico, función de T
\bar{Q}'	factor de reducción por comportamiento sísmico con efectos de interacción suelo-estructura, función de T
Q_c	factor que cuantifica la ductilidad disponible en un apéndice o contenido
R	factor de reducción por sobre-resistencia
r	radio equivalente de la cimentación, igual a la raíz cuadrada de la relación entre el área de la cimentación y el número π
R_0	factor básico de sobre-resistencia
R_h	radio equivalente de la cimentación en traslación, igual al radio del círculo equivalente al área de desplante de la cimentación para el modo de traslación
r_o	radio de giro de la masa en péndulos invertidos
R_r	radio equivalente de la cimentación en rotación, igual al radio del círculo equivalente al área de desplante de la cimentación para el modo de rotación
R_d	factor de reducción por sobre-resistencia para las fuerzas de diseño de los diafragmas
r_T	cociente del periodo de vibrar de un apéndice y del periodo dominante de la respuesta dinámica de piso
R_v	radio equivalente de la cimentación en el modo vertical, igual al radio del círculo equivalente al área de desplante de la cimentación para la dirección vertical
S	respuesta de la estructura como combinación de las respuestas modales
S_i	respuesta de la estructura en el i-ésimo modo
T	periodo natural de vibrar del sistema estructural, un subíndice i implica que el periodo corresponde al i-ésimo modo de vibrar
T_1	periodo fundamental de vibrar del sistema estructural en la dirección de análisis
T_a, T_b	periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño
T_e	periodo fundamental efectivo de una estructura con base rígida
\bar{T}_e	periodo fundamental efectivo de una estructura con base flexible
T_h	periodo natural de una estructura asociado con una traslación de cuerpo rígido

T_R	periodo de retorno
T_r	periodo natural de una estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido
T_s	periodo dominante de vibrar más largo del terreno en el sitio de interés
U_p	giro del extremo superior del elemento resistente de un péndulo invertido
V	fuerza cortante; un subíndice i implica que la fuerza cortante corresponde al i -ésimo entrepiso
V_b^d	cortante basal de fluencia en el sentido débil del sistema estructural en la dirección de análisis
V_b^f	cortante basal de fluencia en el sentido fuerte del sistema estructural en la dirección de análisis
V_o	fuerza cortante en la base de la construcción
\tilde{V}_o	fuerza cortante en la base de la construcción corregida por interacción suelo-estructura
V_{o1}	fuerza cortante en la base correspondiente al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
\tilde{V}_{o1}	fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis, corregida por efectos de interacción suelo-estructura
V_s	velocidad efectiva de ondas de cortante
W	peso de un piso, incluyendo la carga viva que se especifica en las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; un subíndice i indica que el peso corresponde al i -ésimo piso
$[W]$	matriz de pesos de las masas de las estructuras
W_d	peso tributario correspondiente a un diafragma, incluyendo la carga viva que se especifica en las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; un subíndice i implica que el peso corresponde al diafragma ubicado en el i -ésimo piso
W_e	peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental; un subíndice i indica que el peso corresponde al i -ésimo modo
W_o	peso total de la estructura al nivel del desplante, peso total que actúa en la base del sistema estructural
W_p	peso de la construcción arriba del nivel que se considera, incluyendo la carga viva que se especifica en las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; un subíndice i implica que el peso corresponde al i -ésimo nivel
X_i	desplazamiento lateral relativo al desplante del i -ésimo nivel
\tilde{X}_i	desplazamiento lateral relativo al desplante del i -ésimo nivel corregido por efectos de interacción suelo-estructura
x_i	variable usada para el cálculo de T_s
X_p	desplazamiento lateral del extremo superior del elemento resistente de un péndulo invertido
X_{i1}	desplazamiento lateral del i -ésimo nivel relativo al desplante, calculado usando el modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
\tilde{X}_{i1}	desplazamiento lateral del i -ésimo nivel relativo al desplante, calculado usando el modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis, corregido por efectos de interacción suelo-estructura
α	nivel de asimetría en fluencia
α_{sd}	nivel de asimetría en fluencia de una estructura sin desplomo
β	factor reductivo por amortiguamiento suplementario debido a la interacción suelo-estructura o al uso de disipadores pasivos de energía

$\bar{\beta}$	factor β evaluado con efectos de interacción
β_c	factor reductivo por amortiguamiento para un apéndice o contenido
β_s	velocidad de propagación de ondas de cortante en el suelo
γ_i	peso volumétrico del i-ésimo estrato de la formación de suelo
γ_{max}	distorsión límite; sus valores se especifican en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3
ε	parámetro usado para el cálculo de β
δ	fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño
δ_c	fracción de amortiguamiento crítico para un apéndice o contenido
δ_e	fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base rígida
ζ_e	fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base flexible
δ_h	coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal
δ_r	coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación
δ_s	fracción de amortiguamiento crítico del suelo.
μ_s	coeficiente de fricción estático entre los materiales de la base del contenido y la superficie de apoyo
H	parámetro de frecuencia para cimentaciones
ε_a	parámetro usado para estimar a_n
ε_h	frecuencia adimensional normalizada respecto a R_h
ε_p	frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración vertical
ε_r	frecuencia adimensional normalizada respecto a R_r
ε_s	frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración horizontal
ε_v	frecuencia adimensional normalizada respecto a R_v
ζ_a	desplomo de la construcción medido en la azotea dividido entre su altura total sobre el desplante
λ	parámetro usado para el cálculo de β
ν_s	coeficiente de Poisson del suelo
ρ_{ij}	Coficiente de correlación entre el i-ésimo y j-ésimo modos de vibrar
T	parámetro usado para el cálculo de β
T_v	tiempo de tránsito de las ondas sísmicas a través de la profundidad de desplante
$\{\Phi_i\}$	vector de amplitudes del i-ésimo modo
ω	frecuencia angular, un subíndice i indica que la frecuencia corresponde al i-ésimo modo
ω_c	frecuencia fundamental de las capas de suelo desde la superficie hasta el desplante
ω_e	frecuencia de excitación
Ω_i	factor de amplificación de aceleración de entrepiso
Ω_a	factor de amplificación de aceleración en un apéndice o elemento no estructural

Notación de los Comentarios:

Símbolos empleados en los Comentarios de estas Normas, que se definen donde aparecen por primera vez.

D_{max}	desplazamiento máximo del suelo
G	módulo de rigidez al corte del suelo de soporte
K_{vi}	rigidez axial del i-ésimo pilote bajo la suposición de que su punta no se desplaza verticalmente
L_c	longitud a lo largo de la cual el pilote transmite carga lateral al suelo
S_d	desplazamiento espectral
x_i	distancia entre el centro del pilote y eje centroidal del grupo de pilotes

Fe de erratas publicada en el POG de fecha 10 de abril de 2024

1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

Propósito y alcance

Como se establece en Título tercero: "De la seguridad estructural de las construcciones" estas Normas deben aplicarse al diseño sísmico de edificios urbanos; se incluyen en esa acepción las naves industriales y las obras fabriles con estructuración similar a las de los edificios. Las edificaciones con una altura máxima de 6.00 m. quedarán excluidas del análisis y diseño sísmico señalado en estas normas, siempre y cuando así lo avale el corresponsable estructural y el DRO.

Los requisitos de estas Normas tienen como propósito obtener un comportamiento adecuado tal que:

c) Bajo los sismos en los que se basa la revisión del estado límite de limitación de daños, que pueden presentarse varias veces durante la vida útil de la estructura, se tengan, a lo más, daños que no conduzcan a la interrupción de la ocupación del edificio.

d) Bajo el sismo en que se basa la revisión del estado límite de prevención de colapso según estas Normas, no ocurran fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños y/o deformaciones residuales de consideración que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir una rehabilitación importante.

Comentario:

El alcance del Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipios de Zacatecas se limita a las edificaciones urbanas para vivienda, oficina o comercio del municipio de Guadalupe, Zac.. Por esta razón, las Normas Técnicas Municipales del citado Reglamento respetan esta limitación y no abarcan las obras que tengan una estructuración claramente distinta y en particular las obras de infraestructura, para las cuales se recomienda adoptar el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad en su edición más reciente.

Si se siguen los criterios aquí expuestos, es de esperarse que, en caso de que ocurra el sismo de diseño, que corresponde a los espectros de diseño que se establecen de acuerdo con lo indicado en el Título 3, no haya fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas; sin embargo, es posible que se presenten daños estructurales y no estructurales de consideración que impidan la ocupación inmediata del edificio y resulten en pérdidas económicas cuantiosas. Se deja abierta la posibilidad de que el Director Responsable de Obra, de acuerdo con el dueño, utilice sistemas estructurales innovadores o requisitos más conservadores que los de esta Norma, con el fin de reducir las consecuencias de los sismos intensos en la estructura. Es por ello importante que se involucre a los propietarios como parte responsable en la seguridad estructural.

Además de cumplir con el estado límite de prevención de colapso ante sismos de gran intensidad, se debe cumplir el estado límite de limitación de daños ante sismos que tengan mayor probabilidad de presentarse en la vida útil de la estructura.

1.2. Requisitos generales

1.2.1. Sistema estructural

Toda edificación deberá contar con un sistema estructural capaz de transmitir al sistema suelo-cimentación los efectos combinados de las fuerzas laterales de inercia generadas durante el sismo y de las fuerzas gravitacionales. Los sistemas estructurales que contemplan estas Normas se enuncian en las tablas 4.2.1, 4.2.2. y 4.2.3. El uso de cualquier sistema estructural que no esté contenido en las tablas ya sea que trabaje en conjunto con cualquiera de los incluidos en ella o resista la totalidad de los efectos combinados de las cargas por sismo y de las acciones gravitacionales, deberá estar ampliamente sustentado por medio de análisis que demuestren a satisfacción de la Administración la pertinencia de la solución adoptada en términos de su seguridad estructural.

Comentario:

La edificación debe contar con un sistema estructural idóneo para resistir de manera adecuada los efectos del sismo, en sus dos direcciones horizontales ortogonales, combinados con los de las cargas gravitacionales y los de otras acciones.

En la sección 4.2 se enumeran los sistemas típicos, para los tres materiales más comúnmente empleados: concreto reforzado, acero y mampostería, para los cuales se cuenta con la información necesaria para establecer los procedimientos de diseño y los parámetros que estos requieren para el diseño. Dada la continua evolución de los sistemas constructivos y de las formas arquitectónicas, no se prohíbe el empleo de otros sistemas o de diferentes combinaciones de los existentes, pero se exige que en la documentación que se entregue a la Administración para la autorización de la obra se incluyan los elementos necesarios para demostrar su idoneidad para tener un desempeño satisfactorio ante demandas sísmicas equivalentes a lo previsto en esta Norma.

La elección del sistema estructural es una de las decisiones más importantes que se toman durante el diseño por sismo. La evaluación de daño en edificios después de sismos intensos indica que los sistemas estructurales regulares y bien detallados tienden a exhibir un mejor desempeño sísmico que aquellos con irregularidades estructurales y detallado ordinario. Además, ha sido notorio el mejor desempeño estructural de sistemas duales conformados por marcos y elementos estructurales rigidizantes, como muros y contravientos, en relación con lo observado en sistemas estructurados de manera exclusiva con marcos. Los sistemas de control de la respuesta sísmica son en día una alternativa viable para promover un mejor desempeño sísmico por medio de controlar la deformación lateral del sistema estructural.

1.2.2. Criterios de análisis y diseño

El modelo numérico que se emplee para el análisis estructural debe considerar la participación de todos los elementos constructivos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta sísmica de la estructura, formen o no parte del sistema estructural principal. Ejemplos de elementos que usualmente no son considerados como parte del sistema estructural principal, pero que pueden participar de manera importante en la respuesta sísmica del edificio, son los muros divisorios y de colindancia, las escaleras y

las fachadas prefabricadas. El diseñador deberá investigar y demostrar que todo elemento constructivo puede soportar adecuadamente las cargas y deformaciones que se generan en él de acuerdo con el análisis sísmico. Puede ignorarse la participación de los elementos constructivos que no formen parte del sistema resistente, cuando sean muy flexibles o cuando se desliguen de la estructura principal de manera que no restrinjan su deformación lateral.

Las estructuras se analizarán bajo las acciones de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del terreno. La dirección principal mayor será la dirección de la cortante basal asociada al modo fundamental de vibrar de un modelo tridimensional del edificio, y la dirección principal menor será perpendicular a la anterior.

Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifican estas Normas, y se combinarán con los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establecen las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Las estructuras se analizarán con alguno de los métodos indicados en la sección 2.1.

Se verificará que tanto la estructura como su cimentación puedan resistir las fuerzas cortantes y axiales, momentos flexionantes y torsionantes y momentos de volteo inducidos por sismo, combinados con los de las otras acciones que deben considerarse según lo previsto en las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Comentario:

Independientemente de cuál de los métodos de análisis especificados en la sección 2.1 se vaya a utilizar, se requiere determinar la respuesta del edificio ante dos componentes ortogonales de la acción sísmica de diseño. En la mayoría de los casos es obvio la definición de las dos direcciones ortogonales principales de un edificio; sin embargo, para plantas irregulares, y especialmente para las de forma curva, esto no es evidente y es necesario determinar la respuesta dinámica de un modelo tridimensional del edificio.

Además de la combinación más común, que es la de carga muerta más carga viva más sismo, se pueden dar casos en que deban considerarse otras acciones y diferentes combinaciones de estas. Por ejemplo: empujes de tierra, horizontales o verticales, empuje hidrostático, efectos de temperatura.

Es importante que se consulten las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, para identificar las acciones que deben considerarse y las combinaciones de estas, así como los factores de carga que deben aplicarse en cada caso.

Particular atención tiene que darse al diseño estructural de los elementos de la cimentación, para lo cual se definen procedimientos de análisis en la sección siguiente, mientras que los criterios geotécnicos se dan en las normas correspondientes. Es importante que haya una estrecha colaboración entre los responsables del proyecto estructural y los del proyecto geotécnico, para que se llegue a soluciones en las que el comportamiento de la cimentación y el de la superestructura sean congruentes.

1.2.3. Criterios de diseño para la cimentación

Deberá revisarse la seguridad de la cimentación para los modos de falla que puedan presentarse en los elementos estructurales que la componen y para la falla del suelo ante las fuerzas actuantes determinadas con los procedimientos establecidos en estas Normas.

Los criterios y procedimientos específicos para el diseño de los elementos estructurales de la cimentación se establecen en las normas técnicas correspondientes al material de que se trate, y los que rigen para la revisión de la seguridad ante fallas del suelo se establecen en las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Comentario:

Comúnmente, los elementos estructurales de la cimentación se calculan para que resistan los elementos mecánicos que les introducen las cargas obtenidas del análisis de la superestructura, para la combinación más desfavorable de acciones de diseño. Lo mismo vale para la revisión de los efectos en el suelo. Esta forma de proceder es objetable para el diseño de la cimentación, porque, como se especifica en las secciones 1.5 y 1.6, las fuerzas de diseño para las estructuras han sido afectadas por factores de reducción considerables, los que toman en cuenta que la ductilidad de la estructura le permite disipar parte de la energía introducida por el sismo, y, además porque que la sobre-resistencia de la misma le permite resistir cargas notablemente mayores que las que se consideran en el diseño.

Algunas normas basan sus requisitos en que la cimentación debe permanecer elástica bajo el sismo de diseño, porque los daños asociados al comportamiento no lineal son difíciles, si no imposibles, de detectar y de reparar. Esto se ha aplicado principalmente en el diseño de puentes (AASHTO, 2017). Más recientemente, se ha propuesto que las cimentaciones deben diseñarse para que tengan la capacidad de resistir la máxima carga que le pueda transmitir la superestructura antes de su colapso.

En la elaboración de esta Norma se consideró, en un principio, la opción de establecer para las cimentaciones un criterio de Diseño por Capacidad; sin embargo, esto no fue posible debido a limitaciones importantes en cuanto a la posibilidad de hacer una estimación razonable de la resistencia última de las cimentaciones, resultado de que, durante su diseño, suelen considerarse criterios de diseño elástico que involucran altos factores de seguridad. Además, prevaleció la evidencia de que, en los sismos severos que se han presentado en años recientes en la Ciudad de México, el comportamiento de las cimentaciones ha sido en general satisfactorio y que los pocos

casos de mal comportamiento se debieron a errores de diseño o construcción, y que, además, el proceso para determinar la máxima carga que la estructura podría llegar a transmitirle sería en muchos casos muy complejo y daría lugar a soluciones costosas y llevaría a la eliminación del empleo de sistemas de cimentación muy comunes, como los de pilotes de fricción.

Por lo anterior, se optó por mantener el mismo criterio de la versión anterior de esta

Norma para el diseño de los elementos comunes de la cimentación, o sea de diseñarlas para las fuerzas obtenidas del análisis con los espectros reducidos por ductilidad y por sobre-resistencia, y solamente para los elementos identificados como "críticos" se tenga que adoptar un factor de sobre-resistencia igual a 65 por ciento del especificado para la estructura en cuestión.

Las Normas dan una relación de los elementos que deben considerarse como críticos. Esta relación no debe considerarse exhaustiva. El responsable del proyecto estructural deberá evaluar cuáles son los elementos de la cimentación "cuya falla pueda llevar al colapso de una parte importante de la estructura".

1.2.4. Zonas

Para los efectos de cumplimiento de estas Normas, se considerarán los tres tipos de suelo considerados en las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Cimentaciones. Los tres tipos de suelo son:

- a) Tipo I. Suelo firme;
- b) Tipo II. Suelo medianamente firme;
- c) Tipo III. Suelo poco firme.

Comentario:

En las versiones anteriores de esta Norma, la zonificación geotécnica de la Ciudad constituía, de hecho, una microzonificación sísmica, de la cual se derivaban los coeficientes sísmicos y los parámetros necesarios para calcular los espectros de diseño o los otros indicadores de la demanda sísmica especificados para realizar el análisis sísmico de la estructura.

En esta nueva versión de las Normas, para la determinación de la demanda sísmica de diseño no se recurre al mapa de zonificación geotécnica, sino a un sistema informático que proporciona, para el sitio específico del inmueble, el espectro de diseño, cuando se va a realizar un análisis dinámico modal o uno estático, o bien los conjuntos de acelerogramas de diseño, si se va a realizar un análisis dinámico no lineal. Los procedimientos respectivos se definen en el Capítulo 3 para los dos primeros casos, y en el inciso 6.2.1 para el tercero.

Conocer la zona geotécnica a la que pertenece el sitio donde se ubica la estructura sigue siendo necesario, porque algunos parámetros de los procedimientos de diseño, así como los límites de aplicabilidad de diversos procedimientos de diseño, están en función de la zona geotécnica. Adicionalmente, hay que tener en cuenta que los requisitos impuestos para la revisión del proyecto estructural, que se especifican en las Normas Técnicas Municipales respectivas del Reglamento de Construcciones, son más rigurosos para las edificaciones ubicadas en las zonas del Lago o de Transición que para los que se encuentran en la zona de Lomas.

1.3. Clasificación de las estructuras

Fe de erratas publicada en el POG de fecha 10 de abril de 2024

Para fines de diseño sísmico las construcciones se clasificarán en los grupos y subgrupos que se indican en el Artículo 257 del Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipio de Zacatecas.

Comentario:

La clasificación de la estructura es básica para definir la demanda sísmica de diseño, en términos de los espectros de diseño o de los conjuntos de acelerogramas. También influye en la aplicabilidad de algunos procedimientos de diseño y algunos parámetros de diseño, además de que inciden en los requisitos para la revisión del diseño.

Se mantiene la división en dos grupos principales, A y B, pero se introduce la subdivisión del primero en dos subgrupos, porque se consideró que, en la versión anterior de estas Normas, el Grupo A abarcaba edificios cuyas consecuencias de la falla varía en un intervalo muy amplio y que el incremento de la demanda de diseño de 50 por ciento era demasiado severo para algunas de las edificaciones que caían en esa clasificación. Ahora se identifican estructuras del subgrupo A1 que tienen consecuencias extremas en caso de su falla, sea por el tamaño de las pérdidas en el propio edificio o por el que pueden generar en su entorno. Se incluyen también las que es importante que se mantengan en operación en caso de una emergencia.

1.4. Acciones sísmicas de diseño

Cuando el diseño se realice con el análisis dinámico modal especificado en la sección 6.1, las acciones sísmicas se determinarán a partir de los espectros de diseño definidos en el Capítulo 3. Las acciones sísmicas para el diseño con el método estático especificado en la sección 7.1 se determinarán también con los espectros citados, con las modificaciones indicadas en dicha sección. Cuando se use el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, las acciones sísmicas se determinarán mediante familias de acelerogramas obtenidas como se especifica en el inciso 6.2.1.

Comentario:

La forma de determinar las acciones sísmicas de diseño depende del método de análisis sísmico que se haya adoptado. Estos métodos se especifican en la sección 2.1 y se tratan con mayor detalle en los Capítulos 6 y 7.

Los espectros de diseño y los conjuntos de acelerogramas se obtienen directamente de una base de datos electrónica que ha sido desarrollada específicamente para la aplicación de esta Norma.

A diferencia del cuerpo principal de la versión anterior de esta Norma, la versión actual define espectros transparentes de diseño. En el caso de un espectro elástico, la transparencia implica que sus ordenadas no se modifican por factores de reducción ajenos al peligro sísmico. La definición y uso de este tipo de espectros ya era considerado, de manera opcional, en el Apéndice A de la versión anterior de las Normas.

1.5. Reducción de fuerzas sísmicas

Cuando se use el análisis dinámico modal o el análisis estático, las fuerzas sísmicas calculadas pueden reducirse para fines de diseño siguiendo los criterios que se fijan en las secciones 3.4 y 3.5 y en el Capítulo 4, en función de las características del sistema estructural y del tipo de suelo. Cuando se use el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, las acciones sísmicas y las respuestas dinámicas correspondientes se determinarán como se especifica en la sección 6.2.

Comentario:

En ediciones anteriores de esta Norma ya se había introducido la posibilidad de aplicar una reducción de las acciones de diseño en función de la capacidad de la estructura de disipar parte de la energía introducida por el sismo mediante el comportamiento no lineal de los materiales. En esta nueva versión se mantiene esta reducción y, en el Capítulo 4, se hacen más explícitas y detalladas las opciones que se tienen en función del material, del sistema estructural y del detallado de los elementos estructurales.

En el Apéndice A de la versión anterior de esta Norma, ya se incluía la reducción de las acciones de diseño en función de la sobre-resistencia de la estructura. En esta Norma, dicha reducción se aplica de manera generalizada.

1.6. Cortante basal mínimo

Si en la dirección de análisis se encuentra que la fuerza cortante basal V_o obtenida con el análisis dinámico modal especificado en la sección 6.1 es menor que $a_{\min} W_o$, donde a_{\min} es la aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad para el cálculo del cortante basal mínimo de diseño, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V_o iguale ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección. W_o es el peso total de la estructura al nivel del desplante, y a_{\min} se tomará igual a $0.04/R$ cuando $T_s < 0.5s$ o $0.06/R$ si $T_s \geq 1.0s$, donde T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés. Para valores de T_s comprendidos entre 0.5 y 1.0 s, a_{\min} se hará variar linealmente entre $0.04/R$ y $0.06/R$.

Comentario:

Estudios recientes indican que un análisis dinámico modal espectral que usa un espectro de diseño normativo puede no reflejar adecuadamente el impacto que un movimiento del terreno de periodo largo tiene en la respuesta estructural de edificios altos (Lu, Ye, & Li, 2014). Debido a lo anterior, en muchos países se utiliza un requerimiento de cortante basal mínimo para aportar niveles adecuados de seguridad a los edificios altos. Ejemplo de esto son los requerimientos del ASCE/SEI 7-16 (2016), que establecen un cortante basal mínimo en función del tipo de terreno, intensidad del sismo de diseño, y de los factores de importancia y sobre-resistencia del sistema estructural.

Dado el entendimiento que hoy en día se tiene en la Ciudad de México en cuanto al desempeño de edificios altos durante sismos intensos de larga duración, se consideró importante establecer un requerimiento de cortante basal mínimo. Debido al largo periodo y duración de los movimientos del terreno generados en la Zona del Lago, se establecieron requisitos más estrictos para edificios altos construidos en ella.

1.7. Revisión de desplazamientos laterales

La distorsión de entrepiso se define como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente. Para efectos de revisión, los desplazamientos laterales se obtienen del análisis realizado con las fuerzas sísmicas de diseño, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan para cada elemento o subsistema vertical contenido en el entrepiso (marcos, muros o cualquier otro elemento vertical). Se deberán revisar los desplazamientos laterales para las dos condiciones de diseño siguientes.

a) Para el cumplimiento del estado límite de prevención de colapso, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño definido en el Capítulo 3, multiplicadas por QR, no excedan los valores especificados para la distorsión límite (γ_{max}) en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, según el sistema estructural que se haya adoptado. Q es el factor de comportamiento sísmico. El valor de R se calculará para el periodo fundamental de vibrar de la estructura. Los desplazamientos laterales y las distorsiones para esta condición se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes de la sección 1.9, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden estipulados en la sección 2.3.

b) Para el cumplimiento del estado límite de limitación de daños ante sismos frecuentes, se revisará que las distorsiones de entrepiso determinadas como se indica en el inciso 3.1.1, no excedan 0.002, salvo que todos los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones apreciables o estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será 0.004. Al calcular las distorsiones mencionadas en este párrafo pueden descontarse las debidas a la flexión de conjunto de la estructura.

Cuando se use el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, la revisión de las distorsiones de entrepiso se hará como se especifica en el inciso 6.2.4.

Comentario:

En ediciones anteriores de esta Norma, la revisión de los desplazamientos laterales de entrepiso tenía solamente la función de cumplir el requisito de que ante sismos frecuentes no se presentaran daños en elementos no estructurales. En esta nueva edición hay que revisar dos

estados límites: el de prevención de colapso y el de limitación de daños. Para ambos estados límite se revisa la distorsión máxima de entrepiso. El primero tiene el objetivo de que, para el sismo de diseño, la distorsión de ningún entrepiso exceda la capacidad de deformación lateral del entrepiso, lo que provoca un colapso de este o de todo el edificio. La capacidad de distorsión de entrepiso debe tomar en cuenta tanto la parte de comportamiento lineal como la no lineal del mismo; o sea que depende de la ductilidad del sistema estructural. Por ello los resultados del análisis de la estructura bajo el sismo de diseño se deben multiplicar por Q y por R, dado que este análisis supone un comportamiento lineal hasta la falla y no toma en cuenta que las deformaciones inelásticas son Q veces mayores que las calculadas; tampoco toma en cuenta que la resistencia que puede alcanzar la estructura es R

veces mayor que la supuesta en el análisis. Las distorsiones máximas así obtenidas no deben exceder las que corresponden al agotamiento de la capacidad de deformación del entrepiso, la que se proporciona en el Capítulo 4 en función del material y el sistema estructural. Los valores de distorsión máxima considerados en las Tablas 4.1, 4.2 y 4.3 para la revisión del estado límite de prevención de colapso pueden exhibir diferencias notables respecto a los considerados en el cuerpo principal de la versión anterior de esta Norma. Esto se debe a que la versión actual requiere, en congruencia con el uso de espectros transparentes de diseño para la evaluación de este estado límite, de capacidades últimas de deformación para los diferentes sistemas estructurales. El uso de valores realistas para la distorsión máxima ya era considerado en el Apéndice A de la versión anterior de esta Norma.

De acuerdo con lo discutido en los comentarios correspondientes a la sección 1.1, el Director Responsable de Obra puede considerar criterios de diseño que resulten en un mejor desempeño sísmico. Esto implica considerar valores de distorsión máxima menores que los establecidos en las Tablas 4.1, 4.2 y 4.3. Para hacer posible el diseño del sistema estructural bajo estas circunstancias, puede considerarse el uso de sistemas duales conformados por marcos y elementos estructurales rigidizantes, como muros y contravientos, y el uso de sistemas de control de la respuesta sísmica.

La segunda revisión de desplazamientos laterales se refiere al estado límite de limitación de daños, que consiste en que, en ningún entrepiso se rebase la distorsión que causaría daño a elementos no estructurales o daños incipientes en la estructura misma. Estrictamente, esta revisión debe realizarse para un espectro que tenga una probabilidad de excedencia mucho menor que la del espectro para el que se revisa el estado límite de prevención de colapso. Sin embargo, los cálculos realizados para un periodo de retorno del orden de unos 20 años indican que el espectro correspondiente tiene una forma muy similar al de prevención de colapso, pero con sus ordenadas reducidas por una cantidad que difiere relativamente poco en los sitios de las tres zonas geotécnicas. Por esa razón se admite que las distorsiones para la revisión del estado límite de limitación de daños se tomen a partir de las obtenidas del análisis para la revisión del estado límite de prevención de colapso, pero con los resultados reducidos por un factor que se establece en la sección 3.1 y que depende de la zona geotécnica.

En la práctica, limitar las distorsiones de entrepiso en el sistema estructural para ambos estados límite implica imponer requisitos de rigidez lateral durante su diseño.

Los elementos susceptibles de daño son, generalmente, muros de mampostería, aunque esta especificación debe aplicarse también a muros divisorios de Tablaroca o similar, plafones y sobre todo elementos de fachada como cancelerías, vidrios y elementos prefabricados.

Fe de erratas publicada en el POG de fecha 10 de abril de 2024

1.8. Separación de edificios colindantes

Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos considerando lo siguiente:

- a) En edificaciones con una altura máxima 6.00 m (2 pisos) tendrán una separación mínima de sus linderos 12.5 mm
- b) En edificaciones con una altura superior a los 6.00 m tendrán una separación mínima de sus linderos de 50 mm, ni menor que el desplazamiento lateral calculado para el nivel de que se trate, determinado con el análisis estructural para la revisión del estado límite de prevención de colapso, que considere los efectos de giro y del corrimiento de la base del edificio. Cuando no se tomen en cuenta dichos efectos, los desplazamientos laterales calculados se aumentarán en 0.003 o 0.006 veces la altura sobre el terreno en las Zonas II o III, respectivamente. Las zonas quedan definidas conforme a lo indicado en la sección 1.2.4.
- c) En el caso de que colinden dos edificios de diferente altura y uno de ellos sea superior a los 6.00 m se considerará siempre lo previsto en el inciso b.

En caso de que en un predio adyacente se encuentre una construcción que esté separada del lindero una distancia menor que la antes especificada, deberá dejarse en la nueva construcción una distancia tal que la separación entre las dos construcciones no sea menor que la suma de las requeridas para cada una, según este artículo.

En el caso del inciso b, podrá dejarse una separación igual a la mitad de dicha suma si los dos cuerpos tienen la misma altura y estructuración y, además, las losas coinciden a las mismas alturas y no rebasan en ningún nivel los paños exteriores de los elementos estructurales ubicados en la fachada colindante del edificio.

En los planos arquitectónicos y estructurales se anotarán las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio.

Los espacios entre edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material, condición que debe garantizarse al término de la construcción. Para garantizar que no se obstruya la separación deberán usarse tapajuntas que permitan los desplazamientos relativos, tanto en su plano como perpendicular a él. Los tapajuntas deberán revisarse cada 5 años o después de la ocurrencia de un sismo importante, y recibir el mantenimiento adecuado.

Comentario:

Las separaciones mínimas que se establecen entre estructuras adyacentes tienen el fin de impedir el choque entre ellas, que ha sido una causa frecuente de fallas locales o totales en las construcciones.

Se establece que el hecho de que una construcción adyacente no haya respetado los criterios de separación mínima no basta para que los criterios no se respeten en la nueva construcción que se diseña.

2. TIPOS DE ANÁLISIS Y EFECTOS ESPECÍFICOS A CONSIDERAR

2.1. Métodos de análisis sísmico

Con excepción de los casos bajo consideración en los Capítulos 11 y 12, las estructuras deben diseñarse con el análisis modal espectral descrito en el Capítulo 6. El método estático del Capítulo 7 es aceptable cuando se cumplan los requisitos establecidos en ese capítulo.

Para edificaciones que excedan los límites de altura indicados en la tabla 2.1.1, debe verificarse el diseño estructural con un análisis dinámico no lineal paso a paso como el que se indica en la sección 6.2. Se considerará satisfactorio el diseño si se cumple con lo especificado en el inciso 6.2.4.

Tabla 2.1.1 Límites de altura arriba de los cuales se requiere llevar a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso

Zonas Geotécnicas	Estructuración	Altura, en m
II y III	Regular	120
	Irregular	100
	Muy Irregular	80

Comentario:

Con fines de diseño, esta Norma considera el análisis dinámico modal y el análisis estático. Mientras que el primero se considera válido bajo cualquier circunstancia, el uso del segundo se limita a estructuras de baja altura y no puede usarse para el diseño de estructuras del Grupo A

o que sean muy irregulares, ni para establecer aceleraciones de piso en estructuras cuyos sistemas de piso no cumplan las condiciones de diafragma rígido y de planta sensiblemente simétrica.

El uso del análisis dinámico no lineal paso a paso se considera para la revisión de la seguridad estructural de edificios altos. En particular, la revisión de varios edificios altos ubicados en las Zonas de Transición y del Lago indica que el nivel de daño en sus pisos intermedios y superiores puede resultar excesivo a pesar de haber sido diseñadas correctamente conforme a un análisis dinámico modal espectral. Esto debido a que sus modos superiores movilizan un alto porcentaje de la masa total del sistema estructural, y que, en dichas zonas, los segundos y terceros modos de vibrar contribuyen de forma importante a la respuesta dinámica debido a la coincidencia que se observa entre sus periodos y el periodo dominante del terreno. Por otra parte, tampoco se pueden evaluar aceleraciones mediante el análisis dinámico modal espectral que para algunos entresijos de edificios altos puede ser una condición de diseño. Varias investigaciones, como la reportada en Rodríguez et al. (2002), indican que los procedimientos tradicionales de combinación modal, como las consideradas por esta Norma, pueden llegar a subestimar de manera importante la contribución de modos superiores a la respuesta dinámica de los edificios, y que esta subestimación se hace más pronunciada conforme se incrementa la demanda de comportamiento plástico en el sistema estructural. Por ello, esta Norma requiere de una revisión cuidadosa del sistema estructural de edificios altos para evitar daño excesivo en sus pisos intermedios y superiores.

2.2. Efectos de torsión

La excentricidad torsional, e_s , calculada en cada entresijo, debe tomarse como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la línea de acción de la fuerza lateral que actúa en él. Para fines de diseño, el momento torsionante debe tomarse, por lo menos, igual a la fuerza lateral que actúa en el nivel multiplicada por la excentricidad que para cada

elemento vertical sismorresistente resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + ea \quad (2.2.1)$$

$$e_s - e_a \quad (2.2.2)$$

donde e_a es la excentricidad accidental en la dirección de análisis, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

La excentricidad accidental, e_{ai} , en la dirección perpendicular a la de análisis en el i -ésimo entrepiso debe calcularse como sigue:

$$\left[0.05 + \frac{0.05(i-1)}{n-1} \right] b_i \quad (2.2.3)$$

donde b_i es la dimensión del i -ésimo piso en la dirección perpendicular a la dirección de análisis; y n , el número de pisos del sistema estructural. Cuando las fuerzas sísmicas se aplican de manera concurrente en 2 direcciones ortogonales, la excentricidad accidental no necesita ser considerada de manera simultánea en ambas direcciones, sino que debe ser aplicada en la dirección que produce el mayor efecto.

Las resistencias de los elementos o planos verticales que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces laterales y, en ambas direcciones de análisis, los elementos o planos verticales que se coloquen a ambos lados del centro de rigidez de un entrepiso deben ser del mismo tipo.

Cuando el sistema estructural cuente con diafragmas de piso rígidos, el efecto de la torsión accidental puede ser considerado añadiendo a las fuerzas y desplazamientos que resulten de un análisis que no la considere, los efectos de un sistema de cargas que produzca un momento alojado en el plano de cada nivel de piso. El valor de cada uno de estos sistemas de carga se determinará de manera que produzca los momentos torsionantes de entrepiso que resultarían de considerar en cada dirección horizontal ortogonal la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad accidental calculada con la

ecuación 2.2.3. Para este fin, se considerarán dos configuraciones de los momentos torsionantes debidos a las excentricidades accidentales, una en que todos los momentos adicionales se tomen con signo positivo y otra con signo negativo. Esta condición se cumple de acuerdo con lo siguiente:

$$M_{0i} = \pm(M_{ai} - M_{a(i+1)}) \quad (2.2.4)$$

Donde M_{0i} es el momento aplicado en el plano del i -ésimo nivel, y $M_{ai} = (V_i \cdot e_{ai})$, en donde V_i es la fuerza cortante del i -ésimo entrepiso en la dirección del análisis, y e_{ai} su correspondiente excentricidad accidental de entrepiso, calculada de acuerdo con la ecuación 2.2.3.

Ningún elemento estructural podrá tener una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante que le corresponda sin tomar en cuenta la torsión accidental.

Comentario:

La torsión sísmica se considera formada de dos partes: una torsión propia del modelo de análisis, comúnmente referida como torsión natural, y una torsión accidental.

Las torsiones natural y accidental se expresan como el producto de una fuerza por una excentricidad. Así, la torsión natural se obtiene del producto de una fuerza cortante (V) por una excentricidad natural (e_s), y la torsión accidental resulta del producto de la misma fuerza cortante por una excentricidad accidental (e_a). El tipo de análisis estructural (dinámico o estático) determina cómo incorporar en el diseño los efectos de ambas torsiones. Las fuerzas cortantes deberán estimarse con apego a lo establecido en otras secciones de estas Normas.

En esta Norma, el término "centro de torsión" es equivalente al término "centro de rigidez" y se entiende como el punto a través del cual la fuerza cortante resultante en ese entrepiso pasa sin ocasionar rotación alguna de ese entrepiso.

La forma más sencilla de calcular los efectos de la torsión natural es empleando un modelo de análisis tridimensional (estático o dinámico), lo cual evita calcular de manera explícita el centro de rigidez y la excentricidad natural. Si el análisis es dinámico, las masas asociadas a la carga muerta y a la carga viva instantánea deben ubicarse en el modelo de tal forma que se incorpore adecuadamente la inercia rotacional. Además, si el análisis es dinámico (modal o paso a paso) los resultados que se obtienen de éste ya incluyen el efecto dinámico de la excentricidad natural.

Si se realiza un análisis estático tridimensional, las fuerzas sísmicas equivalentes en cada piso deben pasar por los centros de masa. De esta manera, el análisis proporciona los efectos de la torsión natural estática, por lo que se deberá recurrir al uso de las ecuaciones 2.2.1 y 2.2.2 para corregir los resultados del análisis estático y obtener estimaciones dinámicas. El factor de 1.5 que multiplica a la variable "es" en la ecuación 2.2.1 toma en cuenta la manera aproximada los efectos estáticos en dinámicos. En un análisis dinámico dicho factor es igual a 1.0.

Los elementos o planos verticales que se coloquen a ambos lados del centro de rigidez de un entrepiso deben ser del mismo tipo. Por ejemplo, si en uno de los lados la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben serlo.

La torsión accidental se estima por medio de la ecuación 2.2.3, la cual hace variar la excentricidad accidental en función de la ubicación vertical del entrepiso. Los efectos calculados de la torsión accidental se suponen como dinámicos en todos los casos, por lo que no requieren amplificación.

En el caso de un análisis estático o en uno modal espectral, los efectos de la torsión accidental se pueden sumar algebraicamente a los resultados de un análisis que sólo considere es. En forma práctica esto equivale a definir dos condiciones de carga: una para la torsión natural y otra para

la torsión accidental. Para ambos tipos de análisis, el sistema de carga básico correspondiente a la torsión accidental se obtiene aplicando momentos M_{0i} en cada uno de los pisos (losas), de acuerdo con la ecuación 2.2.4. Los momentos de entrepiso M_{ai} , a partir de los cuales se obtienen los momentos M_{0i} , se ilustran en la Figura C-2.2.1 para la dirección de análisis indicada. Es claro que para el último entrepiso $M_{0i} = \pm M_{ai}$. Para considerar los efectos bidireccionales deben analizarse por separado ambas direcciones del registro sísmico. Para cada dirección de análisis se usa una condición de carga independiente y posteriormente éstas se combinan.

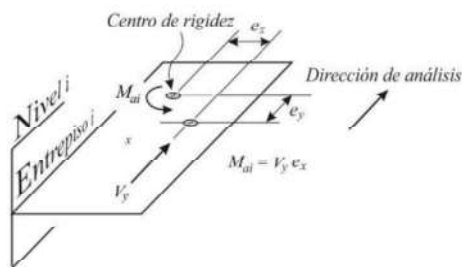


Figura C- 2.2.1

La evaluación de daño en edificios después de sismos intensos, como los ocurridos los 19 de septiembre de 1985 y 2017, indica que un porcentaje considerable de los edificios que exhibieron comportamiento estructural deficiente y colapso, estaban ubicados en esquina. Entre las razones que se han encontrado para este desempeño deficiente está el de efectos torsionales excesivos en la respuesta dinámica del sistema estructural. Debido a esto, algunos cuerpos normativos, como el ASCE/SEI 7-16 (2016), limitan en algunos casos la irregularidad en planta del sistema estructural. Independientemente de que se sigan los requerimientos de diseño de estas Normas en lo que se refiere a los efectos de torsión, siempre será deseable controlar la respuesta torsional del sistema por medio del uso de sistemas razonablemente regulares en planta y de configuraciones estructurales con alta rigidez torsional.

2.3. Efectos de segundo orden

Deben tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden; esto es, los momentos, fuerzas axiales y cortantes adicionales provocadas por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos pueden despreciarse en los entrepisos en que la distorsión establecida para la revisión del estado límite de prevención de colapso estimada de acuerdo con la sección 1.8 no exceda la cantidad siguiente:

$$0.08 \frac{V_i}{W_p} \quad (2.3.1)$$

donde V_i es la fuerza cortante de diseño calculada en el i -ésimo entrepiso para la revisión del estado límite de prevención de colapso y W_p el peso de la parte de la construcción situada

encima de ese entrepiso, sin factor de carga.

Comentario:

Esta Norma usa la distorsión máxima correspondiente a la revisión del estado límite de prevención de colapso, para establecer cuándo deben considerarse los efectos geométricos de segundo orden en el análisis estructural. El requerimiento actual es similar al que establecía la versión anterior de las Normas, con la excepción de que ahora se establece explícitamente que el peso de la parte de la construcción situada encima del entrepiso no debe considerar el factor de carga. En congruencia, estándares de diseño sísmico, como el ASCE/SEI 7-16 (2016), indican que, durante el cálculo del coeficiente de estabilidad usado para establecer la necesidad de considerar los efectos de segundo orden, el peso no debe considerar factores de carga mayores que uno. Lo anterior debido a que la fuerza cortante de diseño calculada para el entrepiso ya considera un factor de carga.

2.4. Efectos bidireccionales

Para el método estático o el dinámico modal espectral, los efectos de los dos componentes horizontales del movimiento del terreno se deben combinar, tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a él, con los signos que resulten más desfavorables para el diseño de cada elemento estructural.

Comentario:

Muchos miembros de un sistema estructural sometidos de manera simultánea a los efectos de las dos componentes horizontales del movimiento del terreno. En muchos casos, considerar un modelo bidimensional (que ignora este efecto combinado) da lugar a diseños deficientes que pueden no satisfacer el propósito y alcance establecidos en la sección 1.1. Para evitar lo anterior, esta Norma requiere el uso de modelos tridimensionales de análisis estructural que consideren los efectos combinados de las dos componentes horizontales del movimiento del terreno. La combinación 100 - 30 por ciento es considerada por varios códigos de diseño sísmico, ya que su aplicación por varias décadas ha dado lugar a sistemas estructurales que han tenido un desempeño sísmico adecuado durante eventos sísmicos de diferente intensidad.

2.5. Comportamiento asimétrico

Cuando el sistema estructural sea tal que las resistencias laterales sean significativamente diferentes en los dos sentidos de una dirección de análisis, se dividirán los factores de resistencia correspondientes al material de que se trate, entre el factor F_a especificado en las ecuaciones 2.5.1 o 2.5.2. Entre estos casos se encuentran estructuras con elementos o planos estructurales inclinados en altura o con elementos que respondan de manera diferente en cada sentido de la acción sísmica.

$$F_a = \frac{a_a \left(\frac{T_1}{T_s} \right)^{b_a}}{c_a + \left| \frac{T_1}{T_s} - 1 \right|} + d_a \quad (2.5.1)$$

en el caso en que el sistema estructural se desplace en suelos con T_s mayor que 1 s, y:

$$F_a = \frac{a_a \left(\frac{T_1}{T_s}\right)^{b_a}}{c_a + \left(\frac{T_1}{T_s}\right)^{b_a}} + d_a \quad (2.5.2)$$

cuando el sistema se desplace en suelos con T_s menor o igual a 1 s.

T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés; se obtiene conforme a lo indicado en el Capítulo 3. T_1 es el periodo fundamental de vibrar de la estructura en la dirección de análisis. La tabla 2.5.1 define, en función del valor de T_s , los valores de los parámetros a_a , b_a , c_a y d_a de las ecuaciones 2.5.1 y 2.5.2.

En la tabla 2.5.1 α evalúa el nivel de asimetría. Para una estructura sin desplomo, es igual a:

$$\alpha_{sd} = \frac{V_b^f - V_b^d}{2W_0} \quad (2.5.3)$$

donde α_{sd} es el nivel de asimetría en fluencia; y V_b^f y V_b^d son, respectivamente, las cortantes basales de fluencia en los sentidos fuerte y débil de la estructura en la dirección de análisis, que se determinan considerando todos los elementos que puedan contribuir a ellas. W_0 es el peso total de la estructura al nivel del desplante.

Tabla 2.5.1 Valores de parámetros utilizados para estimar el factor F_a

Periodo del Sitio (s)	a_a	b_a	c_a	d_a
$T_s \leq 0.5$	$(3.5Q - 1.5) \alpha$	13.4	0.1	$1.6\alpha + 1.0$
$0.5 < T_s \leq 1.0$	$(4.8Q - 3.0) \alpha$	8.8	0.1	$4.1\alpha + 1.0$
$1.0 < T_s \leq 1.5$	$(1.5Q - 1.4) \alpha$	0.7	0.08	1.0
$1.5 < T_s \leq 2.0$	$(2.0Q - 1.6) \alpha$	0.5	0.1	1.0
$2.0 < T_s \leq 2.5$	$(1.5Q + 0.8) \alpha$	0.9	0.12	1.0
$2.5 < T_s \leq 3.0$	$(1.5Q + 1.1) \alpha$	0.7	0.13	1.0
$3.0 < T_s \leq 4.0$	$(1.9Q - 0.05) \alpha$	0.1	0.12	1.0

Para el análisis de estructuras que excedan los límites de altura indicados en la tabla 2.1.1., se deberá emplear el método de análisis dinámico no lineal paso a paso descrito en la sección 6.2., y se hará consideración explícita de la asimetría en fluencia en el modelo de análisis.

Comentario:

Esta sección se aplica a edificaciones que presentan una mayor fuerza cortante basal de fluencia (V_b) en un sentido de una misma dirección que en el opuesto y que, además, su rigidez lateral es igual en ambos sentidos. Este tipo de asimetría se presenta, por ejemplo, en estructuras con elementos o planos estructurales inclinados en altura, edificios con asimetría en las cargas verticales, estructuras con elementos estructurales que respondan de manera diferente en cada sentido de la

excitación sísmica, desplomo de las edificaciones, etc. Cuando las fuerzas crecientes en forma monótonica se aplican en el sentido débil (por ejemplo, en un edificio inclinado sería

en el sentido de su inclinación) la fuerza cortante de fluencia (V_b^d) es menor que cuando las fuerzas se aplican en el sentido contrario (V_b^f), como en la Figura C-2.5.1.

La fuerza cortante de fluencia en la base de un edificio se puede estimar, con fines de evaluar el nivel de asimetría con la ecuación 2.5.3, mediante algún método aprobado por la Administración.

La mitad del valor absoluto de la diferencia entre las fuerzas $\frac{|(V_b^f - V_b^d)|}{2}$ dividida entre el peso de la estructura (W_0) representa el nivel de la asimetría dado por la ecuación 2.5.3 (que para el caso de un edificio inclinado es igual al desplomo de la construcción dividido entre su altura). Una explicación detallada sobre la definición de α_{sd} se encuentra en Valenzuela-Beltrán y Ruiz (2017). En la tabla 2.5.1 se puede observar que los parámetros a_a , b_a , c_a , y d_a dependen tanto del nivel de asimetría, como del factor de comportamiento sísmico Q . Este debe ser el que se especifica en las Tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, para los distintos tipos de estructuras. Con los parámetros mencionados antes es posible calcular el factor F_a usando la ecuación 2.5.1 o la 2.5.2. Este factor sirve para tomar en cuenta la relación entre las demandas de ductilidad que se presentan en estructuras con capacidades laterales diferentes en los dos sentidos en comparación con los que se obtienen en estructuras con capacidades iguales en ambos sentidos.

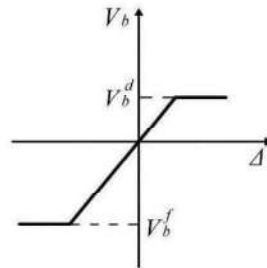


Figura C- 2.5.1 Fuerzas cortantes basales de fluencia

Las ecuaciones 2.5.1 y 2.5.2 se basan en estudios hechos por Valenzuela et al. (2018). Las expresiones se dedujeron con base en análisis de peligro sísmico, en el que se establece como condición que el diseño de un sistema estructural con asimetría en fluencia debe tener la misma tasa anual de excedencia de un valor dado de la ductilidad que la de la misma estructura si no tuviese dicha asimetría.

Las ecuaciones 2.5.1 y 2.5.2 constituyen una mejora con respecto a las especificaciones relativas a esta sección de la versión anterior de esta Norma, en donde se ignora la influencia de los periodos de vibrar tanto de la estructura como del suelo (T_1 y T_s , respectivamente). La Tabla 2.5.1 presenta siete zonas de la Ciudad de México asociadas a diferentes intervalos de periodos dominantes de vibrar del suelo.

2.6. Péndulos invertidos

En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en las que 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta), además de la fuerza lateral estipulada, F_{pe} , se tendrán en cuenta las asociadas a la aceleración angular de la masa superior, incluyendo como grado de libertad el giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente vertical. Si se aplica el análisis estático, el efecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es:

$$1.5F_{pe} = \frac{f_0^2 u_p}{x_p} \quad (2.6.1)$$

donde r_0 es el radio de giro de la masa con respecto al eje horizontal en cuestión; y u_p y x_p , el giro y desplazamiento lateral, respectivamente, del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral F_{pe} .

Comentario:

La deformación lateral de un péndulo invertido resulta en que su masa gire respecto al eje horizontal normal a la dirección de análisis que pasa por el punto de unión entre dicha masa y el elemento resistente vertical. Dado que la masa normalmente no está concentrada en un punto, posee inercia rotacional que, al verse sujeta a la aceleración angular asociada al giro, desarrolla un momento flexionante de consideración en la parte superior del elemento vertical. Cuando se usa un análisis dinámico, la consideración explícita de la inercia rotacional y el grado de libertad asociado al giro permite cuantificar este efecto. Sin embargo, en el caso de un análisis estático, este efecto no queda considerado, por lo que es necesario añadir un par en la parte superior del elemento resistente vertical.

2.7. Diafragmas de piso, apéndices y contenidos

2.7.1. Criterios generales

Independientemente del método de análisis sísmico que se emplee, para la evaluación de las fuerzas de inercia que actúan sobre los diafragmas de piso y las aceleraciones locales en sus distintos puntos, se tomarán en cuenta las deformaciones de los diafragmas en sus planos. Dichas deformaciones podrán ignorarse en el caso de un diafragma rígido, definido como uno cuya máxima deflexión lateral en su plano es menor que la mitad de la distorsión promedio del entrepiso ubicado inmediatamente por debajo del diafragma. Las deformaciones laterales del diafragma y del entrepiso se estiman mediante un análisis elástico del modelo tridimensional del sistema completo con las fuerzas laterales de diseño para la revisión del estado límite de prevención de colapso. De manera alternativa, se considerará que se satisface la condición de diafragma rígido en aquellos sistemas estructurales cuyo sistema de piso esté estructurado con base en losas de concreto o de concreto colado sobre tableros de acero que en planta exhiban una relación de largo a ancho menor o igual a 4, y que cumplan los requisitos 4 y 6 de la sección 5.1.

Comentario:

Las Normas requieren que se calculen las deformaciones en los diafragmas de piso de cada uno de los niveles de la estructura, con el fin de evaluar las fuerzas de inercia y las aceleraciones que actúan sobre estos. Este cálculo se puede omitir si se demuestra que el diafragma es rígido.

Si la deformación máxima de un diafragma es menor que el 50 por ciento del promedio de las deformaciones laterales de los planos estructurales ubicados en el entrepiso por debajo del diafragma, se considera que es un diafragma rígido. En la Figura C-2.7.1 se muestran esquemáticamente estas deformaciones.

Estructuras con plantas alargadas, con relación de largo a ancho mayor que 4, como la mostrada en la Figura C-2.7.2, son más flexibles en el plano, por lo que la distribución de cargas se debe calcular de acuerdo con estas deformaciones.

Cuando se presentan entrantes o salientes mayores que 20 por ciento de la dimensión de análisis (requisito 4 de la sección 5.1), no se podrá garantizar la condición de diafragma rígido, debido a que éste no podrá distribuir eficientemente las fuerzas horizontales, provocando concentraciones de esfuerzos y deformaciones locales que podrían generar daños, además de desplazamientos y esfuerzos asimétricos entre los elementos resistentes verticales. La Figura C-2.7.3 muestra ejemplos de plantas con entrantes y salientes y cómo esto provoca que el diafragma no se comporte rigidamente.

En el caso en que existen huecos o aberturas con un área mayor que 20 por ciento del área de la planta (requisito 6 de la sección 5.1), se tendrán concentraciones de esfuerzos que, como se mencionó en el párrafo anterior, podrían generar deformaciones locales y, por ello, se tendría un diafragma flexible.

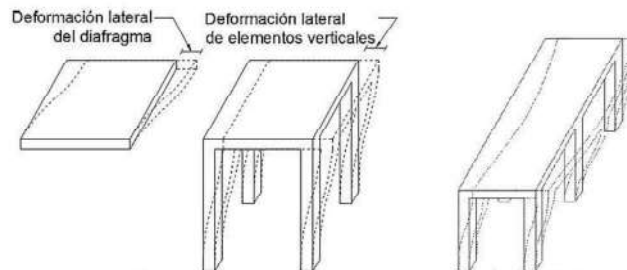
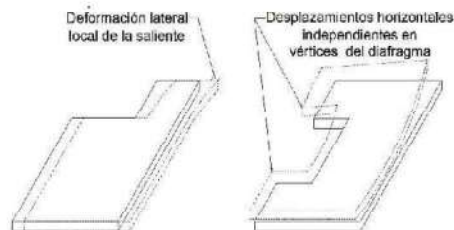
**Figura C- 2.7.1****Figura C- 2.7.2**

Figura C- 2.7.3

2.7.2. Aceleraciones de piso

Las aceleraciones máximas de piso deben determinarse en los casos siguientes:

a) Para fines de revisar, cuando se considere relevante, la seguridad sísmica de equipos y contenidos cuya falla pudiera generar pérdidas económicas cuantiosas o la inhabilitación de funciones requeridas para la seguridad de la construcción o de las personas que la ocupan.

b) Cuando la distribución en planta de las rigideces laterales de los elementos o planos verticales sismo-resistentes (marcos, muros, etc.) conduzca a que la transmisión de las fuerzas de inercia asociadas a las aceleraciones de piso se concentre en unos cuantos elementos o planos verticales del sistema estructural. En este caso debe revisarse que el diafragma de piso posea la capacidad resistente y de rigidez necesarias para transmitir a los elementos o planos verticales sismo-resistentes las fuerzas de inercia asociadas a las aceleraciones de piso. Para este fin, deberá tomarse en cuenta la presencia de aberturas en el diafragma, tales como escaleras, cubos de elevadores o de ventilación e iluminación.

Para la determinación de las fuerzas de inercia mencionadas en b) se partirá de las masas de los diafragmas, de las cargas muertas y vivas que actúen sobre ellos, y de las aceleraciones absolutas correspondientes a la respuesta dinámica del sistema. Dichas aceleraciones deben tomar en cuenta la aceleración del terreno, y podrán determinarse con un análisis dinámico modal que use un modelo tridimensional que incluya los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura.

Las aceleraciones absolutas que se tratan en esta sección se obtienen sumando, en cada instante, las aceleraciones del terreno y las relativas de cada masa con respecto al mismo. Independientemente del método de análisis sísmico que se emplee para determinar las fuerzas laterales de diseño, es posible omitir el análisis dinámico modal mencionado en el párrafo anterior cuando se tengan diafragmas rígidos en edificios con planta sensiblemente simétrica. En este caso la aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad en cualquier punto del *i*-ésimo diafragma podrá considerarse igual a la aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad a_i de su centro de masa, que en la dirección de análisis se tomará igual al producto $\Omega_i a_0$, donde a_0 es la ordenada al origen del espectro de diseño, especificada en el inciso 3.1.2, y Ω_i , un factor de amplificación determinado con la

$$\Omega_i = \left(\frac{h_i}{h_n} \right) \left(\frac{a_n}{a_0} - 1 \right) \quad (2.7.1)$$

ecuación:

donde a_n es la máxima aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad del centro de masa del nivel *n*, correspondiente al extremo superior del edificio (azotea); y h_i y h_n , las alturas del *i*-ésimo nivel y del nivel *n* sobre el desplante, respectivamente.

Para estos fines, se considera que un edificio es sensiblemente simétrico si los desplazamientos laterales obtenidos con el análisis elástico para la revisión del estado límite

de prevención de colapso cumplen con el requisito 12 de la sección 5.1.

El valor de a_n se determinará de acuerdo con la ecuación 2.7.2 o, en forma aproximada, con la ecuación 2.7.3:

$$a_n = \sqrt{\left(\frac{a_{n1}}{Q'}\right)^2 + \sum_{j=2,\dots,n} a_{nj}^2} \quad (2.7.2)$$

$$a_n = \sqrt{\left(\frac{1.6a_1}{Q'}\right)^2 + \eta_a a_0^2} \quad (2.7.3)$$

donde a_1 es la ordenada del espectro elástico de aceleraciones para el periodo fundamental del sistema, de acuerdo con la sección 3.1, que en forma conservadora podrá tomarse igual al coeficiente c , definido en el inciso 3.1.2.a₀, la aceleración máxima del terreno, definida en el inciso 3.1.2.a_{nj}, la aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad del centro de masa del nivel que corresponde al extremo superior del edificio, asociada a la respuesta dinámica lineal del j -ésimo modo de vibrar en la dirección de análisis, n , el número de pisos, Q' , el factor de reducción por comportamiento sísmico, definido en la sección 3.4, y η_a se calcula como:

$$\eta_a = 1.4\sqrt{n-1} \leq 5 \quad (2.7.4)$$

En los casos de diafragmas rígidos en que no se satisface la condición de planta sensiblemente simétrica estipulada en el requisito 12 de la sección 5.1, se deben evaluar con un análisis dinámico modal que use un modelo tridimensional, tres componentes de la aceleración en cada nivel: dos ortogonales de traslación y una de torsión alrededor del centro de masa. La aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad para un punto de interés ubicado en el i -ésimo piso, debe calcularse como sigue:

$$a_i = \sqrt{a_{ix}^2 + a_{iy}^2} \quad (2.7.5)$$

En esta ecuación, a_{ix} y a_{iy} son, respectivamente, las aceleraciones absolutas como fracción de la aceleración de la gravedad en el punto de interés en las direcciones ortogonales X y Y consideradas para el análisis, que se calculan como sigue:

$$a_{ix} = \sqrt{\sum_k \left(\frac{a_{ikx}}{Q'}\right)^2 + \sum_j a_{ijx}^2} \quad (2.7.6)$$

$$a_{iy} = \sqrt{\sum_k \left(\frac{a_{iky}}{Q'}\right)^2 + \sum_j a_{ijy}^2} \quad (2.7.7)$$

donde a_{ix} y a_{iy} son, respectivamente, las aceleraciones absolutas como fracción de la aceleración de la gravedad del punto de interés ubicado en el i -ésimo piso en las direcciones

ortogonales X y Y, producidas por el j-ésimo modo de vibrar. En las ecuaciones 2.7.6 y 2.7.7, el primer sumando dentro de la raíz cuadrada incluye las aceleraciones máximas correspondientes a los tres modos fundamentales de vibrar del modelo tridimensional de análisis, y el segundo incluye todos los demás modos requeridos para que el análisis dinámico modal incluya el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura.

Para determinar las aceleraciones de piso que actúan sobre diafragmas flexibles debe llevarse a cabo un análisis dinámico que tome en cuenta los grados de libertad requeridos para representar adecuadamente las deformaciones de los diafragmas en sus planos.

Comentario:

Cuando existan equipos y contenidos de alto valor e importancia que es necesario mantener seguros durante un sismo y, así mismo, cuando algunos de estos equipos y contenidos puedan fallar y causar daño a personas u otros equipos, se deberán analizar las aceleraciones máximas de piso, lo que permite conocer las aceleraciones máximas a las que será sometido un contenido.

Las aceleraciones deben ser estimadas, además, para revisar la resistencia y rigidez en el plano de sistemas de piso de sistemas estructurales en que la resistencia lateral se concentra en pocos elementos verticales. Cuando esto sucede, se desarrollan esfuerzos de consideración en el plano del sistema de piso, que deben ser tomados en cuenta durante su diseño. Ejemplos de sistemas estructurales para los que deben determinarse las aceleraciones piso son edificios altos que concentran su sismo-resistencia en un núcleo interno de concreto reforzado, y aquellos estructurados con sistemas de piso prefabricados y cuya, sismo-resistencia se concentra en pocos muros o marcos de concreto reforzado.

Las aceleraciones de piso a las que se refiere esta sección difieren de las que resultan de un análisis dinámico modal convencional, orientado a determinar las configuraciones de distorsiones laterales que producen las fuerzas cortantes de diseño en los elementos que proporcionan la resistencia lateral. Este análisis convencional estima aceleraciones relativas al terreno; las aceleraciones absolutas se obtienen sumando, en cada instante, las aceleraciones del terreno y las relativas de cada masa con respecto al mismo.

La ecuación 2.7.3 es una simplificación de la ecuación 2.7.2, y se basa en que los modos son del tipo traslacional, y además de considerar la contribución del primer modo reducido, considera un solo término para estimar la contribución elástica de los modos superiores, criterio que también ha sido adoptado en el ASCE/SEI 7-16 (2016) para el diseño sísmico de diafragmas en edificios.

Las ecuaciones 2.7.2 y 2.7.3 se aplican a los casos de edificios con diafragmas rígidos y plantas sensiblemente simétricas, a diferencia del ASCE/SEI 7-16, que emplea una expresión semejante a la ecuación 2.7.3 para edificios con o sin plantas sensiblemente simétricas. En los casos de edificios con diafragmas rígidos y con plantas que no son sensiblemente simétricas, estas Normas indican que deben aplicarse las ecuaciones 2.7.5 a 2.7.7.

En caso de que el sistema estructural cuente con diafragmas rígidos y plantas sensiblemente simétricas, la expresión $a_i = \Omega_i a_0$ permite calcular la envolvente de aceleraciones de piso en el i -ésimo nivel como se ejemplifica en la Figura C-2.7.4 (Rodríguez, Restrepo, & Carr, 2002).

Esta expresión se encuentra definida mediante cuatro términos, h_i es la altura acumulada al piso de interés (ver Figura C-2.7.7), h_n es la altura al piso superior medida desde la base, a_0 se asocia a la aceleración máxima de terreno en el sitio de interés, mientras que Ω_i es el factor de amplificación definido en la expresión 2.7.1. La forma funcional de este factor se encuentra compuesta de dos términos principalmente a_0 (definida previamente) y a_n , relacionado con la máxima aceleración absoluta como fracción de la gravedad (g). El significado físico de este factor se describe de forma esquemática en la Figura C-2.7.5.

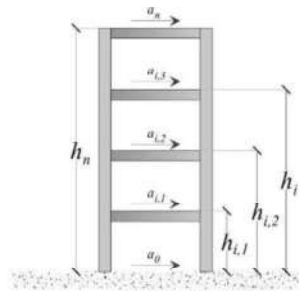


Figura C- 2.7.4

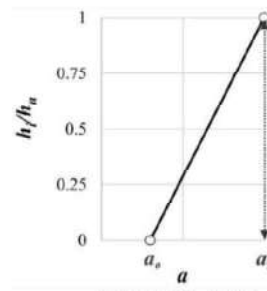


Figura C- 2.7.5

La variación de Ω_i con la altura del edificio se ha considerado, por simplicidad, lineal, pero la distribución de aceleración con la altura de un edificio en particular estará dominada por sus modos de vibrar, y por las características del sismo y del sitio.

El cómputo de la máxima aceleración absoluta, se compone de tres términos principales, a_1 es la ordenada del espectro elástico de aceleraciones para el periodo fundamental del sistema; Q' es el factor de reducción acorde a la ordenada espectral y ε_a se calcula con la expresión 2.7.4 que depende del número de pisos en el edificio de interés. En la ecuación 2.7.3 el factor 1.6 representa el factor de contribución del primer modo y $\varepsilon_a a_0^2$ representa la contribución de los modos superiores a la aceleración a_n del nivel de azotea.

Cuando los desplazamientos laterales obtenidos con el análisis elástico para el estado límite de prevención de colapso cumplen con el requisito 12 de la sección 5.1, se considera que un edificio es sensiblemente simétrico, lo que implica que los efectos de torsión en él no son excesivos y, por tanto, que ningún punto de algún diafragma se desplaza lateralmente de manera excesiva con relación a su desplazamiento promedio. Bajo estas circunstancias las Normas permiten considerar que la aceleración absoluta como fracción de la gravedad en cualquier punto del diafragma es igual a la de su centro de masa. Las deformaciones excesivas en planta son comunes en edificios de esquina o con evidentes irregularidades en la rigidez lateral, tal como se muestra en la Figura C-2.7-6.

Se considera un edificio sensiblemente simétrico (sección 5.1, requisito 12) cuando en ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de esta. Dicho de otra forma, el desplazamiento lateral máximo del diafragma debe ser menor a 1.2 veces el desplazamiento lateral promedio de este.

Cuando se tiene un diafragma rígido, pero no se cumple la condición de planta sensiblemente simétrica, entonces se debe realizar un análisis dinámico modal tridimensional en los que se estimen las aceleraciones traslacionales del nivel y la de torsión alrededor del centro de masa como lo indicado en la Figura C-2.7.7 para así conocer las aceleraciones absolutas en tantos puntos de interés como sea necesario. Estas aceleraciones se utilizarán en la ecuación 2.7.6 y 2.7.7, para las direcciones X y Y, respectivamente, en conjunto a las aceleraciones obtenidas de los modos de vibrar cuyos pesos efectivos representen al menos el 90 por ciento del peso total de la estructura.

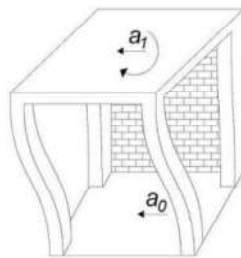


Figura C- 2.7.6

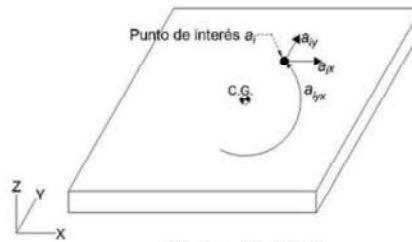


Figura C- 2.7.7

2.7.3. Fuerzas de diseño para diafragmas

La fuerza de diseño en el plano para el diafragma rígido del i-ésimo piso, F_{di} , incluyendo sus colectores, cuerdas y conexiones, se calcula como:

$$F_{di} = \frac{a_i}{R_d} W_{di} \geq 0.5a_0 W_{di} \quad (2.7.8)$$

donde a_i es la aceleración de entrepiso como fracción de la aceleración de la gravedad en el centro de masa del diafragma, calculada conforme a lo estipulado en el inciso 2.7.2; W_{di} el peso tributario correspondiente al diafragma del i-ésimo piso, incluyendo el peso de los diafragmas, y las cargas muertas y vivas que actúen sobre ellos de acuerdo con las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; y R_d un factor de reducción por sobre-resistencia para las fuerzas de diseño de los diafragmas, el cual se obtiene de la tabla 2.7.1. En ningún caso deberá considerarse un valor de R_d que sea mayor que el valor de R usado para el diseño del sistema estructural.

Tabla 2.7.1 Factor de reducción de las fuerzas de diseño de diafragmas, R_d

Tipo de Diafragma	Comportamiento controlado por corte ^(a)	Comportamiento controlado por flexión ^(b)
Losas macizas de concreto coladas en sitio	1.5	2.0
Sistemas de piso con capa de compresión, diafragmas compuestos	1.0	1.0

^(a) Sistemas de piso que no pueden desarrollar en su plano un mecanismo de fluencia en flexión.

^(b) Sistemas de piso capaces de desarrollar en su plano un mecanismo de fluencia en flexión.

Las fuerzas calculadas con la ecuación 2.7.8 se multiplicarán por los factores de importancia establecidos en la sección 3.3 para las edificaciones que pertenezcan al Grupo A. Para el caso de diafragmas que no cumplan con lo estipulado en el inciso

2.7.1 para un diafragma rígido, las fuerzas de diseño se determinarán con un análisis dinámico que tome en cuenta los grados de libertad requeridos para representar adecuadamente las deformaciones de los diafragmas en sus planos.

Comentario:

Se define como colector al elemento que transmite, en tensión o compresión axial, las fuerzas sísmicas que el diafragma induce a los elementos verticales del sistema estructural sismorresistente. Adicionalmente, se define como cuerda al elemento de borde del diafragma que actúa en tensión o compresión para resistir la flexión que desarrolla el diafragma en su plano.

La fuerza de diseño obtenida con la ecuación 2.7.8 es una fuerza horizontal puesto que trabaja en el plano del diafragma, lo cual provocará que el diafragma se esfuerce en sus direcciones laterales.

Los factores de reducción por sobre-resistencia de la tabla 2.7.1 son un reflejo de que las losas macizas de concreto coladas en sitio se han comportado mejor en sismos que otros sistemas de piso.

Para saber si un diafragma está controlado por corte o flexión, es necesario hacer un análisis detallado del mismo. Se puede evitar hacer este análisis tomando conservadoramente valores de sobre-resistencia, $R_d = 1$.

2.7.4. Respuesta sísmica de apéndices y elementos no estructurales

Cuando se considere relevante revisar la seguridad de apéndices o elementos no estructurales, se estimará la fuerza sísmica que actúa sobre ellos como el producto de su masa y la aceleración máxima del piso en el punto de apoyo del elemento considerado por un factor de amplificación dinámica, Ω_a , que tome en cuenta la relación entre el periodo natural del elemento en cuestión y el periodo dominante de la respuesta dinámica del piso en que se apoya. Este criterio es aplicable a contenidos como apéndices (parapetos, pretilas, anuncios, plafones) y elementos no estructurales (equipos, instalaciones, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos).

En forma aproximada, el factor de amplificación Ω_a puede obtenerse con la ecuación 2.7.9, en la que τ es el cociente del periodo natural del contenido entre el periodo dominante de la

respuesta dinámica del piso:

$$\Omega_a = \frac{1 + 4\beta_c r_T}{(1 + 0.5r_T^{3.5})Q_c} \quad (2.7.9)$$

donde β_c es un factor por amortiguamiento para el contenido que debe estimarse como:

$$\beta_c = \left(\frac{0.05}{\zeta_c} \right) \quad (2.7.10)$$

donde ζ_c es la fracción de amortiguamiento crítico del contenido, y Q_c , un factor que toma en cuenta su capacidad de comportamiento dúctil.

En caso de no poderse justificar otro valor ζ_c debe considerarse igual a 0.02. Si no se conoce r_T , puede tomarse $\Omega_a=4.0$. El factor Q_c se obtendrá de la tabla 2.7.2.

Tabla 2.7.2 Factor Q_c de modificación de la respuesta de contenidos

Componente	Q_c
Rígido sin anclaje	1.0
Rígido o flexible, anclado, de acuerdo con el nivel de ductilidad de elementos y anclajes:	
a) Baja	1.5
b) Limitada a alta	2.5

La seguridad contra deslizamiento y contra volteo de contenidos rígidos simplemente apoyados se deberá evaluar en al menos dos direcciones horizontales ortogonales, verificando las siguientes condiciones:

a) Para deslizamiento

$$\mu_s > a_i \quad (2.7.11)$$

b) Para volteo

$$b_{me} > h_{cm} a_i \quad (2.7.12)$$

donde μ_s es el coeficiente de fricción estático entre los materiales de la base del contenido y la superficie de apoyo, h_{cm} , la altura del centro de masa del contenido, medida desde la superficie de apoyo, y b_{me} , la menor distancia, en la dirección horizontal considerada, entre la vertical que pasa por el centro de masa del contenido hasta el borde de su zona de apoyo.

Comentario:

Cuando existe un apéndice sobre un diafragma, este puede responder de forma independiente a la estructura, por lo que es posible estimar su respuesta si se toma la fuerza sísmica en los puntos de apoyo y a partir de ahí se aplica un factor de amplificación dinámica Ω_a . Este factor está asociado al periodo dominante de la respuesta dinámica del entrepiso y el del apéndice. En la Figura C-2.7.8 se

muestran tres ejemplos de apéndices y elementos no estructurales con diferentes características.

Los valores aquí indicados de $\delta_c = 0.02$, y $\Omega_a = 4.0$, así como los de Q_c indicados en la tabla, son valores conservadores comúnmente aceptados en la práctica internacional.

Es importante garantizar que la fricción entre los materiales del piso y del contenido es suficiente para evitar el deslizamiento que podría provocar la aceleración en el piso y en el sitio donde está el contenido. También es importante revisar que el contenido no se volteará considerando la fuerza sísmica actuando en el centro de masa. Ambos casos se ejemplifican en la Figura C-2.7.9.

Cuando el cuerpo está anclado, se debe garantizar que las fuerzas de inercia (cortantes, axiales y momentos) obtenidas con el peso del contenido y la aceleración en su centro de masa no serán mayores que la que resistan los anclajes.

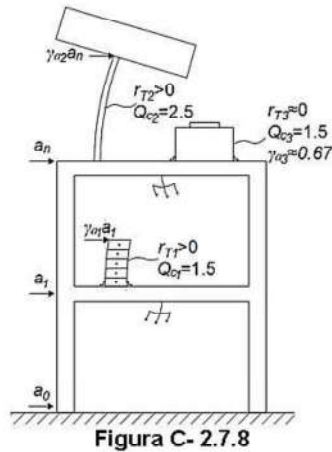


Figura C- 2.7.8

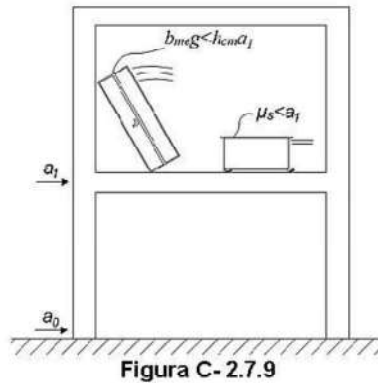


Figura C- 2.7.9

2.8. Cargas sísmicas durante la construcción

En caso de que durante la construcción la estructura o alguna parte de ella pueda quedar en condiciones más desfavorables que las que pueden presentarse después de su terminación, deberá preverse desde la etapa de diseño, que durante su proceso de construcción la estructura tenga la capacidad de resistir las solicitaciones sísmicas obtenidas con un espectro de diseño definido según lo indicado en la sección 3.1 multiplicadas por el factor K_c dado en el inciso 3.1.1. Los valores de Q y R usados para establecer este espectro deben corresponder a las etapas de construcción que se consideren críticas para el diseño. Para alcanzar la seguridad requerida podrá recurrirse a apuntalamientos o refuerzos temporales.

Comentario:

Para algunas estructuras, la condición crítica para su estabilidad estructural no se

da cuando, una vez terminadas, son sujetas a la acción del sismo de diseño. Por tanto, se consideró

importante que los sistemas estructurales diseñados conforme a estas Normas tengan la capacidad de resistir adecuadamente las sollicitaciones sísmicas que puedan ocurrir durante las diferentes etapas de su proceso constructivo. Dado que el tiempo de construcción es significativamente menor que la vida útil de los sistemas estructurales, se prescribe el uso del sismo para el que se revisa el estado límite de limitación de daños para establecer las cargas sísmicas durante la construcción.

3. ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

3.1. Espectros de diseño para análisis dinámico modal y análisis estático 3.1.1 Espectros obtenidos del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño

Cuando se emplee el método de análisis dinámico modal definido en la sección 6.1, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Programa de Diseño Sísmico de la Comisión Federal de Electricidad, denominado PRODISIS, para la ubicación específica del predio en estudio, al cual se puede acceder a través de la red de Internet.

Cuando se emplee el método de análisis estático, las acciones de diseño para la revisión del estado límite de prevención de colapso se obtendrán como se indica en el Capítulo 7, para lo cual los parámetros necesarios se obtendrán del PRODISIS.

Para la revisión del estado límite de limitación de daños según la sección 1.8, las distorsiones máximas de entrepiso deben obtenerse del análisis con el espectro de diseño reducido en función de los factores de comportamiento sísmico y sobre-resistencia, multiplicándolas por $Q' R$ y por el factor K_s , que se determina como:

$$k_s = \begin{cases} \frac{1}{6}; & \text{si } T_s < 0.5s \\ \frac{1}{6 - 4(T_s - 0.5)}; & \text{si } 0.5s \leq T_s < 1.0s \\ \frac{1}{4}; & \text{si } T_s \geq 1.0s \end{cases} \quad (3.1.1)$$

Comentario:

En esta edición se hace obligatorio el uso de espectros de sitio que fue optativo en la versión anterior de esta Norma. La forma de estos espectros no depende ya sólo del periodo dominante de vibrar del terreno, sino de la ubicación del sitio de la construcción. Por ello, se decidió construir un sitio Web que contuviera toda la información necesaria.

El planteamiento normativo para la obtención de los espectros de diseño satisface los siguientes requisitos:

a) Los espectros elásticos representan de manera transparente, de acuerdo con el

conocimiento actual, los niveles de demanda que se presentarían ante los sismos de diseño. Esto incluye las restricciones impuestas por la dinámica estructural.

b) Las diferencias entre espectros elásticos de diseño en diferentes tipos de suelo reflejan razonablemente, de acuerdo con el conocimiento actual, los niveles de amplificación que se producen en la realidad.

c) Todas las reducciones a fuerzas o desplazamientos de diseño se hacen de manera explícita, aun cuando la adopción de los valores de reducción no pueda justificarse plenamente con bases teóricas o empíricas.

d) La forma de los espectros toma en cuenta la incertidumbre de las propiedades del sistema estructural y de las características de la excitación sísmica y, en el caso de las Zonas de Transición y del Lago, la posible degradación de la resistencia y rigidez del sistema estructural, y el cambio en las propiedades dinámicas del suelo.

El factor K_s establece la relación entre las ordenadas espectrales consideradas para la revisión del estado límite de limitación de daños y del estado límite de colapso. Esto es, el espectro de limitación de daños es entre un sexto y un cuarto del espectro de prevención de colapso, dependiendo del tipo de suelo. Los valores de K_s se han elegido de manera que el espectro de limitación de daños queda asociado a un periodo de retorno del orden de 20 años en toda la Ciudad de México. Por razones de simplicidad, se ha mantenido la misma forma del espectro para la revisión del estado límite para prevención de colapso, que del espectro para revisar el estado límite de limitación de daños.

3.1.1. Espectros obtenidos con los parámetros básicos

Los espectros de diseño contenidos en el PRODIS siguen el formato que se describe a continuación, mismo que se seguirá para construir los espectros de sitio y los que se requieren cuando se toma en cuenta la interacción suelo-estructura según el Capítulo 8.

Las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad, a , se determinarán en función del periodo de vibrar de la estructura, T , y de parámetros básicos, como sigue:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T} \right); & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (3.1.2)$$

donde:

$$p = k + (1 - k)(T_b/T)^2 \quad (3.1.3)$$

$$\text{si } T < T_a \quad (3.1.4)$$

$$= \begin{cases} \beta & \text{si } T_a \leq T < \tau T_b \\ 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda \right] \frac{T}{T_a} ; & \\ \left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda ; & \text{si } T \geq \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda - 1 \right] \left(\frac{\tau T_b}{T} \right)^\varepsilon ; & \end{cases}$$

En estas ecuaciones $a_o = a_o^f$, $c = c^f$. a_o^f , c^f , T_a y T_b se tomarán del Espectro de Diseño del programa PRODIDIS.

El coeficiente de aceleración del terreno a_o , el coeficiente c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b de la meseta espectral, así como el periodo dominante del sitio T_s , se tomarán del PRODIDIS cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante. El factor de reducción β considera el amortiguamiento suplementario (mayor que 0.05) por efectos de interacción suelo-estructura o del uso de disipadores de tipo viscoso; δ es la fracción de amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro de diseño, y los valores de λ , ε y τ se listan en la tabla 3.1.1.

Tabla 3.1.1 Valores de λ , ε y τ en función de T_s

Periodo del sitio (s)		λ	ε	τ
	$T_s \leq 0.5$	0.40	0.80	2.50
0.5 <	$T_s \leq 1.0$	0.45	0.20	1.00
1.0 <	$T_s \leq 1.5$	0.45	0.30	1.00
1.5 <	$T_s \leq 2.0$	0.50	1.20	1.00
2.0 <	$T_s \leq 2.5$	0.50	1.80	1.00
2.5 <	$T_s \leq 3.0$	0.55	3.00	1.00
3.0 <	$T_s \leq 4.0$	0.50	4.00	1.00

Comentario:

Los espectros de diseño elástico son el punto de partida para el cálculo de las fuerzas laterales de diseño y para la determinación de las deformaciones laterales en las estructuras. Por tanto, es deseable que ofrezcan al diseñador indicaciones claras sobre los niveles de aceleración que pueden ocurrir en el sitio y sobre las máximas demandas, tanto de aceleración como de desplazamiento que experimentarían las estructuras ahí desplantadas.

En vista de su forma simplificada y paramétrica, los espectros de diseño no son de peligro uniforme. Para el caso del estado límite de prevención de colapso, sus ordenadas están asociadas a periodos de retorno de al menos 250 años; para el estado límite de servicio, el periodo de retorno es de al menos 20 años.

Las formas espectrales para $T < T_b$ son las mismas que se han usado en las Normas desde hace muchos años. Sin embargo, para $T > T_b$ la forma es nueva, con el propósito de tener una descripción más adecuada de los espectros de

desplazamiento en ese intervalo de periodos.

En la Figura C-3.1.1 puede apreciarse la forma de los espectros de desplazamiento implícita en los espectros de diseño propuestos.

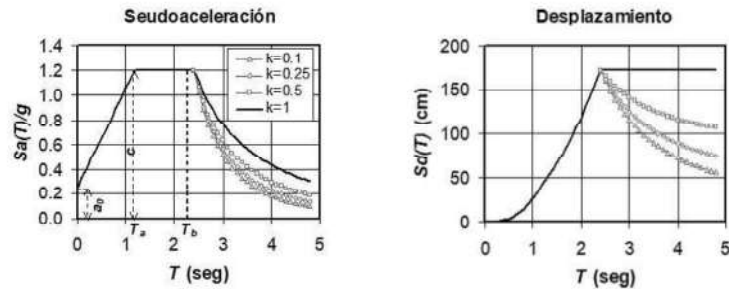


Figura C- 3.1.1- Formas características de los espectros de diseño, tanto de pseudoaceleración como de desplazamiento. Nótese la variación de las ordenadas para $T > T_b$ dependiendo del parámetro k

El espectro de diseño también depende de β , un factor de reducción por amortiguamiento. En la especificación del espectro de diseño está implícito un valor de amortiguamiento de 5 por ciento. Este espectro básico es modificado por medio de β a fin de estimar ordenadas espectrales para valores de amortiguamiento mayores. Cuando se ignora la interacción suelo-estructura, $\beta = 1$.

La ecuación 3.1.4 se basa en estudios de peligro sísmico realizados por Castillo y Ruiz (2014), correspondientes a las siete zonas de la ciudad de México que se listan en la Tabla 3.1.1.

El parámetro k tiene un significado físico, ya que es igual al cociente entre el desplazamiento máximo del suelo y el desplazamiento espectral máximo.

3.1.2. Espectros de sitio

Únicamente cuando los estudios geotécnicos indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a las de la zona circundante, el espectro de diseño debe determinarse con un estudio específico del sitio. Los criterios detallados para realizar estos estudios y la definición y determinación de los espectros de peligro uniforme y de diseño se establecen en el Apéndice A.

Se considerará que existe una anomalía en las características del suelo cuando el periodo predominante del sitio determinado con los métodos que se estipulan en la sección A.2 difiera en más de 25 por ciento del determinado con el PRODISIS para ese mismo sitio.

El estudio específico del sitio tomará en cuenta todas las variables que puedan influir significativamente en la relación entre las características de los espectros de peligro uniforme en Zona de Lomas y los correspondientes a las condiciones específicas del sitio; entre ellas, las características estratigráficas y topográficas del sitio, los mecanismos de propagación y

modificación de ondas desde el basamento de terreno firme hasta la superficie, la interacción cinemática suelo-estructura y las propiedades de comportamiento cíclico de los materiales a través de los cuales se propagan las ondas.

Comentario:

Los espectros de diseño deberán obtenerse del PRODISI, tal como lo señala el inciso 3.1.1, sin embargo, las Normas reconocen la posibilidad de que algunos sitios de la Ciudad de México estén mal clasificados por lo que respecta al tipo de suelo. En esos casos se autoriza la ejecución de un estudio para determinar el espectro de sitio a utilizar; siguiendo las especificaciones del Apéndice A.

En este inciso se define cuando se presenta una anomalía que justifica la ejecución del estudio de sitio. Como se observa, la anomalía consiste en diferencias entre el periodo de sitio del PRODISIS y el medido en campo.

Un espectro de peligro uniforme es aquel cuyas ordenadas tienen la misma tasa de excedencia.

3.2. Efectos de la interacción suelo-estructura

Tanto para los casos en que el espectro se obtenga a partir del PRODISIS, como para aquellos en que se determine por medio de un estudio basado en las propiedades específicas del suelo, el cálculo de la respuesta sísmica de diseño tomará en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, cinemática e inercial, de acuerdo con el Capítulo 8.

Comentario:

Los efectos de interacción suelo-estructura se presentan cuando las deformaciones que se producen entre el sistema de cimentación y el terreno de desplante que lo rodea son lo suficientemente grandes, con respecto a la deformación esperada en la estructura, para ser tomadas en cuenta. Estos efectos pueden modificar los parámetros dinámicos fundamentales del sistema suelo-estructura, en especial aquellos asociados al modo fundamental de vibrar en cada una de las direcciones ortogonales de la estructura. Las principales modificaciones son el alargamiento del periodo fundamental de vibrar, el cambio en el nivel de amortiguamiento y la modificación de la relación que existe entre el factor de comportamiento sísmico Q y el factor de reducción por comportamiento sísmico, función de T , Q' . Estas modificaciones generan variaciones (amplificaciones o reducciones) en las ordenadas del espectro de diseño que deberán usarse durante el diseño de la estructura y su cimentación.

3.3. Factor de importancia

Las ordenadas espectrales que resultan de aplicar los procedimientos definidos en las secciones 3.1 y 3.2 se multiplicarán por 1.5 para edificaciones que pertenezcan al Subgrupo A1, y por 1.3 para las del Subgrupo A2, según la clasificación del Artículo 139 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Los mismos factores deben aplicarse a las acciones de diseño cuando se emplea el método estático del Capítulo 7.

Cuando se use el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, los factores de

importancia se considerarán como se especifica en la sección 6.2.

Comentario:

Los espectros a los que se han referido las Normas hasta ahora corresponden a edificios del Grupo B. En este artículo se establece que los edificios de los Subgrupos A1 y A2 deben diseñarse para tener un comportamiento similar a los del Grupo B, pero ante fuerzas más grandes.

3.4. Factores de reducción de las ordenadas espectrales

Las ordenadas espectrales correspondientes al espectro elástico pueden dividirse con fines de diseño entre el factor de sobre-resistencia R que se calcula como se indica en la sección 3.5, y el factor de reducción por comportamiento sísmico, Q' , que se calcula como:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T}{k T_a}} & ; \text{ si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} & ; \text{ si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} & ; \text{ si } T > T_b \end{cases} \quad (3.4.1)$$

donde Q es el factor de comportamiento sísmico que se especifica en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, para los distintos tipos de estructuras.

Para el diseño de estructuras irregulares, el valor de Q' se afectará como se indica en la sección 5.5.

Comentario:

Las Normas prevén dos factores de reducción separados. El primero toma en cuenta la reducción en fuerzas por efecto del comportamiento dúctil.

Para el sismo usado para la revisión del estado límite de prevención de colapso, la Norma acepta que la estructura exhiba comportamiento no lineal. Esto permite limitar las demandas de fuerza en los elementos estructurales y, por lo tanto, utilizar resistencias de diseño menores, a cambio de que se presenten demandas de ductilidad limitadas y cierto nivel de daños provocados por el agrietamiento y la fluencia de algunas secciones de la estructura.

Para modelar el comportamiento no lineal, prácticamente todos los reglamentos del mundo están basados en el análisis de un sistema de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico. Es con este modelo se determina la resistencia necesaria para limitar las demandas de ductilidad a un valor especificado, denominado Q . Es usual expresar la resistencia necesaria para lograr una demanda de ductilidad dada, $C(T, Q)$, como una fracción de la resistencia necesaria para tener una demanda de ductilidad unitaria (comportamiento elástico), $C(T, 1)$; nótese que ambas resistencias dependen del periodo estructural, T . Y al cociente entre

ambos se le denomina Q' .

$$Q'(T, Q) = \frac{C(T, 1)}{C(T, Q)} \quad (\text{C- 3.4.1})$$

Ordaz M. & Pérez Rocha, 1998, observaron que, bajo circunstancias muy generales, Q' depende del cociente entre el desplazamiento espectral, $S_d(T)$ y el desplazamiento máximo del suelo, D_{\max} , de la siguiente manera:

$$Q'(T, Q) = 1 + (Q - 1) \frac{S_d(T)^\alpha}{D_{\max}} \quad (\text{C- 3.4.2})$$

donde $\alpha \approx 0.5$. Una versión simplificada de esta relación es la que se presenta en la ecuación 3.4.1.

Obsérvese en la Figura C-3.4.1 que el valor de Q' puede ser más grande que Q . Esto ocurre sólo cuando $k < 1$, lo cual a su vez sucede para sistemas estructurales desplantados en terreno blando. En otras palabras, Q' puede ser mayor que Q para suelos blandos.

En cierto rango de periodos, las demandas sísmicas de diseño para sistemas que exhiben comportamiento degradante pueden ser significativamente mayores que las que corresponden a sistemas con comportamiento elasto-plástico. Las Normas no consideran un factor correctivo por comportamiento degradante porque se consideró que los requisitos bajo consideración para establecer la forma simplificada y paramétrica de los espectros de diseño resultan en ordenadas espectrales razonablemente conservadoras para el diseño de estructuras de concreto, de acero o compuestas, y de mampostería, detalladas en conformidad con los requisitos planteados por las Normas Técnicas Municipales correspondientes al material de que se trate.

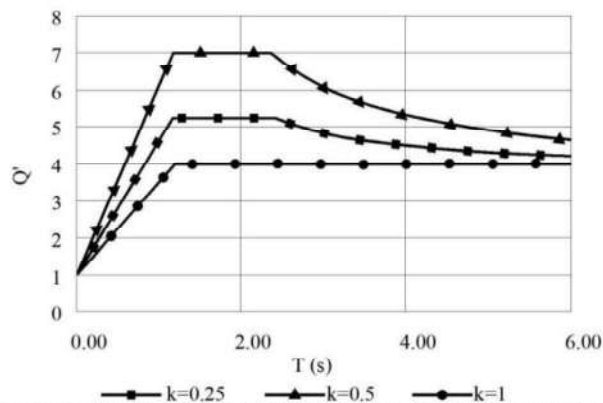


Figura C- 3.4.1 Valor de Q' para $Q = 4$ y diversos valores de k , para un sitio con $T_s = 2$ s

3.5. Factor de sobre-resistencia

El factor de sobre-resistencia, R, debe determinarse con la ecuación siguiente:

$$R = k_1 R_0 + k_2 \quad (3.5.1)$$

donde R_0 es un factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural, que se tomará igual a:

- 2.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplen con los requisitos para adoptar un factor de comportamiento Q de 3 o mayor, según las reglas establecidas en el Capítulo 4;
- 1.75 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos a los que se asigna Q menor que 3 según las reglas establecidas en el Capítulo 4.

k_1 , factor de corrección por hiperestaticidad, que es igual a:

- 0.8 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan menos de tres crujías resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos o menos crujías resistentes a sismo en la dirección normal a la de análisis;
- 1.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujías resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis;
- 1.25 para los sistemas estructurales duales incluidos en las tablas 4.2.1 y 4.2.2.

k_2 , factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, que se obtiene con la expresión:

$$k_2 = 0.5 \left[1 - (T/T_a)^{\frac{1}{2}} \right] > 0 \quad (3.5.2)$$

Se usará $R=1$ para el diseño de estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales quede suministrada, parcial o totalmente, por elementos o materiales diferentes de los especificados en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3.

Podrán emplearse valores más altos de R cuando se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración y conforme al inciso 1.2.1, que esto es adecuado.

Comentario:

El segundo factor reductivo toma en cuenta explícitamente la sobre-resistencia estructural, que se define como el cociente entre la resistencia real alcanzada por la estructura y la resistencia nominal de diseño.

La existencia de sobre-resistencia estructural ha sido reconocida en diversos reglamentos de construcción en el mundo (eg., Rosenblueth & Reséndiz, 1988). La sobre-resistencia depende de diversos factores, entre los que se encuentran la diferencia entre las resistencias nominales y reales de los materiales estructurales, el uso de factores de carga y resistencia, el sobrediseño ante cargas verticales, y

las suposiciones del lado de la seguridad que casi siempre se hacen durante el diseño de los elementos estructurales. En ocasiones, la fuente más grande de sobre-resistencia es el procedimiento mismo de diseño que se utiliza en las disposiciones reglamentarias, ya que debido a la hiperestaticidad y redundancia del sistema estructural y al hecho de que no todos los elementos estructurales del sistema fluyen de manera simultánea, el cortante basal que el sistema estructural es capaz de desarrollar es considerablemente mayor que el cortante basal que se considera con fines de diseño.

Como ha observado Loera (2000), la sobre-resistencia debería tomarse en cuenta cuando se evalúan las resistencias y no como un factor reductivo de las cargas. Esto implicaría, sin embargo, cambios profundos en los criterios de análisis estructural y llevaría, casi seguramente, a la obligatoriedad del uso de métodos inelásticos de análisis. Aunque se ha avanzado en el estudio de estos métodos de análisis, es opinión del comité redactor de las Normas que aún no se ha investigado lo suficiente como para modificar los esquemas actuales de análisis. En vista de lo anterior, se propone seguir aplicando la sobre-resistencia como un factor reductivo del lado de las acciones que conduzca, aproximadamente, a la resistencia lateral esperada del sistema estructural.

4. FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DISTORSIONES PERMISIBLES

Para el factor de comportamiento sísmico, Q , y la distorsión límite, γ_{max} , se adoptarán los valores especificados en las tablas 4.2.1, 4.2.2. y 4.2.3, según se trate de estructuras de concreto, de acero o compuestas, o de mampostería, respectivamente. Los requisitos específicos que deben cumplirse para que una estructura pueda ser considerada como de ductilidad alta, media o baja se especifican en las Normas Técnicas correspondientes al material de que se trate.

Se considera que un sistema estructural desarrolla ductilidad alta cuando se satisfacen los requisitos específicos planteados por la norma técnica respectiva para el detallado de miembros y conexiones correspondientes a dicha denominación. Los niveles ductilidad media y baja se asignan, dentro del mismo contexto, a detallados correspondientes a ductilidad media y baja, respectivamente.

4.1. Reglas generales

En todos los casos deberá observarse lo siguiente:

- a) Los valores indicados para el factor de comportamiento sísmico y la distorsión límite en la sección 4.2 de estas Normas son aplicables al diseño de estructuras que usen los sistemas estructurales incluidos en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3.
- b) En caso de que se combinen dos o más sistemas estructurales incluidos en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, se usará, para el sistema combinado, el menor valor de Q que corresponda a los diversos sistemas estructurales que contribuyan a la resistencia sísmica en la dirección de análisis.
- c) Los valores de Q y γ_{max} pueden diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza

la estructura. Si las herramientas de análisis lo permiten, en cada dirección de análisis podrá utilizarse el factor correspondiente, siempre y cuando el análisis considere las torsiones de entrepiso y los efectos tridimensionales requeridos en la sección 2.2. Alternativamente, podrá diseñarse el sistema completo para el menor de los valores de Q correspondientes a las dos direcciones de análisis.

d) Se usará $Q=1$ y $\gamma_{\max}=0.005$ para el diseño de estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales quede suministrada, parcial o totalmente, por elementos o materiales diferentes a los especificados en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3. Podrán emplearse valores mayores que los antes especificados cuando se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración y conforme al inciso 1.2.1, que esto es viable.

Comentario:

Los valores de Q y γ_{\max} contenidos en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, que cuantifican la capacidad de deformación lateral de sistemas estructurales de concreto reforzado, acero y mampostería, respectivamente, han sido establecidos a partir de la evidencia experimental disponible en México y el extranjero. Mientras que, entre otras cosas, el valor de Q se utiliza para establecer el espectro de diseño, el valor de γ_{\max} impone límites a la deformación lateral máxima del sistema estructural con fines de revisar su rigidez lateral. En ocasiones, otros requerimientos de diseño dan lugar a sistemas estructurales cuyas distorsiones máximas son significativamente menores que el valor de γ_{\max} que les corresponde. Esto no debe interpretarse como una situación indeseable o anormal, sino como un caso en que la demanda sísmica de deformación lateral es menor que la capacidad que el sistema estructural tiene para acomodarla.

4.2. Valores de Q y γ_{\max}

4.2.1. Estructuras de concreto

Los factores de comportamiento sísmico y las distorsiones límite para estructuras de concreto se presentan en la tabla 4.2.1.

Tabla 4.2.1 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto⁽¹⁾

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{\max}
i) Marcos	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
ii) Marcos de elementos prefabricados	Media	Con nudos monolíticos y conexiones dúctiles ubicadas fuera de las zonas críticas	3.0	0.020
	Baja	Con conexiones en zonas críticas o en los nudos	2.0	0.015
iii) Sistema dual ^(a) formado por marcos y muros de concreto ⁽²⁾⁽³⁾	Media	Con muros de concreto de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Con muros de concreto de ductilidad baja	2.0	0.010
iv) Sistema formado por	Media	Muros de concreto de ductilidad media	3.0	0.015

muros de concreto ⁽³⁾⁽⁴⁾	Baja	Muros de concreto de ductilidad baja	2.0	0.010
v) Sistema dual ^(a) formado por marcos y muros acoplados ^(b) de concreto ⁽²⁾⁽³⁾	Media	Con muros de concreto y acoplamiento de ductilidad media trabes	3.0	0.015
	Baja	Con muros de concreto y acoplamiento de ductilidad baja trabes	2.0	0.010
vi) Sistema dual ^(a) formado por marcos de concreto y contravientos metálicos ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁵⁾	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad media	2.0	0.010
vii) Sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados ⁽⁶⁾	Media	Marcos de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Marcos de ductilidad baja	2.0	0.010
viii) Sistemas con base en columnas de concreto en voladizo	Baja	Con columnas de ductilidad media para zonas I y II	2.0	0.010
		Con columnas de ductilidad alta para zona III		
ix) Sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media	2.0	0.010
x) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ⁽⁷⁾	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020
	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015
xi) Sistema dual formado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas ⁽⁶⁾	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media	2.0	0.010
xii) Sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas	Baja	----	1.0	0.005

(1) Los sistemas estructurales de concreto deben cumplir los requisitos establecidos en las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

(2) Los marcos en estos sistemas duales deberán ser capaces de resistir en cada entrepiso, sin contar con la contribución de los contravientos o muros, por lo menos 30 por ciento de la fuerza cortante actuante. Los marcos deben ser detallados para obtener el mismo nivel de ductilidad que los muros o contravientos.

(3) En caso de que los sistemas estructurales utilicen muros, los valores de γ_{max} podrán incrementarse en 0.005 cuando la relación de aspecto (cociente entre la altura y dimensión en planta) de todos los muros sea igual o mayor que 4. En caso de que se utilicen contravientos metálicos, la relación de aspecto para considerar dicho incremento debe considerar la dimensión en planta de la crujía o crujías que hayan sido contra venteadas en forma consecutiva y de manera continua en altura.

(4) En este caso, los muros se diseñan para resistir 100 por ciento de la fuerza cortante actuante.

(5) Se debe garantizar en los sistemas duales con contravientos que los contravientos en

tensión sean capaces de resistir en cada entrepiso entre 30 y 70 por ciento de la fuerza cortante actuante.

(6) Los marcos en estos sistemas deberán ser capaces de resistir, sin contar con la contribución de los muros diafragma, por lo menos 70 por ciento de la fuerza cortante actuante. En caso de que los muros diafragma sean de mampostería y los marcos no resistan al menos 70 por ciento del cortante sísmico, deben tomarse los valores de Q y γ_{\max} indicados en la Tabla 4.2.3 para muros diafragma. En caso de que los muros diafragma sean de concreto, deberán conectarse a los marcos en conformidad con las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. En caso de que sean de mampostería, deberán diseñarse y construirse en conformidad con las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

(7) En estos sistemas, los marcos exteriores deben tomar por lo menos 80 por ciento de la fuerza cortante actuante. Las columnas interiores, así como sus conexiones deben detallarse para que puedan desarrollar una capacidad de deformación igual a la de los marcos exteriores.

(8) En estos sistemas, los marcos o muros deben tomar la totalidad del cortante sísmico actuante. La porción de losa plana y las columnas que no formen parte de un marco pueden diseñarse solo para cargas gravitacionales siempre y cuando se detallen para que puedan desarrollar una capacidad de deformación igual a la de los marcos o muros.

(a) Se entiende por sistema dual aquel cuya resistencia a sismo queda aportada por el trabajo conjunto de marcos y muros o contravientos. Los diferentes componentes del sistema dual deben quedar interconectados por medio de diafragmas horizontales rígidos que cumplan con el inciso 2.7.1.

(b) Un muro acoplado es aquel conectado por medio de vigas de acoplamiento a otro muro, y cuyo comportamiento en flexión es tal que gira alrededor del eje centroidal del conjunto.

Comentario:

i) Marcos

El primer tipo de estructuración se refiere a marcos colados monolíticamente, constituidos por vigas y columnas unidas por nudos rígidos. Su rigidez lateral y su capacidad para resistir acciones sísmicas dependen, esencialmente de la rigidez en flexión de vigas y columnas, y de la rigidez en corte de las conexiones.

Los marcos monolíticos pueden alcanzar valores altos de ductilidad. Para ello, es necesario garantizar que la posible falla de los elementos estructurales sea por flexión y no por fallas de tipo frágil como por fuerza cortante o por adherencia. Si se cumplen estas condiciones, las estructuras a base de marcos pueden diseñarse con valores del factor de comportamiento sísmico, Q , hasta de 4 y se pueden admitir distorsiones de entrepiso, γ_{\max} , hasta de 0.03. Es necesario revisar las disposiciones de las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC) (2017) para vigas, columnas y nudos.

ii) Marcos de elementos prefabricados

Dada la dificultad de lograr alta ductilidad en las conexiones entre elementos prefabricados o en los nudos de las estructuras, solo se permiten estructuras de ductilidad media o baja en este tipo de estructuración, con distorsiones máximas de 0.020 y 0.015, respectivamente.

Para usar la ductilidad media, los nudos deben colarse monolíticamente y las conexiones entre elementos prefabricados deben diseñarse para tener un

comportamiento dúctil y ubicarse lejos de las secciones críticas de la estructura, por ejemplo, los propios nudos, donde puedan formarse articulaciones plásticas o donde las acciones internas tengan su valor máximo. Si no se cumplen estas condiciones, deben considerarse de ductilidad baja.

iii) Sistema dual formado por marcos y muros de concreto

En este sistema las acciones sísmicas son resistidas conjuntamente por marcos de concreto, del tipo comentado para la estructuración 1, y muros de concreto, del tipo comentado para la estructuración 4. Puede haber dos configuraciones en este tipo de estructuración. En una de ellas, en algunos ejes de la planta del edificio existen únicamente muros, y en otros ejes, existen únicamente marcos.

En la otra configuración de este tipo estructural, en algunos ejes hay simultáneamente muros y marcos. Si hay dos o más muros conectados entre sí por vigas de acoplamiento, se está en la estructuración 5 (Sistema dual formado por marcos y muros acoplados). Si no es así, el sistema cae dentro del tipo comentado en esta sección.

En ambas configuraciones, como los muros y los marcos están conectados por diafragmas horizontales rígidos, tiene que haber compatibilidad de deformaciones de ambos sistemas, es decir, deben tener la misma configuración de deformaciones horizontales. Esta circunstancia es importante porque los marcos tienden a deformarse en una configuración de fuerzas cortantes horizontales mientras que los muros tienden a hacerlo en una configuración de flexión. Sin embargo, al actuar en forma conjunta, se incrementa la rigidez y la resistencia del sistema, especialmente en los pisos superiores. Por esta razón, este tipo de estructuración resulta conveniente en edificios de mayor altura que las que se consideran eficaces cuando se usan por separado marcos o muros.

El sistema puede ser de ductilidad alta, media o baja. Según el grado seleccionado, las vigas, columnas y nudos de los marcos, así como los muros de cortante, deben cumplir los requisitos para ese grado de las estructuraciones 1 y 4, respectivamente. En cualquier caso, los marcos y los muros deben ser detallados para tener el mismo grado de ductilidad. Es importante verificar que los marcos por sí solos puedan resistir por lo menos el 30 por ciento de la fuerza cortante actuante. Obsérvese que la distorsión máxima permisible, γ_{max} , es la menor de la de ambos tipos de estructuración, o sea, 0.020 que es la correspondiente a muros de concreto.

iv) Sistema formado por muros de concreto

En este tipo de estructuración existen muros de concreto reforzado en toda la altura de los edificios que trabajan básicamente como voladizos verticales sujetos a flexión o a flexocompresión con una gran rigidez en su plano. Se denominan también muros estructurales y, aunque el término no es del todo correcto debido a que su comportamiento no siempre queda regido por corte, muros de cortante. Es un tipo de estructuración adecuado para estructuras altas en las que los sistemas a base de marcos rígidos (estructuración 1) dejan de ser eficientes y resultan con columnas y traveses de tal tamaño que dificultan el empleo eficiente de los espacios interiores. Los muros pueden ser planos o pueden formar cajones o tubos

tridimensionales alrededor de los cubos de escaleras y elevadores. También pueden tener patines en sus extremos y en este caso su funcionamiento es similar al de vigas T o L. En cualquier caso, para que trabajen eficazmente es importante que estén empotrados en forma adecuada en la cimentación. Si se cumple esta condición y otros detalles de diseño especificados en las NTC-DCEC (2017), los muros de concreto pueden admitir grandes deformaciones por flexión, por lo que se permite usarlos en estructuras de ductilidades baja, media y alta. Sin embargo, los detalles de diseño varían según el grado de ductilidad de la estructura en que se utilicen, como se comenta a continuación. Es importante observar en la tabla 4.2.1, que las distorsiones máximas permitidas para este tipo de estructuración son menores que las correspondientes a la estructuración 1 (Marcos). Esto se debe a que en la estructuración 1 se pueden formar muchas zonas de disipación de energía en las vigas de los marcos mientras que en la estructuración 4, las zonas de disipación de energía se concentran normalmente en la base de unos cuantos muros. También a que en caso de que ocurran daños, es mucho más complicado repararlos en muros que en vigas.

Si los muros se utilizan en estructuras de baja ductilidad, es importante cumplir ciertos requisitos geométricos establecidos en la sección 7.4.2.1 de las NTC-DCEC (2017). En este tipo de estructuras no se requieren los llamados elementos en los extremos de los muros, que sí son requeridos para estructuras de ductilidades media y alta.

Cuando los muros se utilizan en estructuras de ductilidades media y alta es necesario revisar si se requieren elementos de confinamiento en los extremos. Estos elementos son zonas reforzadas en las que se concentra una parte importante del refuerzo de flexocompresión y que se confinan cuidadosamente con refuerzo transversal en forma de estribos, en todo lo alto del entrepiso, para aumentar su capacidad de deformación.

v) Sistema dual formado por marcos y muros acoplados de concreto

La diferencia con las estructuras correspondientes a la estructuración 3 es que los muros ubicados en un mismo eje están conectados entre sí por vigas llamadas de acoplamiento. El efecto de estas vigas es que los muros trabajen unidos entre sí y se flexionen alrededor del eje centroidal del conjunto. Por eso su rigidez y resistencia a flexión es mucho mayor que la suma de las rigideces o resistencias de los muros independientes. Este sistema estructural resulta eficaz en edificios altos.

Las trabes de acoplamiento, cuyo diseño se especifica en la sección 10.3.7 de las NTC-DCEC (2017), trabajan preponderantemente a compresión y tensión, por lo que no pueden alcanzar altos niveles de ductilidad. Por esta razón, estos sistemas sólo se permiten con ductilidades media y baja, y con distorsiones máximas de 0.015, menores que la del sistema de marcos y muros no acoplados (estructuración 3).

vi) Sistema dual formado por marcos de concreto y contravientos metálicos

En edificios altos es frecuente combinar los marcos con diagonales de

contraventeo. El trabajo en conjunto de los marcos y las diagonales resulta semejante al de una armadura colocada verticalmente, en la que las columnas de los marcos son las cuerdas superior e inferior, los contravientos son las diagonales del alma de la armadura y las vigas son los miembros perpendiculares a las cuerdas superior e inferior. El sistema resulta muy eficaz para resistir fuerzas laterales, ya que éstas producen fuerzas de tensión o compresión en las diagonales de la armadura, según el sentido de dichas fuerzas. Las acciones en las vigas resultan pequeñas y en las columnas, resultan principalmente en cargas axiales. Las diagonales pueden ser de concreto o de acero, pero como pueden trabajar a tensión o a compresión, se utilizan mucho más las de acero, ya que las de concreto no son eficientes bajo tensión.

Estos sistemas pueden alcanzar ductilidades altas, por lo que se permite en la tabla 4.2.1 usar $Q=4$. La distorsión máxima se limita a 0.020. El diseño de los marcos de concreto se debe llevar a cabo con las disposiciones de las NTC-DCEC (2017), y el de los contravientos con las de las NTC-DCEA (2017). Estas disposiciones son aplicables para contravientos cuya altura sea de un solo entrepiso o de varios entrepisos.

vii) Sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados

En algunos casos se considera conveniente que los muros interiores o exteriores de las edificaciones queden desligados de los marcos, con el fin de que éstos puedan deformarse bajo acciones sísmicas o de viento sin afectar a los muros que normalmente se construyen de materiales frágiles. A estos muros se les denomina muros divisorios. Cuando se unen los muros, de concreto o mampostería, a los marcos, se les denomina muros diafragma y, al estar ligados a los marcos, contribuyen a la rigidez y resistencia del conjunto. Su trabajo estructural es semejante al de diagonales a compresión que van de un nudo a otro del marco. En este sistema los marcos deben ser capaces de resistir por sí solos por lo menos el 70 por ciento de las fuerzas cortantes horizontales.

Estos sistemas pueden diseñarse con valores del factor de comportamiento sísmico y de la distorsión máxima iguales a los de los sistemas con marcos de concreto y contravientos metálicos. El diseño de los marcos y de los muros debe regirse por las disposiciones aplicables de las Normas Técnicas Municipales correspondientes según el grado de ductilidad seleccionado.

viii) Sistema con base en columnas de concreto en voladizo

Este tipo de estructuración se refiere a columnas que soportan vigas o sistemas de piso que no tienen continuidad con los apoyos. Se encuentran, por ejemplo, en cubiertas industriales a base de armaduras libremente apoyadas sobre columnas. La característica importante es que no forman marcos con las vigas, por lo que no tienen las ventajas de sistemas hiperestáticos o redundantes. Por eso el sistema estructural debe ser de ductilidad baja y la distorsión máxima se limita a 0.010. De todas maneras, las columnas deben diseñarse como elementos de ductilidad media o alta, para evitar una falla totalmente frágil del conjunto.

ix) Sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto formado por muros o marcos

En este sistema se utiliza un núcleo central constituido por muros o marcos de concreto de gran rigidez que trabaja como un voladizo en forma de tubo empotrado en la cimentación y que resiste las acciones laterales de sismo o viento. Por esta característica, el sistema se denomina también de tubo central. Al nivel de cada piso sobresale un sistema estructural horizontal, vigas y losas, que resiste las cargas gravitacionales. Este sistema horizontal trabaja también como voladizo empotrado en el núcleo central.

Aunque el núcleo central está constituido por varios muros o marcos, no deja de ser un solo elemento estructural el que resiste las acciones laterales, y el sistema carece por lo tanto de las ventajas de la hiperestaticidad o redundancia estructural, aunque no en un nivel tan crítico como en el caso anterior. Por esta razón no se permite usar para este sistema un factor de comportamiento sísmico correspondiente a ductilidad alta.

x) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos

Las edificaciones que usan este sistema estructural tienen en su perímetro exterior un marco muy rígido con claros pequeños, o sea, con columnas cercanas unas a otras. Como esta configuración no se puede utilizar en la planta baja porque impediría tener entradas amplias, suele colocarse en el primer piso una viga muy rígida, llamada de transferencia, que sirve de transición entre la parte superior de marcos con claros pequeños y la planta baja con altura y claros mayores. Es un sistema que se ha utilizado con frecuencia en edificios de gran altura. Como el marco perimetral tiene claros pequeños, semeja un tubo con perforaciones, por lo que el sistema se conoce también como estructura en tubo. Los edificios con este sistema también suelen tener un núcleo central rígido donde se ubican elevadores y escaleras, y entonces se les conoce como estructuras de tubo en tubo. Entre el tubo perimetral y el tubo interior se utilizan marcos de concreto que pueden diseñarse para resistir las cargas gravitacionales, con diafragmas horizontales rígidos para conectar los tubos exterior e interior.

En este sistema estructural se permiten factores de comportamiento sísmico y distorsiones máximas correspondientes a ductilidades media y alta.

xi) Sistema formado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas

Es un sistema dual en el que marcos rígidos o muros de concreto, colocados normalmente en el perímetro exterior, resisten la mayor parte de las acciones laterales por ser más rígidos que el sistema de losas planas y columnas. Este segundo sistema se diseña para resistir las cargas gravitacionales y la parte que le corresponda de acciones laterales. Cuando se usa este sistema, las losas planas suelen postensarse, lo que permite cubrir claros grandes y reducir las deflexiones verticales. En la sección 11.7 de las NTC-DCEC (2017) se presentan especificaciones para el diseño de estos sistemas con losas planas postensadas.

Se permite diseñar estos sistemas con factores de comportamiento sísmico y distorsiones máximas correspondientes a ductilidades media y baja, ya que el sistema de losas planas y columnas no permite alcanzar ductilidades altas,

especialmente en las conexiones de losas planas y columnas.

xii) Sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas
 A diferencia del sistema anterior, las columnas y losas planas deben resistir las acciones gravitacionales y laterales, sin la ayuda de muros o marcos rígidos. Solo se permite usar ductilidad baja, ya que este sistema no puede aceptar grandes deformaciones, especialmente en la conexión de losas y columnas.

4.2.2. Estructuras de acero y compuestas

Los factores de comportamiento sísmico y las distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas se presentan en la tabla 4.2.2.

Tabla 4.2.2 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas⁽¹⁾

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
i) Marcos	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Conexiones semirrígidas	2.0	0.015
ii) Sistema dual ^(a) formado por marcos de acero y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
	Baja	Contravientos concéntricos que trabajan solo entensión	1.5	0.005
iii) Sistema dual (a) formado por marcos de acero y muros ⁽²⁾⁽⁴⁾	Alta	Muros de ductilidad alta de concreto	4.0	0.020
	Media	Muros de ductilidad media de placa de acero	3.0	0.015
	Baja	Muros de ductilidad baja de concreto	2.0	0.010
iv) Marcos compuestos	Media	----	3.0	0.020
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Media	Conexiones semirrígidas	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Marcos de ductilidad baja	2.0	0.015
v) Sistema dual (a) formado por marcos compuestos y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
vi) Columnas de acero compactas en voladizo, sin o con relleno de	Media	Columnas de ductilidad media	1.5	0.012
	Baja	Columnas de ductilidad baja	1.0	0.009

e9d32dc94f42198911e4b48977ee853395ec5c7e3c660da33dec0199ac1c7d7fa

concreto					
vii) Sistema suspendido soportado por un núcleo de acero formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta de placa de acero	3.0	0.015	
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media de placa de acero	2.0	0.010	
viii) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos(5)	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020	
	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015	

⁽¹⁾Los sistemas estructurales de acero o compuestos deben cumplir los requisitos establecidos en las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

⁽²⁾Los marcos en estos sistemas duales deberán ser capaces de resistir en cada entrepiso, sin contar con la contribución de los contravientos o muros, por lo menos 30 por ciento de la fuerza cortante actuante. Los marcos deben ser detallados para obtener el mismo nivel de ductilidad que los muros o contravientos.

⁽³⁾Se debe garantizar en los sistemas duales con contravientos que los contravientos en tensión sean capaces de resistir en cada entrepiso entre 30 y 70 por ciento de la fuerza cortante actuante.

⁽⁴⁾En caso de que los sistemas estructurales utilicen muros, los valores de γ_{max} podrán incrementarse en 0.005 cuando la relación de aspecto (cociente entre la altura y dimensión en planta) de todos los muros sea igual o mayor que 4. En caso de que se utilicen contravientos metálicos, la relación de aspecto para considerar dicho incremento debe considerar la dimensión en planta de la crujía o crujías que hayan sido contraventeadas en forma consecutiva y de manera continua en altura.

⁽⁵⁾En estos sistemas, los marcos exteriores deben tomar por lo menos 80 por ciento de la fuerza cortante actuante. Las columnas interiores, así como sus conexiones deben detallarse para que puedan desarrollar una capacidad de deformación igual a la de los marcos exteriores.

^(a)Se entiende por sistema dual aquel cuya resistencia a sismo queda aportada por el trabajo conjunto de marcos y muros o contravientos. Los diferentes componentes del sistema dual deben quedar interconectados por medio de diafragmas horizontales rígidos que cumplan con el inciso 2.7.1.

Comentario:

En los sistemas estructurales de acero y compuestos es necesario que para las conexiones se consideren los lineamientos de la soldadura de demanda crítica y las zonas protegidas que están relacionadas con la formación de articulaciones plásticas las cuales están definidas en las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA) (2017).

i) Marcos

La selección del factor de comportamiento sísmico Q debe realizarse en función del detallado, que será más estricto y elaborado conforme se incrementa el valor de Q. Las conexiones viga – columna de los marcos deben tener la capacidad necesaria para soportar la resistencia esperada que pueden desarrollar los elementos que llegan a ella; de manera que se asegure que la disipación de energía ocurra en los elementos, en lugar que en las conexiones.

Estructuración con marcos con vigas de alma abierta. La inestabilidad de las diagonales de vigas de alma abierta por pandeo global en compresión implica una pérdida de capacidad de disipar energía. Por esto, los marcos rígidos con vigas de alma abierta de ductilidad alta ($Q = 3$; $\gamma_{\max} = 0.020$) deben diseñarse estrictamente considerando que la respuesta de la viga de alma abierta ocasiona dos efectos adversos:

a) La demanda inelástica, después de que se pandearon las diagonales, se transfiere a la columna, lo que se debe tener en cuenta durante el proceso de diseño de la columna.

b) El daño en la viga de alma abierta ocasiona un incremento en los efectos $P-\Delta$ de todo el marco, lo que afecta el desempeño de la columna.

ii) Sistema dual formado por marcos de acero y contravientos de acero

El marco rígido y el sistema de contravientos en una dirección de análisis deben estar interconectados de manera que exista una transferencia eficiente de fuerza lateral entre ellos (compatibilidad). La ductilidad que pueden desarrollar los marcos con contravientos depende altamente de la contribución al cortante lateral resistente del sistema de contravientos. Cuando la aportación al cortante lateral de los contravientos es muy alta ocurren disminuciones de la ductilidad que puede desarrollar la estructura. Por esta razón, la contribución del sistema de contravientos debe ser controlada como lo establece la nota 2 de la tabla 4.2.2.

Además, debido a que se disipa una mayor cantidad de energía en los contravientos que se plastifican por fluencia bajo cargas axiales en tensión, que la correspondiente por pandeo global en compresión, es necesario controlar la aportación al cortante lateral resistente de los contravientos en tensión. Por esto, la nota 3 de la tabla 4.2.2 restringe la aportación de los contravientos bajo cargas axiales en tensión.

Marcos con contravientos excéntricos. Los marcos con contravientos excéntricos se caracterizan en que al menos uno de los extremos del contraviento se une al resto de los elementos con una excentricidad; por lo que la acción del contraviento ocasiona una fuerza cortante y flexión en un segmento corto que se llama eslabón o viga enlace. La capacidad dúctil de los marcos con contravientos excéntricos depende de la resistencia adecuada y alta capacidad de deformación inelástica del eslabón, que funciona como el elemento que debe fluir ante demandas sísmicas. El eslabón desarrolla una respuesta inelástica estable significativamente dúctil, por lo que los marcos con contravientos excéntricos podrían ser diseñados con el mayor valor del factor de comportamiento sísmico que permiten estas Normas ($Q = 4$; $\gamma_{\max} = 0.020$). La fluencia a cortante del eslabón es mejor que a flexión, teniendo mayor capacidad de rotación.

Marcos con contravientos restringidos al pandeo. Los contravientos restringidos a pandeo tienen la cualidad que el comportamiento a tensión y compresión son muy similares. Por esta razón, los marcos con contravientos restringidos a pandeo pueden asociarse con una respuesta estable y una capacidad más alta de ductilidad

($Q = 4$; $\gamma_{\max} = 0.020$). En el diseño de los marcos dúctiles con contravientos restringidos a pandeo es necesario considerar los criterios normativos (sección 12.3.2.1, NTC-DCEA, 2017) y las recomendaciones del fabricante para garantizar la incursión inelástica estable.

Marcos con contravientos concéntricos. Este sistema estructural, debido a que la capacidad en compresión de un elemento de acero es generalmente menor que la capacidad en tensión, se espera que ante cargas cíclicas ocurra una reducción significativa de la resistencia del elemento después del pandeo global inicial. La respuesta inelástica global de un sistema de marcos con contravientos concéntricos depende altamente de la respuesta del sistema de contravientos principalmente de aquellos que trabajan en compresión, donde su comportamiento y requisitos pueden variar en función de su configuración. Por lo anterior, los sistemas estructurales formados por marcos con contravientos concéntricos están restringidos a un factor $Q = 3$ cuando se pretende alcanzar la máxima ductilidad, siempre que el sistema de contravientos cumpla las restricciones normativas (sección 12.3.3, NTC-DCEA, 2017).

Marcos con contravientos concéntricos que trabajan sólo en tensión. Este sistema se diseña para que los contravientos resistan la demanda sísmica actuando bajo cargas axiales en tensión. Usualmente, se usan contravientos muy esbeltos ($kL/r > 200$). En el proceso, la resistencia en compresión de los contravientos se desprecia, porque tiende a ser nula. Para evitar problemas con vibraciones indeseables y, en ocasiones, estrangulamiento de los ciclos histeréticos, se limita la relación de esbeltez de los contravientos en tensión y se restringen los límites de deformación lateral ($\gamma_{\max} = 0.005$). Por esto, los contravientos concéntricos que trabajan sólo en tensión tienen una respuesta inelástica poco estable y deben diseñarse con un factor de comportamiento sísmico de $Q = 1.5$. Los contravientos esbeltos generan deformaciones permanentes importantes tan pronto se inicia la incursión en el intervalo inelástico, de ahí que se deba garantizar comportamiento elástico.

iii) Sistema dual formado por marcos de acero y muros

La nota a de la tabla 4.2.2 se refiere a que el sistema dual se analiza como la contribución de los sistemas estructurales para resistir la fuerza cortante. En este caso, se trata de la contribución al cortante lateral resistente del marco conformado por trabes y columnas y la aportación de los muros de concreto armado o los muros de placas de acero (tableros).

La nota 2 de la tabla 4.2.2 se refiere a que la ductilidad depende de la contribución al cortante lateral resistente del marco (trabes y columnas), como se discutió previamente.

La nota 4 de la tabla 4.2.2 pretende favorecer la respuesta a flexión de los sistemas estructurales con muros o sistemas de contravientos. Si la proporción entre la altura y dimensión en planta de un sistema estructural es muy pequeña, responderá en cortante; mientras que si la proporción es grande (mayor o igual que 4) el sistema responderá en flexión y su diseño puede relacionarse con un incremento de las distorsiones límite en 0.005.

Marcos de acero con muros de placa de acero (de ductilidad media y alta). Un marco con muros de placa de acero consiste en una placa apoyada perimetralmente por columnas (elemento vertical de borde) y vigas (elemento horizontal de borde), que se conoce como tablero de placa dúctil (TPD), donde los nombres de elementos de borde hacen énfasis de su función para resistir los campos de tensión diagonal que se genera por fuerzas cortantes laterales en la placa. El material de la placa de acero y su espesor tienen una alta influencia en el desempeño del marco. El proceso de diseño es más complejo que el de otros sistemas estructurales; sin embargo, la placa de acero aporta una ductilidad y disipación de energía notable a la edificación. Por esto, es posible diseñar los marcos con muros de ductilidad alta de placa de acero con el mayor factor de comportamiento sísmico propuesto en las Normas ($Q = 4$; $\gamma_{max} = 0.020$), lo que incluye tableros de placa dúctil y placas con perforaciones. En los marcos con muros de ductilidad media de placa de acero, los elementos de borde no cumplen los requisitos para miembros de ductilidad alta y/o que las conexiones viga – columna están propuestas en cortante simple.

Marcos de acero con muros de concreto armado (de ductilidad media y alta). En este sistema las demandas laterales son resistidas conjuntamente por marcos rígidos de acero y muros de concreto armado. Dadas las características de la conexión y teniendo en cuenta que los muros y los marcos están interconectados es necesario garantizar la compatibilidad de deformaciones. Por esto, los marcos con muros de ductilidad alta de concreto pueden ser diseñados con la máxima ductilidad permitida ($Q = 4$), pero la distorsión máxima está restringida a magnitudes menores ($\gamma_{max} = 0.020$) que las que podría desarrollar el marco rígido si resistiera las demandas sísmicas en forma independiente. Los muros deben cumplir ciertos requisitos geométricos establecidos en la sección 7.4.2.1 de las NTC-DCEC (2017) sobre muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano y los marcos de acero deben satisfacer los requisitos de las secciones 12.2.1 y 12.2.3 de las NTC-DCEA (2017) sobre marcos rígidos de ductilidad media ($Q = 4$; $\gamma_{max} = 0.020$) y ductilidad baja ($Q = 2$; $\gamma_{max} = 0.010$) según sea el caso. El sistema se facilita constructivamente si se combina con columnas compuestas.

iv) Marcos compuestos

Los marcos compuestos de ductilidad alta ($Q = 4$; $\gamma_{max} = 0.030$) deben diseñarse para desarrollar en forma estable deformaciones inelásticas significativas. Esto se consigue garantizando la respuesta por flexión en las vigas y una respuesta por cortante en la zona del panel de acero en las conexiones caracterizada por deformaciones inelásticas moderadas.

Con este propósito, debe aplicarse la filosofía de diseño por capacidad conforme a la sección

12.5.1 de las NTC-DCEA (2017) y considerar los requisitos estipulados en el Capítulo 9 sobre miembros compuestos. Los marcos compuestos de ductilidad alta ($Q = 4$; $\gamma_{max} = 0.030$) cumplen los requisitos de estructuras dúctiles, incluyendo la interfaz acero – concreto mediante conectores de cortante, adherencia directa y/o apoyo directo entre el perfil de acero y el concreto.

Marcos compuestos con vigas de alma abierta (armaduras). Los efectos adversos

hacia las columnas asociados a la respuesta inelástica de las diagonales que fallan por pandeo global de las vigas de alma abierta y que se comentaron anteriormente son aplicables también para este sistema estructural.

Marcos compuestos con conexiones semirrígidas. Las conexiones consisten en una trabe de perfil de acero conectado a la columna mediante componentes de acero de asiento y unidos a una losa de concreto armado que trabaja en conjunto con los perfiles estructurales de acero. Los marcos con conexiones semirrígidas compuestas de ductilidad media ($Q = 3$; $\gamma_{max} = 0.020$) se deben diseñar para que su respuesta se caracterice por deformaciones inelásticas estables y significativas, mediante la fluencia dúctil de la zona del panel, elementos de la conexión, placas de continuidad y en la base de las columnas siguiendo los lineamientos de la sección 12.5.4 de las NTC-DCEA (2017).

v) Sistema dual formado por marcos compuestos y contravientos de acero

El término dual se refiere a que la resistencia a las demandas sísmicas es aportada por el trabajo en conjunto del sistema de marcos compuestos y un sistema de contravientos, donde algún elemento estructural trabaja en acción compuesta con el concreto como se explica en el Capítulo 9 de las NTC-DCEA (2017).

Marcos con contravientos excéntricos. El sistema ofrece ventajas económicas debido a que es capaz de desarrollar una respuesta inelástica estable asociada a una alta resistencia y rigidez lateral, lo que mejora su respuesta dúctil ante demandas sísmicas. Los comentarios de marcos con contraviento excéntricos son aplicables también cuando el sistema tiene elementos compuestos.

Marcos con contravientos restringidos al pandeo. Los comentarios para marcos con contravientos restringidos al pandeo son aplicables también cuando el sistema tiene elementos compuestos.

Marcos con contravientos concéntricos. Los comentarios para marcos con contravientos concéntricos son aplicables también cuando el sistema tiene elementos compuestos.

vi) Columnas de acero compactas en voladizo

Este sistema se refiere a columnas de acero, simples o compuestas. Debido a que las columnas no forman parte de marcos sismo-resistentes no tienen los beneficios de sistemas hiperestáticos redundantes y con respuestas inelásticas estables. Por esta razón se disminuye Q y γ_{max} .

vii) Sistema suspendido soportado por un núcleo de acero formado por muros o marcos

Debido a que la estructura está proyectada con un sistema central principal para resistir las demandas laterales, la redundancia estructural es limitada, pese a que el núcleo está conformado por varios muros o marcos. Los comentarios del sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto son igualmente aplicables a esta sección.

viii) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas

horizontales rígidos

Este sistema está concebido mediante marcos perimetrales rígidos que resisten las demandas laterales que están unidos a marcos internos más esbeltos que resisten las demandas gravitacionales. Los marcos se unen mediante diafragmas horizontales rígidos que garantizan la transferencia de demandas laterales. Teniendo en consideración que los marcos internos y externos tienen distintas rigideces, es necesario verificar la compatibilidad de deformaciones entre ambos. Los comentarios del sistema en concreto son aplicables también a esta sección.

4.2.3. Estructuras de mampostería

Los factores de comportamiento sísmico y las distorsiones límite para estructuras de mampostería se presentan en la tabla 4.2.3.

Tabla 4.2.3 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de mampostería ⁽¹⁾

Estructuración	Q	γ_{max}
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal ⁽²⁾	2.0	0.010
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas	2.0	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas con refuerzo horizontal ⁽²⁾	2.0	0.008
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas	1.5	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas reforzadas interiormente	1.5	0.006
Muros diafragma	(3)	(4)
Muros de carga de mampostería confinada en combinación con otro sistema estructural de concreto o acero	(3)	(4)
Muros de carga de mampostería de piezas huecas o macizas no confinados ni reforzados ⁽⁵⁾	1.0	0.002
Mampostería de piedras naturales	1.0	0.002

⁽¹⁾ Los sistemas estructurales de mampostería deben cumplir los requisitos establecidos en las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. La presente tabla es válida para edificaciones de hasta 6 niveles. Para estructuras con un mayor número de niveles, se reducirá Q en 0.5, pero en ningún caso Q será menor que la unidad.

⁽²⁾ Para que el sistema estructural sea considerado en esta categoría, todos los muros estructurales deben tener refuerzo horizontal.

⁽³⁾ Cuando los muros sean parte de marcos o de estructuras que no puedan resistir al menos 70 por ciento de la carga lateral sin tomar en cuenta la resistencia de los muros, la ductilidad será de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada en el muro diafragma. En caso contrario, podrá usarse el valor de Q asignado a los marcos o la estructura.

⁽⁴⁾ Se tomará de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada.

⁽⁵⁾ Solo para revisión de estructuras existentes.

Comentario:

La capacidad de deformación lateral y, por tanto, la capacidad de disipación de energía en forma estable en el intervalo inelástico de comportamiento de las

estructuras de mampostería depende, fundamentalmente, del tipo de pieza y de la modalidad de refuerzo (Alcocer, 1997). Las piezas macizas tienen un comportamiento carga-deformación más dúctil y estable ante repeticiones cíclicas en comparación con las piezas huecas (Zepeda, Ojeda, & Alcocer, 1997). En cuanto a las modalidades de refuerzo, la mampostería confinada mediante castillos y dadas ha evidenciado un desempeño sísmico adecuado cuando el tamaño, cuantía de refuerzo y separación de los elementos confinantes cumplen los requisitos de las normas (Alcocer, y otros, 1999; EERI & SMIS, 2006). La colocación de refuerzo horizontal en las hiladas de mampostería mejora la capacidad de deformación lateral inelástica de los muros y, dependiendo de su cuantía, incrementa la capacidad resistente lateral (Aguilar, Cano, & Alcocer, 1994). La capacidad de deformación lateral inelástica de mampostería de piezas macizas o huecas no confinadas ni reforzadas es despreciable por lo que su uso no se permite en estas Normas; sólo se pueden emplear los valores del factor de comportamiento sísmico y de distorsión límite para evaluar la seguridad y condiciones de servicio de este tipo de estructuras. Puesto que carecen de refuerzo, la mampostería de piedras naturales se debe diseñar para que permanezca en el intervalo elástico y sus deformaciones sean menores que las de agrietamiento.

Los valores de distorsión límite de la tabla 4.2.3 se obtuvieron de las distorsiones medidas a la resistencia (máxima carga resistida) en ensayos de laboratorio (Pérez-Gavilán, y otros, 2017). Los valores límite de la tabla son superiores a los obtenidos en ensayos cuasiestáticos ya que consideran el incremento en la capacidad de deformación al aplicar solicitaciones dinámicas a la mampostería (Barragán, Arias, Vázquez, & Alcocer, 2005). En estructuras de mampostería confinada sin refuerzo horizontal se recomienda que las distorsiones calculadas sean del orden del 80 por ciento del valor de la distorsión límite ya que su comportamiento post-resistencia se degrada más rápidamente en comparación con las que tienen, además, refuerzo horizontal.

5. CONDICIONES DE REGULARIDAD

Para los efectos de la sección 5.1, la dimensión en planta de un sistema estructural se define como la delimitada por los paños exteriores de los elementos resistentes verticales ubicados en la periferia; su área en planta es la que se obtiene con las dimensiones en planta determinadas de acuerdo con esta definición. El desplazamiento lateral es aquel determinado con un análisis elástico.

Comentario:

Las experiencias derivadas de la mayor incidencia de daños por el sismo de 1985, en edificios con una estructuración irregular, llevaron a introducir en las siguientes ediciones de estas Normas requerimientos de resistencia mayores para los edificios irregulares, esto mediante una limitación del factor de reducción de las ordenadas espectrales, Q' , cuando no se cumplen ciertos requisitos para que una estructura fuese considerada como regular. Los requisitos se refieren, en parte, a la forma del edificio, la que conviene sea simétrica en planta y sin discontinuidades en planta y en elevación. En su mayor parte, se refieren al sistema estructural del edificio, que debe permitir una trayectoria clara y eficaz para que las fuerzas de inercia se transmitan entre los elementos estructurales de los distintos pisos y la cimentación,

y entre los de un mismo piso, para así evitar que se produzcan discontinuidades, concentraciones o amplificaciones locales de las deformaciones y de los elementos mecánicos actuantes.

En esta nueva versión de las Normas se han hecho algunos cambios al texto y a los límites de los distintos requisitos de la forma y configuración del sistema estructural, que, de excederse, llevan a calificarla como irregular o muy irregular, así como al peso que cada requisito tiene en la penalización que las Normas aplican por la irregularidad.

De acuerdo con lo discutido en el comentario correspondiente al inciso 1.2.1, los sistemas estructurales regulares y bien detallados tienden a exhibir un mejor desempeño sísmico que aquellos con irregularidades estructurales y detallado ordinario. Independientemente de que se sigan los requerimientos de diseño de estas Normas en lo que se refiere a la consideración de la irregularidad estructural, siempre será deseable limitarla de tal manera de aportar mayor certeza y nivel de seguridad estructural al diseño.

5.1. Estructura regular

Para que una estructura se considere regular debe satisfacer los requisitos siguientes:

Comentario:

Los requisitos de regularidad que establece esta sección son el resultado de las experiencias derivadas de la evaluación de los daños causados por sismos severos en la ciudad de México y en otras regiones.

1) Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.

Comentario:

Se deberán seleccionar los ejes ortogonales de referencia en planta y a partir de ellos medir el ángulo de los ejes no ortogonales. Un ejemplo se muestra en la Figura C-5.1.1.

La asimetría en planta de los elementos sismo-resistentes favorece los efectos de torsión que en ocasiones no son fáciles de analizar y representan mayores incertidumbres en la respuesta estructural, sobre todo en el comportamiento no lineal de la estructura ante sismos intensos

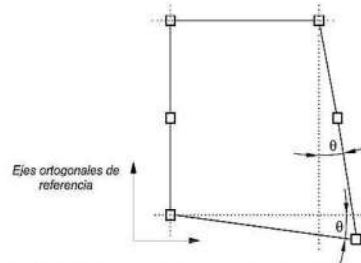


Figura C- 5.1.1 Asimetría en planta de un edificio

- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.

Comentario:

Cuanto mayor sea la esbeltez de un edificio, mayores serán los momentos de volteo, y los efectos de segundo orden ($P-\Delta$), de tal manera esfuerzos en la cimentación aumentan de manera considerable.

En la Figura C-5.1.2 se presenta de manera esquemática las dimensiones a tomar en cuenta en donde el criterio se debe cumplir para todas las caras del edificio.

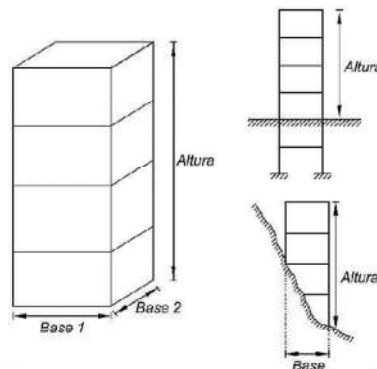


Figura C- 5.1.2 Relación de altura y menor dimensión de la base de un edificio

- 3) La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.

Comentario:

En los edificios muy alargados es difícil esperar que su comportamiento sea uniforme ya que el diafragma no tendrá la suficiente rigidez. La transmisión de las cargas laterales a los elementos verticales no se logrará de manera eficiente, generando incertidumbres, introduciendo modos de falla no esperados y provocando concentraciones de esfuerzos en sitios donde el análisis no lo indicó. En la Figura C-5.1.3 se muestra los efectos que generan al diafragma de piso las plantas alargadas.

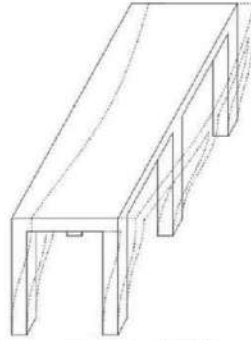


Figura C- 5.1.3 Efectos generados en el diafragma de un edificio alargado

En la Figura C-5.1.4 se presenta de manera esquemática tres plantas típicas y los anchos y largos que deben considerarse para evaluar este requisito.

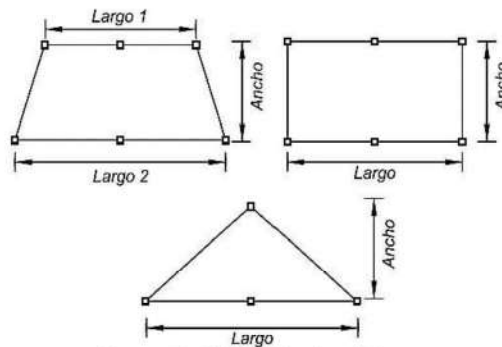


Figura C- 5.1.4 Plantas típicas

- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.

Comentario:

Las entrantes y salientes provocan una serie de efectos negativos al comportamiento sísmico del edificio lo que generará incertidumbres, invalidando la hipótesis de diafragma rígido, introduciendo modos de falla no esperados, provocando concentraciones de esfuerzos en sitios donde el análisis no lo indicó y añadiendo efectos de torsión. En estructuras con entrantes y salientes, se deberá escoger una planta de referencia, que será la mayor área rectangular posible, y a partir de esta escoger si se trata de entrantes o salientes para medir y obtener el porcentaje de la dimensión en planta (Figura C-5.1.5).

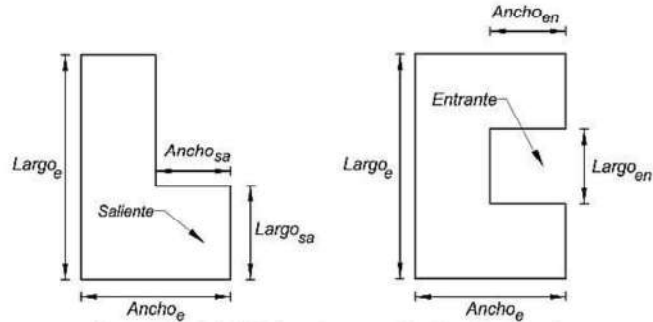


Figura C- 5.1.5 Entrantes y salientes en planta

5) Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido.

Comentario:

La falta de rigidez y/o resistencia en los diafragmas de los edificios provocan efectos como los descritos en el requisito 3 de esta sección, por lo que es necesario verificar, al menos de manera aproximada, la resistencia y la rigidez de estos sistemas para no introducir modificaciones en las fuerzas, que, según el análisis, actúan sobre los elementos verticales.

6) El sistema de piso no tiene aberturas en algún nivel que excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.

Comentario:

Las aberturas grandes en los diafragmas producen un decremento importante de la eficiencia de estos, además de que pueden generar excentricidades que son difíciles de cuantificar. En la Figura C-5.1.6 se muestra de manera esquemática las condiciones descritas en este requisito de manera que el área de las aberturas no exceda el 20 por ciento del área total en cada nivel.

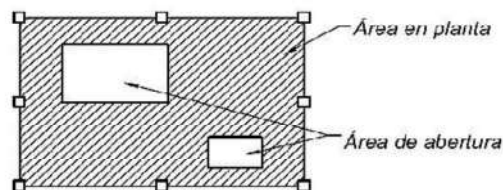


Figura C- 5.1.6 Aberturas en planta de un edificio

Por otro lado, la variación de la posición de las aberturas de un piso a otro, generará esfuerzos en las columnas que no son uniformes en la altura, lo que introduce incertidumbres y esfuerzos difíciles de calcular.

En la Figura C-5.1.7 se muestra de manera esquemática las condiciones descritas

en este inciso.

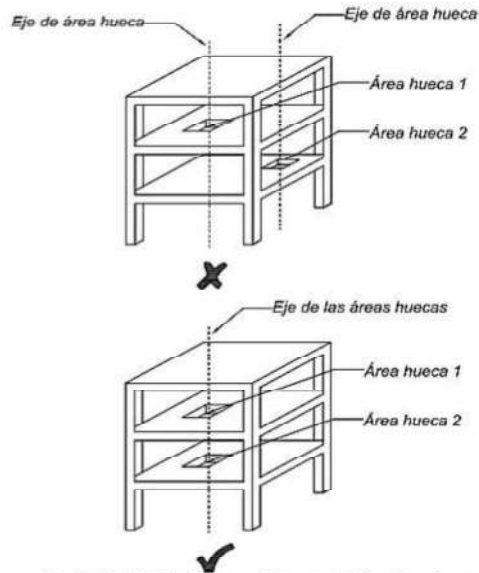


Figura C- 5.1.7 Variación en la posición de aberturas

7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.

Comentario:

La variación significativa de la masa de un entrepiso a otro provoca cambios importantes en los modos de vibrar del edificio y en la distribución de cargas laterales, lo cual disminuye significativamente las aproximaciones en la respuesta sísmica derivada de los análisis modales espectrales, provocando incertidumbres en los resultados obtenidos y la aparición de modos de falla no contemplados en el diseño del edificio. Con este requisito se trata de garantizar que no haya grandes diferencias entre las fuerzas de inercia actuantes en pisos consecutivos, ya que esa situación daría lugar a concentraciones de deformación y esfuerzos en el entrepiso ubicado entre ellos.

8) En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.

Comentario:

Además de los efectos descritos en el requisito anterior, la variación de las dimensiones en altura del edificio puede provocar una respuesta sísmica similar a la de un péndulo invertido, presentado problemas de cabeceo y efectos de segundo orden (P- Δ) adicionales. Esta es una condición particularmente severa, tanto así que el incumplimiento implica que la estructura se clasifique muy irregular, según se especifica en la sección 5.3.

En la Figura C-5.1.8 se presentan de manera esquemática las condiciones descritas en este requisito.

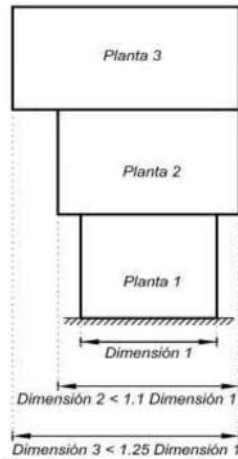


Figura C-5.1.8 Variación de las dimensiones en altura del edificio

9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él.

Comentario:

Las columnas que trabajan a "doble altura" presentan una rigidez y distribución de momentos y cortantes muy distinta a la de las demás columnas, lo que representa incertidumbres que se incrementan al tomar en cuenta el comportamiento no lineal. Algunos ejemplos de estas situaciones se presentan en mezzanines y pisos escalonados de estacionamientos. En la Figura C-5.1.9 se presenta de manera esquemática un ejemplo de un marco con las condiciones descritas en este inciso. Con esta restricción se trata de evitar que alguna columna sea propensa al pandeo, que tenga una rigidez lateral muy baja, y que su escasa contribución a la resistencia a cargas laterales cause torsiones o reducción de rigidez del entrepiso a cargas laterales; además, esta situación puede afectar la rigidez de la losa en su plano y por ende limitar su acción como diafragma.

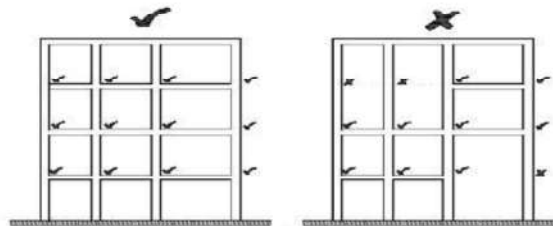


Figura C-5.1.9 Variaciones de rigidez

10) Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exige de este requisito al último entrepiso de la construcción.

Comentario:

Con esta restricción se trata de evitar que haya algunas columnas con altura menor que la de la mayoría de las demás, como sucede, por ejemplo, por la presencia de escaleras o de mezzanines. Estas columnas cortas suelen ser más rígidas y, por tanto, son exigidas para resistir mayor carga lateral que las demás, lo que puede dar lugar a fallas frágiles y torsiones excesivas.

Una estructura con diferentes alturas de columnas en un mismo entrepiso tiene más incertidumbres en su comportamiento, sobre todo en la parte no lineal. En la Figura C-5.1.10 se presenta de manera esquemática algunas situaciones en las que se pueden presentar estos efectos.

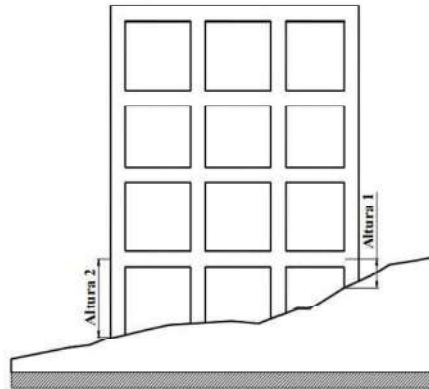


Figura C- 5.1.10 Variaciones de alturas típicas en de columnas

11) La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Comentario:

Este requisito pretende evitar que haya cambios bruscos entre las rigideces laterales de entrepiso adyacentes, lo que llevaría a discontinuidades en los perfiles de deformación del edificio y a la formación de pisos débiles o blandos que concentren de manera excesiva la deformación lateral del sistema estructural.

El cambio significativo de la rigidez entre un nivel y otro provoca variaciones importantes en los modos de vibrar de la estructura, generando incertidumbres en el cálculo de la respuesta sísmica a través de los análisis modales espectrales, esto puede desembocar en modos de falla no previstos en el diseño estructural. Además, el diseño inelástico de los elementos considerando este cambio abrupto es difícil de cuantificar, lo que añade incertidumbre en la respuesta ante sismos muy intensos.

En la Figura C-5.1.11 se muestran, de manera esquemática, algunos ejemplos en los que se puede presentar lo descrito en este inciso.

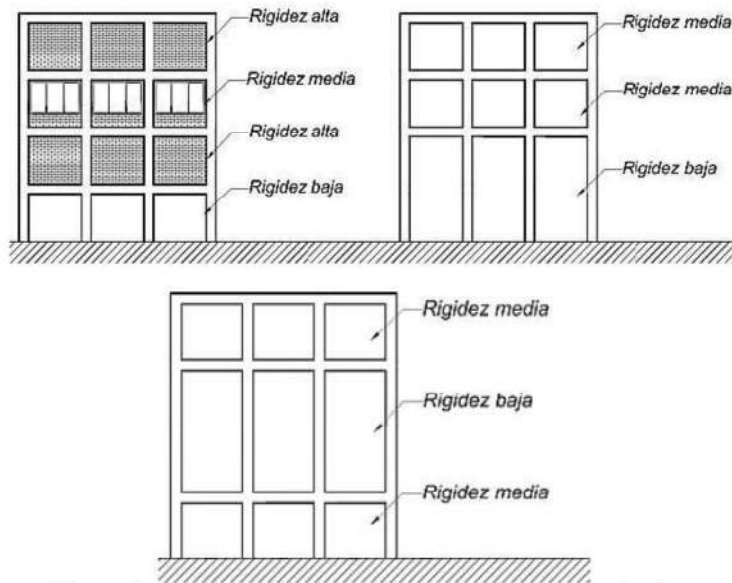


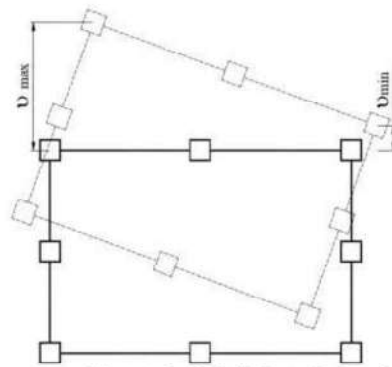
Figura C-5.1.11 Comparaciones de rigideces por entrepiso

12) En ningún entrepiso, el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de esta.

Comentario:

El daño en las estructuras está directamente ligado con los niveles de desplazamiento que estas sufren durante una excitación sísmica, pero si estos desplazamientos son además incrementados

por la torsión, los esfuerzos generados y las fallas se presentarán ante demandas más pequeñas que cuando la estructura tiene torsiones controladas. Calcular los efectos inelásticos en una estructura con torsión es complejo, y las simplificaciones que se adopten inevitablemente añaden incertidumbre. En la Figura C-5.1.12 se presenta de manera esquemática lo descrito en esta sección.



$$U_{prom} = \frac{U_{max} + U_{min}}{2}$$

$$U_{max} \leq 1.2U_{prom}$$

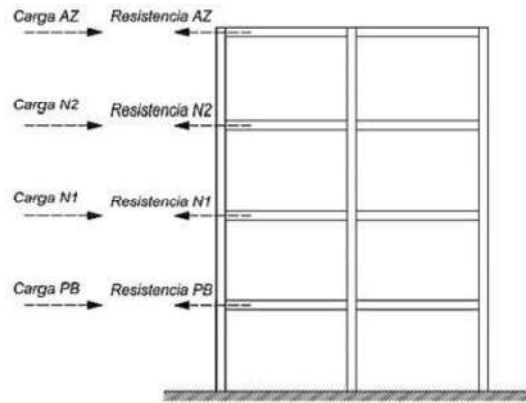
Figura C- 5.1.12 Desplazamientos típicos en un edificio

Si bien los análisis prescritos por estas Normas tienen en cuenta las torsiones que se pueden introducir por las asimetrías, cuanto mayor es la torsión en una estructura, tanto mayor es la incertidumbre respecto a los resultados del análisis. Fue notorio el porcentaje de casos de colapso o daño severo registrados en 1985 y 2017 que correspondieron a edificios de esquina o, por otra razón, asimétricos en planta.

13) En sistemas diseñados para $Q=4$, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para $Q \leq 3$, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.

Comentario:

El hecho de seleccionar un factor de comportamiento sísmico (Q) diferente de la unidad, implica que se está aceptando que la estructura se dañe en un sismo, a mayor valor de Q , mayor serán las demandas de comportamiento plástico. Por tal motivo se debe garantizar una distribución homogénea en las resistencias de los elementos estructurales ante cargas sísmicas de tal manera que el cociente carga-resistencia no difiera mucho entre entrepisos. Esto no es sencillo puesto que generalmente un edificio tendrá cortantes altos en su base, y bajos en la azotea, mientras que su resistencia será prácticamente constante en toda la altura, a menos que el diseño considere explícitamente una disminución de la resistencia con la altura. El hacerlo así, permitirá disminuir las incertidumbres asociadas al comportamiento plástico, no permitiendo que algún entrepiso se dañe en exceso con relación a los otros. En la Figura C-5.1.13 se presentan de manera esquemática las resistencias y las cargas laterales en un edificio, así como las condiciones que definen este requisito.



Si $Q = 4$ entonces no se debe cumplir que

$$\frac{\text{Resistencia entrepiso } i}{\text{Carga entrepiso } i} < 0.85 \text{ Promedio } \frac{\text{Resistencia entrepisos}}{\text{Carga entrepisos}}$$

Si $Q \leq 3$ entonces no se debe cumplir que

$$\frac{\text{Resistencia entrepiso } i}{\text{Carga entrepiso } i} < 0.75 \text{ Promedio } \frac{\text{Resistencia entrepisos}}{\text{Carga entrepisos}}$$

Figura C- 5.1.13 Condiciones de resistencias y cargas laterales

Cuando el sistema estructural del edificio ha sido diseñado para ductilidades altas y medias, es necesario que la estructura, en su conjunto, sea capaz de disipar gran parte de la energía inducida por el sismo de diseño, mediante el comportamiento no lineal de sus elementos estructurales. Para ello, es importante que el mayor número posible de estos elementos contribuyan a dicha disipación al ingresar en el intervalo de comportamiento no lineal. No es deseable la situación de que un alto número de entrepisos tenga un factor de seguridad superior al requerido por el diseño, mientras que uno o unos pocos, entrepisos tengan una resistencia igual o poco superior a la requerida por las Normas y que, por tanto, les serán exigidas grandes distorsiones que pueden llevar a un colapso local del entrepiso. El caso más grave de esta situación es el de los edificios con planta baja débil, que se describe en el apartado cuatro de la sección 5.3, y que ha sido una de las causas principales de fallas en los sismos recientes en México y en otros países. A esto obedece que este requisito sea más severo a medida que mayor sea el valor de Q que se haya adoptado en el diseño, hasta llegar a la eliminación total de la reducción por ductilidad, cuando se reúnan las condiciones para ser calificado edificio con planta baja débil, como se indica en la sección 5.4.

5.2. Estructura irregular

Se considerará irregular toda estructura que no satisfaga uno de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o dos o más de los requisitos 1, 2, 3, 4, 7 y 8 de la sección 5.1.

Comentario:

La irregularidad de un edificio depende, de manera más importante, de requisitos que afecten la capacidad de disipar energía por parte de la estructura, especialmente si esta se concentra solo en algunas partes de la estructura. La irregularidad es afectada, en menor medida, por la forma del edificio. Las penalidades tienen por objeto desalentar el diseño de estructuras irregulares.

5.3. Estructura muy irregular

Una estructura será considerada muy irregular si no satisface dos o más de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o si se presenta alguna de las condiciones siguientes:

1) El desplazamiento lateral de algún punto de una de las plantas excede en más de 30 por ciento el promedio de los desplazamientos de los extremos de esta.

Comentario:

Los argumentos que definen estas condiciones son los mismos que definen el requisito 12 de la sección 5.1.

2) La rigidez lateral o la resistencia al corte de algún entrepiso excede en más de 40 por ciento la del entrepiso inmediatamente inferior. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente y la rigidez lateral de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ellas.

Comentario:

Los argumentos que definen estas condiciones son los mismos que definen los requisitos 11 y 13 de la sección 5.1.

3) Más de 30 por ciento de las columnas ubicadas en un entrepiso no cumplen con el requisito 9 de la sección 5.1

Comentario:

Para las estructuras muy irregulares la penalización es más severa, en virtud de la mayor incidencia de los factores que más afectan la respuesta sísmica de la estructura. Las estructuras se califican como muy irregulares cuando no satisfacen dos o más de los requisitos más críticos de irregularidad, o cuando tienen niveles más altos de incumplimiento de los requisitos relacionados con la torsión (caso 1 de esta sección) o cuando cae en la condición comúnmente conocida como de planta baja blanda o débil (caso 2). Las penalidades pretenden desalentar el diseño de estructuras muy irregulares.

Los argumentos que definen este requisito son los mismos que definen el requisito 9 de la sección 5.1

5.4. Estructura de planta baja débil

Si en un edificio el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrepiso

y para más de la mitad de los entresijos restantes, se considerará que el edificio cae en el caso denominado "de planta baja débil" y se aplicarán las penalizaciones que se fijan en la sección 5.5 para este caso.

Comentario:

Todos los sismos recientemente ocurridos alrededor del mundo han evidenciado de manera clara que esta condición ha provocado daños excesivos y muchos colapsos de estructuras.

Una inadecuada distribución de las resistencias y/o rigideces en la altura de un edificio puede provocar que un entresijo sea mucho más débil que los demás. Este caso se da cuando la planta baja tiene una estructuración diferente a la de los pisos superiores. Esta estructuración, generalmente se presenta cuando los pisos superiores están destinados a habitación y han sido diseñados con muros de carga poco espaciados y de dimensiones iguales en todos los pisos, por lo que la resistencia y rigidez de los entresijos superiores son mayores a las establecidas. Por otra parte, el primer entresijo se destina usualmente a usos comerciales o a estacionamiento y, por tanto, se requieren mayores espacios libres, por lo que el primer entresijo, se suele estructurar con columnas de concreto o acero bastante espaciadas. Si se dimensionan los elementos verticales resistentes del primer entresijo para que tengan la resistencia requerida por las Normas, su factor de seguridad contra la falla será menor que el de los pisos superiores.

Esto provoca claramente que, durante la acción de un sismo, el piso más débil sea el más dañado estructuralmente, comprometiendo la estabilidad de los pisos superiores a este. Cuando esto sucede en la planta baja, ésta toma la mayoría de la deformación y por lo tanto del daño que presentaría todo el edificio (Figura C-5.4.1 planta baja débil), ya que, al ser menos rígida y/o resistente, se desplaza mucho más de lo que fue considerado en el análisis, modificando totalmente la forma en que se deforma el edificio, comprometiendo la seguridad de todo edificio.

Dado que ante el sismo de diseño se acepta que la estructura rebase su etapa de comportamiento elástico lineal y que disipe parte de la energía introducida por la vibración sísmica, en una situación como la descrita, la disipación de energía se concentrará solamente en ese piso, el que es requerido a alcanzar deformaciones inelásticas muy elevadas. La penalidad de la Sección 5.5 es muy severa, y tiene la finalidad de desalentar que el sistema estructural tenga características que lo hagan caer en esta modalidad.

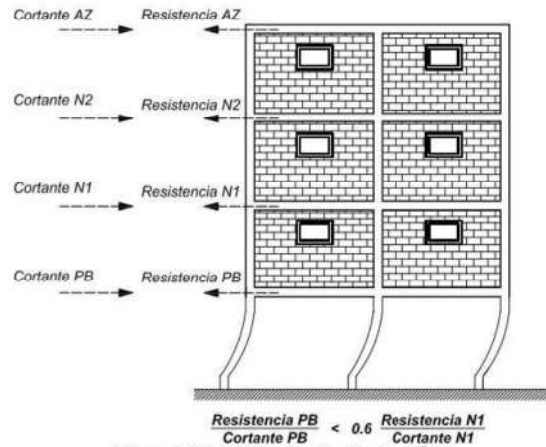


Figura C- 5.4.1 Planta baja débil

5.5. Corrección de Q' por Irregularidad

Si se realiza un análisis dinámico modal o uno estático como los establecidos en las secciones 6.1 y 7.1, respectivamente, las condiciones de irregularidad se tomarán en cuenta multiplicando el factor Q' definido en la sección 3.4, por 0.8 cuando la estructura sea irregular según la sección 5.2 y por 0.7 cuando la estructura sea muy irregular según la sección 5.3. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que 1.0.

Cuando el edificio es calificado como de planta baja débil o blanda, según se define en la sección 5.4, se deberá diseñar su primer entrepiso para que sea capaz de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a 1, mientras que los otros entrepisos se diseñarán para resistir las fuerzas internas que resultan del análisis con el factor de reducción Q' que corresponda al sistema estructural sin afectarlo por los factores de irregularidad. Se revisará además que la distorsión máxima del primer entrepiso para el sismo de diseño no exceda 0.006.

Si se realiza un análisis dinámico no lineal paso a paso, como el establecido en la sección 6.2, pueden emplearse las historias de aceleraciones determinadas de acuerdo con dicha sección, sin necesidad de incorporar un factor correctivo por irregularidad.

Comentario:

La penalidad por el incumplimiento de los requisitos de regularidad se refleja en un castigo en el factor de reducción por comportamiento sísmico que se permite aplicar a las ordenadas del espectro de diseño; esto porque, como se ha hecho notar, el efecto más importante de la irregularidad es una reducción de la capacidad de la estructura para incursionar en intervalo no lineal y así disipar una parte significativa de la energía introducida por el sismo. Este efecto es más severo en las estructuras muy irregulares, por lo que el castigo al valor de Q' es mayor en este caso.

Si el edificio cae en la situación descrita en la sección 5.4 para ser considerado como de planta baja débil, se deben diseñar los elementos verticales de la planta

baja para que permanezcan elásticos para el sismo de diseño para la revisión del estado límite de prevención de colapso, por lo que requiere que no se aplique ninguna reducción por ductilidad al espectro de diseño con el que se determinan las acciones sísmicas actuantes con las que se hace el diseño por resistencia de los elementos estructurales de acuerdo con las Normas Técnicas Municipales del material de que se trate. Además, se reduce también la distorsión máxima que puede tener el entrepiso crítico, lo que lleva a la necesidad de contar con un sistema estructural muy rígido lo que implicara que se requiera incorporar muros de concreto y por ende eliminar el entrepiso blando.

Cuando se revisa la idoneidad de la estructura del edificio, con el método de análisis dinámico paso a paso no lineal, se toman en cuenta explícitamente las irregularidades consideradas en este capítulo, y su efecto en la capacidad necesaria de la estructura, por lo que es de esperarse que, de requerirse alguna corrección, esta será detectada y realizada durante ese proceso de revisión. Por tanto, no se considera necesaria una penalización por este concepto.

5.6. Concentración de sismo-resistencia

Para el diseño de todo muro, columna, contraviento u otro tipo de elemento, que contribuya con más de 35 por ciento de la resistencia total en términos de fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se incrementarán las fuerzas sísmicas de diseño en 25 por ciento en relación con las que le corresponderían al análisis estructural de acuerdo con estas Normas.

Comentario:

La probabilidad de colapso de un entrepiso crece cuando es suficiente que falle un pequeño número de elementos estructurales para que falle todo el entrepiso. En este caso se exige un factor de seguridad mayor cuando este número es pequeño.

6. ANÁLISIS DINÁMICO

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico, el análisis dinámico modal y el análisis dinámico no lineal paso a paso. Para la aplicación de los requisitos del presente capítulo, se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso de los diferentes entrepisos se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Los efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales y de comportamiento asimétrico se toman en cuenta conforme a las secciones 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5, respectivamente. Para el diseño de péndulos invertidos y diafragmas, apéndices y contenidos, deben atenderse las secciones 2.6 y 2.7.

Comentario:

El análisis dinámico modal puede usarse para el diseño de cualquier sistema estructural. La Sección 2.1 indica los casos en que será necesario verificar el diseño estructural con un análisis dinámico no lineal paso a paso.

6.1. Análisis dinámico modal

El análisis modal deberá usar un modelo tridimensional elástico e incluir el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos, W_{ei} , se determinarán como:

$$W_{ei} = \frac{(\{\varphi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\varphi_i\}^T [W] \{\varphi_i\}} \quad (6.1.1)$$

donde $\{\varphi_i\}$ es un vector de amplitudes del i -ésimo modo natural de vibrar de la estructura; $[W]$, la matriz de pesos de las masas de la estructura; y $\{J\}$, un vector formado con "unos" en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y "ceros" en las otras posiciones.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se usarán los espectros de diseño especificados en la sección 3.1, reducidos en función de Q y R de acuerdo con lo que se establece en las secciones 3.4 y 3.5.

Las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinarán para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la expresión:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad (6.1.2)$$

siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 por ciento entre sí. En caso contrario deberá utilizarse la combinación cuadrática completa (CQC por sus siglas en inglés):

$$S = \sqrt{\sum \sum \rho_{ij} S_i S_j} \quad (6.1.3)$$

donde S_i y S_j pueden ser positivos o negativos, y ρ_{ij} es un coeficiente de correlación entre el i -ésimo y j -ésimo modos de vibrar, que es mayor que cero e igual a:

$$\rho_{ij} = \frac{8\zeta^2 \left(1 + \frac{\omega_i}{\omega_j}\right) \left(\frac{\omega_i}{\omega_j}\right)^{\frac{3}{2}}}{\left(1 - \frac{\omega_i^2}{\omega_j^2}\right)^2 + 4\zeta^2 \left(\frac{\omega_i}{\omega_j}\right) \left(1 + \frac{\omega_i}{\omega_j}\right)^2} \quad (6.1.4)$$

ω_i y ω_j son las frecuencias angulares, respectivamente, del i -ésimo y j -ésimo modo; y ζ , la fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño.

Comentario:

El análisis dinámico modal es un método elástico de análisis que estima la

contribución de cada modo de vibrar. La respuesta total del sistema se establece a partir de la superposición de las respuestas modales de aquellos modos que se considera contribuyen apreciablemente a dicha respuesta. Es útil durante el diseño porque relaciona las propiedades del sistema estructural con su respuesta y demandas sísmicas. Su uso requiere de un modelo tridimensional detallado del sistema estructural que, conforme a lo indicado en el inciso 1.2.1, considere la participación de todos los elementos constructivos que puedan tener una influencia significativa en su respuesta sísmica.

Se hace notar que los elementos mecánicos obtenidos por medio de un análisis dinámico modal espectral son los máximos probables y que no ocurren en un mismo instante

El análisis dinámico modal debe considerar los efectos de dos componentes horizontales del movimiento del terreno conforme a lo indicado en la ecuación 6.1.1 y la sección 2.4.

Aunque se dan dos opciones para el cálculo de las respuestas totales, el uso de modelos tridimensionales suele resultar en periodos de vibrar que no difieren entre sí en al menos 10 por ciento, de tal manera que en la gran mayoría de los casos debe usarse la combinación cuadrática completa para superponer los efectos de los modos de vibrar que deban ser considerados durante el análisis.

6.2. Análisis dinámico no lineal paso a paso

6.2.1. Movimientos del terreno

Si se emplea el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, deben utilizarse, en las 2 direcciones principales de análisis, parejas de acelerogramas registrados durante temblores reales, de movimientos simulados, o de combinaciones de éstos. Cuando el periodo T_s en el sitio sea menor que 1s, deben usarse al menos ocho parejas de movimientos representativos. Para T_s igual o mayor que 1s, deben usarse al menos doce parejas. Los movimientos representativos deben ser independientes entre sí, y tener intensidades, duraciones y contenidos de frecuencias similares a las de los movimientos del terreno registrados durante sismos con intensidades iguales a las supuestas para el diseño. Estas son las correspondientes a los espectros de peligro uniforme determinados según se especifica en la Sección A.1., para la condición más desfavorable que pueda presentarse, tomando en cuenta la variación en los periodos naturales del terreno que tendrá lugar durante la vida esperada de la estructura, debido al proceso de desecación que ocurre en la Zonas de Transición y del Lago.

Las formas de variación en el tiempo de las amplitudes y de los contenidos de frecuencias de los acelerogramas empleados, así como sus duraciones efectivas, deben ser congruentes con las observadas en registros reales de movimientos que corresponden a las combinaciones más probables de magnitud, distancia entre fuente y sitio y mecanismo focal que conducen a la intensidad considerada. Para este fin, la intensidad se medirá por la ordenada del espectro de peligro uniforme elástico de pseudo-aceleraciones para el periodo natural de la estructura correspondiente al modo dominante de vibrar, definido como aquél que genere la mayor contribución a la fuerza cortante basal. Para determinar los periodos naturales de vibrar de la

estructura, las propiedades mecánicas y cargas gravitacionales se tomarán iguales a sus valores esperados en vez de los valores nominales que resultan del proceso de diseño. Para estructuras del Grupo A, las ordenadas de este espectro deben multiplicarse por el factor de importancia de la sección 3.3.

El análisis dinámico no lineal paso a paso debe realizarse con un modelo tridimensional que considere la respuesta a dos componentes horizontales ortogonales simultáneas. Por ello, cada excitación sísmica se representará mediante una pareja de componentes horizontales ortogonales con intensidades individuales similares. En caso de movimientos reales, deberán considerarse para las componentes las intensidades individuales que tiene el registro obtenido en campo. La intensidad de cada excitación sísmica se medirá con un espectro cuyas ordenadas se establecen con la siguiente expresión:

$$a_{es}(T) = \sqrt{\frac{a_{c1}^2(T) + a_{c2}^2(T)}{2}} \quad (6.2.1)$$

donde a_{es} es la ordenada del espectro que caracteriza la intensidad de la excitación sísmica, y a_{c1} y a_{c2} las ordenadas espectrales, correspondientes a espectros elásticos de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad, obtenidas para las dos componentes horizontales individuales y un amortiguamiento de 5 por ciento del crítico. T es el periodo al que corresponden las tres ordenadas espectrales bajo consideración en la ecuación 6.2.1.

Tanto las parejas de acelerogramas reales como las simuladas, se afectarán por factores de escalamiento que conduzcan a que las ordenadas de los espectros individuales que miden la intensidad de las excitaciones sísmicas bajo consideración cubran de manera razonable los espectros elásticos de peligro uniforme que entrega el PRODISIS. Se considerará que esto sucede cuando en un rango de periodos comprendidos entre 0.1 y 1.5 veces el periodo natural del primer modo de vibrar del sistema estructural en la dirección de análisis, el espectro promedio por familia y época no subestima de manera sistemática a su correspondiente espectro de peligro uniforme. Ambas componentes de cada pareja deben ser escaladas por el mismo factor de escalamiento.

Para el caso de estructuras que posean elementos estructurales unidireccionales, cuya falla sea frágil y produzca daño que afecte de manera importante la estabilidad del sistema estructural en la dirección de análisis (por ejemplo, el pandeo de un contraviento), será necesario realizar una serie de análisis dinámicos no lineales adicionales. Para los análisis adicionales, se considerará que la componente con mayor intensidad, escalada por un factor de 1.3, actúa en la dirección de análisis de interés. La componente con menor intensidad, ortogonal a la primera, se escalará por un factor de 0.6. Para este fin, la intensidad de cada componente se medirá con la ordenada espectral correspondiente al primer modo de vibrar del sistema estructural en la dirección de análisis.

En el caso de que, para un movimiento real, el escalamiento resulte en que la componente con mayor intensidad exceda en más de 30% al espectro elástico de peligro uniforme, será posible reducir el factor de escalamiento de tal manera que el espectro escalado correspondiente a esa componente cubra de manera razonable 1.3 veces las ordenadas correspondientes al espectro elástico de peligro uniforme.

Conjuntos de acelerogramas simulados que cumplan con lo indicado en este inciso pueden obtenerse directamente con el PRODIDIS para sistemas estructurales con periodo natural del primer modo de vibrar en la dirección de análisis igual o menor que 5s. En caso de que la estructura tenga un periodo fundamental de vibrar mayor que 5s, el conjunto de acelerogramas deberá ser establecido por un equipo de profesionales reconocidos como expertos en el tema

Comentario:

Para cada movimiento debe establecerse la componente principal, definida como aquella que provoca las mayores demandas de deformación en el sistema estructural en una dirección de análisis de interés. Si $T_s < 1$ s, se especifica realizar cuatro análisis dinámicos no lineales en que la componente principal del movimiento coincida con la dirección principal mayor del sistema estructural (que se establece conforme a lo indicado en el inciso 1.2.2), y la componente secundaria se aplique de manera simultánea en la dirección principal menor. Los otros cuatro análisis deben considerar que la componente principal del movimiento actúe en la dirección principal menor del sistema estructural, y la componente secundaria se aplique de manera simultánea en la dirección principal mayor. En caso de que T_s sea igual o mayor que 1s, se procede de manera similar, con la particularidad de que seis análisis deben considerar que la componente principal del movimiento actúe en la dirección principal mayor del sistema estructural, y los otros seis en la dirección principal menor.

Las Normas usan un enfoque de evaluación basado en intensidad en que el espectro elástico de peligro uniforme, determinado conforme a lo indicado en ellas, es la referencia para la selección o generación y escalamiento de los movimientos del terreno. Dado que los movimientos del terreno deben representar en conjunto al sismo de diseño, se indica que sus contenidos de frecuencia y energía deben ser congruentes con los observados en registros reales, y deben tener correspondencia directa con el tipo de movimientos del terreno considerados para establecer el espectro de diseño.

Para generar los movimientos del terreno deben usarse como base los espectros de peligro uniforme por mecanismo focal bajo la consideración de los diferentes valores de periodo dominante del sitio que se obtienen con el PRODIDIS. Se requiere que estos espectros consideren el posible cambio en el periodo dominante del sitio debido al proceso de desecación que ocurre en las Zonas de Transición y del Lago de la Ciudad de México. Se ha supuesto una disminución del orden de 35 por ciento en T_s en sitios con $T_s > 1.5$ s y del orden de 20 por ciento en sitios con $T_s \leq 1.5$ s, reducciones que están asociadas a valores razonables del contenido de vacíos de la masa de suelo.

Conforme a estudios de desagregación de peligro sísmico los espectros de peligro uniforme que establece el PRODIDIS están dominados por 2 escenarios: un evento de profundidad intermedia con magnitud de 7.5 a una distancia de 150 km y un evento costero con magnitud 7.8 a 265 km.

El análisis dinámico no lineal paso a paso debe considerar un modelo tridimensional detallado del sistema estructural que considere, conforme a lo indicado en el inciso 1.2.1, la participación de todos los elementos constructivos que puedan tener una

influencia significativa en su respuesta sísmica. El modelo debe quedar sujeto a la acción de cada movimiento del terreno, que, conforme a lo indicado con anterioridad, debe considerar una pareja de acelerogramas. Cada una de las ordenadas del espectro que mide la intensidad del movimiento del terreno se estima, conforme a lo indicado en la ecuación 6.2.1, como la media cuadrática de las ordenadas correspondientes a cada una de las dos componentes horizontales. Esta medida es razonable en vista de que en eventos sísmicos futuros la dirección de la resultante de las 2 componentes horizontales es desconocida. Por convención el espectro usado para caracterizar la intensidad del movimiento del terreno considera un porcentaje de amortiguamiento del 5 por ciento del crítico.

El escalamiento de los movimientos del terreno debe resultar en que, para cada uno de los dos escenarios sísmicos bajo consideración, las ordenadas de los espectros individuales que miden la intensidad cubran, para periodos que van de 0.1 a 1.5 veces el periodo natural del modo dominante de vibrar, las ordenadas del correspondiente espectro de peligro uniforme. Ambas componentes que conforman un movimiento del terreno deben ser escaladas por el mismo factor. El intervalo de periodos se establece para promover un nivel adecuado de demandas sísmicas en un rango de periodos que considera desde el alargamiento del periodo fundamental de vibrar (debido al comportamiento no lineal del sistema estructural), hasta los periodos de un número suficiente de modos superiores de vibrar.

Con base en la experiencia adquirida durante la evaluación estructural de edificios altos ubicados en las Zonas de Transición y de Lago de Ciudad de México, se ha entendido que su sistema estructural puede evolucionar de un bajo nivel de daño estructural a su inestabilidad global cuando su sismo-resistencia queda aportada por elementos estructurales con comportamiento frágil, caracterizado por una excesiva degradación de resistencia y rigidez a bajos niveles de deformación plástica. Debido a esto, las Normas requieren que el diseñador lleve a cabo análisis adicionales para estudiar cuidadosamente el desempeño estructural de edificios altos en que haya usado elementos estructurales unidireccionales con falla frágil o comportamiento inestable en su intervalo plástico de comportamiento.

Debido a que, para periodos largos, los estudios de peligro sísmico deben hacer consideraciones que tomen, entre muchas otras cosas, las particularidades del sistema estructural del edificio y su cimentación, los conjuntos de acelerogramas generados por el PRODISIS no pueden ser usados para la revisión de sistemas estructurales con periodos fundamentales mayores que 5s.

6.2.2. Modelación de sistema estructural

Será necesario emplear modelos tridimensionales que tomen en cuenta cuando menos tres grados de libertad por planta, incluyendo los movimientos de traslación en dos direcciones horizontales ortogonales y la rotación con respecto a un eje vertical, y que representen adecuadamente las distribuciones espaciales de masa y rigideces laterales. Para modelos de plasticidad concentrada, el comportamiento histerético de las articulaciones plásticas de los miembros estructurales que se dañen predominantemente en flexión, y que formen parte de sistemas estructurales cuyas demandas máximas de distorsión (estimadas con el análisis dinámico no lineal paso a paso), no excedan las distorsiones límite indicadas en las tablas

4.2.1 y 4.2.2., podrá establecerse con diagramas momento-curvatura determinados conforme a las Normas Técnicas Municipales del material de que se trate.

Para los demás casos, el comportamiento histerético de los elementos se modelará de acuerdo con los resultados de pruebas de laboratorio, tomando en cuenta todas las características significativas relacionadas con la fluencia, la degradación de rigidez y resistencia y los estrechamientos de las curvas de respuesta cíclica que muestren dichas pruebas. Las resistencias de los elementos estructurales se calcularán con los valores esperados de resistencia especificados en las Normas Técnicas

Municipales del material que se trate. Las propiedades de la cimentación se establecerán con base en hipótesis sobre las rigideces y capacidades de carga que sean congruentes con los valores específicos de las propiedades del terreno en el sitio y con modelos adecuadamente sustentados de mecánica estructural y del comportamiento de los materiales.

No se requiere el modelado explícito de las conexiones de sistemas estructurales diseñados con las Normas Técnicas Municipales de la versión actual del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Para tomar en cuenta la flexibilidad y comportamiento no lineal de sus conexiones, podrán eliminarse las zonas rígidas en los extremos de los miembros estructurales que desarrollen comportamiento no lineal en flexión.

El amortiguamiento debe ser modelado con una matriz de amortiguamiento de Rayleigh u otro método a satisfacción de la Administración. Cuando el amortiguamiento se modele como proporcional a la masa y la rigidez lateral del sistema estructural, el porcentaje de amortiguamiento crítico correspondiente a cada uno de los tres primeros modos de vibrar no debe exceder 2.5. Para ello debe tenerse en cuenta el posible alargamiento de los periodos fundamentales de vibrar debido a la respuesta no lineal del sistema estructural. Además, debe revisarse que el amortiguamiento del menor de los terceros modos de vibrar no exceda 2.5 por ciento del crítico; y que el promedio de los porcentajes de amortiguamiento crítico ponderados por las masas, correspondientes a todos los modos de vibrar necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura, no exceda ese porcentaje.

Cuando los diafragmas de piso no sean rígidos en comparación con los elementos o sistemas verticales sismo-resistentes de acuerdo con el inciso 2.7.1, el modelo que se emplee en el análisis deberá considerar las flexibilidades de los diafragmas y los grados de libertad que sean necesarios para incluir sus deformaciones. Se tomarán en cuenta los efectos de segundo orden, cuando sean significativos.

En caso de que la interacción suelo-estructura sea relevante, el sistema suelo-cimentación podrá ser modelado con un conjunto de resortes dinámicos aplicados en un punto ubicado en el centroide de la planta de la cimentación al nivel de desplante del cajón o losa de cimentación. Se deberá considerar un resorte por cada grado de libertad de la cimentación (dos traslaciones horizontales, una traslación vertical y dos rotaciones respecto a los ejes horizontales). Los valores para las constantes de rigidez deben ser determinados según el Capítulo 8. Se podrá utilizar como valor del amortiguamiento el del amortiguamiento equivalente calculado como se indica en el Capítulo 8.

Podrán emplearse otros modelos para evaluar los efectos de la interacción suelo-estructura

cuando se demuestre su pertinencia a satisfacción de la Administración.

Comentario:

Esta Norma requiere el empleo de un modelo tridimensional que represente adecuadamente las distribuciones espaciales de masa y rigidez lateral, así como la resistencia a partir de la cual los diferentes elementos estructurales incurrir en comportamiento no lineal, sus correspondientes capacidades de deformación, y las particularidades de su comportamiento histerético.

Las resistencias de los elementos estructurales del modelo no lineal deben calcularse con los valores esperados de resistencia, que son mayores que las resistencias que se usan durante el diseño. Las Normas Técnicas Municipales del material de que se trate indica el factor que debe usarse para estimar el valor esperado de la resistencia del material en función de su resistencia de diseño. El uso de valores esperados de resistencia obedece, por un lado, a la necesidad de estimar lo mejor posible el comportamiento global y las demandas no lineales del sistema estructural y, por el otro, para hacer posible una revisión racional de los elementos mecánicos controlados por la fuerza, que conforme a lo discutido en los comentarios al inciso 6.2.4, son aquellos que no desarrollan comportamiento no lineal durante el sismo, y que se evalúan con base en la resistencia de los miembros estructurales.

Las propiedades de los elementos estructurales del modelo no lineal se consideran deterministas. Aunque algunos estándares de análisis no lineal llegan a requerir que se considere la variabilidad de estas propiedades, estas Normas no contemplan esta posibilidad bajo el entendido de que establecen un proceso conservador para la revisión del estado límite de prevención de colapso. En primer lugar y tal como se discute en el comentario correspondiente al inciso 6.2.4, se considera que el sistema estructural no satisface este requisito cuando se rebasa, para dicha condición, la capacidad de deformación de algún elemento estructural. Dado que la falla o degradación excesiva de un elemento estructural no representa un riesgo para la estabilidad del sistema estructural, se plantea un margen considerable respecto a la condición de colapso. Además, las distorsiones límite establecidas por esta Norma suelen ser menores que las consideradas por otros estándares.

Los modelos de análisis no lineal ofrecen mejores aproximaciones a la respuesta de sistemas estructurales cuyos elementos desarrollan comportamiento no lineal estable. En el caso de marcos resistentes a momento, este es el caso cuando las vigas y columnas desarrollan daño predominantemente en flexión. Esto implica el uso de conceptos de diseño por capacidad, para asegurar que los elementos estructurales no desarrollen otro tipo de daños, como lo pueden ser por corte o carga axial, que resultan en modos frágiles de falla y en una mucho mayor incertidumbre para la interpretación de resultados, y que requieren de modelos calibrados cuidadosamente a partir de evidencia experimental.

Esta Norma considera que los elementos estructurales de un sistema estructural exhiben comportamiento no lineal estable si la máxima distorsión de entrepiso, calculada durante los análisis no lineales, no rebasa la distorsión límite del sistema

estructural. Bajo estas circunstancias, se considera que la envolvente del comportamiento cíclico de los elementos estructurales (detallados conforme a los requerimientos de las Normas Técnicas Municipales del material de que se trate), podrá establecerse a partir de un modelo bilineal. Entre otras opciones se encuentra la de utilizar las relaciones fuerza-deformación no lineales del ASCE 41-17 (2017) para representar el comportamiento de articulaciones y resortes no lineales. Al respecto, es importante señalar que si se usa el ASCE 41-17, la resistencia de los miembros estructurales debe calcularse de acuerdo con las Normas Técnicas Municipales del material de que se trate con los valores de resistencias esperadas indicadas en dichas normas; y que la máxima deformación permitida para cualquier miembro estructural es la que corresponde al nivel de desempeño de seguridad de vida indicado en el ASCE 41-17.

Si los elementos estructurales desarrollan una deformación no lineal excesiva, las degradaciones de rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía se tienen que incluir explícitamente en el modelo de análisis no lineal. En las guías Tall Buildings Initiative Guidelines for Performance Based Seismic Design of Tall Buildings (Pacific Earthquake Engineering Center, 2017) se pueden consultar procedimientos para ello.

Los modelos de comportamiento no lineal pueden distinguirse de acuerdo con su nivel de idealización. Los modelos de plasticidad concentrada asocian el comportamiento fuerza- deformación cíclico observado en pruebas experimentales a puntos discretos del elemento estructural. Los modelos continuos (elemento finito) consideran explícitamente el comportamiento no lineal de los materiales y componentes del elemento estructural. En el caso de un elemento de concreto reforzado, un modelo continuo puede incluir elementos finitos con capacidad de representar el concreto, los aceros longitudinal y transversal; con modelos constitutivos capaces de representar: 1) aplastamiento, agrietamiento y dilatación del concreto; 2) fluencia, pandeo y fractura del acero; y 3) adherencia entre el acero y el concreto.

Los modelos de plasticidad distribuida (fibras), son capaces de representar algunas particularidades de comportamiento, como lo son la integración de esfuerzos y deformaciones unitarias producto de la flexión en una sección transversal. Estos modelos suelen suponer condiciones de comportamiento (como la hipótesis de Bernoulli) en combinación con el modelado explícito del comportamiento uniaxial de los materiales. Debido a que los modelos continuos y de plasticidad distribuida pueden representar de manera más precisa comportamientos tales como el inicio del agrietamiento y la fluencia del acero, así como el alargamiento que sufren los elementos de concreto reforzado cuando se deforman en flexión, suelen usarse para modelar muros estructurales en edificio altos. Una buena discusión en cuanto al uso y limitaciones de modelos de fibras puede encontrarse en el PEER/ATC-72-1 (2010).

Los requerimientos de esta Norma no requieren del modelado explícito de las conexiones del sistema estructural, ya que por lo general esto solo es necesario cuando las conexiones son más débiles que los miembros estructurales que conectan; o cuando su modelado explícito resulta en un incremento sustancial de

las demandas de deformación lateral del sistema estructural. Edificios correctamente diseñados conforme al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Municipales no son susceptibles a estas circunstancias. Para el caso de estructuras nuevas, se recomienda con fines de análisis no lineal reducir las zonas rígidas en los extremos de los miembros estructurales que desarrollan comportamiento plástico. En caso de que se modelen marcos resistentes a momentos, esto implica eliminar las zonas rígidas en los extremos de las vigas cuando estos desarrollen un mecanismo plástico de viga débil-columna fuerte. Otros casos están bien documentados en el ASCE 41-17 (2017). Cuando se establezca la debilidad o flexibilidad excesiva de las conexiones, se recomienda modelarlas explícitamente conforme a lo indicado por el ASCE 41-17.

Esta Norma considera que el amortiguamiento del sistema estructural puede ser modelado con una matriz de amortiguamiento de Rayleigh; y que el porcentaje de amortiguamiento crítico para un edificio alto debe ser menor que el 5 por ciento considerado para sistemas estructurales convencionales. En edificios altos, es recomendable suponer 2.5 por ciento de amortiguamiento crítico, no sobre-amortiguar la respuesta de todo modo superior de vibrar que pueda contribuir de manera importante a su respuesta dinámica; y no sobre-amortiguar la respuesta de los primeros modos de vibrar bajo la consideración del posible alargamiento de sus periodos (debido al comportamiento no lineal del sistema estructural). Entre las razones que se han dado para el bajo nivel de amortiguamiento de edificios altos está la menor contribución relativa de los sistemas de cimentación y no estructural en relación con lo que se observa en edificios de menor altura.

La interacción suelo-estructura puede afectar la respuesta dinámica de un edificio alto, entre otras cosas, por lo siguiente:

- 1) La flexibilidad y el amortiguamiento en la interfase suelo-cimentación afecta la respuesta sísmica de la edificación. En edificios altos, los efectos más importantes suelen reflejarse en cambios en la distribución de desplazamientos en altura. Otros efectos incluyen el alargamiento del periodo fundamental de vibrar y un incremento en el amortiguamiento del sistema. Es importante mencionar que estos efectos generalmente no son importantes en edificios altos, y que la interacción pierde importancia para los modos superiores de vibrar de un sistema estructural.
- 2) Los movimientos del terreno en la cimentación suelen exhibir menor intensidad que el que se registraría en el sitio de construcción en condiciones de campo libre, y es posible que se generen movimientos rotacionales en la base de la cimentación.

Es posible utilizar diferentes enfoques para considerar los efectos de interacción suelo- estructura en el modelo de análisis no lineal. Los más rigurosos consideran una amplia malla tridimensional de elementos finitos para modelar el suelo, con la capacidad de considerar la variación espacial de movimientos del terreno que se propagan por el suelo e interactúan con la cimentación. Aunque estas Normas no descartan la posibilidad de usar enfoques refinados, permiten el uso de modelos simples de resortes y amortiguadores conectados a un punto ubicado en el centroide de la planta de la cimentación. Estos elementos suelen ser lineales y sus

constantes establecidas a partir de iteración.

6.2.3. Combinación de excitación sísmica con otras cargas

Las estructuras se analizarán para los efectos de las excitaciones sísmicas especificadas en el inciso 6.2.1, considerando la carga muerta y los valores instantáneos de la carga viva especificados en las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones sin factor de carga.

Comentario:

De acuerdo con lo discutido antes, las propiedades de los modelos de análisis no lineal se establecen con los valores esperados de los diferentes parámetros de modelado. Esto incluye las cargas gravitacionales y las masas del sistema estructural.

6.2.4. Indicadores de respuesta y criterios de aceptación

Para cada excitación sísmica considerada, se obtendrán valores individuales de respuestas, incluyendo valores máximos de las siguientes variables:

- a) Deformaciones inelásticas concentradas tales como las rotaciones de las articulaciones plásticas de los miembros estructurales
- b) Distorsiones laterales de entrepiso

La capacidad de deformación de los miembros estructurales individuales se evaluará con base en datos de pruebas de laboratorio para elementos similares. Se tomarán como capacidades aceptables de deformación las correspondientes a 2/3 de las que conducen a falla por efectos de esbeltez o a un deterioro de 30 por ciento de la resistencia inicial del miembro ante carga monótona. En ningún entrepiso, el valor medio de las distorsiones que resulten del análisis podrá ser mayor que 125 por ciento de las especificadas en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3.

Para la revisión del estado límite de prevención de colapso, se revisará que la resistencia de los miembros estructurales en comportamientos que no desarrollan deformaciones inelásticas sea mayor que la demanda asociada al desarrollo del comportamiento no lineal. La revisión debe considerar como acciones de diseño los elementos mecánicos máximos y mínimos estimados durante el análisis para los comportamientos elásticos que sean relevantes para una respuesta no lineal estable del elemento estructural. Las capacidades resistentes correspondientes se establecen conforme a lo indicado en las Normas Técnicas Municipales del material de que se trate con los valores esperados de resistencia. Si un elemento estructural no satisface los criterios de aceptación, por deformación o por fuerza, para cualquiera de los movimientos del terreno considerados, se considerará que el sistema estructural no es aceptable.

Para la revisión del estado límite de limitación de daños será suficiente hacer un análisis dinámico modal conforme a lo descrito en la sección 6.1, y de acuerdo con lo indicado en la sección 1.8 y el Capítulo 3.

Comentario:

Para los fines de esta sección los elementos mecánicos que afectan a los miembros se clasifican en elementos mecánicos controlados por deformación y elementos mecánicos controlados por fuerza. Los elementos mecánicos controlados por deformación son aquellos que desarrollan comportamiento no lineal y se evalúan con base en la capacidad de deformación de los elementos estructurales. Los elementos mecánicos controlados por fuerza no desarrollan comportamiento no lineal durante el sismo y se evalúan con base en la resistencia de los miembros estructurales. Para ilustrar estos conceptos, considere el caso del comportamiento de una viga de un marco dúctil. En este caso, el elemento mecánico controlado por desplazamiento sería la flexión que ocurre en los extremos de la viga, que está caracterizada, entre otras cosas, por la plastificación del refuerzo longitudinal. La demanda de deformación plástica puede evaluarse con un modelo de plasticidad concentrada, en que la rotación plástica representa la demanda no lineal. La capacidad de rotación plástica que tengan las articulaciones para el estado límite de prevención de colapso representa el límite del criterio de aceptación. La fuerza cortante para la viga representa el elemento mecánico controlado por fuerza. Es importante revisar que la viga tenga resistencia suficiente, de acuerdo con las Normas Técnicas Municipales para el material del que se trate, para resistir la fuerza cortante máxima que debe desarrollar, para hacer posible la fluencia en flexión de la viga durante toda la duración del sismo.

Aunque en términos del comportamiento global del sistema estructural se impone como condición que el valor medio de las distorsiones máximas de los entrepisos no exceda, en ningún entrepiso, 125 por ciento de su distorsión límite, estas Normas fomentan que no se rebasen las distorsiones límite de las Tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3 al indicar en el inciso 6.2.2 que cuando en un análisis se exceda el valor de la distorsión límite, el comportamiento histérico de los elementos se modelará de acuerdo con los resultados de pruebas de laboratorio, tomando en cuenta todas las características significativas relacionadas con la fluencia, la degradación de rigidez y resistencia y los estrechamientos de las curvas de respuesta cíclica.

Optativamente, para revisar la respuesta calculada, se acepta adoptar como criterio de aceptación para los elementos mecánicos controlados por la deformación las capacidades de deformación establecidas en el ASCE 41-17 (2017) para seguridad de vida.

Será necesario además revisar los elementos mecánicos controlados por la fuerza. Para ello, es necesario revisar que los diferentes elementos estructurales tengan la capacidad resistente suficiente ante los correspondientes valores máximos y mínimos calculados durante los análisis no lineales. A diferencia de la resistencia que se calcula para los elementos mecánicos controlados por deformación (en cuyo cálculo se considera un factor de carga unitario), la resistencia ante los elementos mecánicos controlados por fuerza debe ser estimada con el factor de resistencia correspondiente de acuerdo con las Normas Técnicas Municipales del material del que se trate.

Las Normas aceptan revisar el estado límite de limitación de daños con un análisis modal espectral. Esto se debe a que para el sismo para el que se revisa dicho estado límite, el sistema estructural permanece elástico o con muy bajo nivel de

comportamiento no lineal.

6.3. Revisión por cortante basal

Cuando se haga un análisis modal espectral, V_c/W_o no se tomará menor que el valor de a_{min} establecido de acuerdo con la sección 1.7. V_o es la fuerza cortante en la base de la construcción y W_o el peso de la estructura al nivel del desplante.

Comentario:

Conforme a lo discutido en el comentario de la sección 1.7, las Normas establecen un requerimiento de cortante basal mínimo resistente para aportar niveles adecuados de seguridad a los edificios altos.

7. ANÁLISIS ESTÁTICO

Para la aplicación de los requisitos contenidos en el presente capítulo, se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos.

Los efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales y de comportamiento asimétrico se toman en cuenta conforme a las secciones 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5, respectivamente. Para el diseño de péndulos invertidos y diafragmas, apéndices y contenidos, deben atenderse las secciones 2.6 y 2.7.

Comentario:

Esta Norma promueve el uso del análisis dinámico, ya que ofrece una mejor representación de la respuesta sísmica con fines de diseño. Debido a ello, el análisis estático se limita a estructuras de baja altura y no puede usarse para el diseño de estructuras del Grupo A o que sean muy irregulares, ni para establecer las aceleraciones de piso en estructuras cuyos sistemas de piso no cumplan las condiciones de diafragma rígido y de planta sensiblemente simétrica.

7.1. Requisitos para la aplicación de este método de análisis

Puede utilizarse el método estático de análisis para estructuras regulares, según se define en el Capítulo 5, de altura no mayor que 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20m de altura. Para edificios ubicados en la Zona I, los límites anteriores se amplían a 40m y 30m, respectivamente. El método estático de análisis no podrá usarse para estructuras que pertenezcan al Grupo A o que sean muy irregulares de acuerdo con el Capítulo 5. Tampoco podrá usarse para establecer aceleraciones de piso en estructuras cuyos sistemas de piso no cumplan las condiciones de diafragma rígido y de planta sensiblemente simétrica establecidas en el inciso 2.7.1.

Comentario:

Las configuraciones de los sistemas de fuerzas laterales que se proponen para el método de análisis estático se basan en modelos matemáticos simplificados de los sistemas de fuerzas que se requieren para obtener estimaciones razonables de las fuerzas cortantes y distorsiones de entrepiso que resultan de los análisis modales de respuesta dinámica de sistemas regulares con diafragma rígido de piso; por ello,

no son capaces de estimar con precisión suficiente las respuestas requeridas para diseño en las estructuras del Grupo A o en los que presenten irregularidades significativas. Las incertidumbres asociadas a estas estimaciones se acentúan cuando los resultados del análisis estático se comparan con las que resultan de análisis de respuesta no lineal paso a paso, las cuales crecen con las demandas globales de ductilidad.

7.2. Determinación de las fuerzas cortantes de diseño

Para calcular las fuerzas cortantes en los entrepisos de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas de los pisos. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h_i , siendo h_i la altura de la masa en cuestión sobre la base de la estructura. El coeficiente se tomará de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a $c/(Q'R)$ pero no menor que a_0/R , donde a_0 es la ordenada espectral que corresponde a $T = 0$ y c el coeficiente que se consignan en el inciso 3.1.2. De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel, F_i , se determina como:

$$F_i = \frac{c}{Q'R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (7.2.1)$$

donde W_i es el peso de la i -ésima masa; h_i , la altura de la i -ésima masa sobre el desplante; y Q' , el factor de reducción por comportamiento sísmico definido en la sección 3.4. Para estimar las fuerzas laterales con la ecuación 7.2.1, el valor de Q' debe evaluarse con la ecuación 3.4.1 para el caso en que T este comprendido en el intervalo que va de T_a a T_b . El coeficiente c se obtendrá del PRODISIS.

Las sumas deben llevarse a cabo sobre todos los niveles del sistema estructural.

Comentario:

La ecuación 7.2.1 resulta de la suposición de que la aceleración efectiva varía en forma lineal con la altura del nivel de interés con respecto al nivel de desplante.

7.3. Reducción de las fuerzas cortantes en función del período fundamental

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas con la ecuación 7.2.1, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibrar de la estructura, T , de acuerdo con lo siguiente:

a) T se tomará igual a:

$$2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i X_i}{\sum F_i X_i}} \quad (7.3.1)$$

donde X_i es el desplazamiento del i -ésimo nivel, relativo al desplante en la dirección de la fuerza, y g la aceleración de la gravedad.

Las sumatorias se llevan a cabo sobre todos los niveles.

b) Si T es menor o igual a T_b , se procederá como en la sección 7.2, pero de tal manera que la relación V_0/W_0 sea igual a $a/(Q'R)$, calculándose a , Q' y R como se especifica en el Capítulo 3.

c) Si T es mayor que T_b , cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a:

$$F_i = W_i(k_3 h_i + k_4 h_i^2) \frac{a}{Q'R} \quad (7.3.2)$$

donde:

$$k_3 = p \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (7.3.3)$$

$$k_4 = 1.5(1 - p) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (7.3.4)$$

Y p se calcula con la ecuación 3.1.3. a no se tomará menor que a_0 .

Comentario:

Se presenta una manera aproximada de tomar en cuenta la variación de las ordenadas espectrales para diseño sin necesidad de realizar un análisis dinámico lineal. La ecuación 7.3.1 es rigurosamente válida para el caso de un sistema simétrico en el que X_i , F_i se tomen iguales a los desplazamientos laterales y las fuerzas de inercia que corresponden al modo fundamental de vibración de dicho sistema, respectivamente.

La ecuación 7.3.2 incluye las posibles aportaciones de los modos superiores de vibración para sistemas estructurales con periodos fundamentales de vibración mayores que T_b . Debido a que la ecuación 7.3.2 resulta en una caída más lenta de las ordenadas espectrales para periodos mayores que T_b , con relación a lo contemplado por los espectros de diseño del Capítulo 3, las ordenadas espectrales de desplazamiento contempladas por el análisis estático no convergen al desplazamiento del terreno para periodos largos.

8. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Los requerimientos de este capítulo aplican a estructuras desplantadas en los suelo tipo II y III.

Los efectos de interacción inercial pueden despreciarse si se cumple la condición indicada en la ecuación 8.3:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5 \quad (8.1)$$

T_e periodo fundamental de la estructura con base rígida

H_e altura efectiva que se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a la altura total.

T_s periodo dominante del sitio; se tomará del PRODISIS.

Los valores de H_s se obtendrán a partir de estudios locales de mecánica de suelos o , si éstos son insuficientes para obtenerlos, se adoptará el valor calculado con la ecuación 8.4.

$$H_s = \frac{V_s T_s}{4} \quad (8.2)$$

Donde V_s deberá ser determinada de la misma manera, a partir de estudios locales de mecánica de suelos. En caso de que éstos sean insuficientes para obtenerla, se podrá adoptar un valor de $V_s=80$ m/s.

Comentario:

Para estructuras desplantadas en las Zonas II o III, los espectros de diseño para campo libre especificados en el Capítulo 3 pueden no representar correctamente la excitación sísmica, pues se han despreciado los efectos de interacción cinemática debidos a la difracción de las ondas incidentes por la cimentación, así como los efectos de interacción inercial debidos a la flexibilidad del suelo y de la radiación de ondas.

Los efectos de interacción cinemática se manifiestan en una diferencia entre el movimiento del terreno en ausencia de la estructura (campo libre) y la excitación en la base del sistema estructural (movimiento efectivo). Las principales diferencias se refieren a una reducción en la amplitud del movimiento horizontal, especialmente los componentes de movimiento asociados a frecuencias altas (periodos cortos) y a la generación de movimientos rotacionales en la base de la cimentación. Los efectos de interacción inercial modifican los parámetros dinámicos fundamentales del sistema suelo-estructura.

La importancia de la interacción cinemática depende fundamentalmente del tamaño de la cimentación y su relación con la longitud de onda de los trenes de onda incidentes. La longitud de onda depende de la velocidad de propagación de ondas de corte del suelo (V_s). Las condiciones impuestas por las ecuaciones 8.1 y 8.2 se establecieron a partir del estudio de la respuesta de una cimentación circular infinitamente rígida y carente de masa embebida en un estrato de suelo homogéneo de profundidad finita. La desigualdad contenida en la ecuación 8.1 expresa la relación entre la profundidad de desplante del cimientto y el espesor del estrato deformable. Esta relación queda definida por el tiempo que tarda una onda de corte en recorrer verticalmente todo el cimientto (τ_v) y el tiempo que tarda la misma onda en recorrer el estrato de suelo compresible (que es proporcional al periodo dominante de vibrar del sitio, T_s). Si la condición impuesta por la ecuación 8.1 se satisface, puede considerarse que la profundidad de desplante de la cimentación es lo suficientemente pequeña, de tal manera que la diferencia entre los movimientos de campo libre y el movimiento efectivo en la base del cimientto es despreciable. La ecuación 8.2 considera la relación de esbeltez de la cimentación. Si la condición impuesta se satisface, puede considerarse que el cimientto es lo suficientemente robusto, de tal manera que las rotaciones introducidas por la interacción cinemática en la base del cimientto son despreciables. Las ecuaciones 8.1 y 8.2 indican que a medida que el cimientto es más profundo o el suelo más

flexible (valores más pequeños de V_s), la interacción cinemática comienza a producir cambios en una mayor proporción del movimiento, comenzando para frecuencias cada vez más bajas (periodos más largos) (Kausel, Whitman, Morray, & Elsabee, 1978).

La importancia de la interacción inercial depende de la relación que guardan las rigideces del sistema suelo-cimentación y la estructura. La ecuación 8.3 considera el cociente de la rigidez lateral del suelo de desplante y la rigidez lateral de la estructura, expresadas como el cociente de la altura del sistema (suelo o estructura) y su periodo fundamental de vibrar. Si la rigidez lateral del suelo es 2.5 veces mayor que la rigidez lateral de la estructura, las deformaciones introducidas en el suelo por las fuerzas inerciales que se desarrollan en la estructura pueden considerarse despreciables (Avilés & Pérez-Rocha, 1996). Cuando esto ocurre es posible analizar la estructura como si tuviera base rígida.

8.1. Interacción inercial

La interacción inercial puede incrementar o reducir las fuerzas de diseño con respecto a los valores que corresponden a base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales pueden sufrir cambios adicionales debidos a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

Comentario:

Para el caso de la interacción inercial, las Normas se limitan a considerar sus efectos en el periodo y el amortiguamiento del modo fundamental de vibrar, así como en la relación que existe entre el valor del factor de comportamiento sísmico Q y el factor de reducción por comportamiento sísmico Q' . Estas modificaciones pueden generar variaciones (amplificaciones o reducciones) en las ordenadas del espectro que deben ser consideradas para el diseño del sistema suelo-estructura.

8.1.1. Cortante basal modificado

Estos requisitos pueden usarse con los métodos de análisis estático o dinámico modal. Cuando se aplique el análisis estático, la fuerza cortante basal en la dirección de análisis se corregirá por interacción con la expresión:

$$\bar{V}_o = a' W_o - (a' - \bar{a}') W_e \quad (8.1.1)$$

W_o peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas

W_e peso efectivo de la estructura, igual a $0.7W_o$, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a W_o .

Las ordenadas espectrales de diseño a' y \bar{a}' , sin y con efectos de interacción, respectivamente, se determinarán como sigue:

$$a' = \frac{a}{RQ'} \quad (8.1.2)$$

$$\bar{a}' = \frac{\bar{a}}{R\bar{Q}'} \quad (8.1.3)$$

a ordenada espectral elástica para el periodo T_e y el amortiguamiento $\zeta_e = 5\%$ de la estructura con base rígida

\tilde{a} ordenada espectral elástica para el periodo \tilde{T}_e y amortiguamiento $\tilde{\zeta}_e$ de la estructura con base flexible

Q' y \tilde{Q}' factores de reducción por comportamiento sísmico sin y con efectos de interacción, respectivamente

\tilde{T}_e y $\tilde{\zeta}_e$, se calcularán como se indica en el inciso 8.2.3

El factor de sobre-resistencia R es independiente de la interacción suelo-estructura. El factor de reducción por comportamiento sísmico, \tilde{Q}' , se calculará como:

$$\tilde{Q}' = \begin{cases} 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} \tilde{T}_e}{k T_a}}; & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_a \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k}}; & \text{si } T_a < \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} \tilde{p}}{k}}; & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases} \quad (8.1.4)$$

donde:

$$\begin{aligned} \tilde{p} &= p \tilde{T}_e \\ \tilde{\beta} &= \beta(\tilde{T}_e, \tilde{\zeta}_e) \\ \tilde{T} &= 1 + (Q - 1) T_e^2 / \tilde{T}_e^2 \end{aligned}$$

Para la evaluación de \tilde{p} y $\tilde{\beta}$ se usan las ecuaciones 3.1.3 y 3.1.4, respectivamente.

Las fuerzas laterales, momentos torsionantes y momentos de volteo calculados para la estructura con base rígida se

multiplicarán por el factor $\frac{\tilde{V}_0}{V_0}$ a fin de incluir los efectos de interacción suelo-estructura, siendo

$V_0 = a' W_0$ la fuerza

cortante basal de la estructura con base rígida. El valor de este factor no se tomará menor que 0.75, ni mayor que 1.25.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental en la dirección de análisis, \tilde{V}_{01} , se corregirá por interacción suelo-estructura:

$$\tilde{V}_{01} = \tilde{a}' W_e \quad (8.1.5)$$

donde \tilde{a}' se calcula para el periodo y amortiguamiento efectivos de dicho modo, y el peso modal efectivo con la ecuación 6.1.1.

Los aportes de los modos superiores no se modifican por interacción suelo-estructura con

respecto a los que tienen para la estructura con base fija.

Toda fuerza o momento calculado para el modo fundamental de vibrar para la condición de estructura con base rígida se multiplicará por el factor $\frac{\tilde{V}_{o1}}{V_{o1}}$ a fin de incluir los efectos de interacción inercial, siendo $\tilde{V}_{o1} = \alpha' W_e$ a fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura con base rígida. El valor de este factor no será menor que 0.75, ni mayor que 1.25.

Comentario:

Si se usa el análisis estático de acuerdo con la sección 7.3, el cortante basal modificado por interacción está dado por la ecuación 8.2.1. La contribución de los modos superiores de vibrar queda considerada implícitamente al emplear el peso total de la estructura W_o (en lugar de su peso efectivo W_e). El término $(\alpha' - \tilde{\alpha}') W_e$ representa los efectos de interacción suelo-estructura en el cortante basal, asociados exclusivamente al modo fundamental de vibrar. El signo de este término puede ser negativo, con lo que, en lugar de una reducción, se incrementará el cortante basal.

El valor de la ordenada espectral elástica se modifica debido al efecto del alargamiento del periodo fundamental de vibrar y del incremento del amortiguamiento del sistema. La modificación resulta de tres condiciones diferentes:

- 1) Si el periodo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida cae en la rama ascendente del espectro, ($T_e < T_a$), la interacción suelo-estructura puede incrementar o reducir el valor de la ordenada espectral elástica en función de los valores del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema. Mientras que el alargamiento del periodo resulta en una mayor ordenada espectral, el aumento de amortiguamiento tiene el efecto contrario.
- 2) Si el periodo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida cae en la parte plana del espectro ($T_a < T_e < T_b$), la interacción suelo-estructura reducirá o no modificará el valor de la ordenada espectral elástica. La magnitud de la modificación depende de los valores del periodo y amortiguamiento del sistema con base flexible.
- 3) Si el periodo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida cae en la rama descendente del espectro, ($T_b < T_e$), la interacción reducirá el valor de la ordenada espectral elástica tanto por el alargamiento del periodo como por el aumento del amortiguamiento.

De manera adicional, los efectos de interacción suelo-estructura modifican la relación que existe entre el factor de comportamiento sísmico (Q) y el factor de reducción por comportamiento sísmico (Q'). En sistemas con base flexible, los desplazamientos totales son producto de dos componentes de deformación, uno asociado con la deformación de la estructura y el otro a su movimiento de cuerpo rígido (corrimiento y rotación del cimiento). Las relaciones convencionales entre el factor de reducción de resistencia y la demanda de ductilidad en la estructura se basan en la consideración de que todo el desplazamiento del sistema se debe a su

deformación lateral. Dado que el comportamiento inelástico del sistema solamente afecta al componente de desplazamiento asociado con la deformación de la estructura, la relación que existe entre el factor de reducción de resistencia y la demanda de ductilidad se ve modificada cuando se considera una base flexible. Este efecto ha sido caracterizado por Rosenblueth y Reséndiz (1988), Avilés y Pérez-Rocha (2005), Pérez-Rocha y Avilés (2003), Ghannad y Ahmadnia(2006), Eser y Aydemir(2011), entre otros. Es por esto necesario considerar un valor del factor de reducción por comportamiento sísmico modificado por interacción \tilde{Q}' . Para el cálculo de este factor, se utiliza un valor del factor de comportamiento sísmico modificado por interacción \tilde{Q} . Este factor no indica que la capacidad de deformación inelástica de la estructura se modifique por efectos de interacción suelo-estructura, sino que la deformación elástica se incrementa debido a la flexibilidad de la base.

La ecuación 8.2.4 considera que el sistema suelo-estructura exhibe comportamiento elasto-plástico perfecto. Se ha mostrado que en sistemas con rigideces post-fluencia diferentes de cero, las variaciones en la relación entre \tilde{Q} y \tilde{Q}' producidas por los efectos de interacción suelo estructura son menores (Avilés & Pérez-Rocha, 2011). Además, se ha comprobado con análisis estáticos no lineales, que el factor de sobre-resistencia de las estructuras no se ve modificado por efecto de la interacción suelo-estructura (Fernández, Tapia, & Dávalos, 2015).

Para el análisis estático, la determinación del factor \tilde{V}_o/V_o permite evaluar el efecto de la interacción suelo-estructura. En general, la condición de que este factor no se tome menor que 0.75 ocurre cuando el periodo de la estructura es mayor que el periodo dominante del terreno, y la de que no se tome mayor a 1.25, en caso contrario. Las Normas limitan el posible incremento de cortante basal debido, esencialmente, a las grandes incertidumbres involucradas en la estimación de la sobre-resistencia estructural y a la forma conservadora de los espectros de diseño.

El análisis dinámico modal espectral se limita a considerar el efecto de la interacción suelo - estructura en la respuesta del modo fundamental de vibrar. Los valores límite del factor \tilde{V}_o/V_o se consideran igual que para el análisis estático.

8.1.2. Desplazamiento lateral modificado

Cuando se aplique el análisis estático, los desplazamientos laterales del sistema estructural en la dirección de análisis, corregidos por efectos de interacción suelo-estructura, se determinarán con la expresión:

$$\tilde{X}_i = \frac{\tilde{V}_o}{V_o} \left[X_i + \frac{V_o}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_o}{K_r} \right] \quad (8.1.6a)$$

M_o momento de volteo en la base de la cimentación.

X_i desplazamiento del i-ésimo nivel a la altura h_i sobre el desplante, calculado en la dirección de análisis con fuerzas sísmicas sin modificar por interacción suelo-estructura.

K_h y K_r rigidez de traslación y de rotación de la cimentación, respectivamente. Se definen como la fuerza y el momento necesarios para producir un desplazamiento horizontal y una rotación unitarios de la cimentación, respectivamente.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, los desplazamientos laterales correspondientes al modo fundamental en la dirección de análisis, corregidos por efectos de interacción suelo-estructura, se determinarán con la expresión:

$$\tilde{X}_{i1} = \frac{\tilde{V}_{o1}}{V_{o1}} \left[X_{i1} + \frac{V_{o1}}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_{o1}}{K_r} \right] \quad (8.1.6b)$$

- V_{o1} y M_{o1} fuerza cortante y momento de volteo en la base, respectivamente, correspondientes al modo fundamental en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
- X_{i1} desplazamiento del i -ésimo nivel a la altura h_i sobre el desplante, calculado usando el modo fundamental en la dirección de análisis con fuerzas sísmicas sin modificar por interacción suelo-estructura.

La contribución de los modos superiores a los desplazamientos laterales se considerará como en el caso de estructuras con base fija.

Los desplazamientos resultantes de la superposición modal deberán tenerse en cuenta en el cálculo de los efectos de segundo orden y la revisión del estado límite por choques con estructuras adyacentes.

Comentario:

El primer término de la ecuación 8.2.6a se refiere a la deformación de la estructura; y el segundo y tercer términos, al corrimiento y rotación de la cimentación, respectivamente. La ecuación supone que el corrimiento y rotación de la cimentación se produce en su base. Es por ello por lo que la altura del i -ésimo nivel, considerada en la contribución al desplazamiento de la cimentación, está incrementada por la profundidad de desplante del cimiento. Esta profundidad de desplante corresponde a la del cajón de cimentación o a la de la zapata de cimentación. Para el caso de cimentaciones con base en pilotes de fricción, la profundidad de desplante debe tomarse desde el desplante de la losa de cimentación a la cual esté ligada la parte superior de los pilotes (cabeza del pilote). La ecuación 8.2.6b se utiliza para el método dinámico modal, utilizando los valores de cortante basal con base rígida y base flexible, momento de volteo y desplazamientos del primer modo de vibrar (V_{o1} , \tilde{V}_{o1} , M_{o1} y X_{i1}).

Al igual que para el cálculo del cortante basal con el método dinámico modal espectral, el procedimiento incluido en las Normas para el cálculo de los desplazamientos laterales considera que las formas modales de la estructura con base rígida y base flexible son iguales, y que la respuesta dinámica de los modos superiores no se modifica por interacción suelo-estructura.

8.1.3. Periodo y amortiguamiento efectivos

En la dirección de análisis, el periodo efectivo del sistema suelo-estructura se determinará como sigue:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2} \quad (8.1.7)$$

T_h periodo natural de la estructura asociado con una traslación horizontal de cuerpo rígido

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \quad (8.1.8)$$

T_r periodo natural de la estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}} \quad (8.1.9)$$

En la dirección de análisis, el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura elástico se determinará con la expresión:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e}\right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e}\right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e}\right)^2 \quad (8.1.10)$$

ζ_h coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\tilde{T}_e K_h} \quad (8.1.11)$$

ζ_r coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \quad (8.1.12)$$

C_h y C_r fuerza y momento necesarios para producir velocidades unitarias de la cimentación en traslación horizontal y rotación, respectivamente.

Las rigideces de los resortes elásticos, K_h y K_r , y los coeficientes de los amortiguadores viscosos, C_h y C_r , se obtendrán de la tabla 8.2.1 para la frecuencia angular efectiva del sistema, $\omega = 2\pi/\tilde{T}_e$, considerando círculos equivalentes en área y momento de inercia al área de desplante de la cimentación. Para los modos de traslación y rotación, los radios de dichos círculos están dados por:

$$R_h = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (8.1.13)$$

$$R_h = \sqrt{\frac{4I}{\pi}} \quad (8.1.14)$$

- A área de la superficie neta de la cimentación
- I momento de inercia de la superficie neta de la cimentación con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección de análisis

Para el cálculo de los resortes y amortiguadores del suelo, se podrán emplear métodos alternos basados en principios establecidos de dinámica de cimentaciones o programas de cómputo especializados, siempre y cuando se demuestre, a satisfacción de la Administración, la pertinencia del modelo adoptado.

El periodo y amortiguamiento efectivos \bar{T}_e y ζ_e del sistema suelo-estructura se obtienen de forma iterativa, ya que los valores de K_h y K_r así como de C_h y C_r , cambian con la frecuencia.

Los valores de estos resortes y amortiguadores del suelo se obtienen como se indica en la tabla 8.2.1 para cimentaciones someras o con pilotes.

Tabla 8.2.1 Rigideces y amortiguamientos de cimentación someras o con pilotes

$K_m = K_m''(k_m - 2\xi_s \eta_s c_m)$ y $C_m = K_m''(\eta_m c_m + 2\xi_s k_m)/\omega$ $m = h, v, r$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = \frac{2\pi}{T}$		$\eta_m = \omega R_m / \beta_s$ $\eta_s = \pi R_s / 2H_s$ $\eta_p = [2(1 - \nu_s)/(1 - 2\nu_s)]^{1/2} (\pi R_r / 2H_s)$	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h'' = \frac{8G_s R_b}{2 - \nu_s} \left(1 + \frac{R_b}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_b}\right) \times \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right)$	$k_h = 1$	$c_h = \frac{0.65\xi_s \eta_{hs}}{1 - (1 - 2\xi_s)\eta_{hs}^2}; \text{ si } \eta_{hs} = \eta_h/\eta_s \leq 1$ $c_h = 0.576; \text{ si } \eta_{hs} = \eta_h/\eta_s > 1$
Vertical	$K_v'' = \frac{4G_s R_v}{1 - \nu_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_v}\right) \left(1 + \frac{D}{2R_v}\right) \times \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_v}{1 - D/H_v}\right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0; \text{ si } \eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1 - \nu_s)D/R_v}{1 + 0.5D/R_v}; \text{ si } \eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r'' = \frac{8G_s R_c^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + \frac{R_c}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \times \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$	$k_r = 1 - 0.2\eta_r; \text{ si } \eta_r \leq 2.5$ $k_r = 0.5; \text{ si } \eta_r > 2.5, \nu_s \leq 1/3$ $k_r = 1 - 0.2\eta_r; \text{ si } \eta_r > 2.5, \nu_s \geq 0.45$ Interpolación linealmente para $1/3 < \nu_s < 0.45$	$c_r = \frac{0.5\xi_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\xi_s)\eta_{rp}^2}; \text{ si } \eta_{rp} = \eta_r/\eta_p \leq 1$ $c_r = \frac{0.3\eta_{rp}^2}{1 + \eta_{rp}^2}; \text{ si } \eta_{rp} = \eta_r/\eta_p > 1$

Cimentaciones con pilotes			
$K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2K_m^o c_m / \omega$ $m = h, v, r$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = \frac{2\pi}{T_c}$		Parámetros de frecuencia $\left\{ \begin{array}{l} \eta = \omega d / \beta_s \\ \eta_s = \pi d / 2H_s \\ \eta_p = 3.4 \eta_s / [\pi(1 - \nu_s)] \end{array} \right.$	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coeficiente de rigidez	Coeficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^o = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$	$k_h = 1$	$c_h = 0.8 \zeta_s$; $c_h = 0.8 \zeta_s + 0.175 (E_p / E_s)^{0.17} \eta$; si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^o = 1.9 d E_s \left(\frac{L}{d} \right)^{0.67}$	$k_v = 1$; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$; si $L/d \geq 50$ Interpolar linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = \zeta_s$; $c_v = \frac{0.413 \left(\frac{L}{d} \right)^{0.33}}{1 + \nu_s \left(\frac{L}{d} \right)} \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^2} \right)^{0.8} \eta^{0.8}$; si $\eta > 1.5 \eta_p$ Interpolar linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5 \eta_p$

Comentario:

El análisis espectral (ya sea estático o dinámico modal), considera respuestas de sistemas de un grado de libertad. En congruencia, las ecuaciones 8.2.7 y 8.2.10 consideran la respuesta del modo fundamental de vibrar del sistema suelo-estructura con base flexible a partir de la respuesta de un sistema elástico equivalente de un grado de libertad, con propiedades dinámicas tales (periodo y amortiguamiento efectivo, \bar{T}_e y $\bar{\delta}_e$, respectivamente) que su respuesta sea la misma que la del modo fundamental de vibrar del sistema suelo-estructura (Avilés & Pérez-Rocha, 1996). Para una explicación más detallada de las ecuaciones y su uso, puede consultarse Wolf (1985) y Avilés y Pérez Rocha (1996).

La modificación del amortiguamiento resulta de la capacidad que tiene el suelo para disipar energía por comportamiento histerético (amortiguamiento del material), la radiación de ondas (amortiguamiento geométrico), y la difracción de las ondas incidentes por la cimentación. Dado que el cabeceo de la cimentación puede incrementar la respuesta relativa del edificio y por consiguiente, reducir el amortiguamiento aparente, es posible que el amortiguamiento del conjunto suelo-estructura sea menor que el correspondiente a la estructura con base rígida. Este efecto suele ser importante en estructuras esbeltas, que son las más sensibles al cabeceo de la cimentación. Si no se toma en cuenta explícitamente la interacción cinemática de acuerdo con los procedimientos incluidos en la sección A.1, sus efectos se supondrán implícitos al restringir la posible reducción del amortiguamiento al valor nominal de 5 por ciento supuesto en los espectros de diseño. Si se opta por incluir de manera explícita los efectos de la interacción cinemática, se considera el valor de amortiguamiento establecido con la ecuación 8.2.10 (aun cuando éste sea menor que 5 por ciento).

Con rigor, el periodo fundamental de vibrar del sistema se calcula mediante iteraciones porque las rigideces K_h y K_r , que modelan la rigidez del suelo, deben evaluarse para una excitación de frecuencia $\omega = 2\pi/\bar{T}_e$. Una aproximación razonable puede obtenerse con los valores correspondientes a la frecuencia fundamental de vibrar correspondiente a base rígida, $\omega = 2\pi/T_e$. El amortiguamiento del sistema se determina directamente una vez conocido su periodo.

Las iteraciones necesarias para resolver las ecuaciones 8.2.7 y 8.2.10 generalmente no son más de tres.

El uso de resortes y amortiguadores para considerar la rigidez dinámica del sistema suelo- cimentación es conveniente para representar el comportamiento de un medio continuo (el suelo) en modelos discretos que consideran elementos de tamaño finito (como los que se utilizan comúnmente en la práctica profesional). Es importante hacer énfasis en que la aproximación que se obtiene al utilizar resortes y amortiguadores para representar el suelo depende de la manera en que se determinen sus constantes. Para el caso de la respuesta dinámica, es importante considerar la masa y la rigidez del suelo, así como los posibles mecanismos de disipación de energía del medio en el cálculo de las constantes de rigidez y amortiguamiento.

En la tabla 8.2.1 se resumen las ecuaciones para calcular las constantes de los

resortes y amortiguadores equivalentes de cimentaciones someras o con pilotes, para diferentes modos de vibrar. Las ecuaciones tienen una forma general única, tanto para cimentaciones someras como para cimentaciones con pilotes. En ellas, el modo de vibrar de referencia se caracteriza por el subíndice m . De esta manera, cuando se hace referencia al modo horizontal se considera $m = h$; $m = v$ para el modo vertical; y para el modo rotacional $m = r$. Dichas ecuaciones están basadas en los resultados reportados por Gazetas(1991) y Sieffert y Cevaer(1992). En ellas se han despreciado las condiciones de contacto entre el suelo y las paredes de la cimentación (por ejemplo, la separación de las paredes en el caso de cajones, o el remoldeo del suelo durante el hincado de pilotes). Los valores de amortiguamiento establecidos conforme a la tabla presentan saltos alrededor de las frecuencias resonantes del estrato, lo que refleja el efecto de las frecuencias críticas en el amortiguamiento por radiación.

Las ecuaciones de la tabla 8.2.1 que corresponden a cimentaciones someras consideran que las deformaciones propias del sistema estructural de la cimentación son lo suficientemente pequeñas para ser despreciadas. Esta es una situación común para zapatas y cajones de cimentación. El segundo grupo de ecuaciones considera el efecto de las deformaciones propias del sistema estructural de la cimentación. Esta situación suele ser importante en cimentaciones profundas (pilas o pilotes) debido a su flexibilidad lateral.

Dado que las expresiones incluidas en la tabla 8.2.1 han sido calculadas para cimentaciones circulares, las cimentaciones someras con forma no circular en planta deben ser representadas mediante una dimensión característica correspondiente a los radios de un círculo equivalente (ecuaciones 8.2.13 y 8.2.14). La equivalencia depende del modo de vibrar bajo consideración. Para los modos de vibrar horizontal y vertical (h y v) se utiliza el radio de un círculo equivalente con área igual a la de la superficie en planta de la cimentación (ecuación 8.2.13). Para el modo rotacional (r) se debe utilizar el radio de un círculo equivalente en términos de momento de inercia (ecuación 8.2.14).

Durante el análisis de efectos de interacción suelo-estructura, suelen expresarse los resultados en función de la frecuencia de análisis normalizada respecto al tamaño característico de la cimentación y la velocidad de la propagación de ondas. En la tabla 8.2.1 la frecuencia normalizada se denota por la letra ε . Para cimentaciones superficiales, la normalización puede hacerse respecto al radio equivalente en términos de área o momento de inercia. Por esta razón, en la tabla 8.2.1 la frecuencia normalizada se define como ε_m , en donde para los modos horizontal y vertical ($m=h$ y $m=v$), la frecuencia se normaliza con el radio equivalente en términos de área. Para el modo rotacional ($m=r$), la frecuencia se normaliza con el radio equivalente en términos de momento de inercia. En el caso de pilotes, la frecuencia de análisis debe normalizarse con su diámetro.

Un fenómeno importante que frecuentemente es ignorado en la práctica es que el amortiguamiento por radiación no es activado por debajo de ciertas frecuencias críticas de los depósitos de suelo (Meek & Wolf, 1991). En particular, para frecuencias menores que la primera frecuencia resonante del estrato, los valores de amortiguamiento son muy bajos y corresponden exclusivamente al

comportamiento histerético del suelo (el amortiguamiento por radiación es prácticamente nulo para este intervalo de frecuencias). Las frecuencias críticas de un estrato uniforme quedan definidas por sus frecuencias fundamentales de vibrar transversal (ϵ_s) y vertical (ϵ_p), según se trate de oscilaciones de la cimentación en traslación horizontal o cabeceo, respectivamente. Esto se debe a que las oscilaciones de traslación horizontal generan principalmente ondas S, mientras que las de cabeceo originan ondas P.

Se dispone de pocas soluciones confiables que permitan evaluar con sencillez las rigideces y amortiguamientos de pilotes individuales. En la tabla 8.2.1 se consignan ecuaciones para pilotes de fricción, las cuales son aplicables a pilotes flexibles en que $L > L_c$, siendo L la longitud del pilote; y $L_c = 2d(E_p/E_s)0.25$, su longitud activa (la longitud a lo largo de la cual el pilote transmite carga lateral al suelo). No se dispone de una teoría confiable que permita evaluar de manera práctica las rigideces y amortiguamientos de pilotes de punta o pilas. En general, la rigidez rotacional de los sistemas de cimentación con base en pilotes o pilas de punta suele ser alta. Dado que, para estructuras convencionales, las mayores modificaciones introducidas por la interacción inercial están asociadas a la rotación de la cimentación, es de esperarse que los efectos de interacción no sean muy pronunciados para estructuras cimentadas en pilas y pilotes de punta. Si el estrato en que se desplantan la punta de las pilas o los pilotes no es muy rígido, podrá utilizarse como una aproximación para el cálculo de la rigidez rotacional modelos numéricos del sistema suelo-pilote que representen las condiciones del problema, o la siguiente expresión (que corresponde a la ecuación A.32 de la versión anterior de estas Normas):

$$K_r = \frac{1}{\frac{1}{43G \left(\frac{d}{2}\right)^3} + \frac{1}{\sum x_i^2 K_{vi}}} \quad (\text{C- 8.1.1})$$

donde:

- G es el módulo de rigidez al corte del suelo de soporte.
- K_{vi} es la rigidez axial del i -ésimo pilote bajo la suposición de que su punta no se desplaza verticalmente.
- x_i es la distancia entre el centro del pilote y eje centroidal del grupo de pilotes.

En un arreglo de pilotes conectados a una losa rígida es recomendable tener en cuenta el efecto de grupo debido a la interacción que se da entre pilotes a través del suelo. En la mayoría de los casos el efecto de grupo reduce la rigidez del grupo de pilotes y estas reducciones pueden ser importantes (Dobry & Gazetas, 1988) Murià et al. (2008) (Correa Giraldo & Murià-Vila, 2005). Sin embargo, existen condiciones para las cuales el efecto de grupo puede incrementar la rigidez del grupo de pilotes (Dobry & Gazetas, 1988). En el caso que se decida considerar los efectos de grupo, es posible utilizar el procedimiento de superposición propuesto por Dobry y Gazetas (1988) para pilotes de fricción, usando factores de interacción dinámica que reflejen la influencia de un pilote activo sobre otro pasivo, exactamente como se hace con los factores de interacción estática introducidos por

Poulos (1968). Esta metodología está incluida en el capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Obras Civiles de la CFE (INEEL, 2017).

9. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES

Las presentes Normas sólo cubren en su totalidad los requisitos de diseño para estructuras de edificios. Tratándose de otros tipos de estructuras se aplicarán métodos de análisis apropiados que conduzcan a niveles de seguridad congruentes con los de estas Normas y reciban la aprobación de la Administración.

10. ESTRUCTURAS EXISTENTES

En la revisión de la seguridad de un edificio existente se adoptará el factor de comportamiento sísmico Q que, en los términos del Capítulo 4, corresponda al caso cuyos requisitos sean esencialmente satisfechos por la estructura, a menos que se justifique, a satisfacción de la Administración, la adopción de un valor mayor.

En su caso, para estructuras dañadas por el sismo del 19 de septiembre de 2017, se seguirá lo establecido en las Normas para la Rehabilitación Sísmica de edificios de concreto dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017.

Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplomo de la construcción excede 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por el factor F_a establecido en la sección 2.5. Para ello, cuando el sistema estructural exhiba simetría en fluencia en ausencia de desplomo, el valor de α usado para estimar los parámetros de la tabla

2.5.1 será igual a:

$$\alpha = \theta_a \quad (10.1)$$

Donde θ_a es el desplomo de la construcción medido en la azotea dividido entre su altura total sobre el desplante. En caso de que el sistema estructural exhiba asimetría en fluencia en ausencia de desplomo, el valor de α considerará las asimetrías debidas a la inclinación y al sistema estructural de acuerdo con la ecuación 10.2 cuando el desplomo se dé en el sentido débil de la estructura (sentido en que la estructura alcanza V_b^d en ausencia de desplomo), y de acuerdo con la ecuación 10.3 cuando el desplomo se dé en el sentido fuerte de la estructura (sentido en que la estructura alcanza desplomo).

V_b^f en ausencia de

$$\alpha = \alpha_{sd} + \theta_a \quad (10.2)$$

$$\alpha = |\alpha_{sd} - \theta_a| \quad (10.3)$$

donde α_{sd} se estima con la ecuación 2.5.3, y V_b^f y V_b^d son, respectivamente, las cortantes basales de fluencia en los sentidos fuerte y débil de la estructura en la dirección de análisis.

Si se emplea el método de análisis dinámico no lineal paso a paso descrito en la sección 6.2, se hará consideración explícita de la inclinación.

Además de cumplir, en su caso, los requisitos de las Normas para la Rehabilitación Sísmica de edificios de concreto dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017, cuando se refuerce una construcción con elementos estructurales adicionales será válido adoptar los valores de Q que corresponden a estos elementos, siempre que sean capaces de resistir en cada entrepiso al menos 50 por ciento de la fuerza cortante de diseño, resistiendo la estructura existente el resto, y en cada nivel las resistencias de los elementos añadidos sean compatibles con las fuerzas de diseño que les correspondan. Deberá comprobarse según la sección 2.7 que los sistemas de piso tengan la rigidez y resistencia suficientes para transmitir las fuerzas que se generan en ellos por los elementos de refuerzo que se han colocado y, de no ser así, deberán reforzarse y/o rigidizarse los sistemas de piso para lograrlo.

Comentario:

Se acepta que el diseñador seleccione el valor de Q para edificios existentes. Ello en virtud de que las propiedades de los materiales y el detallado pueden diferir de los especificados por las Normas Técnicas Municipales del Reglamento. Además, en este caso cabe un mayor ejercicio del criterio que en el diseño de estructuras nuevas, tanto porque las existentes pueden ya haber pasado la prueba de verse sujetas a uno o más temblores intensos, como porque este mismo hecho seguramente las dañó en algún grado aun cuando ello no se detecta a simple vista.

La disposición referente al efecto de desplomes en la capacidad sísmica estructural se relaciona con la aplicación de lo que se especifica en la sección 2.5 para estructuras cuya capacidad ante carga lateral difiere en los dos sentidos de la dirección en que se analiza. Cuando una construcción presente desplomo y, además, asimetría en fluencia en la misma dirección se sumarán los dos efectos; si la estructura no presenta asimetría en fluencia, α_{sd} es igual a cero, y por lo tanto se usará la ecuación 10.1, en donde ζ_d representa el nivel de asimetría. En el caso de que el sistema estructural exhiba asimetría en fluencia en presencia de desplomo, se usará la ecuación 10.2. El efecto acumulativo al que se refieren las ecuaciones 10.2 y 10.3, considera el hecho de que la rigidez lateral de la estructura es la misma en ambos casos, como se ilustra en la Figura C-10.1.

El permitir que se adopte en ciertas condiciones el valor de Q que corresponde a los elementos estructurales adicionales para estructuras que se refuerzan constituye una concesión con el fin de no encarecer su refuerzo excesivamente. Al hacer esta concesión se admite que podrá dañarse ligeramente la estructura existente, pero se protege su estabilidad con los elementos que se adicionan. Se requiere, sin embargo, verificar que las fuerzas verticales y horizontales se transmitan adecuadamente para que la estructura existente no falle ante ninguno de estos sistemas de fuerzas.

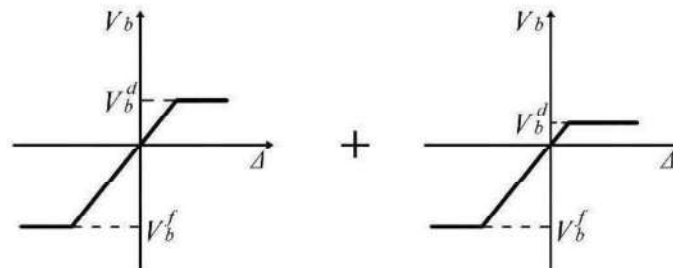


Figura C- 10.1 Fuerzas cortantes de fluencia en la estructura

11. METODOLOGÍAS DE DISEÑO BASADAS EN EL CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

Podrán usarse criterios de diseño sísmico basados en el control del desplazamiento lateral de la edificación si se demuestra, a satisfacción de la Administración, la pertinencia de la metodología de diseño utilizada. Lo anterior requerirá del planteamiento de criterios basados en el análisis dinámico no lineal paso a paso de la respuesta sísmica, que establezcan con claridad los valores aceptables de los desplazamientos laterales y del daño estructural para el sismo de diseño. Estos análisis se realizarán con los criterios y procedimientos establecidos en la sección 6.2.

Comentario:

Los requisitos de esta Norma tienen como objetivo dar un nivel adecuado de seguridad a los sistemas estructurales diseñados conforme a ellas, de tal manera de satisfacer el propósito y alcance establecido en la sección 1.1. Es importante destacar que este cuerpo normativo no ha sido establecido con el fin de prevenir el uso de materiales y dispositivos innovadores, y desincentivar el uso de métodos de diseño y construcción que no estén explícitamente cubiertos por sus requerimientos de diseño.

Es posible utilizar criterios de diseño sísmico basados en el control del desplazamiento lateral para el diseño de sistemas de control, y de cualquier otro tipo de dispositivo o miembro que no pueda diseñarse de manera pertinente con un formato basado en fuerzas. También será posible usar estos criterios para plantear sistemas estructurales con desempeño sísmico superior al contemplado en la sección 1.1, como sería el caso de un diseño basado en resiliencia enfocado a minimizar pérdidas y satisfacer el nivel de desempeño de ocupación inmediata, o el caso de un nivel de desempeño intermedio entre los estados límite de limitación de daño y seguridad ante colapso.

El uso de criterios de diseño basados en el control de desplazamiento requiere del uso del análisis dinámico no lineal y de la aceptación por parte de la Administración de la pertinencia de la solución propuesta. Debe cumplirse con las disposiciones de la Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones en lo referente a la revisión del proyecto estructural.

12. SISTEMAS ESTRUCTURALES CON DISPOSITIVOS PARA CONTROL DE LA RESPUESTA SÍSMICA

Cuando en el sistema estructural se utilicen dispositivos de control de la respuesta dinámica de la estructura, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los hasta aquí especificados si se demuestran, a satisfacción de la Administración, tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales, como la validez de los valores del amortiguamiento y del factor de comportamiento sísmico que se propongan. En el Apéndice B se presentan criterios para el diseño de los elementos disipadores y los miembros estructurales en edificios, así como las pruebas de laboratorio para determinar las funciones características de comportamiento cíclico de los disipadores y los criterios para su control de calidad.

Comentario:

Existen diversos sistemas útiles para controlar la respuesta sísmica de las estructuras, por ejemplo, disipadores de energía, aisladores sísmicos, amortiguadores de masa resonante, combinación de estos, etc. Debido a que el comportamiento de las estructuras equipadas con este tipo de dispositivos es diferente al de las estructuras convencionales, es necesario que su diseño cuente con aprobación de la Administración y que se cumpla con las disposiciones de las Normas Técnicas Municipales para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones en lo referente a la revisión del proyecto estructural. El Apéndice B de estas Normas proporciona recomendaciones generales para el diseño de edificios con disipadores de energía; sin embargo, no se incluyen para estructuras con aislamiento sísmico en su base. Las recomendaciones de Mena y Pérez (INEEL, 2017) y Tena-Colunga (2013) pueden ser útiles para los diseñadores de este tipo de estructuración.

APÉNDICE A. DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA UN SITIO ESPECÍFICO

En el presente apéndice se estipulan los métodos y procedimientos generales para determinar el periodo dominante de vibrar de un sitio, T_s .

El valor de T_s podrá obtenerse partiendo de la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés, para lo cual puede recurrirse a las siguientes fórmulas:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i} \right) \left(\sum_{i=1}^N \gamma_i d_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) \right)} \quad (8.1.1)$$

Donde $x_0=0$ (en la base) y x_i ($i=1, 2, \dots, N$) está dada por:

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i \frac{d_j}{G_j}}{\sum_{j=1}^N \frac{d_j}{G_j}} \quad (8.1.2)$$

d_i , G_i y γ_i espesor, módulo de rigidez al corte y peso volumétrico del i -ésimo estrato de la formación de suelo, respectivamente
 N número de estratos

Para la aplicación de este criterio es necesario que la exploración del subsuelo, ecuación A.2.3, se efectúe hasta los depósitos firmes profundos en el sitio de interés; de lo contrario, se estaría excluyendo la influencia de la deformabilidad del subsuelo que se encuentra por debajo del nivel de exploración alcanzado.

$$H_s = \sum_{i=1}^N d_i \quad (8.1.3)$$

Además, T_s puede obtenerse de mediciones de ruido ambiental o movimientos fuertes del terreno, con procedimientos e instrumentos aceptados por la práctica profesional. Cuando T_s se determine con más de un método, los valores obtenidos deberán ser coherentes entre ellos.

Comentario:

En el caso de los medios estratificados, es común representarlos por un estrato homogéneo con propiedades equivalentes. Una práctica común es el uso del promedio ponderado o promedio pesado de las propiedades de los estratos. Sin embargo, el uso de este tipo de promedios para calcular las propiedades equivalentes ignora la posición relativa de los estratos, la cual es muy importante en la respuesta dinámica de medios estratificados. Por ejemplo, el periodo fundamental de vibrar de un medio estratificado en el cual el estrato inferior es el de menor rigidez es mayor que el periodo fundamental de un medio con el mismo conjunto de estratos, pero con el estrato más firme en la parte más profunda. La ecuación A.2.1 permite calcular el periodo fundamental de un medio estratificado, tomando en cuenta explícitamente la posición de cada uno de los estratos. Para los casos en que los estratos de suelo van incrementando su rigidez con la profundidad, los periodos de vibrar del suelo usando un estrato equivalente con propiedades calculadas mediante promedios pesados y los calculados con la expresión A.2.1 son muy similares. Sin embargo, para casos en que un estrato blando subyace a un estrato más rígido, el periodo del sitio utilizando el procedimiento de los promedios pesados es menor que el calculado con la expresión A.2.1.

APÉNDICE B. EDIFICIOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA

B.1 Criterios generales de diseño

B.1.1. Alcance y definiciones básicas

El objetivo de añadir disipadores de energía sísmica a las estructuras es reducir su respuesta ante la acción de movimientos sísmicos. Los disipadores de energía que se tratan en este apéndice son de tipo pasivo, y se clasifican como sigue:

- a) Elementos en los que la disipación de energía depende principalmente del desplazamiento relativo entre sus extremos. A este tipo de dispositivos se les llama aquí disipadores histeréticos. Incluyen tanto disipadores de fricción como los constituidos por materiales que desarrollan deformación plástica.
- b) Elementos en los que la disipación de energía depende principalmente de la velocidad

(aunque pueden depender, en menor medida, del desplazamiento relativo entre sus extremos; por ejemplo, los disipadores viscoelásticos).

Comentario:

La respuesta dinámica de las edificaciones puede reducirse a través de sistemas de control activo, pasivo o híbrido. Las estructuras con disipadores de energía sísmica que existen en México son de tipo pasivo (Tena-Colunga, 2007), razón por la cual estas recomendaciones tratan este tipo de disipadores. Las aplicaciones a las que se refiere este Apéndice son principalmente a edificaciones urbanas ubicadas en la Ciudad de México y equipadas en su superestructura con amortiguamiento suplementario.

En esta Norma se tratan dispositivos cuya relación fuerza-desplazamiento depende principalmente de: a) el desplazamiento relativo entre sus extremos (por ejemplo: ADAS, TADAS, contraviento con pandeo restringido, de fricción, etc.), y b) su velocidad relativa (viscosos lineales y no lineales). No se incluyen recomendaciones para otro tipo de disipadores como amortiguadores de masa resonante y dispositivos con memoria de forma, ni para disipadores de energía que formen parte de un sistema de aislamiento sísmico.

B.1.2. Requisitos generales para el diseño del sistema estructura-disipador

El sistema estructura-disipador consiste en un sistema primario que es capaz de resistir tanto fuerzas laterales como gravitacionales, y de un sistema secundario, conformado por los disipadores y sus conexiones al sistema primario y que, en general, no se diseña para resistir fuerzas gravitacionales.

El sistema estructura-disipador se debe diseñar de acuerdo con el tipo de uso de la estructura, su configuración, su clasificación, su localización, tipo de zona sísmica en donde se ubique, grupo al que pertenece según su importancia, y demás requisitos que se mencionan en el Capítulo 1. Además, se deberán cumplir las especificaciones sobre combinación de efectos de cargas, de torsión, de segundo orden, bidireccionales y cargas sísmicas durante la construcción, como se especifica en el Capítulo 2.

El sistema secundario está constituido por el conjunto de los disipadores y los elementos estructurales que se necesitan para transferir las fuerzas de los disipadores al sistema primario. Dichos elementos deben permanecer dentro de su intervalo de comportamiento elástico ante fuerzas asociadas a la revisión de estado límite de prevención de colapso. Para ello, el sistema transmisor de las fuerzas deberá ser capaz de tomar 1.2 veces las fuerzas máximas que puedan desarrollar los disipadores de energía. En caso de que este sistema desarrolle comportamiento inelástico se deberá demostrar que dicho comportamiento no altera el buen funcionamiento del disipador y del conjunto estructura-disipador. Los disipadores de energía son dispositivos que introducen amortiguamiento adicional al sistema estructural básico, y deben diseñarse de manera que sean capaces de soportar su respuesta dinámica máxima.

Comentario:

En el Capítulo 1 de estas Normas se mencionan los requisitos generales para el diseño de los sistemas estructurales que se listan en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3;

sin embargo, se deja abierta la posibilidad de usar otro sistema estructural que no se mencione en estas tablas, siempre y cuando la solución que se proponga sea a satisfacción de la Administración. Esto mismo se especifica en el Capítulo 11 de estas Normas para el análisis y diseño de sistemas estructurales con dispositivos para controlar su respuesta sísmica. Los únicos sistemas estructurales con dispositivos disipadores que se mencionan en las tablas 4.2.1 y 4.2.2 son los sistemas duales formados por marcos de concreto y contravientos metálicos restringidos a pandeo, y los marcos de acero y compuestos con contravientos restringidos a pandeo, respectivamente. Para estos casos se requiere que los marcos en cada entrepiso sean capaces de resistir por lo menos el 30 por ciento de la fuerza actuante, con lo que se asegura que la fuerza cortante no sea resistida exclusivamente por el disipador.

Los métodos de análisis que se mencionan en el Capítulo 2 de estas Normas son aplicables también a edificios con disipadores de energía; sin embargo, se deben hacer algunas modificaciones a los métodos para poder aplicarlos al análisis de edificios con disipadores de energía; por ejemplo, para el método dinámico modal las ordenadas espectrales se deben reducir con el factor por amortiguamiento efectivo β (inciso 3.1.4 de estas Normas) asociado con el modo de vibrar de interés. Este factor es función de la rigidez efectiva del disipador y del porcentaje de amortiguamiento crítico efectivo equivalente asociado al modo de vibrar en cuestión.

El cálculo del amortiguamiento efectivo correspondiente a un disipador viscoso (tanto lineal como no-lineal), así como el uso de los métodos dinámico modal y dinámico no lineal en el tiempo para el análisis de edificios con disipadores, se discuten e ilustran en las recomendaciones de diseño de edificios con disipadores de energía sísmica elaboradas por Ruiz Gómez (2018). En este documento se recomienda que la relación de amortiguamiento efectivo de la estructura más la del disipador no sea mayor que el 35 por ciento del crítico.

Con el fin de tener un funcionamiento adecuado del conjunto estructura-disipador se recomienda que los elementos estructurales que transmiten las fuerzas del sistema primario al secundario tengan un comportamiento lineal, y se diseñen aplicando un factor de seguridad de 1.2 a las fuerzas actuantes con el fin de considerar las incertidumbres en las magnitudes de las fuerzas que se puedan presentar durante la vida útil de los sistemas, así como para prever un comportamiento indeseable en los elementos de soporte (por ejemplo, la ocurrencia de una falla frágil).

El sistema secundario está formado por los amortiguadores más elementos tales como placas de acoplamiento, conexiones, tornillos, soldadura, etc. Cada uno de ellos debe diseñarse para soportar la fuerza asociada al desplazamiento máximo o a la velocidad máxima (la fuerza máxima que rija) correspondiente a la revisión de la seguridad contra colapso según estas Normas. Para el diseño de elementos asociados a dispositivos histeréticos no hay necesidad de verificar la fuerza correspondiente a la velocidad máxima debido a que los disipadores solo dependen del desplazamiento entre sus extremos; sin embargo, para los elementos asociados a disipadores que dependen de la velocidad se debe de verificar la fuerza asociada

tanto a la velocidad máxima como al desplazamiento máximo (por ejemplo, los dispositivos viscoelásticos dependen tanto de la velocidad como del desplazamiento máximo entre sus extremos).

B.2 Diseño del sistema secundario y del sistema estructura-disipador

B.2.1. Diseño del sistema secundario

La fuerza que se utilice para el diseño de cada uno de los elementos del sistema secundario debe ser la mayor de las que se obtengan de las condiciones de carga siguientes:

- a) asociada al máximo desplazamiento relativo que presenta el disipador de energía, y
- b) asociada a la máxima velocidad relativa que presenta el disipador de energía

La condición de carga indicada en a) se aplicará tanto a sistemas que contengan elementos cuya disipación de energía depende del desplazamiento relativo entre sus extremos, como a los que alberguen elementos en los que la disipación de energía sea función de la velocidad relativa entre sus extremos. La condición de carga indicada en b) se aplicará solamente a los que contengan elementos cuya disipación de energía dependa de la velocidad relativa entre sus extremos.

Para diseñar, construir e instalar los elementos que integran el sistema secundario deberán considerarse los valores máximos de las fuerzas, desplazamientos y velocidades que resulten de los análisis para la revisión del estado límite de prevención de colapso. Estos tomarán en cuenta los efectos por torsión en la estructura.

Para el diseño de los elementos mencionados en el párrafo anterior se debe considerar la posible adhesión entre sus partes debida a corrosión, biodegradación, humedad, o algún otro agente que propicie dicha adhesión durante la vida útil del disipador de energía. Se deberá prestar atención especial a esta posible adhesión para el diseño de los dispositivos de fricción. También se deben atender los posibles cambios de las propiedades mecánicas de los dispositivos por efecto de edad, fatiga o sustancias que pudieran alterar su funcionamiento.

Se debe prestar atención a que los elementos disipadores de energía no se sometan a esfuerzos para los que no fueron diseñados; por ejemplo, a esfuerzos axiales que pudieran cambiar su comportamiento ante cargas cíclicas.

Comentario:

El sistema secundario debe presentar un funcionamiento adecuado durante su vida útil de servicio, por lo que se debe prever que el transcurso del tiempo, el clima y el medio ambiente pueden cambiar las propiedades mecánicas de los materiales que los constituyen.

Es frecuente ubicar disipadores de energía entre la parte superior de un muro (o de un contraviento tipo "chevron") y la parte inferior de una trabe. En estos casos se debe prever que no se transmitan cargas verticales al disipador, con el fin de que no altere su correcto funcionamiento.

B.2.2. Diseño del sistema estructura-disipador

La distribución en altura de los disipadores en la estructura debe ser tal que no se produzcan concentraciones excesivas de distorsiones inelásticas en un solo entrepiso o en un número reducido de entrepisos. Su distribución en planta deberá hacerse de manera que la estructura no sufra movimientos de torsión. Además, no debe introducir en el sistema estructura-disipador esfuerzos ignorados en el proceso de diseño.

El desplazamiento de fluencia de los disipadores de energía de tipo histerético que se basen en la deformación plástica del material que los constituye deberá ser suficientemente pequeño, en comparación con el de fluencia del entrepiso del sistema primario, para que primero fluya el sistema disipador y posteriormente los elementos del sistema primario.

Comentario:

La distribución de los disipadores debe ser tal que se propicie una disipación de energía adecuada a lo alto del edificio. Algunos lineamientos de diseño (por ejemplo, el documento ASCE/SEI 7-16, 2016) recomiendan incluir al menos dos dispositivos disipadores en cada dirección a cada lado del centro de rigidez con el fin de controlar la respuesta de torsión de los edificios.

Durante un evento sísmico intenso es conveniente que los disipadores de energía empiecen a trabajar en su intervalo de comportamiento no lineal (y, por lo tanto, empiecen a disipar energía) antes de que lo hagan los elementos estructurales del sistema primario, de manera que estos últimos resulten con nulo o poco daño, mientras que los amortiguadores sean los que disipen la mayor parte de la energía.

B.3 Inspección de las estructuras

Se debe verificar constantemente la seguridad de las estructuras con disipadores de energía. Será obligatorio inspeccionar las estructuras del Grupo A después de cada sismo importante, pero sin que el lapso entre dos revisiones exceda de tres años. Las estructuras pertenecientes al Grupo B se deberán inspeccionar después de cada sismo importante, pero sin que el lapso entre dos revisiones exceda de cinco años.

Comentario:

Es deseable hacer una inspección de los disipadores de energía poco después de su colocación (antes de un año) con el fin de detectar posibles desajustes o errores humanos. Los lapsos de tiempo límite de 3 y de 5 años, que se recomiendan en ésta sección para inspección y mantenimiento, se basan en intervalos esperados de ocurrencia de sismos fuertes que pueden dar lugar a altas intensidades sísmicas y por lo tanto a posibles daños estructurales y/o no estructurales en edificaciones de la Ciudad de México. Por ejemplo, en la base de datos del Servicio Sismológico Nacional se puede ver que en las últimas tres décadas ha ocurrido un temblor (de subducción) con magnitud igual o mayor que 7.1 aproximadamente cada 3 años en promedio, y uno con magnitud igual o mayor que 7.3 aproximadamente cada 5 años en promedio.

B.4 Pruebas de los disipadores de energía en laboratorio

Todos los disipadores de energía sísmica deberán ser probados en un laboratorio antes de instalarse en la estructura, de acuerdo con los incisos B.4.1 y B.4.2.

B.4.1. Supervisión de las pruebas

Las pruebas que se realicen a los disipadores de energía deberán ser supervisadas por un equipo de profesionales reconocidos como expertos en el tema. Dicho equipo deberá tener conocimiento sobre el comportamiento cíclico de los disipadores de energía y experiencia en la realización de pruebas cíclicas hechas a dichos disipadores.

Los resultados de pruebas de laboratorio de dispositivos con características similares a los que se pretende utilizar (mismo tipo de material, fabricación y control de calidad) podrán utilizarse para el diseño, y no será necesario realizar nuevas pruebas de laboratorio, siempre que así lo decida el equipo de profesionales que haya revisado que la documentación esté completa.

Comentario:

La Administración será quien asigne o apruebe la participación del equipo de profesionales que supervise las pruebas, o bien, que revise la documentación de pruebas realizadas con anterioridad a dispositivos con características similares a los que se pretenden instalar en la edificación. En este último caso el equipo de profesionales deberá verificar que las pruebas a los dispositivos estén completas (cargas con adecuado número de ciclos, de intervalo de frecuencias y de amplitudes de interés). El equipo de profesionales también deberá verificar que los disipadores tengan características (geometría, materiales, tipo de conexiones, etc.) similares a las que se instalen en la construcción. La documentación completa sobre los amortiguadores debe incluir información relativa al tipo y propiedades del disipador, su comportamiento ante deformaciones cíclicas correspondiente a diferentes estados límite, la influencia de las condiciones ambientales en sus características mecánicas durante su vida útil y los posibles cambios del comportamiento cíclico de los disipadores con la temperatura (esto último cuando sea trate de dispositivos dependientes de la velocidad relativa entre sus extremos).

B.4.2. Control de calidad

Los prototipos que se analicen en el laboratorio deberán contar con un buen control de calidad. El equipo de profesionales encargado de la supervisión de los ensayos experimentales deberá inspeccionar el dispositivo antes de probarlo, y determinar si exhibe suficiente calidad para realizar las pruebas.

Deberá existir un buen control de calidad en la fabricación de los dispositivos disipadores que se usen en la obra. Los prototipos que se usen en el laboratorio deberán contar con un control de calidad y fabricación iguales a los que se usen en la obra.

Comentario:

Además de las pruebas que se especifican en este Apéndice, el fabricante de los disipadores debe realizar otra serie de pruebas, con alto control de calidad, con el fin de asegurar el buen funcionamiento del amortiguador; por ejemplo, los dispositivos viscosos deben someterse a pruebas: a) para que sean capaces de

soportar la presión interna del fluido viscoso, b) para evitar falla en las juntas debida a efectos térmicos, c) para que presente suficiente resistencia ante cargas cuasi-estáticas, etc.

B.4.3. Requisitos generales sobre las pruebas

Se realizará una serie de pruebas empleando por lo menos dos dispositivos de tamaño natural para cada tipo de disipador, así como para el mismo tipo de disipador con las diferentes dimensiones que se usen en la obra. Las pruebas corresponderán tanto a la revisión del estado límite de limitación de daños (considerando posibles efectos tanto de sismo como de viento) como a la revisión del estado límite de prevención de colapso.

En el caso de que los disipadores que se instalen en la obra sean excesivamente grandes (que no puedan probarse en un laboratorio con equipo de pruebas adecuado), se podrán probar dispositivos de menor tamaño que los que se usarán en la obra, siempre y cuando se compruebe ante el equipo de profesionales que supervisará las pruebas, que dichos prototipos y las frecuencias de las excitaciones a las que se sometan sean representativos de los disipadores de tamaño natural y de las acciones que actuarán sobre estos.

Se obtendrán relaciones fuerza-desplazamiento (dispositivos histeréticos) o fuerza-velocidad-desplazamiento (dispositivos viscosos y viscoelásticos) ante carga cíclica para diferentes amplitudes de desplazamiento y velocidad de aplicación de la carga. Estas relaciones representan los disipadores en el modelo estructural. Para cada prueba se deberán registrar las relaciones fuerza-desplazamiento o fuerza-velocidad-desplazamiento, según sea el tipo de disipador.

Las pruebas se realizarán simulando los efectos de las cargas de gravedad, así como las condiciones ambientales que se esperan en el sitio de interés. Para los disipadores cuyo comportamiento cíclico dependa de la temperatura, se deberán realizar las pruebas usando tres diferentes temperaturas (mínima, media y máxima).

Se obtendrán mediante ensayos, para cada serie de pruebas, algunos puntos representativos de curvas de fatiga que representen el número de ciclos completos que puede resistir el disipador sin fallar contra la amplitud del desplazamiento a la que se somete el disipador ante cargas cíclicas aplicadas con frecuencias de vibrar similares a las que se esperan en el sistema estructura-disipador.

Las condiciones de apoyo y de funcionamiento de los prototipos probados en el laboratorio deben ser similares a las de los disipadores instalados en la obra.

Comentario:

En un edificio se pueden usar diferentes tamaños de disipadores. Cada uno de los disipadores de distintos tamaños debe probarse, ya que generalmente sus respuestas dinámicas son diferentes.

Las pruebas podrán realizarse en laboratorios fuera del país, siempre y cuando estos cumplan con equipo y control de calidad que sean a satisfacción del equipo de profesionales encargados de analizar la documentación sobre este tema. Algunos tipos de pruebas que se realizan a los dispositivos antisísmicos se pueden

encontrar, por ejemplo, en el documento EN 15129 (2009) correspondiente a la Norma Europea, y en el ASCE/SEI 7-16 (2016) de Estados Unidos de Norteamérica.

Los disipadores que dependen de la velocidad pueden ser de diferentes tipos, entre los que se encuentran los viscosos (lineales o no-lineales), y los disipadores viscoelásticos. Estos tienen una componente adicional que depende de la rigidez efectiva y del desplazamiento. Debido a lo anterior, para estos casos es necesario obtener en el laboratorio relaciones fuerza-velocidad- desplazamiento. Para los disipadores histeréticos solo se obtienen relaciones fuerza- desplazamiento debido a que estos no dependen de la velocidad.

B.4.4. Número de ciclos que deben soportar los disipadores de energía

B.4.4.1. Ciclos requeridos. Estado límite de limitación de daños

Los especímenes deberán soportar, sin fallar, un número de ciclos completos con amplitud igual a la que se espera sufran los disipadores de energía colocados en la estructura ubicada en el sitio de interés debido a la tormenta que se considere para diseño por viento, pero no menos de 2000 ciclos completos continuos correspondientes de carga de viento con la amplitud que se espera en la tormenta de diseño. El periodo de excitación deberá ser similar al periodo de vibrar dominante asociado a la respuesta del sistema estructura-disipador.

La prueba anterior podrá omitirse cuando el sistema estructura-disipador se localice en un sitio en donde la acción de viento sea despreciable y/o que no se provoquen en la estructura desplazamientos cíclicos significativos.

Comentario:

El sistema secundario (amortiguadores más sus conexiones al sistema primario) debe presentar un comportamiento elástico (o con muy pequeñas deformaciones inelásticas) para el estado límite de limitación de daños. Esta revisión debe contemplar los efectos provocados por la tormenta de diseño o por movimientos sísmicos de pequeña intensidad (como se menciona en el inciso 3.1.1). Se pide que los dispositivos resistan 2,000 ciclos con amplitudes esperadas en la tormenta de diseño.

El diseño de edificios en la Ciudad de México en general está regido por efectos de sismo; sin embargo, los efectos de viento pueden ser importantes para el diseño de edificios altos con un área suficientemente grande expuesta al viento. En este caso es necesario verificar el estado límite de limitación de daños, así como diseñar la estructura tomando en cuenta el confort de los ocupantes.

B.4.4.2. Ciclos requeridos. Estado límite de prevención de colapso

Los especímenes deberán soportar, sin fallar, el número de ciclos con las amplitudes máximas que se esperan en los disipadores de energía cuando el sistema estructura-disipador se somete al temblor de diseño para la revisión de estado límite de prevención de colapso. Los especímenes deberán soportar al menos los siguientes números de ciclos:

1) 15 ciclos completos en los casos en que el sistema estructura-disipador presente las condiciones siguientes:

a) se localiza sobre suelo blando (T_s^3 1s) en donde se registren movimientos intensos de banda estrecha; y b) tiene un periodo fundamental de vibrar cercano al periodo dominante del espectro.

2) 5 ciclos completos cuando no se presenten las condiciones descritas en el párrafo anterior.

Para realizar las pruebas se deberá excitar al espécimen con un periodo de vibrar similar al periodo de vibrar dominante asociado a la respuesta del sistema estructura-disipador. Cuando se trate de disipadores cuyo comportamiento carga- deformación dependa de la temperatura, se deberán realizar pruebas correspondientes a tres diferentes temperaturas (mínima, media y máxima) que se esperen en el sitio.

Comentario:

Existen diferentes técnicas para estimar el número de ciclos efectivos que desarrollan las estructuras sujetas a movimientos sísmicos (Hancock & Bommer, 2004). Para el diseño de los disipadores de energía interesa estimar la amplitud máxima y el número de ciclos que se espera presenten los dispositivos durante el temblor de diseño. Por ejemplo, la historia de desplazamientos de un sistema de un grado de libertad amortiguado, con periodo de vibración de 1.5 s, excitado con el acelerograma registrado en la SCT del 19 de septiembre de 1985, contiene aproximadamente 15 ciclos en su parte intensa (87 por ciento de la intensidad de Arias).

En este Apéndice se recomienda realizar las pruebas con un periodo de vibrar similar al periodo dominante de vibración de la respuesta dinámica de la estructura con disipadores de energía, el cual no necesariamente es igual al periodo fundamental de vibración del sistema.

B.4.5. Criterios de aceptación

B.4.5.1. Disipadores de energía de tipo hysterético

Los disipadores de tipo hysterético deben cumplir lo siguiente:

a) Los resultados de las pruebas deberán indicar ciclos estables de comportamiento fuerza-deformación antes de que se produzca la falla.

b) La rigidez efectiva ($k_{efectiva}$) de un disipador hysterético para cualquier ciclo no debe diferir en más de 15 por ciento de la rigidez efectiva promedio. La rigidez efectiva se define con la expresión:

$$k_{efectiva} = \frac{|F_{EDE}^+| + |F_{EDE}^-|}{|D_{EDE}^+| + |D_{EDE}^-|} \quad (\text{B.4.5.1B.4.5.1.1})$$

en donde

F_{EDE}^+ y F_{EDE}^- son las fuerzas positiva y negativa que corresponden a los valores de los

desplazamientos máximos positivo y negativo, D_{EDE}^+ y D_{EDE}^- , respectivamente, que desarrolla el disipador durante la excitación sísmica correspondiente a la revisión del estado límite de prevención de colapso. El símbolo $||$ indica valor absoluto.

c) Las fuerzas máximas y mínimas para deformación nula, así como para deformación máxima, para cualquier ciclo, no diferirán en más de 15 por ciento de las fuerzas máximas y mínimas promedio obtenidas del conjunto de todos los ciclos correspondientes a esa prueba.

d) Los promedios de las fuerzas mínimas y máximas para desplazamiento nulo, así como de la rigidez efectiva, asociados a la revisión del estado límite de prevención de colapso, para cada prueba, no diferirán en más de 15 por ciento de los valores que se utilicen para el diseño de los elementos disipadores.

e) Después de la prueba no habrá daño ni señales de fricción excesiva en el sistema que constituye al disipador.

En caso de que no se cumpla con alguno de los requerimientos anteriores se deberá repetir la prueba o cambiar las características del disipador.

Comentario:

La definición de "rigidez efectiva" dada por la ecuación B.4.1 se aplica a sistemas que se comportan de manera simétrica ante cargas de tensión o de compresión; sin embargo, esta definición no es aplicable a algunos dispositivos histeréticos de energía que presentan comportamiento asimétrico (por ejemplo, ángulos de acero, etc.). Para los casos en los que la rigidez no es simétrica, se debe cumplir el requisito de que la pendiente efectiva (dada por la ecuación B.4.1) no difiera en más de 15 por ciento de la pendiente efectiva promedio.

Los lazos de las curvas fuerza-desplazamiento o esfuerzo-deformación correspondientes a la prueba de un espécimen sometido a carga cíclica pueden diferir ligeramente entre sí debido a diversas razones, por ejemplo: los cambios internos por calentamiento que sufre el material que disipa energía, el reacondicionamiento de partes que transfieren la carga al disipador y/o de partes que fijan el disipador al marco de carga, etc. Para que los resultados sean aceptados por el equipo de profesionales que supervise las pruebas, la variación de algunos parámetros especificados en esta sección (fuerza máxima, fuerza mínima, rigidez efectiva, área histerética, etc.) con respecto a sus valores promedio o a los valores de diseño, correspondientes a las curvas cíclicas esfuerzo- deformación, debe mantenerse dentro de ciertos límites tolerables (de 15 por ciento), de otra manera es necesario repetir la prueba correspondiente y en caso extremo, solicitar un cambio en las características del dispositivo.

Las relaciones fuerza-velocidad-desplazamiento correspondientes a dispositivos que dependen de la velocidad y del desplazamiento relativo entre sus extremos (por ejemplo, los visco- elásticos) deben obtenerse a partir de pruebas realizadas a temperatura constante, ya que las propiedades de estos dispositivos cambian con la temperatura. Debido a esto es necesario realizar pruebas a la temperatura mínima, y otras a la máxima que se espera en el sitio donde se ubicarán los disipadores.

B.4.5.2. Disipadores de tipo viscoso o viscoelástico

- a) Los resultados de las pruebas deberán indicar ciclos estables de comportamiento fuerza – desplazamiento, correspondientes a la frecuencia seleccionada para la aplicación de la carga.
- b) Las fuerzas máximas y mínimas para deformación nula, para cualquier ciclo, no diferirán en más de 15 por ciento de las fuerzas máximas y mínimas promedio obtenidas del conjunto de todos los ciclos correspondientes a esa prueba.
- c) El área encerrada dentro de las curvas fuerza-desplazamiento de cualquier ciclo no diferirá en más de 15 por ciento del área promedio calculada a partir de todos los ciclos para la temperatura y frecuencia de excitación de esa prueba.
- d) El promedio de las fuerzas mínimas y máximas para desplazamiento nulo, así como la rigidez efectiva (para el caso de disipadores viscoelásticos) no diferirá en más de 15 por ciento de los valores que se utilicen para el diseño.
- e) Después de la prueba no habrá daño ni señales de fricción excesiva, ni aparecerán señales de fluencia en el sistema que constituye al disipador.

Ver comentario sección B.4.5.1.

B.4.6. Pruebas en dos direcciones ortogonales

Los disipadores se deben probar en el laboratorio de forma tal que estén cargados en la misma dirección en la que trabajarán en la estructura.

Si se prevé que los disipadores estarán sometidos a respuestas significativas simultáneas en dos direcciones ortogonales, se deberán realizar pruebas que simulen este efecto.

Comentario:

Los disipadores de energía colocados en una estructura pueden llegar a presentar movimientos laterales, longitudinales y verticales durante un temblor. En la Ciudad de México los movimientos verticales son poco significativos en comparación con los horizontales.

B.4.7. Colocación e inspección

Se deberán establecer planes regulares para la colocación, así como para pruebas e inspección de los dispositivos disipadores.

Se deberá dar seguimiento sobre el control de calidad de los disipadores que se hayan instalado en la obra.

Los disipadores deberán colocarse en lugares accesibles para su inspección, mantenimiento y, en su caso, reemplazo (aun cuando la probabilidad de reemplazo sea baja).

Se deberá hacer un análisis para estimar los intervalos de tiempo en los que se deben sustituir

los disipadores de energía. Se recomienda monitorear el comportamiento dinámico del sistema estructura-disipador mediante instrumentación sísmica.

Comentario:

Se debe asegurar que el desempeño de los sistemas estructura-amortiguador sea adecuado durante toda su vida útil, por lo que es recomendable realizar inspecciones periódicas y, en caso necesario, reemplazar los disipadores.

Aun cuando los disipadores de energía se fabrican para que no fallen durante su vida útil, es posible que algún evento sísmico extraordinario los dañe, o bien que por razones de edad o por causas de tipo ambiental, sea necesario sustituirlos.

APÉNDICE C. CORRELACIONES

a) Suelos friccionantes

Cuando existe en el subsuelo un estrato de arena limosa o de limo arenoso, hay que hacer la siguiente corrección para $N > 15$ golpes

$$N^* = 15 + a(N - 15) \quad (\text{B.4.7.1})$$

N = número de golpes en el campo

	a
Arena gruesa	1
Arena limosa, arriba del NAF	0.7
Arena limosa, abajo del NAF	0.5

Correlación de la velocidad de cortante V_s con el número de golpes N^*

$$V_s = -0.0664 (N^*)^2 + 10.29 N^* + 11.47 \quad (\text{B.4.7.2})$$

Correlación del número de golpes N (SPT) con la resistencia en la punta del cono q_c

$$N = 0.0025q_c - 0.601 \quad (\text{B.4.7.3})$$

q_c = resistencia en la punta del cono, en kPa

b) Suelos cohesivos

$$V_s = -0.0632 N^2 + 9.32 N + 10.35 \quad (\text{B.4.7.4})$$

N = número de golpes de la prueba SPT, en el campo

Referencias de los Comentarios:

AASHTO. (2017). AASHTO LRFD bridge design specifications. Washington, D. C.:

American Association of State Highway and Transportation Officials.

Aguilar, G., Cano, G., & Alcocer, S. (1994). Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería ante cargas laterales. En Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural (págs. 66-74). Zacatecas, México.

Alcocer, S. (nov. de 1997). Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión. En Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (págs. 164-191). Veracruz, México.

Alcocer, S., Aguilar, G., Flores, L., Durán, R., López-Bátiz, O., Pacheco, M., Mendoza, M. (1999). El sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999. Centro Nacional de Prevención de Desastres (SEGOB-UNAM).

ASCE/SEI 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineering.

ASCE/SEI 7-16. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineering.

Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. (1996). Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15(1), 11-27.

Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. (2003). Soil-structure interaction in yielding systems. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 32(11), 1749-1771.

Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. (2005). Design concepts for yielding structures on flexible foundation. *Engineering Structures*, 27(3), 443-454.

Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. (2011). Use of global ductility for design of structure-foundation systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(7), 1018-1026.

Barragán, R., Arias, J., Vázquez, A., & Alcocer, S. (2005). Comparación de la respuesta dinámica del ensayo de viviendas a escala de uno, dos y tres niveles de mampostería confinada. En XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Sociedad Mexicana De Ingeniería Sísmica.

Castillo, T., & Ruiz, S. (2014). Reduction factors for seismic design spectra for structures with viscous energy dampers. *Journal of Earthquake Engineering*, 18(3), 323-349.

Correa Giraldo, V., & Murià-Vila, D. (2005). Efectos de interacción suelo-estructura de un edificio instrumentado con modos de vibración acoplados. XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. México, D. F.

Dobry, R., & Gazetas, G. (1988). Simple method for dynamics stiffness and damping of floating pile groups. *Geotechnique*, 38(4), 557-574.

- EERI & SMIS. (2006). El sismo de Tecomán, México, del 21 de enero de 2003. (S. Alcocer, & R. Klingner, Edits.)
- EN 15129. (2009). Anti-seismic devices. European Committee for Standardization.
- Eser, M., & Aydemir, C. (2011). The effect of soil-structure interaction on inelastic displacement ratio of structures. *Structural Engineering and Mechanics*, 39(5), 683-701.
- Fernández, L., Tapia, E., & Dávalos, D. (2015). Respuesta inelástica de marcos de acero con interacción inercial suelo-estructura. *Ingeniería sísmica* (92), 1-21.
- Gazetas, G. (1991). Foundation vibrations. En *Foundation engineering handbook* (págs. 553- 593). US: Springer.
- Ghannad, M., & Ahmadnia, A. (2006). The effect of soil-structure interaction on inelastic structural demands. *European Earthquake Engineering*, 20(1), 23.
- Hancock, J., & Bommer, J. (2004). The effective number of cycles of earthquake ground motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34, 637-664.
- INEEL. (2017). Diseño por Sismo. En *Manual de Diseño de Obras Civiles*. México: Comisión Federal de Electricidad.
- Kausel, E., Whitman, R., Morray, J., & Elsabee, F. (1978). The spring method for embedded foundations. *Nuclear Engineering and design*, 48(2-3), 377-392.
- Lu, X., Ye, L., & Li, M. (2014). Influence of minimum base shear force on the collapse resistance of super tall buildings. Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Anchorage, Alaska.
- Meek, J., & Wolf, J. (1991). Insights on cut off frequency for foundation on soil layer. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 20(7), 651-665.
- Murià-vila, D., Noguez Alonso, C., & Camargo Pérez, J. (2008). Implementation of a method for computing the dynamics stiffnesses of floating pile groups. 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.
- NTC-DCEA. (15 de diciembre de 2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México* (220 Bis), 107- 371.
- NTC-DCEC. (15 de diciembre de 2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México* (220 Bis), 372- 566.
- Ordaz M., & Pérez Rocha, L. (1998). Estimation of strength-reduction factors for elasto plastic systems: a new approach. *Earthquake engineering and Structural Dynamics*, 27(9), 889-901.

Pacific Earthquake Engineering Center. (2017). Tall Buildings Initiative Guide lines for performance based seismic design of tall buildings Version 2.03. Universidad de California en Berkeley.

PEER/ATC-72-1. (2010). Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. California: Applied Technology Council.

Pérez-Gavilán, J., Pérez, A., Flores, L., Jean, R., Cesin, J., Tena, A., & Hernández, O. (2017). Relevant aspects of the new Mexico City's code for the design and construction of masonry structures. En Memorias del 16° Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica. Santiago, Chile.

Pérez-Rocha, L., & Avilés, J. (2003). Evaluación de efectos de interacción en resistencias inelásticas. Revista de Ingeniería Sísmica, (69).

Poulos, H. (1968). Analysis of the settlement of pile groups. Geotechnique, 18(4), 449-471.

Rodriguez, M., Restrepo, J., & Carr, A. (2002). Earthquake induced floor horizontal accelerations in buildings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, 693-718.

Rosenblueth, E., & Reséndiz, D. (1988). Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura. Instituto de Ingeniería, UNAM.

Ruiz-Gómez, S. (2018). Comentarios al Apéndice B (edificios con disipadores de energía sísmica) de las NTCS-2017. Informe de investigación para el ISCDF. México: Instituto de Ingeniería, UNAM.

Siefert, J., & Cevaer, F. (1992). Handbook of impedance functions: Surface foundations. Ouest editions.

Tena-Colunga, A. (2007). State of the art and state of the practice for energy dissipation and seismic isolation of structures in Mexico. En Proc. 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures. Estambul, Turquía.

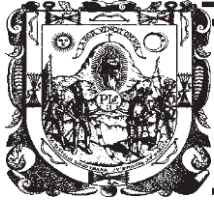
Tena-Colunga, A. (2013). Seismic design of base-isolated buildings in Mexico. Part 1: Guidelines of a model code. The Open Civil Engineering Journal, 7, 17-31.

Valenzuela-Beltrán, F., & Ruiz-Gómez, S. (2017). Factores de amplificación de espectros de diseño sísmico para estructuras con asimetría en fluencia (Vol. Serie de Investigación y Desarrollo 701). México: Instituto de Ingeniería, UNAM.

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz-Gómez, S., Reyes-Salazar, A., & Terán-Gilmore, A. (2018). Factores de amplificación de resistencia para estructuras con comportamiento asimétrico. Revista de Ingeniería Sísmica, 99, 48-81.

Wolf, J. (1985). Dynamic Soil-Structure Interaction. New Jersey: Prentice-Hall.

Zepeda, J., Ojeda, M., & Alcocer, S. (1997). Comportamiento ante cargas laterales de muros de tabique perforado y multiperforado de arcilla. En Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (págs. 587-596). Veracruz, México.



PERIÓDICO OFICIAL



ÓRGANO DEL GOBIERNO DEL ESTADO LIBRE Y SOBERANO DE ZACATECAS, SON OBLIGATORIAS LAS LEYES Y DEMÁS DISPOSICIONES DEL GOBIERNO POR EL SOLO HECHO DE PUBLICARSE EN ESTE PERIÓDICO.

TOMO CXXXIII

Núm. 83

Zacatecas, Zac., miércoles 18 de octubre de 2023

SUPLEMENTO

4 AL No. 83 DEL PERIÓDICO OFICIAL DEL GOBIERNO DEL ESTADO
CORRESPONDIENTE AL DÍA 18 DE OCTUBRE DE 2023

NORMAS.- Técnicas municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Municipio de Guadalupe, Zacatecas.

NORMAS TÉCNICAS MUNICIPALES PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ÍNDICE

NOTACIÓN

DEFINICIONES

1. CONSIDERACIONES GENERALES

- 1.1. Alcance
- 1.2. Unidades
- 1.3. Criterios de diseño
 - 1.3.1. Estados límite de falla
 - 1.3.2. Estados límite de servicio
 - 1.3.3. Diseño por durabilidad

2. MATERIALES

- 2.1. Concreto
 - 2.1.1. Materiales componentes para concretos clases 1 y 2
 - 2.1.2. Resistencia a compresión
 - 2.1.3. Resistencia a tensión
 - 2.1.4. Módulo de elasticidad
 - 2.1.5. Contracción por secado
 - 2.1.6. Flujo plástico
- 2.2. Acero

3. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

- 3.1. Estructuración
 - 3.1.1. Sistema estructural resistente a fuerzas gravitacionales y sísmicas
 - 3.1.2. Restricciones y limitaciones para SERFGS que deban resistir acciones sísmicas
- 3.2. Análisis
 - 3.2.1. Aspectos generales
 - 3.2.2. Efectos de esbeltez
- 3.3. Análisis de losas
 - 3.3.1. Método de análisis
 - 3.3.2. Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas
 - 3.3.3. Distribución de momentos flexionantes entre tableros adyacentes
 - 3.3.4. Cargas lineales
 - 3.3.5. Cargas concentradas
- 3.4. Análisis de losas planas
 - 3.4.1. Consideraciones generales
 - 3.4.2. Análisis aproximado por carga vertical
 - 3.4.3. Análisis aproximado ante fuerzas laterales
 - 3.4.4. Transmisión de momento entre losa y columnas
- 3.5. Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión
- 3.6. Modelado de las articulaciones plásticas
 - 3.6.1. A partir de diagramas momento curvatura
 - 3.6.2. A partir de diagramas experimentales momento rotación

- 3.7. Factores de resistencia
- 3.8. Dimensiones de diseño
- 3.9. Revestimientos

4. REQUISITOS DE DURABILIDAD

- 4.1. Disposiciones generales
 - 4.1.1. Requisitos básicos
 - 4.1.2. Requisito complementario
 - 4.1.3. Tipos de cemento
- 4.2. Clasificación de exposición
- 4.3. Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2
- 4.4. Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición B1, B2 y C
- 4.5. Requisitos para concretos con clasificación de exposición D
- 4.6. Requisitos para concretos expuestos a sulfatos
- 4.7. Requisitos adicionales para resistencia a la abrasión
- 4.8. Restricciones sobre el contenido de químicos contra la corrosión
 - 4.8.1. Restricciones sobre el ion cloruro para protección contra la corrosión
 - 4.8.2. Restricción en el contenido de sulfato
 - 4.8.3. Restricciones sobre otras sales
- 4.9. Requisitos para el recubrimiento del acero de refuerzo
 - 4.9.1. Disposición general
 - 4.9.2. Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto
 - 4.9.3. Recubrimiento para protección contra la corrosión
- 4.10. Reacción álcali-agregado

5. ESTADOS LÍMITE DE FALLA

- 5.1. Flexión
 - 5.1.1. Requisitos generales
 - 5.1.2. Dimensionamiento
 - 5.1.3. Resistencia a flexión
 - 5.1.4. Refuerzo a flexión
- 5.2. Flexocompresión
 - 5.2.1. Requisitos generales
 - 5.2.2. Dimensionamiento
 - 5.2.3. Resistencia a compresión y flexión en dos direcciones
 - 5.2.4. Refuerzo a flexocompresión
- 5.3. Fuerza cortante
 - 5.3.1. Requisitos generales
 - 5.3.2. Dimensionamiento
 - 5.3.3. Resistencia a fuerza cortante
 - 5.3.4. Limitación para la fuerza cortante de diseño
 - 5.3.5. Refuerzo para fuerza cortante
 - 5.3.6. Fuerza cortante en losas y zapatas
- 5.4. Torsión
 - 5.4.1. Requisitos generales
 - 5.4.2. Casos en que puede despreciarse la torsión
 - 5.4.3. Resistencia a torsión
 - 5.4.4. Refuerzo por torsión
- 5.5. Aplastamiento
 - 5.5.1. Requisitos generales

- 5.5.2. Dimensionamiento
- 5.5.3. Resistencia al aplastamiento

6. LONGITUD DE DESARROLLO, ANCLAJE Y REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

- 6.1. Anclaje
 - 6.1.1. Requisito general
 - 6.1.2. Longitud de desarrollo de barras a tensión
 - 6.1.3. Longitud de desarrollo de barras a compresión
 - 6.1.4. Anclaje del refuerzo transversal
 - 6.1.5. Anclaje de malla de alambre soldado
 - 6.1.6. Requisitos adicionales
- 6.2. Revestimientos
- 6.3. Tamaño máximo de agregados
- 6.4. Paquetes de barras
- 6.5. Dobleces del refuerzo
- 6.6. Uniones del refuerzo
 - 6.6.1. Uniones de barras sujetas a tensión
 - 6.6.2. Uniones de barras sujetas a compresión
 - 6.6.3. Uniones de malla de alambre soldado
- 6.7. Refuerzo por cambios volumétricos
- 6.8. Separación entre barras de refuerzo
- 6.9. Inclusiones

7. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD BAJA

- 7.1. Requisitos especiales
 - 7.1.1. Características mecánicas de los materiales
 - 7.1.2. Elementos prefabricados
- 7.2. Vigas
 - 7.2.1. Requisitos generales
 - 7.2.2. Refuerzo mínimo a flexión
 - 7.2.3. Refuerzo máximo a flexión
 - 7.2.4. Refuerzo por tensión diagonal
 - 7.2.5. Pandeo lateral
 - 7.2.6. Refuerzo complementario en las paredes de las vigas
 - 7.2.7. Vigas de sección compuesta
- 7.3. Columnas
 - 7.3.1. Geometría
 - 7.3.2. Resistencia mínima a flexión de columnas
 - 7.3.3. Refuerzo longitudinal mínimo y máximo
 - 7.3.4. Requisitos para refuerzo transversal
- 7.4. Muros
 - 7.4.1. Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas
 - 7.4.2. Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano
- 7.5. Losas apoyadas en su perímetro
 - 7.5.1. Peralte mínimo
 - 7.5.2. Revisión de la resistencia a fuerza cortante
 - 7.5.3. Losas que trabajan en una dirección
 - 7.5.4. Losas encasetonadas
 - 7.5.5. Sistemas de piso prefabricados
- 7.6. Losas planas

- 7.6.1. Requisitos generales
- 7.6.2. Transmisión de momento entre losa y columnas
- 7.6.3. Dimensionamiento del refuerzo para flexión
- 7.6.4. Disposiciones complementarias sobre el refuerzo
- 7.6.5. Secciones críticas para momento
- 7.6.6. Distribución de los momentos en las franjas
- 7.6.7. Efecto de la fuerza cortante
- 7.6.8. Peraltes mínimos
- 7.6.9. Dimensiones de los ábacos
- 7.6.10. Aberturas
- 7.7. Conexiones
 - 7.7.1. Detalles del refuerzo en intersecciones de columnas con vigas o losas
 - 7.7.2. Resistencia del concreto en las intersecciones
 - 7.7.3. Anclaje del refuerzo longitudinal que termina en un nudo
 - 7.7.4. Conexiones prefabricadas
- 7.8. Diafragmas y elementos a compresión
 - 7.8.1. Alcance
 - 7.8.2. Firmes colados sobre elementos prefabricados
 - 7.8.3. Espesor mínimo del firme
 - 7.8.4. Diseño
 - 7.8.5. Refuerzo
 - 7.8.6. Elementos de refuerzo en los extremos
- 7.9. Elementos estructurales en cimentaciones
 - 7.9.1. Alcance
 - 7.9.2. Análisis y diseño
 - 7.9.3. Zapatas
 - 7.9.4. Contratraveses y traveses de liga
 - 7.9.5. Losas de cimentación
 - 7.9.6. Pilas y pilotes

8. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD MEDIA

- 8.1. Requisitos especiales
 - 8.1.1. Características mecánicas de los materiales
- 8.2. Vigas
 - 8.2.1. Requisitos geométricos
 - 8.2.2. Refuerzo longitudinal
 - 8.2.3. Refuerzo transversal para confinamiento
 - 8.2.4. Requisitos para fuerza cortante
- 8.3. Columnas
 - 8.3.1. Geometría
 - 8.3.2. Resistencia mínima a flexión de columnas
Refuerzo longitudinal mínimo y máximo
 - 8.3.3. Requisitos para fuerza cortante
- 8.4. Muros
 - 8.4.1. Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas
 - 8.4.2. Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano
- 8.5. Losas apoyadas en su perímetro
- 8.6. Losas planas
- 8.7. Conexiones
 - 8.7.1. Detalles del refuerzo en intersecciones de columnas con vigas o losas

- 8.7.2. Resistencia del concreto en las intersecciones
- 8.7.3. Anclaje del refuerzo longitudinal que termina en un nudo
- 8.8. Diafragmas y elementos a compresión
 - 8.8.1. Alcance
 - 8.8.2. Firmes colados sobre elementos prefabricados
 - 8.8.3. Espesor mínimo del firme
 - 8.8.4. Diseño
 - 8.8.5. Refuerzo
 - 8.8.6. Elementos de refuerzo en los extremos
- 8.9. Elementos en cimentaciones

9. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD ALTA

- 9.1. Requisitos especiales
- 9.2. Vigas
 - 9.2.1. Requisitos geométricos
 - 9.2.2. Refuerzo longitudinal
 - 9.2.3. Refuerzo transversal para confinamiento
 - 9.2.4. Requisitos para fuerza cortante
- 9.3. Columnas
 - 9.3.1. Requisitos geométricos
 - 9.3.2. Resistencia mínima a flexión de columnas
 - 9.3.3. Refuerzo longitudinal
 - 9.3.4. Requisitos para fuerza cortante
- 9.4. Muros
 - 9.4.1. Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas
 - 9.4.2. Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano
- 9.5. Losas apoyadas en su perímetro
- 9.6. Losas planas
- 9.7. Conexiones viga–columna
 - 9.7.1. Requisitos generales
 - 9.7.2. Refuerzo transversal horizontal
 - 9.7.3. Refuerzo transversal vertical
 - 9.7.4. Resistencia a fuerza cortante
 - 9.7.5. Anclaje del refuerzo longitudinal
 - 9.7.6. Resistencia del concreto en las intersecciones
- 9.8. Conexiones viga–columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna
 - 9.8.1. Requisitos generales
 - 9.8.2. Refuerzo longitudinal de las vigas
 - 9.8.3. Resistencia mínima a flexión de columnas
 - 9.8.4. Uniones viga–columna
- 9.9. Diafragmas y elementos a compresión
 - 9.9.1. Alcance
 - 9.9.2. Firmes colados sobre elementos prefabricados
 - 9.9.3. Espesor mínimo del firme
 - 9.9.4. Diseño
 - 9.9.5. Refuerzo
 - 9.9.6. Elementos de refuerzo en los extremos
 - 9.9.7. Elementos de cimentaciones

10. CASOS EN LOS QUE NO APLICA LA TEORÍA GENERAL DE FLEXIÓN (ELEMENTOS CONDISCONTINUIDADES)

10.1. Ménsulas

- 10.1.1. Requisitos generales
- 10.1.2. Dimensionamiento del refuerzo
- 10.1.3. Detallado del refuerzo
- 10.1.4. Área de apoyo
- 10.2. Vigas con apoyos no monolíticos
 - 10.2.1. Vigas con extremos completos
 - 10.2.2. Vigas con extremos recortados
- 10.3. Vigas de gran peralte
 - 10.3.1. Resistencia a flexión de vigas de gran peralte
 - 10.3.2. Disposición del refuerzo por flexión
 - 10.3.3. Fuerza cortante en vigas de gran peralte
 - 10.3.4. Disposición del refuerzo por fuerza cortante
 - 10.3.5. Revisión de las zonas a compresión
 - 10.3.6. Dimensionamiento de los apoyos
 - 10.3.7. Vigas de gran peralte que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano (vigas de acoplamiento)

11. ELEMENTOS PRESFORZADOS

- 11.1. Introducción
 - 11.1.1. Definición de elementos de acero para presfuerzo
- 11.2. Requerimientos de resistencia y servicio para miembros a flexión presforzados
- 11.3. Estados límite de falla
 - 11.3.1. Flexión y flexocompresión
 - 11.3.2. Fuerza cortante
 - 11.3.3. Pandeo debido al presfuerzo
 - 11.3.4. Torsión
- 11.4. Estados límite de servicio
 - 11.4.1. Esfuerzos permisibles en el concreto
 - 11.4.2. Elementos parcialmente presforzados
- 11.5. Pérdidas de presfuerzo
 - 11.5.1. Pérdidas de presfuerzo en elementos pretensados
 - 11.5.2. Pérdidas de presfuerzo en elementos postensados
 - 11.5.3. Criterios de valuación de las pérdidas de presfuerzo
 - 11.5.4. Indicaciones en planos
- 11.6. Requisitos complementarios
 - 11.6.1. Zonas de anclaje
 - 11.6.2. Longitud de desarrollo y de transferencia del acero de presfuerzo
 - 11.6.3. Anclajes y acopladores para postensado
 - 11.6.4. Revisión de los extremos con continuidad
 - 11.6.5. Recubrimiento en elementos de concreto presforzado
 - 11.6.6. Separación entre elementos de acero para presfuerzo
 - 11.6.7. Protección contra corrosión
 - 11.6.8. Resistencia al fuego
 - 11.6.9. Ductos para postensado
 - 11.6.10. Lechada para tendones de presfuerzo
- 11.7. Losas postensadas con tendones no adheridos
 - 11.7.1. Requisitos generales
 - 11.7.2. Estados límite de falla
 - 11.7.3. Sistemas de losas postensadas– columnas bajo sismo

11.7.4. Estados límite de servicio

11.7.5. Zonas de anclaje

12. CONCRETOS ESPECIALES

12.1. Definición

12.2. Concreto de alta resistencia

12.2.1. Empleo de concretos de alta resistencia

12.2.2. Propiedades mecánicas

12.2.3. Contracción por secado

12.2.4. Flujo plástico

12.3. Concreto autocompactante

12.3.1. Alcance

12.3.2. Diseño estructural

12.3.3. Propiedades de los materiales

12.3.4. Propiedades del concreto autocompactante

12.3.5. Composición

12.3.6. Consistencia

12.3.7. Propiedades mecánicas

12.3.8. Contracción por secado

12.3.9. Flujo plástico

12.4. Concreto ligero

12.4.1. Requisitos generales

12.4.2. Requisitos complementarios

12.5. Concretos reforzados con fibras

12.5.1. Alcance

12.5.2. Propiedades de los materiales

12.5.3. Criterio de diseño

12.5.4. Propiedades mecánicas

12.5.5. Contracción por secado y flujo plástico

12.5.6. Resistencia a congelación-deshielo

12.5.7. Resistencia a abrasión/cavitación/erosión

12.6. Concreto lanzado

12.6.1. Procesos de lanzado

12.6.2. Comparación de los procesos

12.6.3. Propiedades

12.7. Concretos reciclados

12.7.1. Requisitos generales

12.7.2. Requisitos para el agregado grueso reciclado

12.7.3. Durabilidad

12.7.4. Diseño estructural

13. CONCRETO SIMPLE

13.1. Limitaciones

13.2. Juntas

13.3. Método de diseño

13.4. Esfuerzos de diseño

14. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

14.1. Esfuerzos bajo condiciones de servicio

14.2. Deflexiones

14.2.1. Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

- 14.3. Agrietamiento en elementos no presforzados que trabajan en una dirección
- 14.4. Vibración
 - 14.4.1. Criterio general
 - 14.4.2. Percepción humana
- 14.5. Resistencia al fuego

15. CONSTRUCCIÓN

- 15.1. Cimbra
 - 15.1.1. Disposiciones generales
 - 15.1.2. Descimbrado
- 15.2. Acero
 - 15.2.1. Disposiciones generales
 - 15.2.2. Control en la obra
 - 15.2.3. Requisitos y control de calidad de las uniones soldadas
 - 15.2.4. Requisitos y control de calidad de uniones con dispositivos mecánicos
 - 15.2.5. Extensiones futuras
- 15.3. Concreto
 - 15.3.1. Materiales componentes
 - 15.3.2. Elaboración del concreto
 - 15.3.3. Requisitos y control del concreto fresco
 - 15.3.4. Requisitos y control del concreto endurecido
 - 15.3.5. Transporte
 - 15.3.6. Colocación y compactación
 - 15.3.7. Temperatura
 - 15.3.8. Morteros aplicados neumáticamente
 - 15.3.9. Curado
 - 15.3.10. Juntas de colado
 - 15.3.11. Tuberías y ductos incluidos en el concreto
- 15.4. Requisitos para concreto presforzado
 - 15.4.1. Prácticas de Construcción
 - 15.4.2. Lechada para tendones adheridos
 - 15.4.3. Tendones de presfuerzo
 - 15.4.4. Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo
- 15.5. Requisitos para estructuras prefabricadas
- 15.6. Tolerancias
 - 15.6.1. Tolerancias en elementos colados en sitio
 - 15.6.2. Tolerancias en elementos prefabricados

16. EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN

- 16.1. Definiciones
- 16.2. Alcance
- 16.3. Evaluación
 - 16.3.1. Necesidad de evaluación
 - 16.3.2. Proceso de evaluación
 - 16.3.3. Investigación y documentación de la edificación y de las acciones que la dañaron
 - 16.3.4. Determinación de las propiedades de los materiales
 - 16.3.5. Clasificación del daño en los elemento de la edificación
 - 16.3.6. Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación
- 16.4. Determinación de la necesidad de rehabilitar
 - 16.4.1. Daño ligero

- 16.4.2. Daño mayor
- 16.5. Rehabilitación
 - 16.5.1. Apuntalamiento, rehabilitación temporal y demolición
 - 16.5.2. Generalidades
- 16.6. Reparación
 - 16.6.1. Alcance
 - 16.6.2. Reemplazo de concreto
 - 16.6.3. Reparación de grietas mediante inyección de resina epóxica
 - 16.6.4. Reparación de daños por corrosión
- 16.7. Pruebas al concreto
 - 16.7.1. Pruebas con esclerómetro
 - 16.7.2. Prueba con ultrasonido
 - 16.7.3. Prueba de resistencia por medio de corazones de concreto
 - 16.7.4. Análisis petrográfico
 - 16.7.5. Pruebas de carga
- 16.8. Reforzamiento
 - 16.8.1. Generalidades
 - 16.8.2. Encamisado de elementos de concreto
 - 16.8.3. Reforzamiento de muros de concreto

APÉNDICE A. PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR FACTORES DE REDUCCIÓN Y LAS CANTIDADES MÁXIMAS DE ACERO A FLEXIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN

APÉNDICE B. MÉTODO DE PUNTALES Y TENSORES

- B.1 Notación
- B.2 Introducción
- B.3 Definiciones
- B.4 Procedimiento de diseño del modelo puntal-tensor
- B.5 Resistencia de los puntales
- B.6 Resistencia de los tensores
- B.7 Resistencia de las zonas nodales

APÉNDICE C. ARCOS Y CASCARONES

- C.1 Análisis
- C.2 Simplificaciones en el análisis de cascarones y losas plegadas
- C.3 Dimensionamiento

APÉNDICE D. DIAGRAMAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA QUE TOMAN EN CUENTA EL GRADO DE CONFINAMIENTO DEL CONCRETO Y EL DETERIORO ACUMULADO

- D.1 Diagramas momento-curvatura
 - D.1.1 Modelo elastoplástico del acero de refuerzo con endurecimiento curvo
 - D.1.2 Modelo elastoplástico para concreto confinado
 - D.1.3 Relación esfuerzo deformación para cargas cíclicas a bajos rangos de deformación.
 - D.1.4 Efecto de la velocidad de la deformación en la curva esfuerzo-deformación
 - D.2 Diagramas momento rotación
 - D.3 Deterioro
- Referencias Apéndice D

NORMAS TÉCNICAS MUNICIPALES PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

NOTACIÓN

- A** área de concreto a tensión dividida entre el número de barras; también, área de la sección definida por el plano crítico de cortante por fricción; también, área de la sección transversal comprendida entre la cara a tensión por flexión de la losa postensada y el centro de gravedad de la sección completa, mm^2 (cm^2)
- A₁** área de contacto en la revisión por aplastamiento, mm^2 (cm^2)
- A₂** área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga, mm^2 (cm^2)
- A_c** área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal, mm^2 (cm^2)
- A_{cm}** área bruta de la sección de concreto comprendida por el espesor del muro y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante de diseño, mm^2 (cm^2)
- A_{cp}** área de la sección transversal del elemento, incluida dentro del perímetro del elemento de concreto, mm^2 (cm^2)
- A_{cr}** área de la sección crítica para transmitir cortante entre columnas y losas o zapatas, mm^2 (cm^2)
- A_f** área del acero de refuerzo principal necesario para resistir el momento flexionante en ménsulas, mm^2 (cm^2)
- A_g** área bruta de la sección transversal, mm^2 (cm^2)
- A_h** área de los estribos complementarios horizontales en ménsulas, mm^2 (cm^2)
- A_n** área del acero de refuerzo principal necesario para resistir la fuerza de tensión horizontal P_{nu} en ménsulas, mm^2 (cm^2)
- A_o** área bruta encerrada por el flujo de cortante en elementos a torsión, mm^2 (cm^2)
- A_{oh}** área comprendida por el perímetro p_h , mm^2 (cm^2)
- A_s** área de refuerzo longitudinal en tensión en acero de elementos a flexión; también, área total del refuerzo longitudinal en columnas; o también, área de las barras principales en ménsulas, mm^2 (cm^2)
- A_{s'}** área de acero de refuerzo longitudinal en compresión en elementos a flexión, mm^2 (cm^2)
- A_{s,min}** área mínima de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares, mm^2 (cm^2)
- A_{sd}** área total del acero de refuerzo longitudinal de cada elemento diagonal en vigas diafragma que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en un plano, también llamadas vigas de acoplamiento, mm^2 (cm^2)
- A_{sh}** área del acero de refuerzo transversal por confinamiento en elementos a flexocompresión, mm^2 (cm^2)
- A_{sm}** área del acero de refuerzo de integridad estructural en losas planas postensadas, mm^2 (cm^2)
- A_{sp}** área del acero de refuerzo que interviene en el cálculo de la resistencia a flexión de vigas T e I sin acero de compresión; también, área del acero de presfuerzo en la zona de tensión, mm^2 (cm^2)
- A_{st}** área del acero de refuerzo longitudinal requerido por torsión, mm^2 (cm^2)
- A_t** área transversal de una rama de estribo que resiste torsión, colocado a una separación s , mm^2 (cm^2)
- A_{tr}** área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s , y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan, mm^2 (cm^2)
- A_v** área de todas las ramas de refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s ; también, en vigas diafragma, área de acero de refuerzo vertical comprendida en una distancia s , mm^2 (cm^2)
- A_{vf}** área del acero de refuerzo por cortante por fricción, mm^2 (cm^2)

- A_{vh} área de acero de refuerzo horizontal comprendida en una distancia s_h en vigas diafragma, mm^2 (cm^2)
- A_{vm} área de acero de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_m en muros y segmentos de muro, mm^2 (cm^2)
- A_{vn} área de acero de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_n en muros y segmentos de muro, mm^2 (cm^2)
- A profundidad del bloque de esfuerzos a compresión en el concreto; también, en ménsulas, distancia de la carga al paño donde arranca la ménsula, mm (cm)
- a_1 , a_2 respectivamente, claros corto y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata, m
- a_s área transversal de una barra, mm^2 (cm^2)
- a_{s1} área transversal del refuerzo por cambios volumétricos, por unidad de ancho de la pieza, mm^2/mm (cm^2/cm)
- B_e ancho de losa usado para calcular la rigidez a flexión de vigas equivalentes, mm (cm)
- B_t ancho total de la losa entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, mm (cm)
- B ancho de una sección rectangular, o ancho del patín a compresión en vigas T, I o L, o ancho de una viga ficticia para resistir fuerza cortante en losas o zapatas, mm (cm)
- b^* ancho del alma de una sección T, I o L, mm (cm)
- b_c dimensión del núcleo de un elemento a flexocompresión, normal al refuerzo de área A_{sh} , mm (cm)
- b_e ancho efectivo para resistir fuerza cortante de la unión viga- columna, mm (cm)
- b_o perímetro de la sección crítica por tensión diagonal alrededor de cargas concentradas a reacciones en losas y zapatas, mm (cm)
- b_v ancho del área de contacto en vigas de sección compuesta, mm (cm)
- b_w ancho, ancho promedio del alma o diámetro de la sección circular
- C_f coeficiente de deformación axial diferida final
- C_m factor definido en el inciso 3.2.2.2 y que toma en cuenta la forma del diagrama de momentos flexionantes
- C separación o recubrimiento; también, profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión; o también, en muros, la mayor profundidad del eje neutro calculada para la carga axial de diseño y el momento resistente (igual al momento último resistente con factor de resistencia unitario) y consistente con el desplazamiento lateral de diseño, δ_u , mm (cm)
- c_1 dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, paralela a la dirección de análisis; también, dimensión paralela al momento transmitido en losas planas, mm (cm)
- c_2 dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, normal a la dirección de análisis; también, dimensión normal al momento transmitido en losas planas, mm (cm)
- D diámetro de una columna, mm (cm)
- D_p diámetro de un pilote en la base de la zapata, mm (cm)
- D peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, mm (cm)
- d^* distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema a compresión, mm (cm)
- d_b diámetro nominal de una barra, mm (cm)
- d_c recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella, mm (cm)
- d_p distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo, mm (cm)
- d_s distancia entre la fibra extrema en compresión y el centroide del acero de refuerzo

longitudinal ordinario a tensión, mm (cm)

E_c módulo de la elasticidad del concreto de peso normal, MPa (kg/cm²)

E_L módulo de elasticidad del concreto ligero, MPa (kg/cm²)

E_s módulo de elasticidad del acero, MPa (kg/cm²)

E base de los logaritmos naturales

e_x excentricidad en la dirección X de la fuerza normal en elementos a flexocompresión, mm (cm)

e_y excentricidad en la dirección Y de la fuerza normal en elementos a flexocompresión, mm (cm)

F_{ab} factor de amplificación de momentos flexionantes en elementos a flexocompresión con extremos restringidos lateralmente

F_{as} factor de amplificación de momentos flexionantes en elementos a flexocompresión con extremos no restringidos lateralmente

F_R factor de resistencia

f_b esfuerzo de aplastamiento permisible, MPa (kg/cm²)

f_c' resistencia especificada del concreto a compresión, MPa (kg/cm²)

f_c'' magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, MPa (kg/cm²)

\bar{f}_c resistencia media a compresión del concreto, MPa (kg/cm²)

f_c resistencia nominal del concreto a compresión, MPa (kg/cm²)

f_{ci}' resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia, MPa (kg/cm²)

f_{cp} esfuerzo de compresión efectivo debido al presfuerzo, después de todas las pérdidas, en el centroide de la sección transversal o en la unión del alma y el patín, MPa (kg/cm²)

f_d esfuerzo a tensión producido por carga muerta en la fibra extrema de la sección

\bar{f}_f resistencia media a tensión por flexión del concreto o módulo de rotura, MPa (kg/cm²)

f^t resistencia nominal del concreto a flexión, MPa (kg/cm²)

f^{pc} esfuerzo de compresión en el concreto, después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo, en el centro de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente o en la unión del alma y el patín cuando el centro está localizado dentro del patín. En un elemento compuesto, f_{pc} es el esfuerzo de compresión resultante en el centro de la sección compuesta, o en la unión del alma y el patín cuando el centro se encuentra dentro del patín, debido tanto al presfuerzo como a los momentos resistidos por el elemento prefabricado actuando individualmente

f^{pe} esfuerzo de compresión en el concreto, debido sólo a las fuerzas efectivas del presfuerzo, una vez ocurridas las pérdidas de presfuerzo

f^s esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, MPa (kg/cm²)

f^{se} esfuerzo en el acero de presfuerzo en condiciones de servicio después de pérdidas, MPa (kg/cm²)

f^{sp} esfuerzo en el acero de presfuerzo cuando se alcanza la resistencia a flexión del elemento, MPa (kg/cm²)

f^{sr} esfuerzo resistente del acero de presfuerzo, MPa (kg/cm²)

\bar{f}_t resistencia media del concreto a tensión, MPa (kg/cm²)

f_t resistencia nominal del concreto a tensión, MPa (kg/cm²)

f_y esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, MPa (kg/cm²)

f_{yh} esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal o, en vigas diafragma, del acero de refuerzo horizontal, MPa (kg/cm²)

f_{yp} esfuerzo convencional de fluencia del acero de presfuerzo, MPa (kg/cm²)

f_{yt} esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal necesario para resistir torsión, MPa (kg/cm²)

f_{yv}	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal necesario para resistir fuerza cortante, MPa (kg/cm ²)
H	longitud libre de un miembro a flexocompresión, o altura del segmento o tablero del muro en consideración, en ambos casos perpendicular a la dirección de la fuerza cortante, mm (cm)
H'	longitud efectiva de pandeo de un miembro a flexocompresión, mm (cm)
H _{cr}	altura crítica de un muro, mm (cm)
H _m	altura total de un muro, mm (cm)
H _s	altura del segmento de un muro, mm (cm)
H	peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante; también, altura de entrepiso eje a eje, mm (cm)
h _i	altura del entrepiso i, medida entre ejes
h ₁	distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo principal de tensión, mm (cm)
h ₂	distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión, mm (cm)
h _s , h _p	peralte de viga secundaria y principal, respectivamente, mm (cm)
I ₁ , I ₂ , I ₃	momentos de inercia para calcular deflexiones inmediatas, mm ⁴ (cm ⁴)
I _{ag}	momento de inercia de la sección transformada agrietada, mm ⁴ (cm ⁴)
I _e	momento de inercia efectivo, mm ⁴ (cm ⁴)
I _g	momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto de un miembro, mm ⁴ (cm ⁴)
I _p	índice de presfuerzo
J _c	parámetro para el cálculo del esfuerzo cortante actuante debido a transferencia de momento entre columnas y losas o zapatas, mm ⁴ (cm ⁴)
K	coeficiente de fricción por desviación accidental por metro de tendón, 1/m
K _{tr}	índice de refuerzo transversal, mm (cm)
K	factor de longitud efectiva de pandeo de un miembro a flexocompresión; también, coeficiente para determinar el peralte mínimo en losas planas
L	claro de un elemento; también, longitud de un muro o de un tablero de muro en la dirección de la fuerza cortante de diseño; o también, en concreto presforzado, longitud del tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto x, mm (cm)
L _d	longitud de desarrollo, mm (cm)
L _{db}	longitud básica de desarrollo, mm (cm)
L _m	longitud horizontal del muro, mm (cm)
L _s	longitud de un segmento de un muro mm (cm)
l ₁ , l ₂	claros centro a centro en cada dirección principal para determinar el refuerzo de integridad estructural en losas planas postensadas, m
M	momento flexionante que actúa en una sección, N-mm (kg-cm)
M ₁	menor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión; también, en marcos dúctiles con articulaciones alejadas de las columnas, demanda de momento flexionante en la cara de la columna (sección 1) debida a la formación de la articulación plástica en la sección 2, N-mm (kg-cm)
M ₂	mayor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión; también, en marcos dúctiles con articulaciones plásticas alejadas de la columna, momentos flexionantes resistentes asociados a la formación de la articulación plástica en la sección 2, N-mm (kg-cm)
M _{1b} , M _{2b}	momentos flexionantes multiplicados por el factor de carga, en los extremos respectivos donde actúan M ₁ y M ₂ , producidos por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)
M _{1s} , M _{2s}	momentos flexionantes multiplicados por el factor de carga, en los extremos

- respectivos donde actúan M_1 y M_2 , producidos por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)
- M_{a1}, M_{a2} en marcos dúctiles con articulaciones plásticas alejadas de la columna, momentos flexionantes de diseño en las secciones 1 y 2, respectivamente, obtenidos del análisis, N-mm (kg-cm)
- M_{ag} momento de agrietamiento, N-mm (kg-cm)
- M_c momento flexionante amplificado resultado de la revisión por esbeltez, N-mm (kg-cm)
- M_{CRe} momento de agrietamiento de la sección debido a cargas externas, N-mm (kg-cm)
- M_e momento flexionante resistente de la columna al paño del nudo de marcos dúctiles, calculado con factor de resistencia igual a uno, N-mm (kg-cm)
- M_g momento flexionante resistente de la viga al paño del nudo de marcos dúctiles, calculado con factor de resistencia igual a uno y esfuerzo de fluencia igual a $1.25 f_y$, N-mm (kg-cm)
- M_m
- $M_{máx}$ momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión, N-mm (kg-cm)
- M_R momento flexionante resistente de diseño, N-mm (kg-cm)
- M_{Rp} momento flexionante resistente suministrado por el acero presforzado, N-mm (kg-cm)
- M_{Rr} momento flexionante resistente suministrado por el acero ordinario, N-mm (kg-cm)
- M_{Rx} momento flexionante resistente de diseño alrededor del eje X, N-mm (kg-cm)
- M_{Ry} momento flexionante resistente de diseño alrededor del eje Y, N-mm (kg-cm)
- M_u momento flexionante de diseño, N-mm (kg-cm)
- M_{ux} momento flexionante de diseño alrededor del eje X, N-mm (kg-cm)
- M_{uy} momento flexionante de diseño alrededor del eje Y, N-mm (kg-cm)
- M relación entre claros corto y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata:
- $$m = \frac{a_1}{a_2}$$
- N_c fuerza a tensión en el concreto debida a cargas muerta y viva de servicio, N (kg)
- N_u fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico en la revisión por fuerza cortante por fricción, N (kg)
- N número de barras sobre el plano potencial de agrietamiento
- P carga axial que actúa en una sección; también, carga concentrada en losas, N (kg)
- P_0 valor de la fuerza que es necesario aplicar en el gato para producir una tensión determinada P_x en el tendón postensado, N (kg)
- P_c carga axial crítica, N (kg)
- P_{hu} fuerza de tensión horizontal de diseño en ménsulas, N (kg)
- P_R carga normal resistente de diseño, N (kg)
- P_{R0} carga axial resistente de diseño, N (kg)
- P_{Rx} carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_x , N (kg)
- P_{Ry} carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_y , N (kg)
- P_u fuerza axial de diseño, N (kg)
- P_{vu} fuerza vertical de diseño en ménsulas, N (kg)
- P_x tensión en el tendón postensado en el punto x, N (kg)
- P cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión:
- $$p = \frac{A_s}{bd} \text{ en vigas}$$
- $$p = \frac{A_s}{td} \text{ en muros; y}$$

- $p = \frac{A_s}{A_g}$ en columnas.
- p' cuantía del acero de refuerzo longitudinal a compresión en elementos a flexión:
- $$p' = \frac{A'_s}{bd}$$
- p_{cp} perímetro exterior de la sección transversal de concreto del elemento, mm (cm)
- p_h perímetro, medido en el eje, del estribo de refuerzo por torsión, mm (cm)
- p_m cuantía del refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo
- p_n cuantía de refuerzo perpendicular a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo
- p_p cuantía de acero de presfuerzo:
- $$p_p = \frac{A_{sp}}{bd_p}$$
- p_s cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares en columnas
- p_{sp} cuantía de acero de refuerzo longitudinal que interviene en el cálculo de la resistencia a flexión de vigas T e I sin acero a compresión:
- $$p_{sp} = \frac{A_{sp}}{bd}$$
- Q** factor de comportamiento sísmico
- q** índice de refuerzo a tensión:
- $$q = \frac{p f_y}{f'_c}$$
- q' índice de refuerzo a compresión:
- $$q' = \frac{p' f_y}{f'_c}$$
- R_b distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella, mm (cm)
- R** radio de giro de una sección; también, radio del círculo de igual área a la de aplicación de la carga concentrada, mm (cm)
- S_{Lh} separación libre horizontal entre tendones y ductos, mm (cm)
- S_{Lv} separación libre vertical entre tendones y ductos, mm (cm)
- S** separación del refuerzo transversal, mm (cm)
- S_h separación del acero de refuerzo horizontal en vigas diafragma, mm (cm)
- S_m separación del refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño, mm (cm)
- S_n separación del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, mm (cm)
- T** momento torsionante que actúa en una sección, N-mm (kg-cm)
- T_{R0} momento torsionante resistente de diseño de un miembro sin refuerzo por torsión, N-mm (kg-cm)
- T_u momento torsionante de diseño, N-mm (kg-cm)
- T_{uh} momento torsionante de diseño en la condición hiperestática, N-mm (kg-cm)
- T_{ui} momento torsionante de diseño en la condición isostática, N-mm (kg-cm)
- T** espesor del patín en secciones I o L, o espesor de muros, mm (cm)
- U** cuando se considere la acción de carga muerta y carga viva, u será la relación entre la carga axial de diseño producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño total producida por carga muerta y carga viva. Cuando se considere la acción de carga muerta, viva y accidental, u será la relación entre la máxima fuerza cortante de piso sostenida factorizada y la máxima fuerza cortante factorizada en el mismo piso asociada a la misma combinación de cargas. En ningún caso se tomará u mayor que 1
- V** fuerza cortante que actúa en una sección, N (kg)
- V_{cR} fuerza cortante de diseño que toma el concreto, N (kg)

V_i	fuerza cortante del entrepiso i , N (kg)
V_R	fuerza cortante de diseño por fricción, N (kg)
V_{sR}	fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo transversal, N (kg)
V_u	fuerza cortante de diseño, N (kg)
V_{ci}	resistencia nominal a cortante resistida por el concreto cuando se desarrollan grietas inclinadas por la combinación de momento y cortante, N (kg)
V_{cw}	resistencia nominal a cortante resistida por el concreto cuando se desarrollan grietas inclinadas por esfuerzos
	principales de tensión altos (agrietamiento en elementos con almas delgadas), N (kg)
V_d	fuerza cortante sin factorizar en la sección debida a carga muerta, N (kg)
V_p	componente vertical de la fuerza efectiva de presfuerzo en la sección, N (kg)
v_{cR}	esfuerzo cortante máximo de diseño del concreto, MPa (kg/cm ²)
V_R	resistencia a fuerza cortante, N (kg)
v_h	esfuerzo cortante horizontal entre los elementos que forman una viga compuesta, MPa (kg/cm ²)
v_u	esfuerzo cortante de diseño, MPa (kg/cm ²)
W_u	suma de las cargas de diseño muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el
	extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado, N (kg)
W	carga uniformemente distribuida, kN/m ² (kg/m ²)
W_u	carga de diseño de la losa postensada, kN/m ² (kg/m ²)
X	punto en el cual se valúan la tensión y pérdidas por postensado; también, dimensión en la dirección en que se
	considera la tolerancia, mm (cm)
x_1	dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo por cambios volumétricos, mm (cm)
Y	longitud de ménsulas restando la tolerancia de separación, mm (cm)
Z	brazo del par interno en vigas diafragma y muros, mm (cm)
α	fracción del momento flexionante que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante en losas planas o zapatas
β_1	factor definido en el inciso 3.5.e que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, c
γ	relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción
Δ_i	desplazamiento de entrepiso producido por la fuerza cortante de entrepiso V_i , mm (cm)
δ_f	deformación axial final, mm (cm)
δ_i	deformación axial inmediata, mm (cm)
ϵ_{cf}	contracción por secado final
ϵ_{sp}	deformación unitaria del acero de presfuerzo cuando se alcanza el momento flexionante resistente de la sección
ϵ_{yp}	deformación unitaria convencional de fluencia del acero de presfuerzo
η	cambio angular total en el perfil del tendón desde el extremo donde actúa el gato hasta el punto x , radianes
θ	ángulo que el acero de refuerzo transversal por tensión diagonal forma con el eje de la pieza; también, ángulo con
	respecto al eje de la viga diafragma que forma el elemento de refuerzo diagonal, grados
λ	índice de estabilidad
μ	coeficiente de fricción para diseño de cortante por fricción; también, coeficiente de fricción por curvatura en concreto presforzado
ϕ	ángulo, con respecto al eje de la pieza, que forman las diagonales de compresión que se desarrollan en el concreto para resistir tensión según la teoría de la analogía de la

armadura espacial, grados
 Ψ_A, Ψ_B cociente de $\Sigma(I/L)$ de las columnas, entre $\Sigma(I/L)$ de los miembros de flexión que llegan al extremo A o B de una columna, en el plano considerado

DEFINICIONES

A continuación, se definen los términos de uso general en estas Normas. Las definiciones especializadas aparecen en los capítulos correspondientes.

Ábaco - Proyección debajo de la losa usada para reducir la cantidad de refuerzo negativo sobre una columna o el espesor mínimo requerido para una losa, y para aumentar la resistencia a cortante de la losa.

Acero de presfuerzo - Elemento de acero de alta resistencia como alambre, barra, torón, o un paquete (tendón) de estoselementos, utilizado para aplicar fuerzas de presfuerzo al concreto.

Acero extremo en tensión - Refuerzo (presforzado o no presforzado) más alejado de la fibra extrema en compresión.

Adiciones - Materiales de naturaleza inorgánica que destacan por sus características puzolánicas o hidráulicas, finamente molidos.

Aditivo - Material distinto del agua, de los agregados o del cemento hidráulico, utilizado como componente del concreto y que se añade a éste antes o durante su mezclado a fin de modificar sus propiedades.

Agregado - Material granular como arena, grava, piedra triturada y escoria de hierro de alto horno, empleado con un mediocementante para formar concreto o mortero hidráulicos.

Agregado ligero - Agregado que cumple con los requisitos de la ASTM C330 y con una densidad cuando está suelto y seco de 1120 kg/m³ o menos, determinado según la ASTM C29.

Base de la estructura - Nivel al cual se supone que los movimientos horizontales del suelo producidos por un sismo se imparten a la edificación. Este nivel no necesariamente coincide con el nivel del terreno.

Capitel - Pieza piramidal, poligonal o cónica que remata la parte superior de una columna.

Carga de servicio - La carga especificada por el Reglamento General de la Ley de Construcciones para el Estado y Municipios de Zacatecas del cual esta NTC forma parte (sin factores de carga).

Carga factorizada - La carga multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia de estas Normas.

Carga muerta - Cargas muertas soportadas por un elemento, según se definen en las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Carga viva - Carga viva especificada en las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Categoría de diseño sísmico - Clasificación asignada a una estructura basada en su tipo de ocupación y en la severidad de los movimientos sísmicos del terreno para diseño en el lugar, como se define en el Reglamento y en las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo.

Columna - Elemento con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor de 3 usado principalmente para resistir carga axial de compresión. Para un elemento de sección variable, la menor dimensión lateral es el promedio de las dimensiones superior e inferior del lado menor.

Concreto - Mezcla de cemento portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

Concreto ligero - Concreto de peso ligero que contiene agregado fino y grueso de peso ligero, y que cumple con lo especificado en ASTM C330. Concreto con agregado liviano que tiene una densidad de equilibrio, tal como la define ASTM C567, entre 1440 y 1840 kg/m³.

Concreto de peso normal - Concreto que contiene agregados que cumplen con lo especificado en NMX-C-111-ONNCCE.

Concreto estructural - Todo concreto utilizado con propósitos estructurales incluyendo concreto simple y reforzado.

Concreto prefabricado - Concreto estructural construido en un lugar diferente al de su ubicación final en la estructura.

Concreto presforzado - Concreto estructural al que se le han introducido esfuerzos internos con el fin de reducir los esfuerzos potenciales de tensión en el concreto causados por las cargas.

Concreto reforzado - Concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima especificada de acero de refuerzo no presforzado.

Concreto simple - Concreto estructural sin refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado.

Contraflecha - Ligera curvatura convexa que se realiza en una viga o armadura para compensar cualquier flecha prevista cuando soporte un peso.

Deformación unitaria neta de tensión - Deformación unitaria de tensión cuando se alcanza la resistencia nominal, excluidas las deflexiones unitarias debidas al presfuerzo efectivo, flujo plástico, contracción y temperatura.

Dispositivo de anclaje - En postensado, el dispositivo usado para transferir la fuerza de postensado desde el acero de presfuerzo al concreto.

Dispositivo básico de anclaje para un torón - Dispositivo de anclaje usado con cualquier torón individual o barra individual de 16 mm o menos de diámetro, que satisfaga los requisitos para elementos de anclaje fabricados industrialmente, del ACI 423.6 "Specification for Unbonded Single Strand Tendons".

Dispositivo básico de anclaje para varios torones - Dispositivo de anclaje usado para varios torones, barras o alambres, o con barras mayores a 16 mm de diámetro, que satisface los requisitos para los esfuerzos de aplastamiento y la rigidez mínima de platina de la especificación para puentes de AASHTO, División I, Artículos 9.21.7.2.2 al 9.21.7.2.4.

Dispositivo especial de anclaje - Dispositivo de anclaje que satisface 18.15.1 y los ensayos de aceptación normalizados de AASHTO "*Standard Specifications for Highway Bridges*", División II, Artículo 10.3.2.3.

Ducto de postensado - Ducto (liso o corrugado) para colocar el acero de presfuerzo que se requiere para aplicar el postensado.

Elementos compuestos de concreto sujetos a flexión - Elementos prefabricados de concreto o elementos contruidos en obra sometidos a flexión, fabricados en etapas separadas, pero interconectados de tal manera que todos los elementos responden a las cargas como una unidad.

Envoltura para tendones de presfuerzo no adheridos - Material que encapsula el acero de presfuerzo para impedir la adherencia del acero de presfuerzo al concreto que lo rodea, para proporcionar protección contra la corrosión y para contener la envoltura inhibidora de la corrosión.

Esfuerzo - Fuerza por unidad de área.

Estribo - Refuerzo empleado para resistir esfuerzos de cortante y de torsión en un elemento estructural; por lo general barras, alambres o malla (de alambre liso o corrugado) electrosoldado ya sea sin dobleces o doblados en forma de L, de U o en formas rectangulares, y colocados perpendicularmente o en ángulo con respecto al refuerzo longitudinal. El término estribo se aplica normalmente al refuerzo transversal de elementos sometidos tanto a flexión como a compresión.

Fricción por curvatura - Fricción que resulta de los dobleces o la curvatura del trazado especificado de los tendones de presfuerzo.

Fricción por desviación involuntaria - En concreto presforzado, la fricción provocada por una desviación no intencional del ducto de presfuerzo de su perfil especificado.

Fuerza del gato de tensionamiento - En concreto presforzado, la fuerza que temporalmente ejerce el dispositivo que se utiliza para tensionar el acero de presfuerzo.

Fuste - Parte de una columna comprimida entre la base y el capitel.

Grapas - Barra o alambre doblados que abraza el refuerzo longitudinal. Es aceptable una barra o alambre continuo doblado en forma de círculo, rectángulo, u otra forma poligonal sin esquinas reentrantes

Junta de contracción - Muesca moldeada, aserrada o labrada en una estructura de concreto para crear un plano de debilidad y regular la ubicación del agrietamiento resultante de las variaciones dimensionales de diferentes partes de la estructura.

Junta de expansión - Separación entre partes adyacentes de una estructura de concreto, usualmente un plano vertical, en una ubicación definida en el diseño de tal modo que interfiera

al mínimo con el comportamiento de la estructura, y al mismo tiempo permita movimientos relativos en tres direcciones y evite la formación de fisuras en otro lugar del concreto y a través de la cual se interrumpe parte o todo el refuerzo adherido.

Límite de la deformación unitaria controlada por compresión - Deformación unitaria neta en tensión bajo condiciones de deformación unitaria balanceada.

Longitud de anclaje - Longitud del refuerzo embebido en el concreto que se extiende más allá de una sección crítica.

Longitud de desarrollo - Longitud embebida del refuerzo, incluyendo torones de presfuerzo, en el concreto que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

Longitud de transferencia - Longitud embebida del torón de presfuerzo en el concreto que se requiere para transferir el presfuerzo efectivo al concreto.

Materiales cementantes - Materiales que tienen propiedades cementantes por sí mismos al ser utilizados en el concreto, tales como el cemento portland, los cementos hidráulicos mezclados y los cementos expansivos, o dichos materiales combinados con cenizas volantes, otras puzolanas crudas o calcinadas, microsilíce, y escoria granulada de alto horno o ambos.

Módulo de elasticidad - Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tensión o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.

Muro - Elemento, generalmente vertical, empleado para encerrar o separar espacios.

Muro estructural - Muros diseñados para resistir combinaciones de cortantes, momentos y fuerzas axiales inducidas por movimientos sísmicos. Un muro de cortante es un muro estructural. Los muros estructurales se pueden clasificar en:

Muro estructural de ductilidad alta - Un muro construido en sitio que cumple con los requisitos del capítulo 9 de ésta NTC, además de los requisitos para los muros estructurales de concreto reforzado de ductilidad básica.

Muro estructural prefabricado de ductilidad alta - Muro prefabricado que cumple con los requisitos del capítulo 9 de ésta NTC, además de satisfacer los requisitos del muro estructural de concreto reforzado de ductilidad básica.

Muro estructural prefabricado de ductilidad media - Muro que cumple con todos los requisitos aplicables del capítulo 8 de ésta NTC, además de satisfacer los requisitos del muro estructural de concreto reforzado de ductilidad básica.

Muro estructural de concreto reforzado de ductilidad baja - Muro que cumple con los requisitos del capítulo 7 de ésta NTC.

Muro estructural de concreto simple de ductilidad baja - Muro que cumple con los requisitos del capítulo 7 de ésta NTC.

Marco resistente a momento - Marco en el cual los elementos y los nudos resisten las fuerzas

a través de flexión, cortante y fuerza axial. Los marcos resistentes a momento se clasifican en:

Marco resistente a momento de ductilidad alta - Marco construido en sitio que cumple con los requisitos del capítulo 9 de ésta NTC, o un marco prefabricado que cumple con los requisitos del capítulo 11. Además, debe cumplir los requisitos para marcos resistentes a momento de ductilidad básica.

Marco resistente a momentos de ductilidad media - Marco construido en sitio que cumple con los requisitos del capítulo 8 de ésta NTC, además de los requisitos para marcos resistentes a momento de ductilidad básica.

Marco resistente a momentos de ductilidad baja - Marco prefabricado o construido en sitio que cumple con los requisitos del capítulo 7 de ésta NTC.

Pedestal - Elemento vertical en compresión que tiene una relación entre la altura sin apoyo y el promedio de la menor dimensión lateral no mayor a 3.

Peralte efectivo de la sección - La distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal sometido a tensión.

Postensado - Método en el cual el acero de presfuerzo se tensiona después de que el concreto ha endurecido.

Presfuerzo efectivo - Esfuerzo en el acero de presfuerzo después de que han ocurrido todas las pérdidas.

Pretensado - Método en el cual el acero de presfuerzo se tensiona antes de la colocación del concreto.

Puntales - Elementos de apoyo verticales o inclinados diseñados para soportar el peso de la cimbra, del concreto y de las cargas de construcción sobre ellos.

Puntales de reapuntamiento - Puntales colocados ajustadamente bajo una losa de concreto u otro elemento estructural después que la cimbra y puntales originales han sido retirados de un área significativa, permitiendo así que la nueva losa o elemento estructural se deforme y soporte su propio peso y las cargas de construcción existentes antes de la instalación de los puntales de reapuntamiento.

Refuerzo - Material que cumple con lo especificado en el capítulo 2, excluyendo el acero de presfuerzo, a menos que se incluya en forma explícita.

Refuerzo corrugado - Barras de refuerzo corrugado, mallas de barras, alambre corrugado, refuerzo electrosoldado de alambre, que cumplan con las normas correspondientes.

Refuerzo electrosoldado de alambre (mallas, castillos) - Elementos de refuerzo compuestos por alambres lisos o corrugados, que cumplen con ASTM A 82 o A 496, respectivamente, fabricados en forma de hojas de acuerdo con ASTM A 185 o A 497, respectivamente.

Refuerzo helicoidal - Refuerzo continuo enrollado en forma de hélice cilíndrica.

Refuerzo liso - Refuerzo que no cumple con la definición de refuerzo corrugado.

Esfuerzo de fluencia - Esfuerzo de fluencia mínima especificada, o punto de fluencia del refuerzo. El esfuerzo de fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tensión, de acuerdo con las normas NMX-C-289 ONNCCE.

Resistencia a la tensión indirecta (prueba brasileña) - Resistencia a la tensión del concreto determinada de acuerdo con ASTM C 496.

Resistencia de diseño - Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia F_R .

Resistencia especificada a la compresión del concreto (f_c') - Resistencia a la compresión del concreto empleada en el diseño y evaluada de acuerdo con las consideraciones de la NMX-C-083 ONNCCE, expresada en MPa (kg/cm^2). Cuando la cantidad f_c' esté bajo un signo de raíz, se quiere indicar sólo la raíz cuadrada del valor numérico, por lo que el resultado está en MPa (kg/cm^2).

Resistencia nominal - Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de este Reglamento, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia.

Resistencia requerida - Resistencia que un elemento o una sección transversal debe tener para resistir las cargas factorizadas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas según lo estipulado en estas Normas.

Sección controlada por compresión - Sección transversal en la cual la deformación unitaria neta por tensión en el acero extremo en tensión, a la resistencia nominal, es menor o igual al límite de deformación unitaria controlado por compresión.

Sección controlada por tensión - Sección transversal en la cual la deformación unitaria neta de tensión en el acero extremo en tensión, en el estado de resistencia nominal, es mayor o igual que 0.005.

Tendón - En aplicaciones de presfuerzo, el tendón es el acero presforzado.

Tendón de presfuerzo adherido - Tendón en el que el acero de presforzado está adherido al concreto ya sea directamente o con mortero de inyección.

Tendón de presfuerzo no adherido - Tendón en el que se impide que el acero de presfuerzo se adhiera al concreto y quedando libre para moverse con respecto al concreto. La fuerza de presfuerzo se transmite en forma permanente al concreto solamente en los extremos del tendón a través de los anclajes.

Transferencia - Operación de transferir los esfuerzos del acero de presfuerzo desde los gatos o del banco de tensionado al elemento de concreto.

Zona de anclaje - En elementos postensados, la porción del elemento a través de la cual la fuerza de presfuerzo concentrada se transfiere al concreto y es distribuida uniformemente en toda la sección. Su extensión es igual a la longitud de la mayor dimensión de su sección transversal. En elementos de anclaje localizados lejos del extremo de un elemento, la zona de

anclaje incluye la zona perturbada adelante y atrás del dispositivo de anclaje.

Zona de tensión precomprimida - Porción de un elemento presforzado donde ocurriría tensión producida por flexión si la fuerza de presfuerzo no estuviera presente, calculada usando las propiedades de la sección bruta, bajo carga muerta y viva no factorizadas.

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1. Alcance

En estas Normas se presentan disposiciones para diseñar estructuras de concreto, incluido el concreto simple, reforzado y presforzado. Se dan requisitos complementarios para concreto ligero y concretos especiales. Se incluyen estructuras coladas en el lugar y prefabricadas.

Estas disposiciones deben considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en el Título Sexto del Reglamento, en las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones y en las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo.

1.2. Unidades

En las expresiones que aparecen en estas Normas deben utilizarse las unidades siguientes, que corresponden al sistema internacional (SI):

Fuerza	N (newton)
Longitud	mm (milímetro)
Momento	N-mm
Esfuerzo	MPa (megapascal)

Siempre que es posible, las expresiones están escritas en forma adimensional; de lo contrario, junto a las expresiones en sistema internacional, se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en el sistema gravitacional usual, empleando las unidades siguientes:

Fuerza	kgf	(kilogramo fuerza)
Longitud	cm	(centímetro)
Momento	kgf-cm	
Esfuerzo	kgf/cm ²	

(En estas Normas, el kilogramo fuerza se representa con kg)

Cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

Las unidades que aquí se mencionan son las comunes de los dos sistemas. Sin embargo, no se pretende prohibir otras unidades empleadas correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema gravitacional usual puede ser preferible expresar las longitudes en metros (m), las fuerzas en toneladas (t) y los momentos en t-m.

1.3. Criterios de diseño

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las

estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos tanto en las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo como en las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones y en la sección 3.2 de estas Normas.

El dimensionamiento y el detallado se harán de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad, establecidos en el Título Sexto del Reglamento y en estas Normas, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del artículo 159 del mencionado Título Sexto.

1.3.1. Estados límite de falla

Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momentos internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R , prescrito en la sección 3.6. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

1.3.2. Estados límite de servicio

Sea que se aplique el criterio de estados límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

1.3.3. Diseño por durabilidad

Las estructuras deberán diseñarse para una vida útil de al menos 50 años, de acuerdo con los requisitos establecidos en el capítulo 4.

2. MATERIALES

Las Normas Mexicanas (NMX) citadas se refieren a las que estén vigentes cuando se aplique el presente documento.

2.1. Concreto

El concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 22 kN/m^3 (2.2 t/m^3) y clase 2 con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 19 y 22 kN/m^3 (1.9 y 2.2 t/m^3).

Para las obras clasificadas como del grupo A o B1, según se definen en el artículo 139 del Reglamento, se usará concreto de clase 1, así como en los que se especifique en estas normas.

El concreto clase 2 se podrá usar en estructuras menores, de claros no mayores de 5 m y alturas de no más de dos niveles.

Los requisitos adicionales para concretos de alta resistencia con resistencia especificada a la compresión, f_c' , igual o mayor que 40 MPa (400 kg/cm²) se encuentran en el Capítulo 12.

2.1.1. Materiales componentes para concretos clases 1 y 2

En la fabricación de los concretos, se empleará cualquier tipo de cemento que sea congruente con la finalidad y características de la estructura, clase resistente 30 ó 40, que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE, así como con los especificados en la tabla 4.6.1.

Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111-ONNCCE con las modificaciones y adiciones establecidas en el inciso 15.3.1. El tamaño máximo del agregado se especifica en la sección 6.3.

El concreto clase 1 se fabricará con agregados gruesos con peso específico superior a 2.6 (caliza, basalto, etc.) y el concreto clase 2 con agregados gruesos con peso específico superior a 2.3, como andesita. Para ambos se podrá emplear arena andesítica u otra de mejores características.

El agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-122-ONNCCE. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse.

Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor, en ambos casos con la autorización del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director Responsable de Obra cuando no se requiera de Corresponsable. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-255-ONNCCE.

2.1.2. Resistencia a compresión

Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f_c' , igual o mayor que 25 MPa (250 kg/cm²). La resistencia especificada de los concretos clase 2 no será menor que 20 MPa (200 kg/cm²). En ambas clases deberá comprobarse que el nivel de resistencia del concreto estructural de toda construcción cumpla con la resistencia especificada. Se admitirá que un concreto cumple con la resistencia especificada si satisface los requisitos prescritos en el inciso 15.3.4.2. El Corresponsable en Seguridad Estructural o el Director Responsable de Obra, cuando el trabajo no requiera de Corresponsable, podrá autorizar el uso de resistencias, f_c' , distintas de las antes mencionadas, sin que, excepto lo señalado en el párrafo siguiente, sean inferiores a 20 MPa (200 kg/cm²).

En muros de concreto reforzado de vivienda de hasta dos niveles, se admitirá el uso de concreto clase 2 con resistencia especificada de 15 MPa (150 kg/cm²) si se garantizan los recubrimientos mínimos requeridos en 4.9.3.

Todo concreto estructural debe mezclarse por medios mecánicos y dosificarse por peso.

Se hace hincapié en que el proporcionamiento de un concreto debe hacerse para una resistencia media, \bar{f}_c , mayor que la especificada, f_c' , y que dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricar el concreto, ver 15.3.4.1.

2.1.3. Resistencia a tensión

Se considera como resistencia media a tensión, \bar{f}_t , de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de 150 \times 300 mm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NMX-C-163-ONNCCE. A falta de información experimental, \bar{f}_t , se puede estimar igual a:

a) concreto clase 1

$$0.47\sqrt{f'_c}, \text{ en MPa } (1.5\sqrt{f'_c}, \text{ en kg/cm}^2)$$

b) concreto clase 2

$$0.38\sqrt{f'_c}, \text{ en MPa } (1.2\sqrt{f'_c}, \text{ en kg/cm}^2)$$

La resistencia media a tensión por flexión o módulo de rotura, \bar{f}_f , se puede suponer igual a:

a) concreto clase 1

$$0.63\sqrt{f'_c}, \text{ en MPa } (2\sqrt{f'_c}, \text{ en kg/cm}^2)$$

b) concreto clase 2

$$0.44\sqrt{f'_c}, \text{ en MPa } (1.4\sqrt{f'_c}, \text{ en kg/cm}^2)$$

Para diseñar, se usarán valores nominales, f_t y f_f , iguales a $0.8 \bar{f}_t$ y $0.8 \bar{f}_f$, respectivamente.

En las expresiones anteriores que no sean homogéneas los esfuerzos deben estar en MPa (en kg/cm² para las expresiones en paréntesis); los resultados se obtienen en estas unidades.

2.1.4. Módulo de elasticidad

Para concretos clase 1, el módulo de elasticidad, E_c , se supondrá igual a

$$4\,400\sqrt{f'_c}, \text{ en MPa } (14\,000\sqrt{f'_c}, \text{ en kg/cm}^2) \text{ para concretos con agregado grueso calizo, y}$$

$$3\,500\sqrt{f'_c}, \text{ en MPa } (11\,000\sqrt{f'_c}, \text{ en kg/cm}^2) \text{ para concretos con agregado grueso basáltico.}$$

Para concretos clase 2 se supondrán igual a

$$2\,500\sqrt{f'_c}, \text{ en MPa } (8\,000\sqrt{f'_c}, \text{ en kg/cm}^2)$$

Pueden usarse otros valores de E_c que estén suficientemente respaldados por resultados de laboratorio. En problemas de revisión estructural de construcciones existentes, puede aplicarse el módulo de elasticidad determinado en corazones de concreto extraídos de la estructura, que formen una muestra representativa de ella. En todos los casos a que se refiere esta sección, E_c se determinará según la norma NMX-C-128-ONNCCE. Los corazones se

extraerán de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCE.

2.1.5. Contracción por secado

Para concretos clase 1, la contracción por secado final, ϵ_{cf} , se supondrá igual a 0.001 y para concreto clase 2 se tomará igual a 0.002.

2.1.6. Flujo plástico

Para concreto clase 1, el coeficiente de flujo plástico se supondrá igual a 2.0 y para concreto clase 2 se supondrá igual a 4.0. Las deflexiones diferidas se deberán calcular como se indica en la sección 14.2.

2.2. Acero

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla de alambre soldado. Las barras serán corrugadas, con la salvedad que se indica adelante, y deben cumplir con las normas NMX-C-407-ONNCCE o NMX-B-457 CANACERO; se tomarán en cuenta las restricciones al uso de algunos de estos aceros incluidas en las presentes Normas. La malla cumplirá con la norma NMX-B-290-CANACERO. Se permite el uso de barra lisa de 6.4 mm de diámetro (número 2) para estribos donde así se indique en el texto de estas Normas, conectores de elementos compuestos y como refuerzo para fuerza cortante por fricción (inciso 5.3.3). El acero de presfuerzo cumplirá con las normas NMX-B-292 o NMX-B-293.

Para elementos secundarios y losas apoyadas en su perímetro, se permite el uso de barras que cumplan con las normas NMX-B-18, NMX-B-32 y NMX-B-72.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a 2×10^5 MPa (2×10^6 kg/cm²) y el de torones de presfuerzo se supondrá de 1.9×10^5 MPa (1.9×10^6 kg/cm²).

En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos, f_y , establecidos en las normas citadas.

3. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

3.1. Estructuración

3.1.1. Sistema estructural resistente a fuerzas gravitacionales y sísmicas

El Sistema Estructural Resistente a Fuerzas Gravitacionales y Sísmicas (SERFGS) está constituido por todos los elementos estructurales que transmiten las fuerzas de la parte superior de la estructura a la cimentación. El Corresponsable en Seguridad Estructural (CSE) deberá establecer o verificar que esté establecido claramente en la memoria de cálculo cuál es el SERFGS de la obra y cuál es la trayectoria de fuerzas y acciones correspondiente. Todos los elementos estructurales que forman parte del SERFGS deberán cumplir las especificaciones sobre estados límite de resistencia y servicio de estas Normas. Las uniones o conexiones entre elementos estructurales deberán permitir que las fuerzas puedan transmitirse a través de ellas.

Las irregularidades de los SERFGS se tomarán en cuenta de acuerdo con lo dispuesto en el capítulo 5 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo.

3.1.2. Restricciones y limitaciones para SERFGS que deban resistir acciones sísmicas

El sistema básico estructural o SERFGS deben conformarse con alguno de los tipos indicados en la tabla 4.1 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo o una combinación de sistemas en las direcciones de análisis.

3.2. Análisis

3.2.1. Aspectos generales

Las estructuras de concreto se analizarán con los métodos prescritos en los capítulos 2, 6 y 7 de las Normas Técnicas Municipales de Diseño por Sismo, según sea el caso.

3.2.1.1. Análisis lineal

Cuando se apliquen métodos de análisis lineal, en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomará en cuenta el efecto del agrietamiento. Se admitirá que se cumple con este requisito si las rigideces de los elementos se calculan con el módulo de elasticidad del concreto, E_c , y con los momentos de inercia de la Tabla 3.2.1.

Tabla 3.2.1 Momentos de inercia para cálculo de rigideces

Elemento	Momento de inercia
Vigas y muros agrietados ¹	0.5I _g
Columnas agrietadas	0.7I _g
Columnas y muros no agrietados	I _g

¹ En vigas T se deberán incluir los anchos de patín especificados en el inciso 5.1.1.2.

En estructuras constituidas por losas planas y columnas, las rigideces se calcularán con las hipótesis de los incisos 3.4.2 y 3.4.3. Los momentos de inercia obtenidos con estas hipótesis se modificarán con los factores aplicables a vigas y columnas de la Tabla 3.2.1 para tomar en cuenta el efecto del agrietamiento. En estructuras continuas se admite redistribuir los momentos flexionantes obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, pero sin que ningún momento se reduzca, en valor absoluto, más de 20 por ciento en vigas y losas apoyadas en vigas o muros, ni que se reduzca más de 10 por ciento en columnas y en losas planas.

3.2.1.2. Análisis no lineal

Los métodos de análisis no lineal para estructuras de concreto son, en general, del tipo denominado de plasticidad concentrada. En estos métodos los miembros estructurales, diseñados para que los daños que puedan ocurrir sean predominantemente por flexión, se modelan con una barra que en su parte central tiene un comportamiento elástico y en sus extremos tiene zonas de comportamiento inelástico llamadas articulaciones plásticas, Figura 3.1. La zona central puede considerarse de comportamiento lineal con una rigidez a flexión efectiva como la usada en los métodos de análisis lineal, ver párrafo anterior, o bien, como se establece en la ecuación D.2.1 del Apéndice D. Las zonas de los extremos, a partir de que se presente el fenómeno de plastificación, pueden considerarse como resortes elásticos con una

rigidez mucho menor, la cual puede determinarse como se indica en los incisos 3.6.1 y 3.6.2. Las articulaciones plásticas se diseñarán de acuerdo con lo prescrito en las secciones 8.1 y 9.1.

En los momentos de diseño y en las deformaciones laterales de las estructuras deben incluirse los efectos de esbeltez valuados de acuerdo con el inciso 3.2.2.

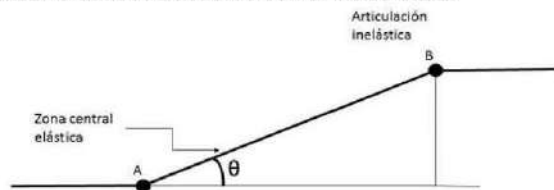


Figura 3.1 Elemento con zonas inelásticas concentradas en sus extremos

3.2.2. Efectos de esbeltez

Se admitirá valorar los efectos de esbeltez mediante el método de amplificación de momentos flexionantes del inciso 3.2.2.2 o por medio del análisis de segundo orden especificado en el inciso 3.2.2.3.

3.2.2.1. Conceptos generales

a) Restricción lateral de los extremos de columnas

Se supondrá que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando estos extremos no se desplacen uno respecto al otro de manera apreciable. El desplazamiento puede ser despreciable por la presencia en el entrepiso de elementos de una elevada rigidez lateral, como contravientos o muros, o porque la estructura puede resistir las cargas aplicadas sin sufrir desplazamientos laterales considerables.

En el primer caso, puede suponerse que no hay desplazamientos laterales considerables si la columna forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos, muros u otros elementos que den restricción lateral no es menor que 85 por ciento de la rigidez total de entrepiso. Además, la rigidez de cada diafragma horizontal (losa, etc.), a los que llega la columna, no debe ser menor que diez veces la rigidez de entrepiso del marco al que pertenece la columna en estudio. La rigidez de un diafragma horizontal con relación a un eje de columnas se define como la fuerza que debe aplicarse al diafragma en el eje en cuestión para producir una flecha unitaria sobre dicho eje, estando el diafragma libremente apoyado en los elementos que dan restricción lateral (muros, contravientos, etc.).

En el segundo caso, puede considerarse que no hay desplazamientos laterales apreciables si

$$Q = \frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0.08 \frac{V_i}{W_u} \quad (3.2.1)$$

donde:

- Q factor de comportamiento sísmico definido en estas Normas y en las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo. Cuando los desplazamientos laterales sean debidos a acciones distintas del sismo se tomará $Q = 1.0$;

- V_i fuerza cortante del entrapiso i ;
 Δ_i desplazamiento de entrapiso i producido por la fuerza lateral V_i ;
 W_u suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas especificadas en las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones) multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrapiso considerado; y
 h_i altura del entrapiso i , medida entre ejes.

b) Longitud libre, H , de un miembro a flexocompresión

Es la distancia libre entre elementos capaces de darle al miembro apoyo lateral. En columnas que soporten sistemas de piso formados por vigas y losas, H será la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga más peraltada que llega a la columna en la dirección en que se considera la flexión. En aquéllas que soporten losas planas, H será la distancia libre entre el piso y la sección en que la columna se une al capitel, al ábaco o a la losa, según el caso.

c) Longitud efectiva, H' , de un miembro a flexocompresión

La longitud efectiva de miembros cuyos extremos estén restringidos lateralmente puede determinarse con el nomograma de la Figura 3.2 Si se usa dicho nomograma, la longitud efectiva se podrá obtener como:

$$H' = kH \quad (3.2.2)$$

o, de forma aproximada usando:

$$k = 1.35 - \sqrt{1.35(1.35 - k_A - k_B) + 1/2(k_A^2 + k_B^2)} \quad (3.2.3)$$

donde el factor de restricción lateral de los extremos A y B de la columna está dado

$$k_{AB} = \frac{0.4 + \psi_{A,B}}{0.8 + \psi_{A,B}} \quad (3.2.4)$$

y donde ψ_A y ψ_B se calcularán usando los momentos de inercia correspondientes a la flexión en el plano considerado mediante:

$$\psi_{A,B} = \frac{\sum (1/L)_{columnas}}{\sum (1/L)_{miembros \text{ de flexión}}} \quad (3.2.5)$$

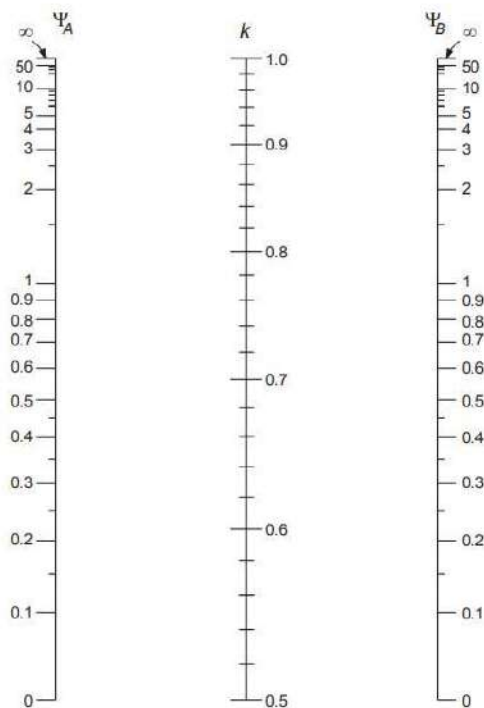


Figura 3.2 Nomograma para determinar longitudes efectivas, H' , en miembros a flexocompresión con extremos restringidos lateralmente

3.2.2.2. Método de amplificación de momentos flexionantes

a) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez

En miembros con extremos restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando se cumpla: H'

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (3.2.6)$$

En la expresión anterior, M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos flexionantes en los extremos del miembro; el cociente M_1/M_2 es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura sencilla y negativo cuando lo hace en curvatura doble; si $M_1 = M_2 = 0$, el cociente M_1/M_2 se tomará igual a 1.0.

b) Miembros en los que no pueden despreciarse los efectos de esbeltez En miembros con extremos restringidos en los que se cumpla: H'

$$\frac{H'}{r} > 100 \quad (3.2.7)$$

se deberá efectuar un análisis de segundo orden de acuerdo con lo prescrito en el inciso 3.2.2.3.

En miembros con extremos no restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez no podrán despreciarse.

c) Momentos de diseño

Los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con el inciso 3.2.2.2a, no pueden despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño, P_u , obtenida de un análisis elástico de primer orden y un momento amplificado, M_c , obtenido en forma aproximada y, según el caso, de acuerdo con lo estipulado en el inciso 3.2.2.2d o en 3.2.2.2e.

d) Miembros con extremos restringidos lateralmente

Los miembros se diseñarán con un momento amplificado, M_c , que se calculará con la expresión

$$M_c = F_{ab} M_2 \quad (3.2.8)$$

donde:

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1.0 \quad (3.2.9)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (3.2.10)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(H')^2} \quad (3.2.11)$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u} \quad (3.2.12)$$

u cuando se considere la acción de carga muerta y carga viva, u será la relación entre la carga axial de diseño factorizada, producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño factorizada total producida por carga muerta y carga viva total máxima. Cuando se considere la acción de carga muerta, viva y accidental, u será la relación entre la máxima fuerza cortante de piso factorizada producida por carga muerta, carga viva sostenida instantánea y accidental, la máxima fuerza cortante factorizada en el mismo entrepiso asociada a la misma combinación de cargas. En ningún caso se tomará u mayor que 1.

El momento M_2 , que es el mayor de los momentos en los extremos del miembro, se tomará con su valor absoluto y debe estar multiplicado por el factor de carga. No se tomará menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima prescrita en el inciso 5.2.2.1.

e) Miembros con extremos no restringidos lateralmente

Los momentos en los extremos del miembro se calcularán con las ecuaciones:

$$M_1 = M_{1b} + F_{as}M_{1s} \quad (3.2.13)$$

$$M_2 = M_{2b} + F_{as}M_{2s} \quad (3.2.14)$$

donde:

- M_{1b} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_1 , producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;
- M_{1s} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_1 , producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;
- M_{2b} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_2 , producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;
- M_{2s} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_2 , producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden; y

$$F_{as} = \frac{1}{1 - \lambda} \geq 1 \quad (3.2.15)$$

donde λ está dado por la ecuación:

$$\lambda = \frac{W_u Q \Delta_i}{h - V_i} \quad (3.2.16)$$

Si F_{as} calculado con la ecuación 3.2.15 excede de 1.5, se deberá hacer un análisis de segundo orden de acuerdo con el inciso 3.2.2.3.

En estructuras cuyas columnas no tienen restringidos lateralmente sus extremos, las vigas y otros elementos en flexión se dimensionarán para que resistan los momentos amplificados de los extremos de las columnas. Cuando la torsión de un entrepiso sea significativa se deberá hacer un análisis de segundo orden.

f) Si un miembro sujeto a flexocompresión con extremos no restringidos tiene una relación

$$\frac{H}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c' A_g}}} \quad (3.2.17)$$

se diseñará para la carga P_u y un momento flexionante amplificado M_c calculado según se especifica en el inciso 3.2.2.2d, pero calculando M_1 y M_2 como se especifica en el inciso 3.2.2.2e y con el valor de u correspondiente a la combinación de carga considerada.

3.2.2.3. Análisis de segundo orden

Los análisis de segundo orden consisten en obtener las fuerzas y momentos internos tomando en cuenta los efectos de las deformaciones sobre dichas fuerzas y momentos, la influencia de la carga axial en las rigideces, el comportamiento no lineal y agrietamiento de los materiales, duración de las cargas, cambios volumétricos por flujo plástico, así como la interacción con la cimentación.

3.3. Análisis de losas

3.3.1. Método de análisis

Además de los métodos semiempíricos de análisis propuestos a continuación para distintos casos particulares, puede utilizarse cualquier otro procedimiento reconocido. Es admisible aplicar la teoría de líneas de fluencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión, agrietamiento y vibraciones.

Si aparte de soportar cargas normales a su plano la losa tiene que transmitir fuerzas contenidas en su plano a marcos, muros u otros elementos rigidizantes, dichas fuerzas deben tomarse en cuenta en el diseño de la losa.

3.3.2. Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas

Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas se calcularán con los coeficientes de la Tabla 3.3.1 si se satisfacen las siguientes limitaciones:

- Los tableros son aproximadamente rectangulares;
- La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero;
- Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos; y
- La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos. Para valores intermedios de la relación, m , entre el claro corto, a_1 , y el claro largo, a_2 , se interpolará linealmente.

Tabla 3.3.1 Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales¹

Tablero	Momento	Clar o	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$															
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0			
			I ²	II ³	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
Interior Todos los bordes continuos	Negativo en bordes interiores	cort o	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292		
		larg o	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292		
	Positivo	cort o	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130		
		larg o	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130		

De borde Un lado corto discontinuo	Negativo en bordes interiores	corto largo	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
			516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Negativo en bordes discontinuos	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	Positivo	corto largo	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
De borde Un lado largo discontinuo	Negativo en bordes interiores	corto largo	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311
			587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
	Negativo en bordes discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
	Positivo	corto largo	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Negativo en bordes interiores	corto largo	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
			600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Negativo en borde discontinuo	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	Positivo	corto largo	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153
			191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153
Extremo Tres bordes discontinuos un lado	Negativo en borde continuo	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710
	Negativo en	corto	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0

largo continuo	bordes discontinuos Positivo	larg o	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	
		cort o	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540	
	Extremo Tres	Negativo en	larg o	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520
			larg o	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710
bordes discontinuos un lado corto continuo	borde continuo Negativo en	cort o	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0	
		larg o	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	
	Aislado Cuatro lados discontinuos	borde discontinuos Positivo	cort o	110	167	960	106	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
			larg o	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540
Aislado Cuatro lados discontinuos	Negativo en	cort o	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0	
		larg o	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	
	Positivo	cort o	110	167	830	138	800	133	720	119	640	107	570	950	500	830	
larg o		200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830		

¹ Para las franjas extremas (ver sección 7.5.1.2) los coeficientes se multiplicarán por 0.60.

² Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

³ Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w a_1^2$, dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si w está en kN/m^2 (en kg/m^2) y a_1 en m, el momento tiene unidades de kN-m/m (kg-m/m).

Para el caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas.

Para el caso II, a_1 y a_2 se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

3.3.3. Distribución de momentos flexionantes entre tableros adyacentes

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento de desequilibrio entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a d^3/a_1 .

3.3.4. Cargas lineales

Los efectos de cargas lineales debidas a muros que apoyan sobre una losa pueden tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas equivalentes.

En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados, se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la Tabla 3.3.2. La carga equivalente así obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en ese tablero.

Tabla 3.3.2 Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes

Relación de lados $m = 0.5$	0.8	1.0
a_1/a_2		
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.6

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores de 0.5. Se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

3.3.5. Cargas concentradas

Cuando un tablero de una losa perimetralmente apoyada deba soportar una carga concentrada, P , aplicada en la zona definida por la intersección de las franjas centrales, la suma de los momentos resistentes, por unidad de ancho, positivo y negativo se incrementará en cada dirección paralela a los bordes, en la cantidad:

$$\frac{P}{2\pi} \left(1 - \frac{2r}{3R_b} \right) \quad (3.3.1)$$

en todo punto del tablero, siendo r el radio del círculo de igual área a la de la aplicación de la carga y R_b la distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella.

El criterio anterior también se aplicará a losas que trabajan en una dirección, con relación ancho a claro no menor que $\square/2$, cuando la distancia de la carga a un borde libre, R_b , no es menor que la mitad del claro. No es necesario incrementar los momentos resistentes en un ancho de losa mayor que $1.5L$ centrado con respecto a la carga, donde L es el claro libre de la losa.

3.4. Análisis de losas planas

3.4.1. Consideraciones generales

Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse dividiendo la estructura en marcos ortogonales y analizándolos con métodos reconocidos suponiendo comportamiento elástico. Cada marco estará formado por una fila de columnas y franjas de losa limitadas por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado.

Para valuar momentos de inercia de losas y columnas puede usarse la sección de concreto no agrietada sin considerar el refuerzo. Se tendrá en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de vigas equivalentes en losas aligeradas y de columnas con capiteles o

ábacos. También se tendrán en cuenta los efectos de vigas y aberturas.

Al analizar los marcos equivalentes por carga vertical, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

Se considerarán franjas de columnas y franjas centrales. Una franja de columna va a lo largo de un eje de columnas y su ancho a cada lado del eje es igual a la cuarta parte del claro menor, entre ejes, del tablero correspondiente. Una franja central es la limitada por dos franjas de columna.

3.4.2. Análisis aproximado por carga vertical

3.4.2.1. Estructuras sin capiteles ni ábacos

El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras que cumplan con los requisitos que siguen, formadas por losas planas y columnas sin capiteles ni ábacos, puede efectuarse asignando a las columnas la mitad de sus rigideces angulares y usando el ancho completo de la losa para valorar su rigidez. Los requisitos que deben satisfacerse son:

- a) La estructura da lugar a marcos sensiblemente simétricos;
- b) Todos los entresijos tienen el mismo número de crujeas;
- c) El mayor claro en toda la estructura no excede al menor en más de un quinto de este último, ya sea que el menor sea paralelo o perpendicular al mayor;
- d) El espesor de la losa es aproximadamente igual a 5 por ciento del claro mayor del mayor tablero; y
- e) La carga viva por metro cuadrado es aproximadamente la misma en los distintos tableros de un piso.

3.4.2.2. Estructuras con capiteles y ábacos

El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras destinadas a resistir sismo por sí solas (es decir, sin la ayuda de muros ni contravientos) que cumplan con los requisitos de los párrafos que siguen, formadas por losas planas y columnas con capiteles y ábacos, puede efectuarse dividiendo la estructura en marcos planos ortogonales limitados por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, y asignando a las columnas la totalidad del momento de inercia de la sección del fuste, y a las losas, su ancho completo.

Si se aplica el método de distribución de momentos de Cross, deben calcularse las rigideces angulares y factores de transporte de los miembros suponiendo que en las columnas la rigidez a flexión es infinita desde el arranque del capitel hasta la superficie de arriba de la losa, y en las vigas equivalentes, desde el eje de columna hasta el borde del capitel. Si se usa un programa de análisis de computadora que tome en cuenta las dimensiones de los nudos, bastará asignar como dimensión vertical del nudo la distancia desde el arranque del capitel hasta la cara superior de la losa, y como dimensión horizontal a cada lado del eje de columna, la distancia entre dicho eje y el borde del capitel.

Deben cumplirse los requisitos señalados en el inciso 3.4.2.1, de los cuales en el 3.4.2.1d se usará 3.5 por ciento en lugar de 5 por ciento. Además se cumplirán los siguientes:

- a) La estructura no excede de cuatro niveles;
- b) Si la estructura tiene tres o cuatro niveles, los momentos en las columnas de orilla del penúltimo entrepiso se incrementarán 25 por ciento sobre lo que suministre el análisis.
- c) Las columnas, ábacos y capiteles son rectangulares, sin que la dimensión mayor exceda a la menor en más de 20 por ciento de ésta. Las columnas y capiteles pueden ser también circulares, con ábacos cuadrados;
- d) Las columnas de orilla deben tener capiteles y ábacos completos, iguales a los interiores, y el borde de la losa debe coincidir con el del ábaco; y
- e) Las dimensiones de los ábacos deben cumplir con los requisitos que al respecto se establecen en el inciso 7.6.9.

3.4.3. Análisis aproximado ante fuerzas laterales

3.4.3.1. Estructuras sin capiteles ni ábacos

Al formar los marcos equivalentes, se admitirá que el ancho equivalente de las vigas, centrado con respecto al eje de columnas, está dado por:

$$B_e = C_2 + 3h \quad (3.4.1)$$

donde:

- C_2 dimensión transversal de la columna normal a la dirección de análisis; y
- h espesor de la losa.

3.4.3.2. Estructuras con capiteles y ábacos

El análisis ante fuerzas horizontales de estructuras que deban resistir sismo por sí solas (esto es, sin la ayuda de muros o contravientos), que cumplan con los requisitos de los párrafos que siguen, formadas por losas planas y columnas con capiteles y ábacos, puede efectuarse dividiendo la estructura en marcos planos ortogonales equivalentes tributarios a los ejes de columnas. Las rigideces a flexión de las vigas equivalentes se valorarán con un ancho de losa, centrado con respecto al eje de columnas, calculado mediante:

$$B_e = 0.19B_t - 0.12C_2 \quad (3.4.2)$$

donde:

- B_t ancho total entre líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado; y
- C_2 dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, normal a la dirección de análisis.

En los análisis se supondrá que el momento de inercia de las vigas equivalentes es infinito desde el centro de la columna hasta el borde del capitel, y en las columnas desde la sección inferior del capitel hasta la superficie de arriba de la losa. Para esto, si se utiliza un programa

que tome en cuenta las dimensiones de los nudos, bastará tomar como dimensión vertical del nudo la distancia desde el arranque del capitel hasta la cara superior de la losa y como dimensión horizontal a cada lado del eje de columna, la distancia entre dicho eje y el borde del capitel.

Se deben cumplir los requisitos de los incisos 3.4.2.1a, 3.4.2.1b, 3.4.2.1c y 3.4.2.1e, y los requisitos de los incisos 3.4.2.2c, 3.4.2.2d y 3.4.2.2e. Además, se cumplirán los siguientes:

- a) La estructura no excede de cinco niveles;
- b) El espesor de la losa es aproximadamente igual a 3.5 por ciento del claro mayor del mayor tablero.

3.4.4. Transmisión de momento entre losa y columnas

Cuando por excentricidad de la carga vertical o por la acción de fuerzas laterales haya transmisión de momento entre losa y columna, se supondrá que una fracción del momento dada por:

$$1 - \alpha = \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \quad (3.4.3)$$

se transmite por flexión en un ancho igual a $c_2 + 3h$, centrado con el eje de columnas; el refuerzo de la losa necesario para este momento debe colocarse en el ancho mencionado respetando siempre la cuantía máxima de refuerzo. El resto del momento, esto es, la fracción α , se admitirá que se transmite por esfuerzos cortantes y torsiones según se prescribe en el inciso 5.3.6.

3.5. Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;
- b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión;
- d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003; y
- e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f_c igual a $0.85f_c'$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\gamma_1 c$.

donde:

c profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión.

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si } f_c' \leq 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c'}{140} \geq 0.65 \quad \text{si } f_c' \leq 28 \text{ MPa} \quad (3.5.1)$$

$$\left(\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c'}{1400} \geq 0.65 \right) \quad \text{si } f_c' \leq 280 \text{ kg/(cm}^2\text{)}$$

El diagrama esfuerzo- deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, aunque no tenga fluencia definida, puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a E_s y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero, f_y . En aceros que no presenten fluencia bien definida, la recta horizontal pasará por el esfuerzo convencional de fluencia. El esfuerzo convencional de fluencia se define por la intersección del diagrama esfuerzo- deformación unitaria con una recta paralela al tramo elástico, cuya abscisa al origen es 0.002, o como lo indique la norma respectiva de las mencionadas en la sección 2.2. Pueden utilizarse otras idealizaciones razonables, o bien la gráfica del acero empleado obtenida experimentalmente. En cálculos de elementos de concreto presforzado deben usarse los diagramas esfuerzo- deformación unitaria del acero utilizado, obtenidos experimentalmente.

La resistencia determinada con estas hipótesis, multiplicada por el factor F_R correspondiente, da la resistencia de diseño.

3.6. Modelado de las articulaciones plásticas

En este inciso se presentan dos métodos para modelar las zonas de articulaciones plásticas de la figura 3.2.1 en miembros de concreto reforzado.

3.6.1. A partir de diagramas momento curvatura

La obtención de diagramas momento-curvatura ($M-\phi$) de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;
- Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión;
- Los esfuerzos de compresión del concreto en la sección transversal del elemento pueden determinarse a partir de las deformaciones unitarias obtenidas con la hipótesis a) y con diagramas esfuerzo-deformación unitaria ($f_c-\epsilon_c$) que tomen en cuenta el grado de

confinamiento del concreto. Estos diagramas deben representar el comportamiento a compresión del concreto hasta la falla. En el Apéndice D se presenta un modelo de caracterización del concreto que toma en cuenta estos requisitos.

- e) El esfuerzo máximo en el diagrama ($f_c - \epsilon_c$) en el primer ciclo de carga será la resistencia media \bar{f}_c (ver inciso 15.3.4.1).
- f) Los esfuerzos de compresión y de tensión en el acero de refuerzo en la sección transversal del elemento pueden determinarse a partir de las deformaciones unitarias obtenidas con la hipótesis a) y con diagramas esfuerzo-deformación unitaria ($f_s - \epsilon_s$) que representen adecuadamente la resistencia y deformación unitaria de fluencia esperadas así como el endurecimiento por deformación del acero. En el Apéndice D también se presentan curvas esfuerzo-deformación del acero que toman en cuenta estos requisitos.
- g) Los diagramas ($M - \phi$) obtenidos con las hipótesis anteriores pueden aproximarse con diagramas bilineales o trilineales. Se considerará como curvatura máxima que puede resistir el elemento la menor de las tres siguientes: la que corresponda en la rama descendente del diagrama a un momento del 85 por ciento del momento máximo alcanzado; la que corresponda a la primera fractura del acero de refuerzo; la que corresponda al pandeo de las barras de refuerzo que trabajen a compresión.

El diagrama momento curvatura obtenido con las hipótesis anteriores permite obtener la curvatura, ϕ , correspondiente a cualquier valor del momento en las secciones transversales ubicadas en los extremos del modelo de la figura 3.2.1. Multiplicando la curvatura ($\phi - \phi_y$), donde ϕ_y es la curvatura de fluencia, por una longitud de articulación plástica se obtiene la rotación plástica del resorte para ese momento. De esta manera puede obtenerse un diagrama momento rotación de los resortes para usar en el análisis no lineal. Si no se dispone de datos experimentales, se recomienda usar longitudes de articulación plástica entre 0.5 y 0.75 veces el peralte del elemento estructural.

Debe tomarse en cuenta que este método no permite considerar explícitamente fenómenos como el deslizamiento de las barras de acero por ruptura de la adherencia en la interfaz viga-columna, ni las deformaciones dentro del nudo, ni la formación de grietas en la intersección de vigas y columnas. Por lo tanto debe usarse de manera conservadora cuando las estructuras quedansujetas a desplazamientos y giros grandes.

3.6.2. A partir de diagramas experimentales momento rotación

En este método se idealizan los diagramas momento rotación como se indica en la Figura 3.1y se estiman los valores del momento de fluencia, M_y , del momento máximo, M_{max} y del momento de ruptura, M_r , así como de las rotaciones permisibles entre estos momentos, Θ_p y Θ_{pc} , a partir de resultados analíticos y experimentales propuestos por varios autores. En el Apéndice D se presentan recomendaciones avaladas por la experiencia. Los valores recomendados se reducen para tomar en cuenta los fenómenos de ruptura de la adherencia y deformaciones de los nudos, así como la degradación por cargas cíclicas.

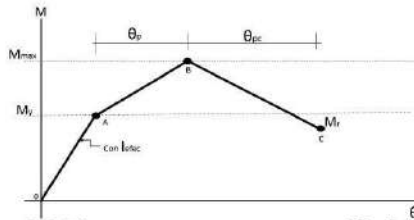


Figura 3.3 Diagrama momento-rotación idealizado

3.7. Factores de resistencia

De acuerdo con las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, F_R . Con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes:

- FR = 0.9 para flexión.
- FR = 0.75 para cortante y torsión.
- FR = 0.65 para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.
- Para flexocompresión:

FR = 0.75 cuando el elemento falle en tensión;

FR = 0.75 cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular que cumpla con los requisitos del inciso 6.1.4, o con estribos que cumplan con los requisitos de los incisos 7.3.4, 8.3.4 o 9.3.4, según el valor de Q usado.

FR = 0.65 si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión.

- Para aplastamiento:

FR = 0.65

Para calcular los factores de reducción F_R de elementos a flexión o flexocompresión se permite usar las disposiciones del apéndice A.

Las resistencias reducidas (resistencias de diseño) son las que, al dimensionar, se comparan con las fuerzas internas de diseño que se obtienen multiplicando las debidas a las cargas especificadas en las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, por los factores de carga ahí prescritos.

3.8. Dimensiones de diseño

Para calcular resistencias se harán reducciones de 20 mm en las siguientes dimensiones:

- Espeor de muros;

- b) Diámetro de columnas circulares;
- c) Ambas dimensiones transversales de columnas rectangulares;
- d) Peralte efectivo correspondiente al refuerzo de lecho superior de elementos horizontales o inclinados, incluyendo cascarones y arcos; y
- e) Ancho de vigas y arcos.

Estas reducciones no son necesarias en dimensiones mayores de 200 mm, ni en elementos donde se tomen precauciones que garanticen que las dimensiones resistentes no serán menores que las de cálculo y que dichas precauciones se consignen en los planos estructurales.

3.9. Revestimientos

Los revestimientos no se tomarán en cuenta como parte de la sección resistente de ningún elemento, a menos que se suministre una liga con él, la cual esté diseñada para transmitir todos los esfuerzos que puedan presentarse y que dichos revestimientos no estén expuestos a desgaste o deterioro.

4. REQUISITOS DE DURABILIDAD

4.1. Disposiciones generales

4.1.1. Requisitos básicos

La durabilidad será tomada en cuenta en el diseño, mediante la determinación de la clasificación de exposición de acuerdo con la sección 4.2 y, para esa clasificación, cumpliendo con los siguientes requisitos:

- a) Calidad y curado del concreto, de acuerdo con las secciones 4.3 a 4.6;
- b) Restricciones en los contenidos químicos, de acuerdo con la sección 4.8;
- c) Recubrimiento, de acuerdo con la sección 4.9; y
- d) Precauciones en la reacción álcali–agregado, de acuerdo con la sección 4.10.

4.1.2. Requisito complementario

Además de los requisitos especificados en el inciso 4.1.1, el concreto sujeto a la abrasión originada por tránsito (por ejemplo, pavimentos y pisos) satisfará los requisitos de la sección 4.7.

4.1.3. Tipos de cemento

Los requisitos que se prescriben en las secciones 4.3, 4.4 y 4.9 parten de suponer el empleo de concreto con cemento portland ordinario. Pueden usarse otros tipos de cemento portland (por ejemplo, resistente a los sulfatos, baja reactividad álcali– agregado) o cementos mezclados, (por ejemplo, cemento portland puzolánico, cemento portland con escoria

granulada de alto horno). Éstos deberán ser evaluados para establecer los niveles de desempeño equivalentes a los obtenidos con concretos de cemento portland ordinario.

Pueden usarse otros sistemas que consistan en la protección o impregnación de la capa superficial. Estos sistemas serán evaluados para establecer niveles de desempeño equivalente a los concretos de cemento portland ordinario, al determinar la influencia de la durabilidad del recubrimiento para alcanzar los 50 años de vida de diseño.

Cuando se requiera una expectativa de vida útil diferente de 50 años, las previsiones anteriores se pueden modificar. La modificación se hará con base en la equivalencia del criterio de desempeño establecido anteriormente, junto con el sobrentendido de que los concretos de cemento portland ordinario pueden proporcionar un nivel satisfactorio de protección al refuerzo contra la corrosión por 50 años.

4.2. Clasificación de exposición

La clasificación de la exposición para una superficie de un miembro reforzado o presforzado se determinará a partir de la tabla 4.2.1. Esta tabla no necesita aplicarse a miembros de concreto simple, si tales miembros no incluyen metales que dependan del concreto para su protección contra los efectos del medio ambiente.

Para determinar la calidad del concreto requerida de acuerdo con las secciones 4.3 a 4.6 y 4.8, la clasificación de exposición para el miembro será la que corresponda a la superficie que tenga la condición de exposición más desfavorable.

Para determinar los requisitos de recubrimiento para protección del refuerzo contra la corrosión de acuerdo con el inciso 4.9.3, la clasificación de la exposición se tomará como la que corresponda a la superficie a partir de la cual se mide el recubrimiento.

4.3. Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2

Miembros sujetos a clasificaciones de exposición A1 o A2 serán curados en forma continua bajo temperatura y presión del ambiente por al menos tres días a partir del colado.

El concreto en los miembros tendrán una resistencia a compresión especificada, f_c' , no menor de 20 MPa (200 kg/cm²).

4.4. Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición B1, B2 y C

Miembros sujetos a clasificaciones de exposición B1, B2 o C serán curados en forma continua bajo condiciones de temperatura y presión del ambiente, por al menos siete días a partir del colado.

El concreto en el miembro tendrá una resistencia a compresión especificada, f_c' , no menor de:

- a) 20 MPa (200 kg/cm²) para clasificación B1;
- b) 25 MPa (250 kg/cm²) para clasificación B2; y

c) 50 MPa (500 kg/cm²) para clasificación C.

Adicionalmente, en los concretos para la clasificación C se requiere emplear un contenido de cemento portland no menor que 3 500 N/m³ (350 kg/m³) y una relación agua/cemento que no exceda 0.40.

4.5. Requisitos para concretos con clasificación de exposición D

El concreto en los miembros sujetos a una clasificación de exposición D se especificará para asegurar su durabilidad bajo la exposición ambiente particular que se tenga y para la vida útil de diseño escogida.

4.6. Requisitos para concretos expuestos a sulfatos

Los concretos que estarán expuestos a soluciones o a suelos que contienen concentraciones peligrosas de sulfatos serán hechos con cementos resistentes a sulfatos y cumplirán con las relaciones agua- materiales cementantes máximas y las resistencias a compresión mínimas presentadas en la tabla 4.6.1.

4.7. Requisitos adicionales para resistencia a la abrasión

En adición a los otros requisitos de durabilidad de esta sección, el concreto para miembros sujetos a la abrasión proveniente del tránsito, tendrá una resistencia a la compresión especificada no menor que el valor aplicable dado en la tabla 4.7.1.

En superficies expuestas a tránsito intenso, no se tomará como parte de la sección resistente el espesor que pueda desgastarse. A éste se asignará una dimensión no menor de 15 mm, salvo que la superficie expuesta se endurezca con algún tratamiento.

4.8. Restricciones sobre el contenido de químicos contra la corrosión

4.8.1. Restricciones sobre el ion cloruro para protección contra la corrosión

El contenido total del ion cloruro en el concreto, calculado o determinado, basado en las mediciones del contenido de cloruros provenientes de los agregados, del agua de mezclado y de aditivos no excederá los valores dado en la tabla 4.8.1.

Cuando se hacen pruebas para determinar el contenido de iones de cloruro solubles en agua, los procedimientos de ensayos se harán de acuerdo con ASTM C 1218.

Tabla 4.8.1 Clasificaciones de exposición

Superficies y ambiente de exposición	Clasificación de exposición
a) Superficie de miembros en contacto con el terreno:	
1) Protegida por una membrana impermeable	A1
2) En suelos no agresivos	A2
3) En suelos agresivos ¹	D
b) Superficies de miembros en ambientes interiores:	
1) Encerrado totalmente dentro de un edificio, excepto por breve	A1

- periodo de exposición al ambiente durante la construcción²
- 2) En edificios o sus partes donde los miembros pueden estar sujetos a humedecimiento y secado repetido² B1
- c) Superficies de miembros no en contacto con el terreno y expuestos a ambientes exteriores³ que son:
- 1) No agresivos A2
- 2) Ligeramente agresivos B1
- 3) Agresivos B2
- d) Superficies de miembros en agua⁴:
- 1) En contacto con agua dulce (dura) B1
En agua dulce a presión (dura) B2
En agua dulce corriente (dura) B2
- 2) En contacto con agua dulce (suave) B2
En agua dulce a presión (suave) D
En agua dulce corriente (suave) D
- 3) En agua con más de 20 000 ppm de cloruros:
- Sumergida permanentemente B2
- En zonas con humedecimiento y secado C
- e) Superficies de miembros en otros ambientes:
En cualquier ambiente de exposición no descritos en los incisos de (a) a (d) D

1 Se deben considerar agresivos los suelos permeables con $\text{pH} < 4.0$ o con agua freática que contiene más de un gramo (1 g) de iones de sulfato por litro. Suelos ricos en sales con pH entre 4 y 5 deben considerarse como clasificación de exposición C;

2 Cuando se emplee en aplicaciones industriales, se deben considerar los efectos sobre el concreto de los procesos de manufactura que allí se realicen; en tales casos se puede requerir una reclasificación de la exposición a D;

3 La frontera entre los diferentes ambientes exteriores depende de muchos factores los cuales incluyen distancia desde la fuente agresiva, vientos dominantes y sus intensidades;

4 Para establecer las características de dureza del agua se requiere analizarla (ASTM E 1116)

Tabla 4.8.2 Requisitos para concretos expuestos a soluciones que contengan sulfatos

Exposición a sulfatos	Sulfatos solubles en agua (SO_4) presentes en suelos, porcentaje por peso	Sulfatos (SO_4) en agua, ppm	Tipos de cemento ¹	Máxima relación agua-materiales cementantes, por peso, concretos con agregados de peso normal ²	f_c' mínima, concreto con agregado de peso normal y ligero, MPa (kg/cm ²)
Despreciable	$0.00 \leq \text{SO}_4 < 0.10$	$0 \leq \text{SO}_4 < 150$	—	—	—
Moderada ³	$0.10 \leq \text{SO}_4 < 0.20$	$150 \leq \text{SO}_4 < 1500$	CPP, CPEG, CPC	0.50	30 (300)
Severa	$0.20 \leq \text{SO}_4 \leq 2.00$	$1500 \leq \text{SO}_4 < 10000$	RS	0.45	35 (350)
Muy	$\text{SO}_4 > 2.00$	$\text{SO}_4 > 10000$	RS más	0.45	35 (350)

severa	puzolana ⁴
¹ CPP	cemento portland puzolánico (clinker de cemento portland con $C_3A < 8 \%$);
CPEG	cemento portland con escoria granulada de alto horno (clinker de cemento portland con $C_3A < 8 \%$);
CPC	cemento portland compuesto (clinker de cemento portland con $C_3A < 8 \%$);
RS	cemento portland resistente a los sulfatos ($C_3A < 5 \%$);

² Se puede requerir relaciones agua-materiales cementantes más bajos o resistencias más altas para reducción de la permeabilidad o para protección del acero contra la corrosión;

³ Correspondería a agua de mar;

⁴ Puzolana que haya mostrado mediante ensaye o experiencias previas que mejora la resistencia a los sulfatos cuando se emplea en concreto fabricado con cemento portland resistente a los sulfatos.

No se adicionarán al concreto cloruros o aditivos químicos que los contengan en forma importante en elementos de concreto reforzado para clasificaciones de exposición B1, B2, o C, y en ningún elemento de concreto presforzado o curado a vapor.

4.8.2. Restricción en el contenido de sulfato

El contenido de sulfato en el concreto al momento del colado, expresado como el porcentaje del peso de SO_3 soluble en ácido con relación al peso de cemento, no será mayor que 5 por ciento.

4.8.3. Restricciones sobre otras sales

No se incorporarán al concreto otras sales a menos que se pueda mostrar que no afectan adversamente la durabilidad.

4.9. Requisitos para el recubrimiento del acero de refuerzo

4.9.1. Disposición general

El recubrimiento libre del acero de refuerzo será el mayor de los valores determinados de los incisos 4.9.2 y 4.9.3, a menos que se requieran recubrimientos mayores por resistencia al fuego.

Tabla 4.9.1 Requisitos de resistencia a compresión para abrasión¹

Miembro y/o tipo de tránsito	Resistencia a compresión especificada ² , f_c' , MPa (kg/cm ²)
Pisos comerciales e industriales sujetos a:	
Tránsito vehicular	25 (250)
Pavimentos o pisos sujetos a:	
a) Tránsito de poca frecuencia con llantas neumáticas (vehículos de hasta 30 kN [3 t])	25 (250)

b) Tránsito con frecuencia media con llantas neumáticas (vehículos demás de 30 kN [3 t])	30 (300)
c) Tránsito con llantas no neumáticas	40 (400)
d) Tránsito con llantas de acero	Por determinarse, pero no menor que 40 (400)

¹ En forma alternativa, se pueden usar tratamientos superficiales para incrementar la resistencia a la abrasión;

² f_c' se refiere a la resistencia del concreto empleado en la zona de desgaste.

Tabla 4.9.2 Valores máximos de contenido de ion cloruro en el concreto al momento del colado

Tipo de miembro	Máximo contenido de iones de cloruro (CL ⁻) solubles en agua en el concreto, porcentaje en peso del cemento
Concreto presforzado	0.06
Concreto reforzado expuesto a cloruros en condiciones de servicio húmedas	0.15
Concreto reforzado expuesto a cloruros en condiciones de servicio secas o protegidas de la humedad	1.00
Otras construcciones de concreto reforzado	0.30

4.9.2. Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto

El recubrimiento y el detallado del acero serán tales que el concreto pueda ser colocado y compactado adecuadamente de acuerdo con el inciso 15.3.6.

El recubrimiento libre de toda barra de refuerzo no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado a continuación:

En columnas y trabes, 20 mm, en losas, 15 mm, y en cascarones, 10 mm. Si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre, además, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

4.9.3. Recubrimiento para protección contra la corrosión

Cuando el concreto es colado en cimbras y compactado de acuerdo con el inciso 15.3.6, el recubrimiento en vigas, trabes y contratraves no será menor que el valor dado en la tabla 4.9.1, de acuerdo con la clasificación de exposición y la resistencia especificada del concreto. En losas, muros y elementos prefabricados el recubrimiento no será menor de 0.75 veces los indicados en la tabla 4.9.1, según corresponda, y no menor de 0.5 veces los mismos valores para el caso de cascarones.

Cuando el concreto es colado sobre o contra el terreno y compactado de acuerdo con el inciso 15.3.6, y no se conozcan las condiciones de agresividad del terreno, el mínimo recubrimiento para la superficie en contacto con el terreno será 75 mm, o 50 mm si se emplea plantilla o membrana impermeable entre el terreno y el concreto por colar.

4.10. Reacción álcali–agregado

Se deben tomar precauciones para minimizar el riesgo de daño estructural debido a la reacción álcali–agregado.

Tabla 4.10.1 Recubrimiento libre mínimo requerido

Clasificación de exposición	Resistencia a compresión especificada, MPa (kg/cm ²)							
	15 (150) (⁽¹⁾)	20 (200)	25 (250)	30 (300)	40 (400)	50 (500)	60 (600)	70 (700)
	Recubrimiento mínimo requerido (mm)							
A1	30	25	25	20	20	20	15	15
A2	50	40	35	30	25	25	20	20
B1	65	50	40	35	30	30	25	25
B2	—	—	50	45	40	35	30	30
C	—	—	—	—	—	70 ⁽²⁾	65 ⁽²⁾	60 ⁽²⁾

¹ Ver inciso 2.1.2

² Además se requiere emplear un contenido de cemento portland no menor que 350 N/m³ (350 kg/m³) y una relación agua/cemento que no exceda 0.40.

5. ESTADOS LÍMITE DE FALLA

5.1. Flexión

5.1.1. Requisitos generales

5.1.1.1. Falla balanceada en secciones rectangulares

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es:

$$A_s = \frac{f'_c}{f_y} \frac{600\beta_1}{f_y + 600} bd \quad (5.1.1)$$

$$\left(A_s = \frac{f'_c}{f_y} \frac{600\beta_1}{f_y + 600} bd \right)$$

donde f'_c tiene el valor especificado en el inciso 3.5e, b y d son el ancho y el peralte efectivo de la sección, reducidos de acuerdo con la sección 3.7.

En otras secciones, para determinar el área de acero que corresponde a la falla balanceada, se aplicarán las condiciones de equilibrio y las hipótesis de la sección 3.5.

5.1.1.2. Ancho efectivo en secciones L y T

El ancho del patín que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma será el menor de los tres valores siguientes:

a) La octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma;

- b) La mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano; y
- c) Ocho veces el espesor del patín.

Se comprobará que el área del refuerzo transversal que se suministre en el patín, incluyendo el del lecho inferior, no sea menor que $1/f_y$ veces el área transversal del patín, si f_y está en MPa ($10/f_y$, si f_y está en kg/cm^2). La longitud de este refuerzo debe comprender el ancho efectivo del patín y, a cada lado de los paños del alma, debe anclarse de acuerdo con la sección 6.1.

5.1.2. Dimensionamiento

Los elementos estructurales sujetos a flexión se dimensionarán de tal manera que su resistencia a flexión, calculada de acuerdo con el inciso 5.1.3, sea por lo menos igual a los momentos flexionantes de diseño calculados con cargas factorizadas.

5.1.3. Resistencia a flexión

Las condiciones de equilibrio y las hipótesis generales de la sección 3.5 conducen a las siguientes expresiones para resistencia a flexión, M_R . En dichas expresiones F_R se tomará igual a 0.9.

- a) Secciones rectangulares sin acero de compresión

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad (5.1.2)$$

o bien

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad (5.1.3)$$

donde:

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad (5.1.4)$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad (5.1.5)$$

M_R resistencia de diseño a flexión
 b ancho de la sección (sección 3.7);
 d peralte efectivo (sección 3.7);
 f_c'' esfuerzo uniforme de compresión (inciso 3.5e); y
 A_s área del refuerzo de tensión.

- b) Secciones rectangulares con acero de compresión

$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right] \quad (5.1.6)$$

$$a = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{f_c''b} \quad (5.1.7)$$

- a profundidad del bloque equivalente de esfuerzos;
 A_s área del acero a tensión;
 A'_s área del acero a compresión; y
 d' distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión.

La ecuación 5.1.6 es válida sólo si el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si:

$$p - p' \geq \frac{600\beta_1 f_c'' d'}{f_y - 600 f_y d'} \quad (5.1.8)$$

$$\left(p - p' \geq \frac{6000\beta_1 f_c'' d'}{f_y - 6000 f_y d'} \right)$$

donde

$$p' = \frac{A'_s}{bd} \quad (5.1.9)$$

O, en términos de las áreas de refuerzo

$$A_s - A'_s \geq \frac{600\beta_1 f_c''}{600 - f_y} \frac{f_c''}{f_y} bd' \quad (5.1.10)$$

$$\left(A_s - A'_s \geq \frac{6000\beta_1 f_c''}{6000 - f_y} \frac{f_c''}{f_y} bd' \right)$$

Cuando no se cumpla esta condición, M_R se determinará con un análisis de la sección basado en el equilibrio y las hipótesis de la sección 3.5; o bien se calculará aproximadamente con las ecuaciones 5.1.2 ó 5.1.3 despreciando el acero de compresión. En todos los casos habrá que revisar que el acero de tensión no exceda la cuantía máxima prescrita en el inciso 5.1.4.2. El acero de compresión debe restringirse contra el pandeo con estribos que cumplan los requisitos del inciso 7.3.4.

c) Secciones T e I sin acero de compresión

Si la profundidad del bloque de esfuerzos, a , calculada con la ecuación 5.1.11 no es mayor que el espesor del patín, t , el momento resistente se puede calcular con las ecuaciones 5.1.2 ó 5.1.3 usando el ancho del patín a compresión como b . Si a resulta mayor que t , el momento resistente puede calcularse con la expresión 5.1.12.

$$a = \frac{A_s f_y}{f_c'' b} \quad (5.1.11)$$

$$M_R = F_R \left[A_{sp} f_y \left(d - \frac{t}{2} \right) + (A_s - A_{sp}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (5.1.12)$$

donde:

$$A_{sp} = \frac{f_c'' (b - b') t}{f_y} \quad (5.1.13)$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sp}) f_y}{f_c'' b'} \quad (5.1.14)$$

b ancho del patín; y
b' ancho del alma.

La ecuación 5.1.12 es válida si el acero fluye cuando se alcanza la resistencia. Esto se cumple si

$$p - p_{sp} \leq \frac{600 \beta_1 f_c''}{600 + f_y f_y} \quad (5.1.15)$$

$$\left(p - p_{sp} \leq \frac{6000 \beta_1 f_c''}{6000 + f_y f_y} \right)$$

donde:

$$p = \frac{A_s}{b' d}$$

$$p_{sp} = \frac{A_{sp}}{b' d} \quad (5.1.16)$$

o, en términos de las áreas de refuerzo:

$$A_s - A_{sp} \leq \frac{600 \beta_1 f_c''}{600 + f_y f_y} b' d \quad (5.1.17)$$

$$\left(A_s - A_{sp} \leq \frac{6000 \beta_1 f_c''}{6000 + f_y f_y} b' d \right)$$

d) Flexión biaxial

La resistencia de vigas rectangulares sujetas a flexión biaxial se podrá valorar con la ecuación 5.2.2.

5.1.4. Refuerzo a flexión

5.1.4.1. Refuerzo mínimo

El refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, excepto en losas perimetralmente apoyadas, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección gruesa. Para valorar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura no

reducido, \overline{f}_f definido en el inciso 2.1.3.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada

$$A_{s,min} = \frac{0.22\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad (5.1.18)$$

$$\left(A_{s,min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \right)$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección, respectivamente.

Sin embargo, no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis.

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área mínima de acero no deberá ser menor que la especificada en los incisos 7.2.2, 8.2.2 y 9.2.2 de acuerdo con el valor del factor Q usado en el análisis de la estructura.

5.1.4.2. Refuerzo máximo

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será el 90 por ciento de la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando el acero llega a su esfuerzo de fluencia y simultáneamente el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él.

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero no deberá ser mayor que la especificada en los incisos 7.2.3, 8.2.2 y 9.2.2 de acuerdo con el valor del factor Q usado en el análisis de la estructura.

5.1.4.3. Detallado

Para el detallado de elementos a flexión se deberá cumplir con las especificaciones aplicables del capítulo 6.

5.2. Flexocompresión

5.2.1. Requisitos generales

Toda sección sujeta a compresión axial y flexión en una dirección se dimensionará para la combinación más desfavorable de dichas acciones incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis generales de la sección 3.5, o bien con diagramas de interacción construidos de acuerdo con ellas. El factor de resistencia, F_R , especificado en 3.6d se aplicará tanto a la resistencia a carga axial como a la resistencia a flexión.

5.2.2. Dimensionamiento

5.2.2.1. Excentricidad mínima

La excentricidad de diseño no será menor que $0.05 h$ o que 20 mm, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

5.2.3. Resistencia a compresión y flexión en dos direcciones

Son aplicables las hipótesis de la sección 3.5. Para secciones cuadradas o rectangulares también puede usarse la expresión siguiente:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{R_x}} + \frac{1}{P_{R_y}} + \frac{1}{P_{R_0}}} \quad (5.2.1)$$

donde:

P_R carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y ;

P_{R_0} carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$;

P_{R_x} carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría; y

P_{R_y} carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría.

La ecuación 5.2.1 es válida para $P_R/P_{R_0} \leq 0.1$. Los valores de e_x y e_y deben incluir los efectos de esbeltez y no serán menores que la excentricidad prescrita en el inciso 5.2.2.1.

Para valores de P_R/P_{R_0} menores que 0.1, se usará la ecuación siguiente:

$$\frac{M_{ux}}{M_{R_x}} + \frac{M_{uy}}{M_{R_y}} \leq 1 \quad (5.2.2)$$

donde:

M_{ux} y M_{uy} momentos de diseño alrededor de los ejes X y Y; y

M_{R_x} y M_{R_y} momentos resistentes de diseño alrededor de los mismos ejes.

5.2.4. Refuerzo a flexocompresión

5.2.4.1. Detallado

Para el detallado de elementos sujetos a flexocompresión se deberá cumplir con las especificaciones aplicables del capítulo 6y de los incisos 7.3.3, 8.3.3 y 9.3.3 de acuerdo con el valor del factor Q usado en el análisis de la estructura.

5.3. Fuerza cortante

5.3.1. Requisitos generales

Cuando una reacción comprima directamente la cara del miembro que se considera, las secciones situadas a menos de una distancia d del paño de apoyo pueden dimensionarse para la misma fuerza cortante de diseño que actúa a la distancia d . En elementos presforzados, las secciones situadas a menos de $h/2$ del paño del apoyo pueden

dimensionarse con la fuerza cortante de diseño que actúa a $h/2$.

Cuando una carga concentrada actúa a no más de $0.5d$ del paño de un apoyo, el tramo de viga comprendido entre la carga y el paño del apoyo, además de cumplir con los requisitos de los incisos 5.3.2 y 5.3.3, se revisará con el criterio de cortante por fricción del inciso 5.3.3.3.

El refuerzo para flexión debe cumplir con los requisitos de la sección 6.1, es decir, debe estar adecuadamente anclado a ambos lados de los puntos en que cruce a toda posible grieta inclinada causada por la fuerza cortante. Para lograr este anclaje en zapatas de sección constante basta suministrar en los extremos de las barras dobles a 90 grados seguidos de tramos rectos de longitud no menor que 12 diámetros de la barra.

5.3.2. Dimensionamiento

Para secciones L, T o I, se usará el ancho del alma, b' , en lugar de b en todas las ecuaciones del inciso 5.3.3.1. Si el patín está a compresión, al producto $b'd$ pueden sumarse las cantidades t^2 en vigas T e I, y $t^2/2$ en vigas L, siendo t el espesor del patín.

Si el espesor del patín es mayor de 600 mm, o la relación M/Vd excede de 2.0, la resistencia a fuerza cortante se valorará con el criterio que se aplica a vigas sin presfuerzo (sección 5.3.3.1a). El refuerzo para flexión debe estar anclado como se indica en el tercer párrafo del inciso 5.3.1.

5.3.3. Resistencia a fuerza cortante

La resistencia a fuerza cortante de un elemento sujeto a flexión o a flexocompresión será la suma de la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , de la fuerza cortante que toma el acero de refuerzo para cortante, V_{SR} , y, en su caso, de la componente vertical de la fuerza de presfuerzo, V_p .

5.3.3.1. Fuerza cortante que toma el concreto

5.3.3.1.a. Elementos sin presfuerzo

En vigas con relación clara a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se calculará con el criterio siguiente:

Si $p < 0.015$

$$V_{CR} = F_R (0.2 + 20p) 0.3 \sqrt{f'_c} bd \quad (5.3.1)$$

$$(V_{CR} = F_R (0.2 + 20p) \sqrt{f'_c} bd)$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{CR} = F_R 0.16 \sqrt{f'_c} bd \quad (5.3.2)$$

$$(V_{CR} = F_R 0.5 \sqrt{f'_c} bd)$$

Si L/h es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{cR} será el valor obtenido con la ecuación 5.3.3

$$V_{cR} = F_R \left(3.5 - 2.5 \frac{M}{V_d} \right) 0.16 \sqrt{f'_c} b d \quad (5.3.3)$$

$$\left(V_{cR} = F_R \left(3.5 - 2.5 \frac{M}{V_d} \right) 0.5 \sqrt{f'_c} b d \right)$$

Donde $\left(3.5 - 2.5 \frac{M}{V_d} \right) > 1.0$

En el factor anterior, M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección, respectivamente. Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ecuación 5.3.2 sin modificar el resultado. Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_{cR} se hará variar linealmente entre los valores dados por las ecuaciones 5.3.1 ó 5.3.2 y la ecuación 5.3.3, según sea el caso.

En todo caso V_{cR} deberá cumplir con:

$$V_{cR} \leq F_R 0.4 \sqrt{f'_c} b d \quad (5.3.4)$$

$$\left(V_{cR} \leq F_R 1.5 \sqrt{f'_c} b d \right)$$

5.3.3.1.b. Elementos anchos

En elementos anchos como losas, zapatas y muros en los que el ancho, b , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d , el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación M/Vd no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{cR} debe calcularse mediante la ecuación 5.3.2 independientemente de la cuantía de refuerzo.

5.3.3.1.c. Elementos sujetos a flexión y carga axial

a) Flexocompresión

En miembros a flexocompresión en los que el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, P_u , cumpla con

$$P_u < F_R (0.7 f'_c A_g + 200 A_s) \quad (5.3.5)$$

$$\left(P_u < F_R (0.7 f'_c A_g + 200 A_s) \right)$$

la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} , se obtendrá como sigue:

Si $p < 0.015$

$$V_{cR} = F_R (0.2 + 20p) \left(1 + 0.07 \frac{P_u}{A_g} \right) 0.3 \sqrt{f'_c} b d \quad (5.3.6)$$

$$\left(V_{cR} = F_R (0.2 + 20p) \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} \, bd \right)$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = F_R \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right) 0.16 \sqrt{f'_c} \, bd \quad (5.3.7)$$

$$\left(V_{cR} = F_R \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right) 0.5 \sqrt{f'_c} \, bd \right)$$

usando A_s en mm^2 , f'_c en MPa y P_u en N (o en cm^2 , kg/cm^2 y kg , respectivamente, en la ecuación en paréntesis).

Para valuar la cuantía p se usará el área de las barras de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima en secciones rectangulares, y $0.33A_s$ en secciones circulares, donde A_s es el área total de acero en la sección. Para estas últimas, b, d se sustituirá por A_g , donde A_g es el área bruta de la sección transversal.

Por otro lado, en miembros a flexocompresión en los que el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, P_u , cumpla con

$$P_u \geq F_R (0.7 f'_c A_g + 200 A_s) \quad (5.3.8)$$

$$\left(P_u \geq F_R (0.7 f'_c A_g + 2000 A_s) \right)$$

V_{cR} se hará variar linealmente en función de P_u , hasta cero para

$$P_u = F_R (A_g f'_c + A_s f_y) \quad (5.3.9)$$

b) Flexotensión

En miembros sujetos a flexotensión, V_{cR} , se obtendrá mediante las ecuaciones 5.3.10 o 5.3.11 según corresponda.

Si $p < 0.015$

$$V_{cR} = F_R (0.2 + 20p) \left(1 - 0.3 \frac{P_u}{A_g} \right) 0.3 \sqrt{f'_c} \, bd \quad (5.3.10)$$

$$\left(V_{cR} = F_R (0.2 + 20p) \left(1 - 0.03 \frac{P_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} \, bd \right)$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = F_R \left(1 - 0.3 \frac{P_u}{A_g} \right) 0.16 \sqrt{f'_c} \, bd \quad (5.3.11)$$

$$\left(V_{cR} = F_R \left(1 - 0.03 \frac{P_u}{A_g} \right) 0.5 \sqrt{f'_c} \, bd \right)$$

Para valuar la cuantía p y tratar secciones circulares, se aplicará lo especificado para miembros a flexocompresión.

5.3.3.1.d. Elementos presforzados

En secciones con presfuerzo (Capítulo 11), donde los tendones estén adheridos y no estén situadas en la zona de transferencia, la fuerza V_{cR} se calculará con la ecuación 5.3.12, o se tomará igual al menor de los valores V_{ci} y V_{cw} calculados con las ecuaciones 5.3.15 y 5.3.18, respectivamente. La ecuación 5.3.12 sólo se podrá usar si la fuerza de presfuerzo es por lo menos el 40 por ciento de fuerza total de tensión en el elemento.

$$V_{cR} = F_R \left(0.05\sqrt{f'_c} + 5 \frac{V_{dp}}{M} \right) bd \quad (5.3.12)$$

$$\left(V_{cR} = F_R \left(0.15\sqrt{f'_c} + 50 \frac{V_{dp}}{M} \right) bd \right)$$

donde: $\frac{V_{dp}}{M} \leq 1$

En la ecuación 5.3.12, M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección transversal, y d_p es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo. El peralte efectivo, d , es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo situados en la zona de tensión, sin que tenga que tomarse menor que 0.8 veces el peralte total.

Sin embargo, se permite que:

$$V_{cR} = F_R 0.16\sqrt{f'_c}bd \quad (5.3.13)$$

$$\left(V_{cR} = F_R 0.5\sqrt{f'_c}bd \right)$$

Además, siempre se deberá cumplir con:

$$V_{cR} < F_R 0.4\sqrt{f'_c}bd \quad (5.3.14)$$

$$\left(V_{cR} < F_R 1.4\sqrt{f'_c}bd \right)$$

En forma alternativa, se permitirá calcular V_{cR} como el menor de V_{ci} y V_{cw} obtenidos como se indica a continuación:

$$V_{ci} = F_R \left(0.05\sqrt{f'_c}b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{CR e}}{M_{\max}} \right) \quad (5.3.15)$$

$$\left(V_{ci} = F_R \left(0.16\sqrt{f'_c}b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{CR e}}{M_{\max}} \right) \right)$$

donde: $d_p \geq 0.8h$

$$M_{CRe} = \frac{1}{y_t} (0.5\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \quad (5.3.16)$$

$$\left(M_{CRe} = \frac{1}{y_t} (1.6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \right)$$

Los valores de M_{max} y V_{ci} en la ecuación 5.3.15 se deben calcular con la combinación de carga que cause el máximo momento factorizado en la sección. En cualquier caso, se debe cumplir:

$$V_{ci} \geq F_R 0.14\sqrt{f'_c} b_w d \quad (5.3.17)$$

$$(V_{ci} \geq F_R 0.45\sqrt{f'_c} b_w d)$$

Por su parte, V_{cw} se debe calcular con:

$$V_{cw} = F_R [(0.29\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p] \quad (5.3.18)$$

$$(V_{cw} = F_R [(0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p])$$

Alternativamente, V_{cw} puede calcularse como la fuerza cortante correspondiente a carga muerta más viva que resulta en un esfuerzo principal de tensión de $0.33\sqrt{f'_c}$ ($1.1\sqrt{f'_c}$) (si se usa kg/cm^2) en el centroide del miembro, o en la intersección de los patines y el alma cuando el centroide se encuentra en dichos patines. En miembros de sección compuesta, el esfuerzo a tensión principal se debe calcular utilizando la sección que resiste la carga viva.

La contribución de los patines en vigas T, I y L se valorarán con el criterio que se prescribe en el inciso 5.3.2 para vigas sin presfuerzo.

5.3.3.2. Método detallado para cálculo de la fuerza cortante que toma el concreto

5.3.3.2.a. Alcance

Este inciso presenta un método detallado alternativo al expuesto en 5.3.3.1 para el cálculo de la fuerza cortante que toma el concreto en elementos sin presfuerzo.

5.3.3.2.b. Elementos sin presfuerzo sometidos únicamente a cortante y flexión

$$V_{cR} = F_R \left(0.16\sqrt{f'_c} + 17p \frac{V_u d}{M_u} \right) bd \quad (5.3.19)$$

$$\left(V_{cR} = F_R \left(0.5\sqrt{f'_c} + 176p \frac{V_u d}{M_u} \right) bd \right)$$

donde: $\frac{V_u d}{M_u} \leq 1$

Se considerará el momento flexionante, M_u , que ocurre simultáneamente con la fuerza cortante, V_u , en la sección analizada. En cualquier caso se debe cumplir con:

$$V_{CR} \leq 0.29\sqrt{f'_c}bd \quad (5.3.20)$$

$$(V_{CR} \leq 0.93\sqrt{f'_c}bd)$$

5.3.3.2.c. Elementos sometidos a compresión axial

Se permitirá utilizar la ecuación 5.3.19, pero se substituirá M_u por M_m de tal manera que:

$$M_m = M_u - N_u \left(\frac{4h - d}{8} \right) \quad (5.3.21)$$

En elementos sometidos a compresión axial la relación $V_u d / M_m$ no se limitará a 1.0. Sin embargo, V_{CR} debe cumplir con:

$$V_{CR} = F_R 0.29\sqrt{f'_c}bd \sqrt{1 + \frac{0.29N_u}{A_g}} \quad (5.3.22)$$

$$\left(V_{CR} = F_R 0.93\sqrt{f'_c}bd \sqrt{1 + \frac{N_u}{35A_g}} \right)$$

Cuando M_m calculado con la ecuación 5.3.21 resulte negativo, se debe utilizar la ecuación 5.3.22.

5.3.3.2.d. Elementos sujetos a tensión axial significativa

$$V_{CR} = F_R 0.17 \left(1 + \frac{0.29N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c}bd \quad (5.3.23)$$

$$\left(V_{CR} = F_R 0.5 \left(1 + \frac{N_u}{35A_g} \right) \sqrt{f'_c}bd \right)$$

N_u es negativa para tensión y V_{CR} no deberá tomarse menor a cero.

5.3.3.2.e. Elementos de sección circular

El área que se utilice para calcular V_{CR} debe ser el producto del diámetro, D , y el peralte efectivo, d . Se permite tomar d como 0.8 veces el diámetro de la sección de concreto.

5.3.3.3. Resistencia a fuerza cortante por fricción

5.3.3.3.a. Requisitos generales

Estas disposiciones se aplican en secciones donde rige el cortante directo y no la tensión diagonal (en ménsulas cortas, por ejemplo, y en detalles de conexiones de estructuras prefabricadas). En tales casos, si se necesita refuerzo, éste deberá ser perpendicular al plano crítico por cortante directo. Dicho refuerzo debe estar bien distribuido en la sección definida por el plano crítico y debe estar anclado a ambos lados de modo que pueda alcanzar su

esfuerzo de fluencia en el plano mencionado.

5.3.3.3.b. Resistencia de diseño

La resistencia a fuerza cortante, V_R , se tomará como el menor de los valores calculados con las ecuaciones 5.3.24 a 5.3.26:

$$V_R = F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \quad (5.3.24)$$

$$V_R = F_R [1.4A + 0.8 (A_{vf} f_y + N_u)] \quad (5.3.25)$$

$$V_R = F_R 0.25 f'_c A \quad (5.3.26)$$

donde:

- A_{vf} área del refuerzo por cortante por fricción;
- A área de la sección definida por el plano crítico;
- N_u fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico; y
- coeficiente de fricción que se tomará igual a:
 - 1.4 en concreto colado monolíticamente;
 - 1.0 para concreto colado contra concreto endurecido; o
 - 0.7 entre concreto y acero laminado.

Los valores anteriores de μ se aplicarán si el concreto endurecido contra el que se coloca concreto fresco está limpio y libre de lechada, y tiene rugosidades con amplitud total del orden de 5 mm o más, así como si el acero está limpio y sin pintura.

En las expresiones anteriores, f_y no se supondrá mayor de 420 MPa (4 200 kg/cm²).

5.3.3.3.c. Tensiones normales al plano crítico

Cuando haya tensiones normales al plano crítico, sea por tensión directa o por flexión, A_{vf} no incluirá el área de acero necesaria por estos conceptos.

5.3.4. Limitación para la fuerza cortante de diseño

En ningún caso se permitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u , sea superior a los siguientes valores:

a) En vigas

$$V_u < F_R 0.8 \sqrt{f'_c} b d \quad (5.3.27)$$

$$(V_u < F_R 2.5 \sqrt{f'_c} b d)$$

b) En columnas, y en elementos de ductilidad media y alta donde V_{cR} se suponga igual a cero

$$V_u < F_R 0.6 \sqrt{f'_c} b d \quad (5.3.28)$$

$$(V_u < F_R 2 \sqrt{f'_c} b d)$$

5.3.5. Refuerzo para fuerza cortante

5.3.5.1. Refuerzo en vigas y columnas sin presfuerzo

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. También puede usarse malla de alambre soldado, uniéndola según el inciso 6.6.3. Los estribos deben rematarse como se indica en el inciso 6.1.4.

Para estribos de columnas, vigas principales y arcos, no se usará acero de f_y mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm²). Para diseño, el esfuerzo de fluencia de la malla no se tomará mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm²).

No se tendrán en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor de 45 grados, ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de 30 grados.

La separación del refuerzo transversal dependerá de la relación entre V_u y V_{cR} como sigue

a) Cuando V_u sea mayor que V_{cR} , la separación, s , del refuerzo se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sen \theta + \cos \theta)}{V_{sR}} \quad (5.3.29)$$

donde:

A_v área transversal del refuerzo para fuerza cortante comprendido en una distancia s ;

θ ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza; y

V_{sR} fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal calculada como:

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} \quad (5.3.30)$$

Para secciones circulares se sustituirá el peralte efectivo, d , por el diámetro de la sección, D .

El refuerzo para fuerza cortante nunca será menor que el calculado según el inciso 5.3.5.2. La separación, s , no debe ser menor de 60 mm.

b) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que el valor calculado con la ecuación 5.3.4, la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5 d$.

c) Si V_u es mayor que el valor calculado con la ecuación 5.3.4, la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25 d$.

Cuando el refuerzo conste de un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección, su área se calculará con

$$A_v = \frac{V_{sR}}{F_R f_y \sin \theta} \quad (5.3.3)$$

1)

En este caso, no se admitirá que V_u sea mayor que el valor calculado con la ecuación 5.3.4.

5.3.5.2. Refuerzo mínimo para vigas sin presfuerzo

En vigas sin presfuerzo debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{cR} . El área de refuerzo mínimo para vigas será la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{v,min} = 0.10 \sqrt{f'_c} \frac{b_s}{f_y} \quad (5.3.32)$$

$$\left(A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{b_s}{f_y} \right)$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (número 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

5.3.5.3. Refuerzo en vigas y columnas con presfuerzo

Este refuerzo estará formado por estribos perpendiculares al eje de la pieza, con esfuerzo especificado de fluencia, f_y , no mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm²), o por malla de alambre soldado cuyo esfuerzo especificado de fluencia, f_y , no se tomará mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm²).

Cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea mayor que V_{cR} , se requiere refuerzo para fuerza cortante. Su contribución a la resistencia se determinará con la ecuación 5.3.29 con las limitaciones siguientes:

a) Vigas y columnas con presfuerzo total

- 1) La separación de estribos no debe ser menor de 60 mm.
- 2) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que el valor determinado con la ecuación 5.3.4, la separación no deberá ser mayor que $0.75 h$, donde h es el peralte total de la pieza.
- 3) Si V_u es mayor que el valor determinado con la ecuación 5.3.4, la separación de los estribos no deberá ser mayor que $0.37 h$.
- 4) En ningún caso se admitirá que V_u sea mayor que el valor determinado con la ecuación 5.3.27.

b) Vigas y columnas con presfuerzo parcial

En vigas y columnas con presfuerzo parcial se aplicará lo dispuesto en el inciso 5.3.4 para elementos sin presfuerzo.

5.3.5.4. Refuerzo mínimo para vigas con presfuerzo

El refuerzo mínimo para fuerza cortante prescrito en el inciso 5.3.5.2 se usará, asimismo, en vigas parcial o totalmente presforzadas. En vigas totalmente presforzadas la separación de los estribos que forman el refuerzo mínimo será de $0.75h$.

5.3.5.5. Detallado

Para el detallado de elementos sujetos a fuerza cortante se deberá cumplir con las especificaciones aplicables del capítulo 6.

5.3.5.5.a. Estribos de suspensión

Cuando una carga concentrada se transmite al miembro a través de vigas secundarias que llegan a sus caras laterales, se tomará en cuenta su efecto sobre la tensión diagonal del miembro principal cerca de la unión.

Para el efecto, se deberá colocar refuerzo transversal (estribos de suspensión) en la zona de intersección de las vigas, sobre la viga principal (figura 5.3.1). Este refuerzo deberá resistir una fuerza cortante calculada mediante

$$V_{vR} = V_u \frac{h_s}{h_p} \quad (5.3.3)$$

donde V_u es la suma de las fuerzas cortantes de diseño de las vigas secundarias y h_s y h_p son los peraltes de las vigas secundaria y principal, respectivamente. Este refuerzo será adicional al necesario por fuerza cortante en la viga principal, y se colocará en ella en la longitud indicada en la figura 5.3.1.

El lecho inferior del refuerzo longitudinal de la viga secundaria deberá colocarse sobre el correspondiente de la viga principal, y deberá anclarse en ella considerando como sección crítica el paño de los estribos adicionales (figura 5.3.1).

5.3.5.5.b. Vigas con tensiones perpendiculares a su eje

Si una carga se transmite a una viga de modo que produzca tensiones perpendiculares a su eje, como sucede en vigas que reciben cargas de losa en su parte inferior, se suministrarán estribos adicionales en la viga calculados para que transmitan la carga a la viga.

5.3.5.5.c. Interrupción y traslape del refuerzo longitudinal

En tramos comprendidos a un peralte efectivo de las secciones donde, en zonas de tensión, se interrumpa más que 33 por ciento, o traslape más que 50 por ciento del refuerzo longitudinal, la fuerza cortante máxima que puede tomar el concreto se considerará de $0.7V_{cR}$.

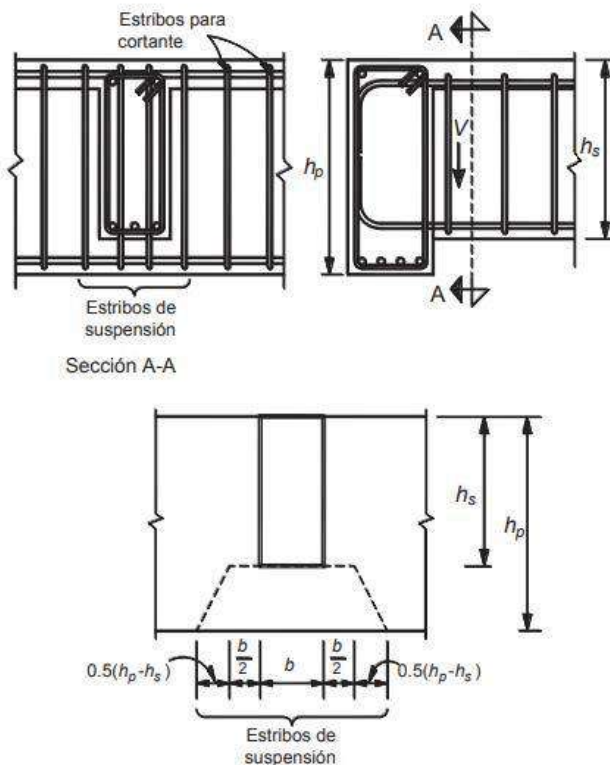


Figura 5.1 Transmisión de fuerzas y conexión entre vigas secundarias y principales

5.3.5.5.d. Refuerzo longitudinal en traveses

Deberá proporcionarse acero longitudinal adicional en las paredes verticales del elemento, que estará constituido, como mínimo, por barras de 7.9 mm de diámetro (número 2.5) colocadas con una separación máxima de 350 mm.

5.3.6. Fuerza cortante en losas y zapatas

5.3.6.1. Resistencia a fuerza cortante en losas y zapatas

La resistencia de losas y zapatas a fuerza cortante en la vecindad de cargas o reacciones concentradas será la menor de las correspondientes a las dos condiciones que siguen:

- La losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho. Este caso se trata de acuerdo con las disposiciones de los incisos 5.3.3.1a, 5.3.3.1b y 5.3.5.1. En losas planas, para esta revisión se supondrá que el 75 por ciento de la fuerza cortante actúa en la franja de columnas y el 25 por ciento en las centrales (inciso 3.4.1).
- Existe una acción en dos direcciones de manera que el agrietamiento diagonal potencial se

presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la carga o reacción concentrada. En este caso se procederá como se indica en los incisos 5.3.6.2 a 5.3.6.6.

5.3.6.2. Sección crítica

La sección crítica se supondrá perpendicular al plano de la losa o zapata y se localizará de acuerdo con lo siguiente:

- a) Si el área donde actúa la reacción o la carga concentrada no tiene entrantes, la sección crítica formará una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a $d/2$, donde d es el peralte efectivo de la losa.
- b) Si el área cargada tiene entrantes, en ellas la sección crítica se hará pasar de modo que su perímetro sea mínimo y que en ningún punto su distancia a la periferia del área cargada sea menor que $d/2$. Por lo demás, se aplicará lo dicho en el inciso 5.3.6.2.a.
- c) En losas planas aligeradas también se revisará como sección crítica la situada a $d/2$ de la periferia de la zona maciza alrededor de las columnas.
- d) Cuando en una losa o zapata haya aberturas que disten de una carga o reacción concentradas menos de diez veces el espesor del elemento, o cuando la abertura se localice en una franja de columna, como se define en el inciso 3.4.1, no se considerará efectiva la parte de la sección crítica comprendida entre las rectas tangentes a la abertura y concurrentes en el centroide del área cargada.

5.3.6.3. Esfuerzo cortante de diseño

- a) Si no hay transmisión de momento entre la losa o zapata y la columna, o si el momento por transmitir, M_u , no excede de $0.2V_u d$, el esfuerzo cortante de diseño, v_u , se calculará con la expresión siguiente:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad (5.3.3 \quad 4)$$

donde b_o es el perímetro de la sección crítica y V_u la fuerza cortante de diseño en dicha sección.

- b) Cuando haya transferencia de momento, se supondrá que una fracción del momento dada por

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \quad (5.3.3 \quad 5)$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El esfuerzo cortante máximo de diseño, v_u , se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (figura 5.3.2). En columnas rectangulares c_1 es la dimensión paralela al momento transmitido y c_2 es la dimensión perpendicular a c_1 . En columnas circulares $c_1 = c_2$

= 0.9D. El resto del momento, es decir la fracción $1 - \square$, debe transmitirse por flexión en un ancho igual a $c_2 + 3h$, de acuerdo con el inciso 3.4.4.

5.3.6.4. Resistencia de diseño del concreto

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder de

$$0.3F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f'_c} \quad ; \quad \text{ni de } 0.3F_R\sqrt{f'_c} \quad (5.3.3)$$

$$(F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f'_c} \quad ; \quad \text{ni de } F_R\sqrt{f'_c}) \quad 6)$$

a menos que se suministre refuerzo como se indica en los incisos 5.3.6.5 y 5.3.6.6.

En la expresión anterior, \square es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción.

Al considerar la combinación de acciones permanentes, variables y sismo, en la ecuación 5.3.36 y en los incisos 5.3.6.5 y

5.3.6.6 el factor de resistencia F_R se tomará igual a 0.65 en lugar de 0.75.

En losas planas y zapatas presforzadas en dos direcciones, que cumplan lo estipulado en el inciso 5.3.6.5, el esfuerzo cortante máximo de diseño no deberá exceder de

$$F_R 0.3(0.5 + \gamma)\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} \quad (5.3.3)$$

$$(F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) \quad 7)$$

Donde f_{pc} es el valor promedio de f_{pc} en las dos direcciones ortogonales.

5.3.6.5. Refuerzo necesario para resistir la fuerza cortante

1. Consideraciones generales

Para calcular el refuerzo necesario se considerarán dos vigas ficticias perpendiculares entre sí, que se cruzan sobre la columna. El ancho, b , de cada viga será igual al peralte efectivo de la losa, d , más la dimensión horizontal de la cara de columna a la cual llega si ésta es rectangular y su peralte será igual al de la losa. Si la columna es circular se puede tratar como cuadrada de lado igual a $(0.8D - 0.2d)$, donde D es el diámetro de la columna. En cada una de estas vigas se suministrarán estribos verticales cerrados con una barra longitudinal en cada esquina y cuya separación será 0.85 veces la calculada con la ecuación 5.3.29, sin que sea mayor que $d/3$; la separación transversal entre ramas verticales de los estribos no debe exceder de 200 mm.

La separación determinada para cada viga en la sección crítica se mantendrá en una longitud no menor que un cuarto del claro entre ejes de columnas en el caso de losas planas, o hasta el borde en zapatas, a menos que mediante un análisis se demuestre que puede interrumpirse antes.

2. Resistencia de diseño

Al aplicar la ecuación 5.3.29 se supondrá

$$V_u = v_u b d \tag{5.3.3}$$

y

$$V_{cr} = 0.13 F_R b d \sqrt{f'_c} \tag{5.3.3}$$

$$(V_{cr} = 0.4 F_R b d \sqrt{f'_c})$$

donde v_u es el esfuerzo cortante máximo de diseño que actúa en la sección crítica en cada viga ficticia, calculado de acuerdo con el inciso 5.3.6.3.

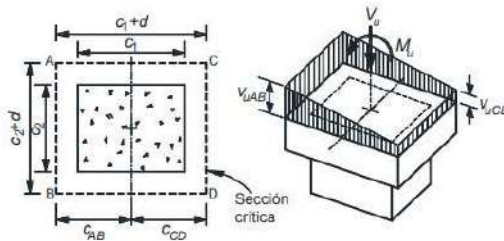
En ningún caso se admitirá que v_u sea mayor que:

$$0.4 F_R \sqrt{f'_c} \tag{5.3.4}$$

$$(1.3 F_R \sqrt{f'_c})$$

5.3.6.6. Refuerzo mínimo

En losas planas debe suministrarse un refuerzo mínimo que sea como el descrito en el inciso 5.3.6.5, usando estribos de 7.9mm o más de diámetro, espaciados a no más de $d/3$. Este refuerzo se mantendrá hasta no menos de un cuarto del claro correspondiente. Si la losa es aligerada, el refuerzo mínimo se colocará en las nervaduras de ejes de columnas y en las adyacentes a ellas.



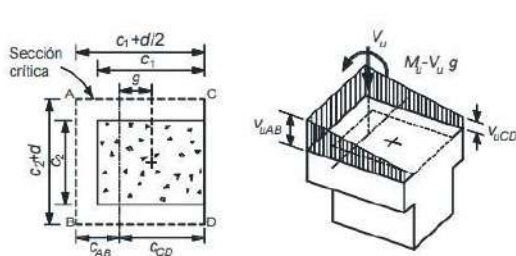
$$V_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c}$$

$$V_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha M_u c_{CD}}{J_c}$$

$$A_{cr} = 2 d (c_1 + c_2 + 2 d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1+d)^3}{6} + \frac{(c_1+d) d^3}{6} + \frac{d(c_2+d)(c_1+d)^2}{2}$$

a) columna interior



Sección crítica

$V_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha (M_u - V_u g) c_{AB}}{J_c}$

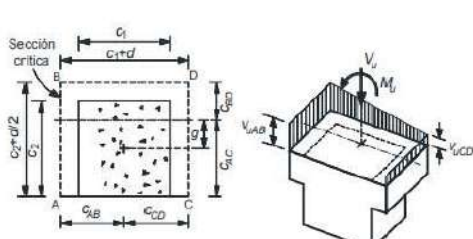
$V_{uCD} = V_{uD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha (M_u - V_u g) c_{CD}}{J_c}$

$A_{cr} = d(2c_1 + c_2 + 2d)$

$c_{AB} = \frac{(c_1 + d/2)^2 d}{A_{cr}}; \quad g = (c_1 + d)/2 - c_{AB}$

$J_c = \frac{d(c_1 + d/2)^3}{6} + \frac{(c_1 + d/2)d^3}{6} + (c_2 + d)d c_{AB}^2 + 2(c_1 + d/2)d \left(\frac{c_1 + d/2}{2} - c_{AB} \right)^2$

b) columna de borde con momento perpendicular al borde



Sección crítica

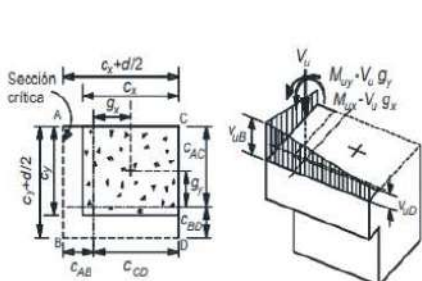
$V_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c}$

$V_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha M_u c_{CD}}{J_c}$

$A_{cr} = d(c_1 + 2c_2 + 2d)$

$J_c = \frac{(c_1 + d)d^3}{12} + \frac{(c_1 + d)^3 d}{12} + 2(c_2 + d/2)d \left(\frac{c_1 + d}{2} \right)^2$

c) columna de borde con momento paralelo al borde



Sección crítica

$V_{uA} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha_x (M_{ux} - V_u g_x) c_{AB}}{J_{cx}} - \frac{\alpha_y (M_{uy} - V_u g_y) c_{AC}}{J_{cy}}$

$V_{uB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha_x (M_{ux} - V_u g_x) c_{AB}}{J_{cx}} + \frac{\alpha_y (M_{uy} - V_u g_y) c_{BD}}{J_{cy}}$

$V_{uD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha_x (M_{ux} - V_u g_x) c_{CD}}{J_{cx}} + \frac{\alpha_y (M_{uy} - V_u g_y) c_{BD}}{J_{cy}}$

$A_{cr} = d(c_x + c_y + d)$

$c_{AB} = \frac{(c_x + d/2)^2 d}{2 A_{cr}}; \quad c_{BD} = \frac{(c_y + d/2)^2 d}{2 A_{cr}}$

$g_x = (c_x + d)/2 - c_{AB}; \quad g_y = (c_y + d)/2 - c_{BD}$

$J_{cx} = \frac{d(c_x + d/2)^3}{12} + \frac{(c_x + d/2)d^3}{12} + (c_y + d/2)d c_{AB}^2 + (c_x + d/2)d \left(\frac{c_x + d/2}{2} - c_{AB} \right)^2$

$J_{cy} = \frac{d(c_y + d/2)^3}{12} + \frac{(c_y + d/2)d^3}{12} + (c_x + d/2)d c_{BD}^2 + (c_y + d/2)d \left(\frac{c_y + d/2}{2} - c_{BD} \right)^2$

d) columna de esquina

Figura 5.2 Transmisión de momento entre columna rectangular y losa o zapata

5.4. Torsión

5.4.1. Requisitos generales

Las disposiciones que siguen son aplicables a tramos sujetos a torsión cuya longitud no sea menor que el doble del peralte total del miembro. Las secciones situadas a menos de un peralte efectivo de la cara del apoyo pueden dimensionarse para la torsión que actúa a un peralte efectivo.

En este inciso se entenderá por un elemento con sección transversal hueca a aquél que tiene uno o más huecos longitudinales, de tal manera que el cociente entre A_g y A_{cp} es menor que 0.85. El área A_g en una sección hueca es sólo el área del concreto y no incluye el área de los huecos; su perímetro es el mismo que el de A_{cp} . A_{cp} es el área de la sección transversal incluida en el perímetro exterior del elemento de concreto, p_{cp} . En el cálculo de A_{cp} y p_{cp} , en elementos colados monolíticamente con la losa, se deberán incluir los tramos de losa indicados en la figura 5.4.1 excepto cuando el parámetro A^2/p , calculado para vigas con patines, sea menor que el calculado para la misma viga ignorando los patines.

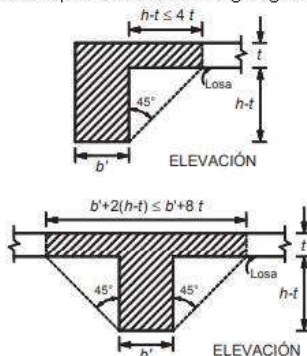


Figura 5.3 Ejemplos del tramo de losa que debe considerarse en el cálculo de A_{cp} y p_{cp}

Si la sección se clasifica como hueca, se usará A_g en lugar de A_{cp} en las ecuaciones 5.4.1, 5.4.2, 5.4.3, 5.4.5, 5.4.6 y 5.4.7.

5.4.1.1. Cálculo del momento torsionante de diseño

En el análisis, para calcular T_u se usará la sección no agrietada.

5.4.1.1.a. Cuando afecta directamente al equilibrio

En estructuras en donde la resistencia a torsión se requiere para mantener el equilibrio (figura 5.4.2a), T_u será el momento torsionante que resulte del análisis, multiplicado por el factor de carga correspondiente.

5.4.1.1.b. Cuando no afecta directamente al equilibrio

En estructuras en donde la resistencia a torsión no afecte directamente al equilibrio, es decir, en estructuras estáticamente indeterminadas donde puede ocurrir una reducción del momento

torsionante en un miembro debido a la redistribución interna de fuerzas cuando el elemento se agrieta (figura 5.4.2 b), el momento torsionante de diseño, T_u , puede reducirse a los valores de las ecuaciones 5.4.1, 5.4.2. y 5.4.3 modificando las fuerzas cortantes y momentos flexionantes de manera que se conserve el equilibrio:

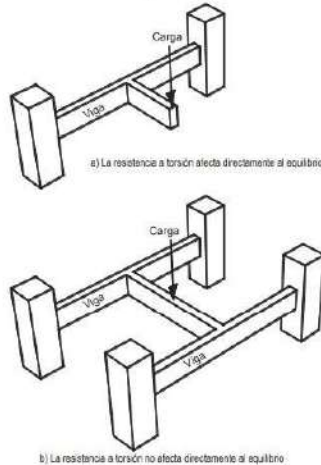


Figura 5.4 Ejemplos de vigas en las que existe torsión

a) Para elementos sin presfuerzo

$$T_u = F_R 0.3 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad (5.4.1)$$

$$\left(T_u = F_R \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

b) Para elementos con presfuerzo

$$T_u = F_R 0.3 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3f_{cp}}{\sqrt{f'_c}}} \quad (5.4.2)$$

$$\left(T_u = F_R \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{cp}}{\sqrt{f'_c}}} \right)$$

c) Para miembros no presfuerzados sujetos a tensión o compresión axial

$$T_u = F_R 0.3 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g \sqrt{f'_c}}} \quad (5.4.3)$$

$$\left(T_u = F_R \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \sqrt{f'_c}}} \right)$$

donde N_u es positiva en compresión.

5.4.1.1.c. Cuando pasa de una condición isostática a hiperestática

Cuando en una estructura se presente una condición isostática y, posteriormente, la posibilidad de una redistribución interna de fuerzas (condición hiperestática), el momento de diseño final, T_u , será como sigue:

$$T_u = T_{ui} + T_{uh} \quad (5.4.4)$$

donde:

T_{ui} momento torsionante de diseño (sin ninguna reducción), calculado considerando sólo las cargas que actúan en la condición isostática; y

T_{uh} momento torsionante de diseño, causado por las cargas adicionales a las que originan T_{ui} , que se tiene en la condición hiperestática. Para el cálculo de T_{uh} se considerará lo especificado en el inciso 5.4.1.1.b.

5.4.2. Casos en que puede despreciarse la torsión

Pueden despreciarse los efectos de torsión en un elemento si el momento torsionante de diseño, T_u , cumple con lo siguiente:

a) Para miembros sin presfuerzo

$$T_u < F_R 0.083 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad (5.4.5)$$

$$\left(T_u < F_R 0.27 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

b) Para miembros no presforzados sujetos a tensión o compresión axial

$$T_u < F_R 0.083 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g \sqrt{f'_c}}} \quad (5.4.6)$$

$$\left(T_u < F_R 0.27 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \sqrt{f'_c}}} \right)$$

donde N_u es positiva en compresión.

c) Para miembros con presfuerzo

$$T_u < F_R 0.083 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3f_{cp}}{\sqrt{f'_c}}} \quad (5.4.7)$$

$$\left(T_u < F_R 0.27 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{cp}}{\sqrt{f'_c}}} \right)$$

donde f_{cp} es el esfuerzo de compresión efectivo debido al presfuerzo (después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo), en el centroide de la sección transversal que resiste las fuerzas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el patín, cuando el centroide queda dentro del patín.

En elementos de sección compuesta, f_{cp} , es el esfuerzo de compresión resultante en el centroide de la sección compuesta, o en la unión del alma y el patín, cuando el centroide queda dentro del patín, debido al presfuerzo y a los momentos que son únicamente resistidos por el elemento prefabricado.

Los elementos en que no pueda despreciarse la torsión, tendrán las dimensiones mínimas del inciso 5.4.3 y el refuerzo por torsión diseñado según el inciso 5.4.4.

5.4.3. Resistencia a torsión

Las dimensiones de la sección transversal del elemento sometido a torsión deben ser tales que se cumpla lo siguiente:

- a) Para elementos de sección transversal maciza

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b'd}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)} \leq \frac{V_{cR}}{b'd} + F_R 0.67 \sqrt{f'_c} \quad (5.4.8)$$

$$\left(\sqrt{\left(\frac{V_u}{b'd}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)} \leq \frac{V_{cR}}{b'd} + F_R 2 \sqrt{f'_c} \right)$$

- b) Para elementos de sección transversal hueca

$$\left(\frac{V_u}{b'd}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right) \leq \frac{V_{cR}}{b'd} + F_R 0.67 \sqrt{f'_c} \quad (5.4.9)$$

$$\left(\left(\frac{V_u}{b'd}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right) \leq \frac{V_{cR}}{b'd} + F_R 2 \sqrt{f'_c} \right)$$

donde:

ph perímetro, medido en el eje, del estribo de refuerzo por torsión más alejado; y
Aoh área comprendida por ph, (figura 5.4.3).

Si el espesor de la pared de una sección transversal hueca varía a lo largo del perímetro de dicha sección, la ecuación 5.4.9 deberá evaluarse en la condición más desfavorable, es decir, cuando el término del lado izquierdo sea mínimo.

Si el espesor de la pared es menor que A_{oh} / p_h , se deberá usar:

$$\left(\frac{V_u}{b'd}\right) + \left(\frac{T_u}{1.7A_{oh}t}\right) \leq \frac{V_{CR}}{b'd} + F_R 0.67\sqrt{f'_c} \tag{5.4.10}$$

$$\left(\frac{V_u}{b'd}\right) + \left(\frac{T_u}{1.7A_{oh}t}\right) \leq \frac{V_{CR}}{b'd} + F_R 2\sqrt{f'_c}$$

donde t es el espesor de la pared de la sección transversal hueca en el punto que se está revisando.

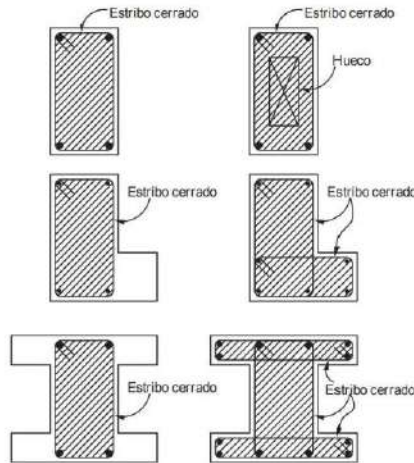


Figura 5.5 Definición del área A_{oh} (zonas sombreadas)

5.4.4. Refuerzo por torsión

El refuerzo por torsión consistirá de refuerzo transversal y de refuerzo longitudinal.

a) Refuerzo transversal

El área de estribos cerrados que formarán el refuerzo transversal por torsión se calculará con la expresión siguiente:

$$A_t = \frac{T_u s}{F_R 2A_o f_{yv} \cot \phi} \tag{5.4.11}$$

donde:

A_t área transversal de una sola rama de estribo que resiste torsión, colocado a una separación s ;

A_o área bruta encerrada por el flujo de cortante e igual a $0.85 A_{oh}$;

s separación de los estribos que resisten la torsión;

f_{yv} esfuerzo especificado de fluencia de los estribos; el cual no excederá de 420 MPa (4 200 kg/cm²); y
 φ ángulo con respecto al eje de la pieza, que forman los puntales de compresión que se desarrollan en el concreto para resistir torsión según la teoría de la analogía de la armadura espacial (figura 5.4.4).

El ángulo φ no debe ser menor de 30 grados ni mayor de 60 grados. Se recomienda que $\varphi = 45$ grados para elementos sin presfuerzo o parcialmente presfuerzados y $\varphi = 37.5$ grados para elementos totalmente presfuerzados.

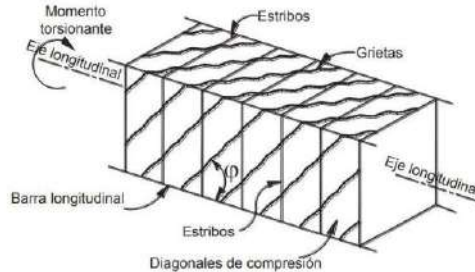


Figura 5.6 Analogía de la armadura espacial para, torsión

b) Refuerzo longitudinal

El área de barras longitudinales para torsión, A_{st} , adicionales a las de flexión, no será menor que la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{st} = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \cot^2 \varphi \quad (5.4.1)$$

donde:

f_y esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo longitudinal para torsión; y
 φ debe tener el mismo valor que el utilizado en la ecuación 5.4.11].

5.4.4.1. Refuerzo mínimo

a) Refuerzo transversal

En los elementos en que se requiera refuerzo por torsión, deberá proporcionarse un área de acero transversal mínima que se calculará con la siguiente expresión:

$$A_v + 2A_t = 0.10 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_{yv}} \quad (5.4.13)$$

$$\left(A_v + 2A_t = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_{yv}} \right)$$

donde:

A_v área transversal de dos ramas de un estribo cerrado, en mm² (cm²); y

A_t área transversal de una sola rama de un estribo cerrado, en mm² (cm²).

En cualquier caso, el área de refuerzo transversal mínima deberá cumplir con

$$A_v + 2A_t \geq \frac{bs}{3f_{yv}} \quad (5.4.14)$$

$$\left(A_v + 2A_t \geq \frac{3.5bs}{f_{yv}} \right)$$

b) Refuerzo longitudinal

Debe proporcionarse un área de acero longitudinal mínima que está determinada por:

$$A_{st,min} = \frac{\sqrt{f'_c} A_{cp}}{2.4f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \quad (5.4.15)$$

$$\left(A_{st,min} = \frac{1.3\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \right)$$

en donde:

$$\frac{A_t}{s} \geq \frac{b}{5.8f_{yv}} \quad (5.4.16)$$

$$\left(\frac{A_t}{s} \geq \frac{1.75b}{f_{yv}} \right)$$

Cuando la ecuación 5.4.15 resulte en valores menores a cero, se proveerá refuerzo longitudinal de acuerdo con lo especificado en 5.4.4.2.b.

5.4.4.2. Detallado del refuerzo

Para el detallado de elementos sujetos a torsión se deberá cumplir con las especificaciones siguientes, así como las aplicables del capítulo 6.

a) Refuerzo transversal

Este refuerzo estará formado por estribos cerrados perpendiculares al eje del miembro, anclados por medio de ganchos que formen un ángulo de 135 grados, y por barras longitudinales o tendones. En miembros circulares los estribos serán circulares.

El refuerzo necesario para torsión se combinará con el requerido para otras fuerzas interiores, a condición de que el área suministrada no sea menor que la suma de las áreas individuales necesarias y que se cumplan los requisitos más restrictivos en cuanto a separación y

distribución del refuerzo.

El refuerzo por torsión se suministrará cuando menos en una distancia igual a la suma del peralte total más el ancho ($h + b$), más allá del punto teórico en que ya no se requiere.

En secciones huecas, la distancia entre el eje del refuerzo transversal por torsión y la cara interior de la pared de la sección hueca no será menor que

$$0.5 \frac{A_{oh}}{p_h}$$

La separación s , determinada con la ecuación 5.4.11, no será mayor que $p_h / 8$, ni que 300 mm.

b) Refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal deberá tener la longitud de desarrollo más allá de la sección donde deja de ser necesario por torsión. El diámetro mínimo de las barras que forman el refuerzo longitudinal será de 12.7 mm (número 4).

En vigas presforzadas, el refuerzo longitudinal total (incluyendo el acero de presfuerzo) en una sección debe resistir el momento flexionante de diseño en dicha sección más una fuerza de tensión longitudinal concéntrica igual a $A_{st} f_y$, basada en la torsión de diseño que se tiene en la misma sección.

El refuerzo longitudinal debe distribuirse en el perímetro de los estribos cerrados con una separación máxima de 300 mm y se colocará una barra en cada esquina de los estribos. Las barras o tendones longitudinales deberán colocarse dentro de los estribos.

5.5. Aplastamiento

5.5.1. Requisitos generales

Cuando un elemento de concreto o una placa de acero u otro material se apoye en una superficie de concreto, ésta deberá revisarse por aplastamiento.

5.5.2. Dimensionamiento

Cuando la superficie que recibe la carga tiene un área mayor que el área de contacto, el esfuerzo de diseño puede incrementarse en la relación

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

donde A_1 es el área de contacto y A_2 es el área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga.

Esta disposición no se aplica a los anclajes de tendones postensados (inciso 11.6.1.3).

5.5.3. Resistencia al aplastamiento

En apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento, el esfuerzo de diseño se tomará mayor que $F_R 0.85f'_c$.

6. LONGITUD DE DESARROLLO, ANCLAJE Y REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

6.1. Anclaje

6.1.1. Requisito general

La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra o de algún dispositivo mecánico.

6.1.2. Longitud de desarrollo de barras a tensión

6.1.2.1. Barras rectas

La longitud de desarrollo, L_d , en la cual se considera que una barra a tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica, L_{db} dada por la ecuación 6.1.1, por el factor o los factores indicados en la tabla 6.1.1. Las disposiciones de este inciso son aplicables a barras de diámetro no mayor que 38.1 mm (número 12).

$$L_{db} = \frac{1.15a_s f_y}{(c + K_{tr})\sqrt{f'_c}} \geq 0.36 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (6.1.1)$$

$$\left(L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f'_c}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \right)$$

donde:

- a_s área transversal de la barra;
- d_b diámetro nominal de la barra;
- c separación o recubrimiento; úsese el menor de los valores siguientes:
 - 1) distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima;
 - 2) la mitad de la separación entre centros de barras.
- K_{tr} índice de refuerzo transversal; igual a $\frac{A_{tr} f_{yv}}{10 s n}$, si se usan MPa y mm, $\left(\frac{A_{tr} f_{yv}}{100 s n}, \text{kg}/(\text{cm}^2) \text{ y cm}\right)$;
- A_{tr} área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s , y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan;
- f_{yv} esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo transversal;
- s máxima separación centro a centro del refuerzo transversal, en una distancia igual a L_d
- y

n número de barras longitudinales en el plano potencial de agrietamiento.

Por sencillez en el diseño, se permite suponer $K_{tr} = 0$, aunque haya refuerzo transversal. En ningún caso L_d será menor que 300 mm.

La longitud de desarrollo, L_d , de cada barra que forme parte de un paquete de tres barras será igual a la que requeriría si estuviera aislada, multiplicada por 1.20. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_d .

6.1.2.2. Barras con dobleces

Este inciso se refiere a barras a tensión que terminan con dobleces a 90 ó 180 grados que cumplan con los requisitos de la sección 6.5, seguidos de tramos rectos de longitud no menor que $12 d_b$ para dobleces a 90 grados, ni menor que $4 d_b$ para dobleces a 180 grados. En estas barras se toma como longitud de desarrollo la longitud paralela a la barra, comprendida entre la sección crítica y el paño externo de la barra después del doblez (figura 6.1.1). La longitud de desarrollo se obtendrá multiplicando la longitud de desarrollo básica dada por la expresión:

$$0.24d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (6.1.2)$$

$$\left(0.076d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right)$$

por el factor o los factores de la tabla 6.1.2 que sean aplicables, pero sin que se tome menor que 150 mm ni que $8 d_b$.

Figura 6.1 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo¹

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro igual a 19.1 mm (número 6) o menor.	0.8
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 300 mm de concreto.	1.3
En concreto ligero	1.3
Barras con f_y mayor de 420 MPa (4 200 kg/cm ²).	$2 - \frac{420}{f_y}; \left(2 - \frac{4200}{f_y} \right)$
Acero de flexión en exceso ²	$\frac{A_{s,requerida}}{A_{s,proporcionada}}$
Barras lisas	2.0
Barras cubiertas con resina epóxica, o con lodo bentonítico:	
– Recubrimiento libre de concreto menor que $3 d_b$, o separación libre entre barras menor que $6 d_b$	1.5
– Otras condiciones	1.2
Todos los otros casos	1.0

¹ Si se aplican varias condiciones, se multiplican los factores correspondientes;

² Excepto en zonas de articulaciones plásticas y marcos con ductilidad alta.

6.1.3. Longitud de desarrollo de barras a compresión

La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60 por ciento de la que requeriría a tensión y no se considerarán efectivas porciones dobladas. En ningún caso será menor de 200 mm.

Cuando no haya espacio suficiente para anclar barras con doblez, se puede usar anclajes mecánicos según lo dispuesto en el inciso 6.6.1.3.

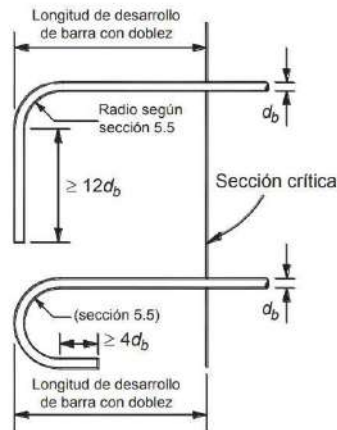


Figura 6.2 Longitud de desarrollo de barras con dobleces

Tabla 6.1.1 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo de barras con dobleces¹

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro no mayor que 34.9 mm (número 11), con recubrimiento libre lateral (normal al plano del doblez) no menor que 60 mm, y para barras con doblez a 90 grados, con recubrimiento libre del tramo de barra recto después del doblez no menor que 50 mm	0.7
Barras de diámetro no mayor que 34.9 mm (número 11), confinadas en toda la longitud de desarrollo con estribos verticales u horizontales separados entre sí no más de $3d_b^2$	0.8
En concreto ligero	1.3
Barras lisas	1.9
Barras cubiertas con resina epóxica, o con lodo bentonítico	1.2
Todos los otros casos	1.0

¹ Si se aplican varias condiciones, se multiplican los factores correspondientes;

² El primer estribo debe confinar la parte doblada de la barra, a una distancia menor a $2d_b$ del borde externo del doblez.

6.1.4. Anclaje del refuerzo transversal

El refuerzo en el alma debe llegar tan cerca de las caras de compresión y tensión como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo.

Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de $6 d_b$ de largo, ni menos de 80 mm. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de la sección 6.5.

Las barras longitudinales que se doblen para actuar como refuerzo en el alma deben continuarse como refuerzo longitudinal cerca de la cara opuesta si esta zona está a tensión, o prolongarse una longitud L_d más allá de la media altura de la viga si dicha zona está a compresión.

6.1.5. Anclaje de malla de alambre soldado

Se supondrá que un alambre puede desarrollar su esfuerzo de fluencia en una sección si a cada lado de ésta se ahogan en el concreto cuando menos dos alambres perpendiculares al primero, distando el más próximo no menos de 50 mm de la sección considerada. Si sólo se ahoga un alambre perpendicular a no menos de 50 mm de la sección considerada, se supondrá que se desarrolla la mitad del esfuerzo de fluencia. La longitud de un alambre desde la sección crítica hasta su extremo no será menor que 200 mm.

6.1.6. Requisitos adicionales

6.1.6.1. Vigas y muros

En vigas y muros con cargas en su plano, la fuerza de tensión a la que se refiere el inciso 6.1.1, se valorará con el máximo momento flexionante de diseño que actúa en la zona comprendida a un peralte efectivo a cada lado de la sección.

Los requisitos del inciso 6.1.1 y del párrafo anterior se cumplen para el acero a tensión, si:

- a) Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se cortan o se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo más allá del punto teórico donde, de acuerdo con el diagrama de momentos, ya no se requieren.
- b) En las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiere el refuerzo que se corta o se dobla, la longitud que continúa de cada barra que no se corta ni se dobla es mayor o igual que $L_d + d$. Este requisito no es necesario en las secciones teóricas de corte más próximas a los extremos de vigas libremente apoyadas.
- c) A cada lado de toda sección de momento máximo, la longitud de cada barra es mayor o igual que la longitud de desarrollo, L_d , que se define en el inciso 6.1.2.
- d) Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado, se prolonga más allá del centro del apoyo y termina en un doblez de 90 ó 180 grados, seguido por un tramo recto de $12 d_b$ o $4 d_b$, respectivamente. El doblez debe cumplir con los requisitos de la sección 6.5. En caso de no contar con un espacio suficiente para alojar el doblez, se empleará un

anclaje mecánico equivalente al doblez.

e) En los muros, en las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiera refuerzo que se corta o dobla, la longitud que se continúa de cada barra que no se corta ni se dobla es mayor o igual que $L_d + 3 m$.

Además de los anteriores, deben cumplirse los siguientes requisitos:

f) En extremos libremente apoyados se prolongará, sin doblar, hasta dentro del apoyo, cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo. En extremos continuos se prolongará la cuarta parte.

g) Cuando la viga sea parte de un sistema destinado a resistir fuerzas laterales accidentales, el refuerzo positivo que se prolongue dentro del apoyo debe anclarse de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en la cara del apoyo. Al menos la tercera parte del refuerzo negativo que se tenga en la cara de un apoyo se prolongará más allá del punto de inflexión una longitud no menor que un peralte efectivo, ni que $12 d_b$, ni que un dieciseisavo del claro libre.

6.1.6.2. Columnas

En las intersecciones con vigas o losas las barras de las columnas serán continuas y en su caso cumplirán con las disposiciones del inciso 9.7.5.2.

Las barras longitudinales de columnas de planta baja se anclarán en la cimentación de manera que en la sección de la base de la columna puedan alcanzar un esfuerzo igual al de fluencia en tensión multiplicado por 1.25.

En columnas que deban resistir fuerzas laterales accidentales, se supondrá que se cumple el requisito del inciso 6.1.1, si la longitud de desarrollo de toda barra longitudinal no es mayor que dos tercios de la altura libre de la columna.

6.2. Revestimientos

De acuerdo con lo indicado en la sección 3.8.

6.3. Tamaño máximo de agregados

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que:

- a) Un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes;
- b) Un tercio del espesor de losas; ni
- c) Dos tercios de la separación horizontal libre mínima entre barras, paquetes de barras, o tendones de presfuerzo.

Estos requisitos pueden omitirse cuando las condiciones del concreto fresco y los procedimientos de compactación que se apliquen permitan colocar el concreto sin que queden huecos.

6.4. Paquetes de barras

Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de dos barras cada uno en columnas y de tres en vigas, con la salvedad expresada en el inciso 8.2.2.d. La sección donde se corte una barra de un paquete en el claro de una viga no distará de la sección de corte de otra barra menos de 40 veces el diámetro de la más gruesa de las dos. Los paquetes se usarán sólo cuando queden alojados en un ángulo de los estribos. Para determinar la separación mínima entre paquetes y determinar su recubrimiento, cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete. Para calcular la separación del refuerzo transversal, rige el diámetro de la barra más delgada del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

6.5. Dobleces del refuerzo

El radio interior de un doblado no será menor que $f_y/19\sqrt{f'_c}$ veces el diámetro de la barra doblada ($f_y/60\sqrt{f'_c}$ si se usan kg/cm^2), a menos que dicha barra quede doblada alrededor de otra de diámetro no menor que el de ella, o se confine adecuadamente el concreto, por ejemplo, mediante refuerzo perpendicular al plano de la barra. Además, el radio de doblado no será menor que el que marca, para la prueba de doblado, la respectiva Norma Mexicana, de las indicadas en la sección 2.2.

En todo doblado o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equilibrar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras, a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

6.6. Uniones del refuerzo

Las barras de refuerzo pueden unirse mediante traslapes o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos. Las especificaciones y detalles dimensionales de las uniones deben mostrarse en los planos. Toda unión soldada o con dispositivo mecánico debe ser capaz de transferir por lo menos 1.25 veces la fuerza de fluencia de tensión de las barras, sin necesidad de exceder la resistencia máxima de éstas. Para marcos de ductilidad media y alta, se respetarán los requisitos de los incisos 8.2.2, 9.2.2 y 9.3.3.

6.6.1. Uniones de barras sujetas a tensión

6.6.1.1. Requisitos generales

En lo posible deben evitarse las uniones en secciones de máximo esfuerzo de tensión. Se procurará, asimismo, que en una cierta sección cuando mucho se unan barras alternadas.

6.6.1.2. Traslapes

La longitud de un traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo, L_d , calculada según el inciso 6.1.2.1, ni menor que $(0.1 f_y - 6)$ veces el diámetro de la barra (f_y en MPa, o $(0.01 f_y - 6) d_b$, si se usan kg/cm^2).

Cuando se une por traslape más de la mitad de las barras en un tramo de 40 diámetros, o

cuando las uniones se hacen en secciones de esfuerzo máximo, deben tomarse precauciones especiales, consistentes, por ejemplo, en aumentar la longitud de traslape o en utilizar hélices o estribos muy próximos en el tramo donde se efectúa la unión.

6.6.1.3. Anclajes mecánicos

Los anclajes mecánicos deben ser capaces de desarrollar la resistencia del refuerzo por anclar, sin que se dañe el concreto. Pueden ser, por ejemplo, placas soldadas a las barras, o dispositivos manufacturados para este fin. Los anclajes mecánicos deben diseñarse y en su caso comprobarse por medio de ensayos. Bajo cargas estáticas, se puede admitir que la resistencia de una barra anclada es la suma de la contribución del anclaje mecánico más la adherencia en la longitud de barra comprendida entre el anclaje mecánico y la sección crítica.

6.6.1.4. Uniones soldadas o mecánicas

Si se usan uniones soldadas o mecánicas deberá comprobarse experimentalmente su eficacia.

En una misma sección transversal no deben unirse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 50 por ciento del refuerzo. Las secciones de unión distarán entre sí no menos de 20 diámetros. Sin embargo, cuando por motivos del procedimiento de construcción sea necesario unir más refuerzo del señalado, se admitirá hacerlo, con tal que se garantice una supervisión estricta en la ejecución de las uniones. Para marcos de ductilidad media y alta, se respetarán los requisitos de los incisos 6.6.1.5 y 6.6.1.6.

Para que el acero sea soldable, debe cumplir con el requisito de carbono equivalente establecido en la norma NMX-B-457- CANACERO.

Las uniones con soldadura se deberán realizar siguiendo las especificaciones y métodos expuesto en el "*Structural Welding Code Reinforcing Steel*". AWS D1.4 y AWS D12.1.

La verificación de las soldaduras se realizará de acuerdo con lo establecido en 15.2.3.

La verificación de las uniones con dispositivos mecánicos se realizará de acuerdo con lo establecido en 15.2.4.

6.6.1.5. Uniones soldadas para marcos de ductilidad media y alta

a) Las uniones soldadas de barras deberán cumplir con lo expuesto en la introducción de la sección 6.6. No se deberán usar en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medido desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.

b) No se permite soldar estribos, grapas, accesorios u otros elementos similares al refuerzo longitudinal requerido por diseño.

6.6.1.6. Uniones con dispositivos mecánicos para marcos de ductilidad media y alta

a) Se aceptarán dos tipos

- 1) El tipo 1 deberá cumplir los requisitos especificados en 6.6; y
- 2) El tipo 2, además de cumplir con los requisitos especificados en 6.6, deberá ser capaz de alcanzar la resistencia especificada a tensión de la barra por unir.
- b) Los dispositivos mecánicos del tipo 1 no se deberán usar en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medida desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.
- c) Se podrán usar los dispositivos mecánicos tipo 2 en cualquier lugar.

6.6.2. Uniones de barras sujetas a compresión

Si la unión se hace por traslape, la longitud traslapada no será menor que la longitud de desarrollo para barras a compresión, calculada según el inciso 6.1.3, ni que $(0.1 f_y - 10)$ veces el diámetro de la barra, f_y en MPa, o $((0.01 f_y - 10) d_b$, si se usan kg/cm^2).

6.6.3. Uniones de malla de alambre soldado

En lo posible deben evitarse uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres bajo cargas de diseño sea mayor que $0.5 f_y$. Cuando haya necesidad de usar traslapes en las secciones mencionadas, deben hacerse de modo que el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no sea menor que la separación entre alambres transversales más 50 mm.

Las uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres sea menor o igual que $0.5 f_y$, el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que 50 mm.

6.7. Refuerzo por cambios volumétricos

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que

$$a_{s1} = \frac{600 x_1}{f_y (x_1 + 1000)} \quad (6.7.1)$$

$$\left(a_{s1} = \frac{600 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \right)$$

donde:

- a_{s1} área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, mm^2/mm (cm^2/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1 ; y
- x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, mm (cm).

Si x_1 no excede de 150 mm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor que 150 mm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5a_{s1}$.

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 500 mm ni de $3.5 \cdot x_1$.

Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También, cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

6.8. Separación entre barras de refuerzo

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras en vigas) no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado. Esto último con la salvedad indicada en 6.3.

Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre capas no será menor que el diámetro de las barras, ni que 20 mm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficacia del colado.

En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 40 mm.

6.9. Inclusiones

Debe evitarse la inclusión de elementos no estructurales en el concreto, en particular tubos de alimentación o desagüe dentro de las columnas. Las dimensiones y ubicación de los elementos no estructurales que lleguen a quedar dentro del concreto, así como los procedimientos de ejecución usados en la inclusión (inciso 15.3.11), serán tales que no afecten indebidamente las condiciones de resistencia y deformabilidad, ni que impidan que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersticios.

7. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD BAJA

7.1. Requisitos especiales

Los elementos estructurales de ductilidad baja deberán cumplir con las disposiciones de esta sección, además de los requisitos generales de las secciones precedentes.

7.1.1. Características mecánicas de los materiales

7.1.1.1. Concreto

Se deberá usar concreto clase 1. La resistencia especificada, f_c' del concreto no será menor que 25 MPa (250 kg/cm²). Los concretos de alta resistencia deberán cumplir con los requisitos especificados en 12.2.

7.1.1.2. Acero de refuerzo

Las barras de refuerzo que resistan fuerzas axiales y de flexión producidas por sismo en elementos de marcos y de bordes de muros serán corrugadas, con fluencia definida, de acero normal o de baja aleación, de cualquiera de los grados normalizados, que cumplan, respectivamente, con los requisitos de las normas mexicanas NMX-C-407-ONNCCE y NMX-B-457- CANACERO.

El valor de f_y para el refuerzo transversal, incluyendo los refuerzos en hélice, no debe exceder de 420 MPa (4200 kg/cm²).

7.1.2. Elementos prefabricados

Las estructuras prefabricadas se diseñarán con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en el lugar, teniendo en cuenta las condiciones de carga que se presenten durante toda la vida útil de los elementos prefabricados, desde la fabricación, transporte y montaje de los mismos hasta la terminación de la estructura y su estado de servicio (sección 15.5), así como las condiciones de restricción que den las conexiones, incluyendo la liga con la cimentación.

En los elementos estructurales de sección compuesta formados por prefabricados y colados en el lugar se aplicarán los requisitos del inciso 7.2.7.

Se debe asegurar la integridad estructural de los sistemas prefabricados. Todos los miembros deben estar conectados al sistema estructural resistente a cargas laterales y a sus miembros de soporte.

7.2. Vigas

Las disposiciones de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea menor que $A_g f_c' / 10$, en los que sean aplicables las hipótesis de la sección 3.5 y que formen parte de estructuras de ductilidad baja ($Q = 2$).

7.2.1. Requisitos generales

El claro se contará a partir del centro del apoyo, siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se contará a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo.

Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

La relación entre la altura y el ancho de la sección transversal, h/b , no debe exceder de 6. Para valorar h/b en vigas T o I, se usará el ancho del alma, b' .

7.2.2. Refuerzo mínimo a flexión

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho, el área de refuerzo no será menor que la obtenida de la ecuación 5.1.18 y constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (número 4).

7.2.3. Refuerzo máximo a flexión

El refuerzo máximo de tensión no excederá de 90 por ciento del área balanceada calculada de acuerdo con el inciso 5.1.1.1.

7.2.4. Refuerzo por tensión diagonal

Se aplicará lo especificado en el inciso 5.3.5.

7.2.5. Pandeo lateral

Deben analizarse los efectos de pandeo lateral cuando la separación entre apoyos laterales sea mayor que 35 veces el ancho de la viga o el ancho del patin a compresión.

7.2.6. Refuerzo complementario en las paredes de las vigas

En las paredes de vigas debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos de acuerdo con la sección 6.7, el cual deberá cumplir con lo estipulado en el inciso 5.3.5.5d. Se puede tener en cuenta este refuerzo en los cálculos de resistencia si se determina la contribución del acero por medio de un estudio de compatibilidad de deformaciones según las hipótesis básicas de la sección 3.5.

7.2.7. Vigas de sección compuesta

7.2.7.1. Conceptos generales

Una viga de sección compuesta es la formada por la combinación de un elemento prefabricado y concreto colado en el lugar. Las partes integrantes deben estar interconectadas de manera que actúen como una unidad. El elemento prefabricado puede ser de concreto reforzado o presforzado, o de acero.

Las disposiciones que siguen se refieren únicamente a secciones con elementos prefabricados de concreto. Para secciones compuestas con elementos de acero, aplíquense las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

Si la resistencia especificada, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos componentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar,

o usarse las propiedades más desfavorables.

Deberán tenerse en cuenta los efectos del apuntalamiento, o falta del mismo, sobre las deflexiones y el agrietamiento.

7.2.7.2. Efectos de la fuerza cortante horizontal

a) El esfuerzo cortante horizontal, v_h , en la superficie de contacto entre los elementos que forman la viga compuesta puede calcularse con la ecuación 7.2.1.

$$V_h = \frac{V_u}{F_R b_v d} \quad (7.2.1)$$

donde:

V_u fuerza cortante de diseño;
 b_v ancho del área de contacto; y
 d peralte efectivo de la sección compuesta.

b) Debe asegurarse que en la superficie de contacto entre los elementos componentes se transmitan los esfuerzos cortantes que ahí actúan.

c) Para transmitir en la superficie de contacto los esfuerzos cortantes de diseño, se admitirán los esfuerzos resistentes siguientes:

1) En elementos donde no se usen anclajes metálicos y la superficie de contacto esté rugosa y limpia: 0.3 MPa (3 kg/cm²). Se admitirá que una superficie está rugosa si tiene rugosidades de amplitud total normal a ella del orden de 5 mm o más;

2) Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores que indica el inciso 7.2.7.2.d y la superficie de contacto esté limpia pero no rugosa: 0.6 MPa (6 kg/cm²); y

3) Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores del inciso 7.2.7.2.d y la superficie de contacto esté limpia y rugosa: 2.5 MPa (25 kg/cm²).

Cuando el esfuerzo cortante de diseño exceda de 2.5 MPa (25 kg/cm²), el diseño por cortante horizontal se hará de acuerdo con los criterios de cortante por fricción del inciso 5.3.3.3.

d) Para que sean válidos los esfuerzos prescritos en los incisos 7.2.7.2.c.2 y 7.2.7.2.c.3, deben usarse conectores formados por barras o estribos normales al plano de contacto. El área mínima de este refuerzo será $0.3/f_y$ veces el área de contacto f_y en MPa, ($3/f_y$, con f_y en kg/cm²). Su separación no excederá de seis veces el espesor del elemento colado en el lugar ni de 600 mm. Además, los conectores deben anclarse en ambos componentes del elemento compuesto de modo que en el plano de contacto puedan desarrollar al menos 80 por ciento del esfuerzo de fluencia.

7.2.7.3. Efectos de la fuerza cortante vertical

Los efectos de la fuerza cortante vertical en miembros compuestos se tomarán en cuenta

como si se tratara de una viga monolítica de la misma forma (sección 5.3).

7.3. Columnas

Las disposiciones de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_g f'_c / 10$ y que formen parte de estructuras de ductilidad baja ($Q=2$).

7.3.1. Geometría

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 200 mm.

7.3.2. Resistencia mínima a flexión de columnas

Con excepción de los nudos de azotea, las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deberán ser mayores que las resistencias a flexión de las vigas, de tal manera que se cumpla el criterio de diseño de columna fuerte-viga débil.

7.3.3. Refuerzo longitudinal mínimo y máximo

La cuantía del refuerzo longitudinal de la sección no será menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.06A_g$. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

7.3.4. Requisitos para refuerzo transversal

7.3.4.1. Criterio general

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes.

7.3.4.2. Separación

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que:

- $269 / \sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete (f_y , en MPa, es el esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales, u $850 / \sqrt{f_y}$, con f_y en kg/cm^2);
- 48 diámetros de la barra del estribo; ni que
- La mitad de la menor dimensión de la columna.

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que:

- la dimensión transversal máxima de la columna;

- b) un sexto de su altura libre; ni que
c) 600 mm

arriba y abajo de cada unión de columna con traveses o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección. En los nudos se aplicará lo dispuesto en la sección 7.7.1.

7.3.4.3. Detallado

a) Estribos y zunchos

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tenga un soporte lateral suministrado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135 grados. Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 150 mm (libres) de una barra soportada lateralmente. Cuando seis o más varillas estén repartidas uniformemente sobre una circunferencia se pueden usar anillos circulares rematados como se especifica en el inciso 6.1.4; también pueden usarse zunchos cuyos traslapes y anclajes cumplan con los requisitos del inciso 7.3.4.4.

La fuerza de fluencia que pueda desarrollar la barra de un estribo o anillo no será menor que seis centésimas de la fuerza de fluencia de la mayor barra o el mayor paquete longitudinal que restringe. En ningún caso se usarán estribos o anillos de diámetro menores de 7.9 mm (número 2.5). Los estribos rectangulares se rematarán de acuerdo con lo prescrito en el inciso 6.1.4. El esfuerzo de diseño de los estribos no será superior a 420 MPa, (4200 kg/cm²).

b) Grapas

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas, cuyos extremos terminen en un doblez a 135 grados alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con longitud no menor que seis diámetros de la barra de la grapa ni menor que 80 mm. Las grapas se colocarán perpendiculares a las barras o paquetes que restringen y a la cara más próxima del miembro en cuestión. La separación máxima de las grapas se determinará con el criterio prescrito antes para estribos.

7.3.4.4. Columnas zunchadas

El refuerzo transversal de una columna zunchada debe ser una hélice continua de paso constante o estribos circulares cuya separación sea igual al paso de la hélice.

La cuantía volumétrica del refuerzo transversal, p_s , no será menor que

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \text{ ni que } 0.12 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \quad (7.3.1)$$

- A_c área transversal del núcleo, hasta la circunferencia exterior de la hélice o estribo;
 A_g área transversal de la columna; y
 f_y esfuerzo de fluencia del acero de la hélice o estribo.

El esfuerzo de fluencia de diseño del acero de la hélice o estribo no debe ser mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm²). La distancia libre entre dos vueltas consecutivas o entre dos estribos no será menor que una vez y media el tamaño máximo del agregado, ni mayor que 70 mm. Los traslapes tendrán una vuelta y media. Las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante dos vueltas y media. Los estribos se anclarán como se indica en el inciso 7.3.4.3.

7.4. Muros

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros de ductilidad baja ($Q=2$).

En edificios con muros de concreto perimetrales en la cimentación de mucha mayor rigidez que los superiores, y con losas de sótano que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, la altura total del muro, H_m , y la altura crítica, H_{cr} , definida en el inciso 7.4.2.2, se medirán desde el piso de la planta baja.

7.4.1. Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas

Estos muros deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran columnas, teniendo en cuenta las disposiciones complementarias de los incisos 7.4.1.1 y 7.4.1.2.

7.4.1.1. Ancho efectivo ante cargas concentradas

Si las cargas son concentradas, se tomará como ancho efectivo una longitud igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas.

7.4.1.2. Refuerzo mínimo

Si la resultante de la carga vertical de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro y, además, su magnitud no excede de $0.3f_c 'A_g$, el refuerzo mínimo vertical del muro será el indicado en la sección 6.7, sin que sea necesario restringirlo contra el pandeo; si no se cumple alguna de las condiciones anteriores, el refuerzo vertical mínimo será el prescrito en el inciso 7.3.3 y habrá que restringirlo contra el pandeo mediante grapas.

El refuerzo mínimo horizontal será el que se pide en la sección 6.7.

7.4.2. Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

7.4.2.1. Alcances y requisitos generales

Las disposiciones de este inciso se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, con cargas verticales menores que $0.3f_c 'A_g$, con relación L/t no mayor de 70 (donde L es la longitud horizontal del muro y t es el espesor del muro). Si actúan cargas verticales mayores, la relación L/t debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en el inciso 7.4.1 y en la sección 5.2. El espesor de estos muros no será menor de 130 mm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral. En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3 m, el espesor de los muros puede ser de 100 mm.

Los muros diseñados de acuerdo con este inciso 7.4.2 no requieren los elementos de refuerzo en los extremos referidos en inciso 8.4.2.4.

7.4.2.2. Momentos flexionantes de diseño

En muros en que $H_m/L \geq 2$, se considerará al momento flexionante de diseño a lo largo de H_{cr} con un valor constante e igual al momento M_u obtenido del análisis en la base del muro. La altura crítica H_{cr} será igual al valor mayor de L o $M_u / 4V_u$. A partir de la altura del muro, H_{cr} , se usará un diagrama de momentos flexionantes lineal tal que sea paralelo a la línea que une los momentos calculados en la base y en la punta del muro (figura 7.4.1). En edificios con muros perimetrales de cimentación, se considerará el momento flexionante de magnitud constante a lo largo del primer nivel del sótano y de la altura crítica, H_{cr} , medida desde la planta baja hacia arriba.

7.4.2.3. Flexión y flexocompresión

a) Resistencia de muros a flexión y flexocompresión

La resistencia a flexión o flexocompresión de muros se puede calcular como si fueran columnas cumpliendo con las especificaciones de las secciones 3.5, 5.1 y 5.2, con excepción del inciso 5.1.1.2. Con base en un análisis de compatibilidad de deformaciones, se deberá incluir todo el refuerzo vertical colocado dentro de un ancho efectivo de los patines y de los elementos extremos (si existen) y en el alma del muro. Toda barra de refuerzo tomada en cuenta en el cálculo de la resistencia deberá estar anclada como lo especifican los incisos 6.1.1, 6.1.2 y 6.1.4.

La cimentación debe diseñarse para resistir las fuerzas demandadas por los elementos extremos y el alma.

Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la resistencia a flexión y cortante (ver los incisos 7.4.2.4 y 7.4.2.5). Se deberá verificar que alrededor de las aberturas se pueda desarrollar un flujo de fuerzas tal que no exceda la resistencia de los materiales y que esté en equilibrio con el sistema de acciones o fuerzas internas de diseño (momentos flexionantes, cargas axiales, fuerzas cortantes).

En muros con patines se acepta considerar un ancho efectivo adyacente al alma del muro, tanto en el patín a compresión como a tensión, igual al menor de:

- 1) La mitad de la distancia al paño del alma del muro más cercano; o
- 2) $0.25H_m$.

Opcionalmente, la resistencia de muros a flexión en su plano puede calcularse con la ecuación 7.4.1 si la carga vertical de diseño, P_u no es mayor que $0.3F_R t L f_c$ y la cuantía del acero a tensión A_s / td , no excede de 0.008. En esta expresión, A_s es el acero longitudinal del muro colocado tal que el brazo z sea el obtenido con el criterio de las ecuaciones 7.4.2; y d es el peralte efectivo del muro en dirección de la flexión

$$M_R = F_R A_s f_y z \quad (7.4.1)$$

$$\begin{aligned}
 z &= 1.2H_m & \text{Si } \frac{H_m}{L} &\leq 0.5 & (7.4.2) \\
 z &= 0.4 \left(1 + \frac{H_m}{L} \right) L & \text{Si } 0.5 &< \frac{H_m}{L} < 1.0 \\
 z &= 1.2H_m & \text{Si } 1.0 &\leq \frac{H_m}{L}
 \end{aligned}$$

donde H_m es la altura total del muro, medida desde el empotramiento o desplante hasta su punta. El área de acero a tensión A_s no será menor que la obtenida por la ecuación 5.1.18.

b) Colocación de refuerzo vertical

En muros con relación H_m / L no mayor que 1.2, el refuerzo vertical para flexión o flexocompresión que se calcule en la sección de momento máximo se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido en los extremos de éste en anchos iguales a $(0.25 - 0.1H_m/L)L$, medido desde el correspondiente borde, pero no mayor cada uno que $0.4H_m$.

Si la relación H_m / L es mayor que 1.2, el refuerzo para flexión o flexocompresión se colocará en los extremos del muro en anchos iguales a $0.15L$ medidos desde el correspondiente borde. Arriba del nivel H_{cr} este refuerzo se puede hacer variar de acuerdo con los diagramas de momentos y carga axial, respetando las disposiciones de la sección 6.1 y el inciso 7.4.2.2.

c) Restricción contra pandeo del refuerzo vertical

El refuerzo cuyo trabajo a compresión sea necesario para lograr la resistencia requerida debe restringirse contra el pandeo con estribos o grapas con separación no mayor que:

- 1) 8 veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete;
- 2) 24 diámetros de la barra del estribo; ni que
- 3) la mitad del espesor del muro.

El detallado de los estribos o grapas debe cumplir con lo especificado en el inciso 7.3.4.3

7.4.2.4. Fuerza cortante

a) Fuerza cortante que toma el concreto

La fuerza cortante, V_{cR} , que toma el concreto en muros se determinará con el criterio siguiente:

- 1) Si la relación de altura total a longitud, H_m/L del muro o H_s/L del segmento (véase el inciso 8.4.2.4) no excede de 1.5, se aplicará la ecuación 7.4.3

$$V_{cR} = 0.27F_R\sqrt{f_c}tL \quad (7.4.3)$$

$$(V_{cR} = 0.85F_R\sqrt{f_c}tL)$$

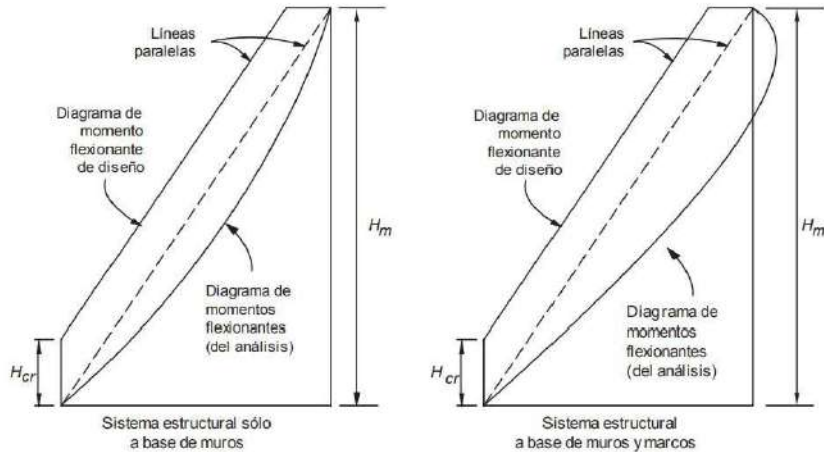


Figura 7.1 Diagrama de momento flexionante de diseño para muro

2) Si H_m/L o H_s/L es igual a 2.0 o mayor, se aplicarán las ecuaciones 5.3.1 o 5.3.2 en las que b se sustituirá por el espesor del muro, t , y el peralte efectivo del muro se tomará igual a $0.8L$. Cuando H_m/L o H_s/L esté comprendido entre 1.5 y 2.0 puede interpolarse linealmente.

3) En muros con aberturas, para valuar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación altura a longitud, entre la del muro completo y la del segmento considerado.

b) Fuerza cortante que toma el acero del alma

El refuerzo necesario por fuerza cortante se determinará a partir de las ecuaciones 7.4.4 y 7.4.5, respetando los requisitos de refuerzo mínimo que se establecen en 7.4.2.4c.

La cuantía de refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño, ρ_m , se calculará con la expresión

$$\rho_m = \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y A_{cm}} \quad (7.4.4)$$

y la del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, ρ_n , con

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L} \right) (\rho_m - 0.0025) \quad (7.4.5)$$

donde:

$$p_m = \left(\frac{A_{vm}}{s_m t} \right); \quad p_n = \left(\frac{A_{vn}}{s_n t} \right)$$

s_m, s_n separación de los refuerzos paralelo y perpendicular a la fuerza cortante de diseño, respectivamente;

A_{vm} área de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_m ; y

A_{vn} área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_n .

No es necesario que la cuantía de refuerzo p_n por fuerza cortante sea mayor que p_m . Si la relación H_m/L o H_s/L no excede de 2.0, la cuantía p_n no debe ser menor que p_m .

Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

c) Refuerzo mínimo, separación y anclaje del refuerzo

Las cuantías de refuerzo p_m y p_n no serán menores de 0.0025.

El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 350 mm. Se pondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de éste exceda de 150 mm, o el esfuerzo cortante medio debido a las cargas

de diseño sea mayor que $0.19\sqrt{f'_c}$ espesor en MPa (o $0.6\sqrt{f'_c}$ en kg/cm^2); en caso contrario, se podrá colocar en una capa a medio

Todas las barras horizontales y verticales deben estar ancladas de modo que sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

d) Limitación para V_u

En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u , sea mayor que:

$$0.63F_R A_m \sqrt{f'_c} \tag{7.4.6}$$

$$(2F_R A_m \sqrt{f'_c})$$

e) Aberturas

Se proporcionará refuerzo en la periferia de toda abertura para resistir las tensiones que puedan presentarse. Como mínimo deben colocarse dos barras de 12.7 mm de diámetro (número 4), o su equivalente, a lo largo de cada lado de la abertura. El refuerzo se prolongará una distancia no menor que su longitud de desarrollo, L_d , desde las esquinas de la abertura.

Las aberturas deben tomarse en cuenta al calcular rigideces y resistencias.

f) Juntas de colado

Todas las juntas de colado cumplirán con el inciso 15.3.10.

7.4.2.5. Muros acoplados

Todas las reglas señaladas anteriormente serán válidas para los segmentos de muros que formen parte de muros acoplados destinados a resistir fuerzas laterales en su plano. Las vigas de acoplamiento se diseñarán y detallarán según lo especificado en el inciso 10.3.7.

7.5. Losas apoyadas en su perímetro

Las disposiciones de esta sección se aplican a losas apoyadas en su perímetro que forman parte de estructuras de ductilidad baja ($Q=2$). El análisis estructural de estas losas se hará de acuerdo con la sección 3.3.

7.5.1. Peralte mínimo

Cuando sea aplicable la tabla 3.3.1 podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 250 para concreto clase 1 y 170 para concreto clase 2. En este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con $a_2 = 2a_1$.

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que

$$f_s \leq 252 \text{MPa} \text{ y } w \leq 3.8 \text{kN/m}^2$$

$$(f_s \leq 2520 \text{MPa} \text{ y } w \leq 380 \text{kg/m}^2)$$

para otras combinaciones de f_s y w , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por

$$0.182^4 \sqrt{f_s w} \tag{7.5.1}$$

$$(0.032^4 \sqrt{f_s w})$$

el valor obtenido según el párrafo anterior. En esta expresión f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en MPa y w es la carga uniformemente distribuida en condiciones de servicio, en kN/m^2 (f_s puede suponerse igual a $0.6 f_y$) (f_s y w en kg/cm^2 y kg/m^2 , respectivamente, en la expresión entre paréntesis).

7.5.2. Revisión de la resistencia a fuerza cortante

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño del apoyo. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión:

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w \tag{7.5.2}$$

a menos que se haga un análisis más preciso. Cuando haya bordes continuos y bordes

discontinuos, V se incrementará en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante, se supondrá igual a:

$$0.16F_Rbd\sqrt{f_c}$$

$$(0.5F_Rbd\sqrt{f_c})$$

7.5.3. Losas que trabajan en una dirección

En el diseño de losas que trabajan en una dirección son aplicables las disposiciones para vigas del inciso 7.2.1 que sean pertinentes.

Además del refuerzo principal de flexión, debe proporcionarse refuerzo por cambios volumétricos, normal al anterior, de acuerdo con los requisitos de la sección 6.7.

7.5.4. Losas encasetonadas

Las losas encasetonadas, sean planas o perimetralmente apoyadas, en que la distancia centro a centro entre nervaduras no sea mayor que un sexto del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación de las nervaduras, se pueden analizar como si fueran macizas, con los criterios que anteceden y los de la sección 7.6.

En cada caso, de acuerdo con la naturaleza y magnitud de la carga que vaya a actuar, se revisará la resistencia a cargas concentradas de las zonas comprendidas entre nervaduras. Como mínimo se considerará una carga concentrada de 10 kN (1 000 kg) en un área de 100 \square 100 mm actuando en la posición más desfavorable.

Las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionarán como vigas, excepto que, si la losa se apoya en su perímetro, no será necesario cumplir con el refuerzo mínimo por tensión diagonal que se pide en el inciso 5.3.5.2 cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{CR} . Tampoco será necesario cumplir con el requisito mencionado en las nervaduras de losas planas; para estos elementos el refuerzo mínimo por fuerza cortante se establece en el inciso 5.3.6.5.

7.5.5. Sistemas de piso prefabricados

En edificios con sistemas de piso prefabricados se deberá garantizar la acción de diafragma rígido horizontal y la transmisión de las fuerzas horizontales a los elementos verticales. Para este fin se aplicará lo dispuesto en la sección 7.8.

Cuando no pueda garantizarse mediante el firme la acción conjunta de un sistema de piso prefabricado a base de elementos paralelos, se deben proveer conectores mecánicos a lo largo de los lados de las piezas adyacentes, según se requiera para transmitir las fuerzas cortantes en el plano, la tensión por cambio de temperatura y los efectos por contracción.

7.6. Losas planas

7.6.1. Requisitos generales

Losas planas son aquéllas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. Pueden ser macizas, o aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, alvéolos formados por moldes removibles, etc.). También pueden ser de espesor constante o pueden tener un cuadro o rectángulo de espesor menor en la parte central de los tableros, con tal que dicha zona quede enteramente dentro del área de intersección de las franjas centrales y que su espesor sea por lo menos de dos tercios del espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco, y no menor de 100 mm. Según la magnitud de la carga por transmitir, la losa puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o una combinación de ambos. En ningún caso se admitirá que las columnas de orilla sobresalgan del borde de la losa.

Las losas aligeradas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de cuando menos $2.5h$, medida desde el paño de la columna o el borde del capitel. Asimismo, contarán con zonas macizas de por lo menos $2.5h$ adyacentes a muros de rigidez, medidas desde el paño del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas entre losa y muro. En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras de ancho no menor de 250 mm; las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos 200 mm de ancho y el resto de ellas de al menos 100 mm. En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 50 mm, monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa. Este firme o capa maciza debe ser capaz de soportar, como mínimo, una carga de 10 kN (1 000 kg) en un área de 100×100 mm, actuando en la posición más desfavorable. En cada entre-eje de columnas y en cada dirección, debe haber al menos seis hileras de casetones o alvéolos. La losa se revisará como diafragma con los criterios de la sección 7.8, a fin de asegurar la correcta transmisión en su plano de las fuerzas de inercia generadas por el sismo a los elementos verticales resistentes.

7.6.2. Transmisión de momento entre losa y columnas

Cuando por excentricidad de la carga vertical o por la acción de fuerzas laterales haya transmisión de momento entre losa y columna, se supondrá que una fracción del momento dada por:

$$1 - \alpha = \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \quad (7.6.1)$$

se transmite por flexión en un ancho igual a $c_2 + 3h$, centrado con el eje de columnas; el refuerzo de la losa necesario para este momento debe colocarse en el ancho mencionado respetando siempre la cuantía máxima de refuerzo. El resto del momento, esto es, la fracción α , se admitirá que se transmite por esfuerzos cortantes y torsiones según se prescribe en el inciso 7.6.7.

7.6.3. Dimensionamiento del refuerzo para flexión

En estructuras sujetas a carga vertical y fuerzas laterales de sismo se admitirá proceder en la forma siguiente:

a) Determinése el refuerzo necesario por carga vertical y distribúyase en las franjas de columna y centrales de acuerdo con lo señalado en el inciso 7.6.6, excepto el necesario para momento negativo exterior en claros extremos, el cual se colocará como si fuera refuerzo por sismo. Al

menos la mitad del refuerzo negativo por carga vertical de las franjas de columnas quedará en un ancho $c_2 + 3h$ centrado con respecto al eje de columnas.

b) Determinése el refuerzo necesario por sismo y colóquese en el mencionado ancho $c_2 + 3h$, de modo que al menos el 60 por ciento de él cruce el núcleo de la columna correspondiente.

El refuerzo necesario por sismo puede obtenerse a partir de la envolvente de momentos resistentes necesarios, M_u .

7.6.4. Disposiciones complementarias sobre el refuerzo

Además de los requisitos de los incisos 7.6.2 y 7.6.3, el refuerzo cumplirá con lo siguiente:

a) Al menos la cuarta parte del refuerzo negativo que se tenga sobre un apoyo en una franja de columna debe continuarse a todo lo largo de los claros adyacentes.

b) Al menos la mitad del refuerzo positivo máximo debe extenderse en todo el claro correspondiente.

c) En las franjas de columna debe existir refuerzo positivo continuo en todo el claro en cantidad no menor que la tercera parte del refuerzo negativo máximo que se tenga en la franja de columna en el claro considerado.

d) Toda nervadura de losas aligeradas llevará, como mínimo, a todo lo largo, una barra en el lecho inferior y una en el lecho superior.

e) Todo el refuerzo cumplirá con los requisitos de anclaje de la sección 6.1 que sean aplicables.

f) Se respetarán las disposiciones sobre refuerzo mínimo por flexión y por cambios volumétricos del inciso 5.1.4.1 y la sección 6.7, respectivamente. Asimismo, las relativas a refuerzo máximo por flexión del inciso 5.1.4.2.

g) Se deberá colocar refuerzo de integridad estructural que cruce el núcleo de la columna correspondiente. Este refuerzo consistirá al menos de dos barras del lecho inferior en la franja de columna de cada dirección que sean continuas, traslapadas o ancladas en el apoyo, y que en todos los casos sean capaces de fluir en las caras de la columna. En conexiones interiores, el área del refuerzo de integridad estructural, en mm^2 (cm^2), en cada dirección principal será al menos igual a

$$A_{sm} = \frac{550w_u l_1 l_2}{f_y} \quad (7.6.2)$$

$$\left(A_{sm} = \frac{0.55w_u l_1 l_2}{f_y} \right)$$

donde w_u es la carga de diseño de la losa, en kN/m^2 (kg/m^2), pero no menor que dos veces la carga muerta de servicio de la losa, l_1 y l_2 son los claros centro a centro en cada dirección principal, en m. Para conexiones de borde, el área A_{sm} calculada con la ecuación 7.6.2 se puede reducir a dos tercios y, para conexiones de esquina, a la mitad. Se deberá usar el mayor

valor de A_{sm} cuando los valores calculados en una misma dirección difieran para claros adyacentes. En el área de refuerzo de integridad estructural se incluirán las barras de lecho inferior que por otros requisitos crucen el núcleo de la columna

7.6.5. Secciones críticas para momento

La sección crítica para flexión negativa en las franjas de columna y central se supondrá a una distancia $c/2$ del eje de columnas correspondientes. Aquí, c es la dimensión transversal de la columna paralela a la flexión, o el diámetro de la intersección con la losa o el ábaco, del mayor cono circular recto, con vértice de 90 grados, que pueda inscribirse en el capitel.

En columnas se considerará como crítica la sección de intersección con la losa o el ábaco. Si hay capiteles, se tomará la intersección con el arranque del capitel.

7.6.6. Distribución de los momentos en las franjas

Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla 7.6.1.

Tabla 7.6.1 Distribución de momentos en franjas de losas planas

	Franjas columna	de Franjas centrales
Momentos positivos ¹	60	40
Momentos negativos	75	25

¹ Si el momento positivo es adyacente a una columna se distribuirá como si fuera negativo.

7.6.7. Efecto de la fuerza cortante

Se aplicarán las disposiciones del inciso 5.3.6 con especial atención a la transmisión correcta del momento entre columnas y losa, y a la presencia de aberturas cercanas a las columnas. Se tendrá en cuenta el refuerzo mínimo de estribos que allí se prescribe.

7.6.8. Peraltes mínimos

Puede omitirse el cálculo de deflexiones en tableros interiores de losas planas macizas si su peralte efectivo mínimo no es menor que

$$kL(1 - 2c/3L) \quad (7.6.3)$$

donde L es el claro mayor y k un coeficiente que se determina como sigue:

Losas con ábacos que cumplan con los requisitos del inciso 7.6.9.

$$k = 0.0034^4 \sqrt{f_s w} \geq 0.020 \quad (7.6.4)$$

$$(k = 0.0006^4 \sqrt{f_s w} \geq 0.020)$$

Losas sin ábacos

$$k = 0.0043^4 \sqrt{f_s w} \geq 0.025 \quad (7.6.5)$$

$$(k = 0.00075^4 \sqrt{f_s w} \geq 0.025)$$

En las expresiones anteriores f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en MPa (puede suponerse igual a $0.6 f_y$), w es la carga en condiciones de servicio, en kN/m^2 , y c la dimensión de la columna o capitel paralela a L (usar f_s y w en kg/cm^2 y kg/m^2 , respectivamente, para las expresiones entre paréntesis).

Los valores obtenidos con la ecuación 7.6.3 deben aumentarse 20 por ciento en tableros exteriores y 20 por ciento en losas aligeradas.

7.6.9. Dimensiones de los ábacos

Las dimensiones de cada ábaco en planta no serán menores que un tercio del claro en la dirección considerada. El peralte efectivo del ábaco no será menor que 1.3 por el peralte efectivo de la losa, pero no se supondrá mayor que 1.5 por dicho peralte, para fines de dimensionamiento.

7.6.10. Aberturas

Se admiten aberturas de cualquier tamaño en la intersección de dos franjas centrales, a condición de que se mantenga, en cada dirección, el refuerzo total que se requeriría si no hubiera la abertura.

En la intersección de dos franjas de columna, las aberturas no deben interrumpir más de un octavo del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

En la intersección de una franja de columna y una franja central, las aberturas no deben interrumpir más de un cuarto del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

Deben cumplirse los requisitos para fuerza cortante del inciso 5.3.6 y se revisará que no se exceda la cuantía máxima de acero de tensión del inciso 5.1.4.2, calculada con el ancho que resulte descontando las aberturas.

7.7. Conexiones

Esta sección se aplica a intersecciones de vigas o losas con columnas que forman parte de estructuras de ductilidad baja ($Q=2$).

7.7.1. Detalles del refuerzo en intersecciones de columnas con vigas o losas

El refuerzo transversal de una columna en su intersección con una viga o losa debe ser tal que su separación no sea mayor y su diámetro no sea menor que los usados en la columna

en las secciones próximas a dicha intersección. Si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal horizontal mínimo. Al menos se colocarán dos juegos de refuerzo transversal entre los lechos superior e inferior del refuerzo longitudinal de vigas o losa.

Si la intersección es excéntrica, en el dimensionamiento y detallado de la conexión deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, y los momentos flexionantes y torsionantes causados por la excentricidad.

Cuando un cambio de sección de una columna obliga a doblar sus barras longitudinales en una junta, la pendiente de la porción inclinada de cada barra respecto al eje de columna no excederá de 1 a 6. Las porciones de las barras por arriba y por debajo de la junta serán paralelas al eje de la columna. Además deberá proporcionarse refuerzo transversal adicional al necesario por otros conceptos, en cantidad suficiente para resistir una y media veces la componente horizontal de la fuerza axial que pueda desarrollarse en cada barra, considerando en ella el esfuerzo de fluencia.

7.7.2. Resistencia del concreto en las intersecciones

Cuando el concreto de las columnas tenga una resistencia diferente a la del concreto de las vigas o losas, se usará en la intersección el concreto que tenga mayor resistencia. La zona en que se use el concreto de mayor resistencia se deberá extender hasta una distancia igual a dos veces el peralte total de la losa a partir del perímetro de la columna.

7.7.3. Anclaje del refuerzo longitudinal que termina en un nudo

Toda barra de refuerzo longitudinal de vigas que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblar a 90 grados seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será en el plano externo del núcleo de la columna. La revisión se efectuará de acuerdo con el inciso 6.1.2.2, donde será suficiente usar una longitud de desarrollo del 80 por ciento de la allí determinada. Este porcentaje no afecta a los valores mínimos, 150 mm y $8d_b$, ni el tramo recto de $12d_b$ que sigue al doblar.

7.7.4. Conexiones prefabricadas

Las conexiones se diseñarán de modo que, el grado de restricción que proporcionen, esté de acuerdo con lo supuesto en el análisis de la estructura, y deberán ser capaces de transmitir todas las fuerzas y momentos que se presentan en los extremos de cada una de las piezas que unen. Cuando una conexión forme parte del sistema estructural de soporte ante acciones laterales, deberá resistir no menos que 1.3 veces el valor de diseño de las fuerzas y momentos internos que transmita y 1.4 para conexión columna con columna.

En marcos formados por elementos prefabricados se define como nudo aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella.

Las conexiones deberán cumplir los requisitos siguientes:

- a) Cuando se diseñen conexiones usando materiales con diferentes propiedades estructurales, se deberá de tomar en cuenta sus rigideces, resistencias y ductilidades relativas.

- b) En conexiones que formen parte del sistema estructural de soporte ante cargas laterales, la resistencia, f_c , del concreto empleado en las conexiones entre elementos prefabricados, requerido para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá ser al menos igual a la mayor que tengan los elementos que conectan.
- c) El acero de refuerzo localizado en las conexiones de elementos prefabricados, requerido para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá tener un esfuerzo especificado de fluencia no mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm²) y deberá de anclarse apropiadamente dentro de los miembros a conectar.
- d) En las conexiones se deberá colocar refuerzo transversal con el diámetro y la separación indicados en estas Normas para estructuras coladas en el lugar de manera que se asegure la resistencia y el confinamiento requeridos en la conexión, de acuerdo con el valor de Q usado al diseñar.
- e) Si la conexión se realiza dentro del nudo deberá cumplir con los requisitos mencionados en la sección 7.1. Se deberá asegurar el confinamiento del nudo como se indica en el inciso 7.7.1 y que la articulación plástica se presente en la viga.
- f) Cuando se utilicen colados in situ para garantizar la continuidad de una conexión, donde quiera que ésta se encuentre, deberán realizarse por la parte superior de ella obligando al uso de cimbras en caras laterales (costados) e inferiores (fondo) de la conexión.
- g) Al detallar las conexiones deben especificarse las holguras para la manufactura y el montaje. Los efectos acumulados de dichas holguras deberán considerarse en el diseño de las conexiones. Cuando se diseñe la conexión para trabajar monolíticamente, las holguras deberán rellenarse con mortero con estabilizador de volumen de manera que se garantice la transmisión de los esfuerzos de compresión y cortante.
- h) Las conexiones se detallarán para minimizar el agrietamiento potencial debido a las restricciones por fuerzas de cambio volumétrico.
- i) Cada ducto que atraviesa un nudo deberá tener un diámetro de por lo menos el doble del diámetro de la barra que contiene y se rellenará con lechada a presión de modo que asegure la adherencia de las barras.
- j) Todas las superficies de los elementos prefabricados que forman parte de una conexión deberán tener un acabado rugoso, de 5 mm de amplitud aproximadamente; estas superficies se limpiarán y se saturarán de agua cuando menos 24 horas antes de colar la conexión. En el colado de la conexión se incluirá un aditivo estabilizador de volumen.

7.8. Diafragmas y elementos a compresión

7.8.1. Alcance

Los requisitos de esta sección se aplican a diafragmas, como sistemas de piso o techo, así como a puntales y diagonales a compresión de sistemas que transmitan fuerzas laterales en su plano, como las inducidas por los sismos, a elementos resistentes a fuerzas laterales o entre ellos. Se aplican a elementos que formen parte de estructuras de ductilidad baja.

7.8.2. Firmes colados sobre elementos prefabricados

En sistemas de piso o techo prefabricados se aceptará que un firme colado sobre los elementos prefabricados funcione como diafragma a condición de que se dimensione de modo que por sí solo resista las acciones de diseño que actúan en su plano. También se aceptará un firme que esté reforzado y cuyas conexiones con los elementos prefabricados de piso estén diseñadas y detalladas para resistir las acciones de diseño en el plano. En este caso, la superficie de concreto endurecido cumplirá con el inciso 15.3.10 y con la rugosidad del inciso 5.3.3.3. En todo caso se deberán colocar los elementos de refuerzo prescritos en la sección 6.7.

7.8.3. Espesor mínimo del firme

El espesor del firme no será menor que 60 mm, si el claro mayor de los tableros es de 6 m o más. En ningún caso será menor que 50 mm.

7.8.4. Diseño

Los diafragmas se dimensionarán con los criterios para vigas comunes o vigas diafragma, según su relación claro a peralte. Debe comprobarse que posean suficiente resistencia a flexión en el plano y a cortante en el estado límite de falla, así como que sea adecuada la transmisión de las fuerzas sísmicas entre el diafragma horizontal y los elementos verticales destinados a resistir las fuerzas laterales. En particular, se revisará el efecto de aberturas en el diafragma en la proximidad de muros de concreto y columnas. En lo que se refiere a aberturas se aplicará lo prescrito en el inciso 7.4.2.4e.

Para revisar los estados límite de servicio, se deberán considerar las rigideces del diafragma a flexión y cortante, así como los efectos de flujo plástico, contracción y gradientes térmicos.

7.8.5. Refuerzo

El refuerzo mínimo por fuerza cortante no será menor de 0.0025. Si se utiliza malla soldada de alambre para resistir la fuerza cortante en firmes sobre elementos prefabricados, la separación de los alambres paralelos al claro de los elementos prefabricados no excederá de 250 mm. El refuerzo por fuerza cortante debe ser continuo y distribuido uniformemente a través del plano de corte.

7.8.6. Elementos de refuerzo en los extremos

Los elementos de refuerzo en los extremos de diafragmas podrán estar incluidos en el espesor del diafragma o bien, preferentemente, en vigas de borde.

Los elementos extremos de diafragmas se dimensionarán para resistir la suma de la fuerza axial directa factorizada actuando en el plano del diafragma y la fuerza obtenida de dividir el momento M_u en la sección entre la distancia entre los elementos extremos de frontera del diafragma en esa sección.

Los elementos a compresión de diafragmas horizontales y de armaduras verticales, así como las diagonales de contraventeo, sujetos a esfuerzos de compresión mayores que $0.2f_c$,

contarán en su longitud con el refuerzo transversal mínimo que se prescribe en el inciso 7.3.4. Este refuerzo puede interrumpirse en las zonas donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f_c'$. Los esfuerzos se valorarán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de las secciones brutas de los miembros considerados.

Las barras de refuerzo longitudinal de elementos extremos deberán ser continuas y podrán ser unidas mediante traslapes, soldadura o dispositivos mecánicos. En todo caso, deberán poder alcanzar su esfuerzo de fluencia. Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos deberán cumplir con el inciso 6.6.1.4.

En las zonas de traslape y anclaje se deberá suministrar refuerzo transversal en cuantía al menos igual a la mínima del inciso 5.3.5.1, excepto cuando se coloque el refuerzo transversal prescrito en el inciso 7.3.4.

7.9. Elementos estructurales en cimentaciones

7.9.1. Alcance

A los elementos estructurales en cimentaciones se les aplicarán los requerimientos especificados de esta sección, los de las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, así como todos los de estas Normas Técnicas Municipales que no se contrapongan a ellos.

7.9.2. Análisis y diseño

El modelo de análisis debe de contemplar todo el sistema de cimentación. Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes y axiales, momentos torsionantes y momentos de volteo inducidos por sismo,

combinados con los que correspondan a las otras solicitaciones correspondientes a la condición de carga en estudio y afectados por los factores de carga correspondientes.

Las fuerzas actuantes en la cimentación se deben calcular según lo especificado en el inciso 1.2.3 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo.

Los detalles de los elementos de la superestructura que se extiende por debajo de la base de la estructura hacia la cimentación requieren ser consistentes con los de la parte de arriba de la base.

7.9.3. Zapatas

7.9.3.1. Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado

El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 150 mm. Si la zapata apoya sobre pilotes, dicho espesor mínimo será de 300 mm.

7.9.3.2. Diseño por flexión

Para dimensionar por flexión se tomarán las siguientes secciones críticas:

- a) En zapatas que soporten elementos de concreto, el plano vertical tangente a la cara del elemento.
- b) En zapatas que soportan muros de piedra o tabique, la sección media entre el paño y el eje del muro.
- c) En zapatas que soportan columnas de acero a través de placas de base, la sección crítica será en el perímetro de la columna, a menos que la rigidez y resistencia de la placa permitan considerar una sección más alejada.

Las zapatas con refuerzo en una dirección y las zapatas cuadradas reforzadas en dos direcciones llevarán su refuerzo espaciado uniformemente.

En zapatas aisladas rectangulares con flexión en dos direcciones, el refuerzo paralelo al lado mayor se distribuirá uniformemente; el paralelo al lado menor se distribuirá en tres franjas en la forma siguiente: en la franja central, de ancho a_1 , una cantidad de refuerzo igual a la totalidad que debe colocarse en esa dirección, multiplicada por $2 a_1 / (a_1 + a_2)$, donde a_1 y a_2 , son, respectivamente, los lados corto y largo de la zapata. El resto del refuerzo se distribuirá uniformemente en las dos franjas extremas.

7.9.3.3. Diseño por cortante

Los cálculos para diseño por cortante requieren que las reacciones en el suelo se obtengan de las cargas factorizadas y que el diseño sea de acuerdo con las ecuaciones apropiadas del capítulo 5. Las secciones críticas para diseño por tensión diagonal se definen en los incisos 5.3.6.1 y 5.3.6.2.

Si la zapata se apoya sobre pilotes, al calcular la fuerza cortante en una sección se supondrá que en ella produce cortante la reacción de los pilotes cuyos centros queden a $0.5D_p$ o más hacia fuera de dicha sección (D_p es el diámetro de un pilote en la base de la zapata). Se supondrá que no producen cortante las reacciones de los pilotes cuyos centros queden a $0.5D_p$ o más hacia dentro de la sección considerada. Para calcular la fuerza cortante en una sección situada dentro del diámetro del pilote se interpolará linealmente.

Cuando la carga que la columna transmite a la zapata es excéntrica, debe seguirse el criterio de dimensionamiento para losas planas que se presenta en el inciso 5.3.6

7.9.3.4. Anclaje

Se supondrá que las secciones críticas por anclaje son las mismas que por flexión. También deben revisarse todas las secciones donde ocurran cambios de sección o donde se interrumpa parte del refuerzo.

7.9.3.5. Diseño por aplastamiento

Los esfuerzos de aplastamiento en el área de contacto no excederán los valores consignados en la sección 5.5.

7.9.3.6. Cortante por penetración

En el caso de zapatas que contengan pilas y o pilotes deberá hacerse una revisión del cortante por penetración.

7.9.4. Contratraves y trabes de liga

7.9.4.1. Dimensiones mínimas

Además de cumplir con las disposiciones de la sección 7.1 para trabes, la menor de las dimensiones de la sección transversal de trabes de liga y contratraves diseñadas como elementos de unión entre muros, contratraves, pilas y o pilotes, en cajones de cimentación o entre zapatas debe ser igual o mayor que el claro libre entre columnas dividido entre 20, pero no requiere ser mayor que 450 mm. Se deben proporcionar estribos cerrados con una separación que no exceda la mitad de la dimensión menor de dicha sección transversal o 300 mm.

7.9.4.2. Uniones con otros elementos

Las contratraves diseñadas como elementos de unión entre pilas o pilotes o entre zapatas deben tener acero de refuerzo longitudinal continuo que debe desarrollarse en la columna o más allá de la columna de apoyo o deberá ser anclado en las cabezas de pilas o pilotes y en todas las discontinuidades.

Las contratraves y trabes que sean parte de una cimentación a base de zapatas o cajones sujetas a flexión de columnas que son parte del sistema sismo resistente deberán de cumplir con las mismas especificaciones correspondientes al factor de comportamiento sísmico que los elementos de la superestructura.

7.9.5. Losas de cimentación

Las losas de cimentación que resistan fuerzas sísmicas de columnas o muros que son parte del sistema sismo resistente deben diseñarse como diafragmas y cumplir con lo prescrito en la sección 7.8. Los planos y memorias deberán indicar si éstas son parte del sistema sismo resistente y evitar cortes a dicha losa. Se deberá revisar en dichas losas los efectos de fuera de fase del movimiento potencial del terreno.

7.9.6. Pilas y pilotes

7.9.6.1. Pilas y pilotes en tensión

Cuando las pilas y pilotes resistan fuerzas de tensión, se debe proporcionar acero longitudinal en la longitud total resistente a esas fuerzas de tensión, despreciando la contribución del concreto. Dicho refuerzo deberá detallarse para transferir las fuerzas de tensión de la cabeza de la pila o pilote al miembro de la estructura de soporte.

Cuando las fuerzas a tensión sean transferidas por barras post-instaladas o con elementos con *grout*, se deberá demostrar que las barras puedan desarrollar un esfuerzo de $1.25f_y$.

7.9.6.2. Refuerzo longitudinal en pilas y pilotes

El refuerzo a flexocompresión se extenderá más allá de la zona resultante del análisis, donde

solo se trabaja a compresión una longitud igual a 6 veces la dimensión menor de la pila o pilote más una longitud de desarrollo.

7.9.6.3. Refuerzo transversal en pilas y pilotes

El refuerzo longitudinal deberá ser confinado por estribos o hélices no menores del número 3 para pilotes y del número 4 para pilas. La separación del refuerzo de confinamiento no excederá el menor de: 12 diámetros de la barra longitudinal, la mitad de la dimensión menor de la pila o pilote o 300 mm.

7.9.6.4. Elementos clasificados como columnas

Los elementos de cimentaciones profundas que no estén rodeados por suelo deben diseñarse como columnas.

7.9.6.5. Conexión con otros elementos estructurales

El refuerzo deberá penetrar en el otro elemento una distancia igual a su longitud de desarrollo.

8. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD MEDIA

8.1. Requisitos especiales

Las disposiciones de esta sección se cumplirán para los elementos estructurales de ductilidad media descritos en la Tabla 4.2.1 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo, además de los requisitos generales de las secciones precedentes.

En lo referente a los valores de Q , debe cumplirse con las secciones 5.1 y 5.2 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo.

En el caso de estructuras prefabricadas, se podrá usar un factor Q igual a 3, cuando la estructura emule a una colada in situ y la conexión de los elementos se lleve a cabo en una sección donde los momentos flexionantes de diseño debidos a sismo tengan un valor no mayor que el 70 por ciento del momento flexionante total debido a cargas muerta, viva y accidental en la sección crítica por sismo, del elemento de que se trate o a dos peraltes de la sección crítica. Además, la estructura debe cumplir con los requisitos para Q igual a 3 que se especifican en el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo y con el Capítulo 7 de estas Normas, que no se contrapongan con lo que se especifica en este Capítulo 8.

8.1.1. Características mecánicas de los materiales

8.1.1.1. Concreto

Se deberá usar concreto clase 1. La resistencia especificada, f_c' del concreto no será menor que 25 MPa (250 kg/cm²). Los concretos de alta resistencia deberán cumplir con los requisitos especificados en 12.2.

8.1.1.2. Acero de refuerzo

Las barras de refuerzo que resistan fuerzas axiales y de flexión producidas por sismo en elementos de marcos y de bordes de muros serán corrugadas, de baja aleación, con esfuerzo especificado de fluencia de 420 MPa (4200 kg/cm²) o de 550 MPa (5500 kg/cm²) que cumplan con los requisitos establecidos en la norma mexicana NMX-B-457-CANACERO.

También se permite el empleo de acero normal con esfuerzo especificado de fluencia de 420 MPa (4200 kg/cm²) o 520 MPa (5200 kg/cm²) que cumpla con los requisitos de la norma mexicana NMX-C-407-ONNCCE, siempre y cuando:

- a) Los ensayos realizados al material indiquen que el acero tiene fluencia definida y que el esfuerzo de fluencia no excede al nominal en más de 130 MPa (1300 kg/cm²).
- b) La relación entre el esfuerzo máximo de tensión y el esfuerzo de fluencia no sea menor de 1.25.

El valor de f_y para el refuerzo transversal, incluyendo los refuerzos en hélice, no debe exceder de 420 MPa (4200 kg/cm²).

8.2. Vigas

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión y que forman parte de estructuras de ductilidad intermedia ($Q=3$). Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas que satisfagan la ecuación 8.2.1.

$$P_u \leq A_g f_c / 10 \quad (8.2.1)$$

8.2.1. Requisitos geométricos

- a) El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo;
- b) En sistemas de vigas y losa monolítica, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 35;
- c) La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 4.0;
- d) El ancho de la viga no será menor de 250 mm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega; y
- e) El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo del ancho de la columna normal a la viga.

8.2.2. Refuerzo longitudinal

- a) En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que la obtenida de la ecuación 5.1.18 y constará por lo menos de dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (número 4).

La cuantía de acero longitudinal a tensión, p , no excederá del 75 por ciento del área balanceada calculada de acuerdo con el inciso 5.1.1.1.

b) El momento resistente positivo en el paño de la unión viga– columna no será menor que un tercio del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro, ni el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que tenga en los extremos.

c) No se permitirán las uniones por traslape en los casos siguientes:

- 1) Dentro de los nudos (uniones viga– columna);
- 2) En una distancia de dos veces el peralte del miembro, medida desde el paño del nudo; y
- 3) En aquellas zonas donde se suponga que pueden formarse articulaciones plásticas causadas por desplazamientos

laterales del marco.

d) Con el refuerzo longitudinal pueden formarse paquetes de dos barras cada uno.

e) Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, deberán cumplir los requisitos de los incisos 6.6.1.5 ó 6.6.1.6, respectivamente, a condición de que en toda sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

8.2.3. Refuerzo transversal para confinamiento

a) Se suministrarán estribos cerrados de al menos 7.9 mm de diámetro (número 2.5) que cumplan con los requisitos de los incisos 8.2.3.b a 8.2.3.e, en las zonas siguientes (figura 8.2.1):

- 1) En cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes, medida a partir del paño del nudo; y
- 2) En la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes ($2h$) de toda sección donde se suponga que puede formarse una articulación plástica causada por desplazamientos laterales del marco. Si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes se tomarán a cada lado de la sección.

b) El primer estribo se colocará a no más de 50 mm de la cara del miembro de apoyo. La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes:

- 1) $0.25d$;
- 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada;
- 3) 24 veces el diámetro de la barra del estribo; o
- 4) 300 mm.

c) Los estribos deben ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de seis diámetros de largo ni de 80 mm. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de la sección 6.5. La localización del remate del estribo debe alternarse de uno a otro.

d) En las zonas definidas en el inciso 8.2.3.a, se usarán estribos de por lo menos cuatro ramas

si el ancho de la viga excede de 40 cm.

e) Fuera de las zonas definidas en el inciso 8.2.3.a, la separación de los estribos no será mayor que $0.5d$ a todo lo largo. En todo el elemento, la separación de estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante (inciso 8.2.4).

8.2.4. Requisitos para fuerza cortante

8.2.4.1. Fuerza cortante de diseño

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionarán de manera que no se presente falla por cortante antes que puedan formarse las articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre caras de apoyos; se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido (figura 8.2.2). Estos momentos representan una aproximación de la resistencia a flexión y son valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, con factor de resistencia unitario, y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a $1.25 f_y$. A lo largo del miembro actuarán las cargas correspondientes multiplicadas por el factor de carga. En el caso de vigas que formen parte de conexiones viga–columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna (Sección 9.8), para calcular la fuerza cortante de diseño se podrá usar el método anterior considerando que el claro l de la figura 8.2.1 es la distancia centro a centro entre dichas articulaciones. El refuerzo por cortante así diseñado se deberá extender dentro de la región de la viga comprendida entre las secciones 1 y 2 definidas en el inciso 9.8.2.

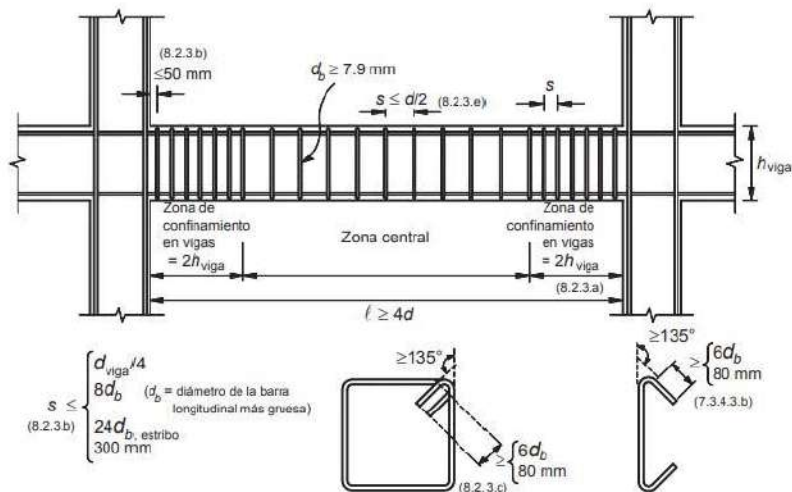


Figura 8.1 Detallado de elementos a flexión de ductilidad media

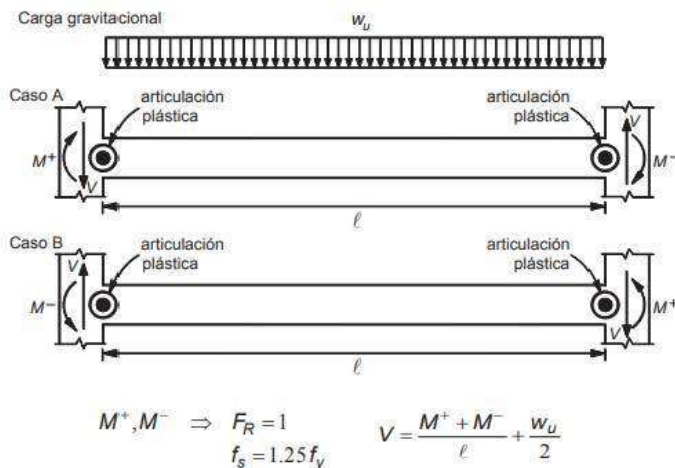
8.2.4.2. Refuerzo transversal para fuerza cortante

Al calcular el refuerzo transversal por cortante, se despreciará la contribución del concreto a la resistencia si, en las zonas definidas en el inciso 8.2.3.a, la fuerza cortante de diseño

causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según el inciso 8.2.4.1. La fuerza cortante de diseño no excederá de la indicada en el inciso 5.3.4.

En el refuerzo para fuerza cortante puede incluirse el refuerzo de confinamiento prescrito en el inciso 8.2.3.

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos verticales cerrados de una pieza, de diámetro no menor que 7.9 mm (número 2.5), rematados como se indica en el inciso 8.2.3.c.



El sentido de la fuerza cortante V depende de la magnitud relativa de la fuerza cortante producida por la carga gravitacional de diseño w_u y de aquella que equilibra a los momentos que aproximan la resistencia a flexión.

Figura 8.2 Determinación de la fuerza cortante de diseño en un elemento a flexión de ductilidad media

8.3. Columnas

Las disposiciones de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A f' / 10$ y que formen parte de estructuras de ductilidad media ($Q=3$).

8.3.1. Geometría

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 250 mm.

8.3.2. Resistencia mínima a flexión de columnas

8.3.2.1. Procedimiento general

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la ecuación 8.3.1

$$\sum M_e \geq 1.2 \sum M_g \quad (8.3.1)$$

donde:

- M_e suma al paño del nudo de los momentos resistentes en el plano de análisis calculados con factor de resistencia igual a uno, de las columnas que llegan a ese nudo; el momento resistente será el que corresponde a la carga axial factorizada que, en un diagrama de interacción de la columna, produzca el menor momento resistente. Al calcular los momentos resistentes en el plano de análisis no se considerarán los momentos que actúan en el plano perpendicular; y
- M_g suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno, de las vigas que llegan al nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

No será necesario cumplir con la ecuación 8.3.1 en los nudos de azotea.

Refuerzo longitudinal mínimo y máximo

Se deberán cumplir los requisitos del inciso 7.3.3

8.3.3. Requisitos para fuerza cortante

8.3.3.1. Criterio y fuerza de diseño

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para esto, la fuerza cortante de diseño se calculará del equilibrio del elemento en su altura libre, suponiendo que en sus extremos actúan momentos flexionantes del mismo sentido, numéricamente iguales a los momentos que representan una aproximación a la resistencia real a flexión de esas secciones, con factor de resistencia igual a uno, y obtenidos con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento flexionante resistente. Sin embargo, no será necesario que el dimensionamiento por fuerza cortante sea más conservador que el obtenido con la fuerza cortante de diseño proveniente del análisis y un factor de resistencia igual a 0.5.

8.3.3.2. Contribución del concreto a la resistencia

Se despreciará la contribución del concreto, V_{CR} , si se satisface simultáneamente que:

- a) La fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del sismo, sea menor que $A_g f_c / 20$; y que
- b) La fuerza cortante de diseño causada por el sismo sea igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según el inciso 8.3.4.1.

8.3.3.3. Refuerzo transversal por cortante

El refuerzo para fuerza cortante deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.3.4, excepto que el diámetro de la barra para los estribos no será menor que 9.5 mm (número 3).

8.4. Muros

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros de ductilidad media ($Q=3$).

En edificios con muros de concreto perimetrales en la cimentación de mucha mayor rigidez que los superiores, y con losas desótano que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, la altura total del muro, H_m , y la altura crítica, H_{cr} , definidas en el inciso 7.4.2.2, se medirán desde el piso de la planta baja.

8.4.1. Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas

Estos muros deben dimensionarse con las especificaciones del inciso 7.4.1.

8.4.2. Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

8.4.2.1. Alcances y requisitos generales

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, con cargas verticales menores que $0.3f_c A_g$, con relación L_m/t no mayor de 70 (donde L_m es la longitud horizontal del muro y t es el espesor del muro). Si actúan cargas verticales mayores, la relación L_m/t debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en el inciso 7.4.1 y la sección 5.2. El espesor de estos muros no será menor de 180 mm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral.

En los muros diseñados de acuerdo con esta sección se evaluará la necesidad de suministrar elementos de refuerzo en los extremos con los procedimientos del inciso 8.4.2.4.

8.4.2.2. Momentos flexionantes de diseño

Se aplicará lo establecido en el inciso 7.4.2.2.

8.4.2.3. Flexión y flexocompresión

Se aplicará lo establecido en el inciso 7.4.2.3, agregando al final del inciso 7.4.2.3 *b* la siguiente frase:

Quando sean necesarios los elementos de refuerzo en los extremos a que se refiere el inciso 8.4.2.4, el refuerzo por flexión se colocará en dichos elementos independientemente de la relación H_m/L_m .

8.4.2.4. Elementos de refuerzo en los extremos de muros

Se evaluará la necesidad de suministrar elementos de refuerzo en las orillas de muros de conformidad con lo dispuesto en los incisos 8.4.2.4.a u 8.4.2.4.b (figura 8.4.1). Los elementos

de borde deberán satisfacer el inciso 8.4.2.4.c. En muros con patines se usará un ancho efectivo del patín igual al definido en el inciso 7.4.2.3.a.

a) Los requisitos de este inciso son aplicables a muros o segmentos de muro continuos, desde la base de la estructura hasta la punta del muro y que estén diseñados para formar una articulación plástica bajo flexión y carga axial. Se entiende por segmento de un muro a la porción de éste entre aberturas o entre una abertura y un borde vertical, figura 8.4.1. Los muros o segmentos que no satisfagan lo anterior se deberán diseñar según el inciso 8.4.2.4.b.

Se deberá suministrar elementos extremos en las zonas a compresión del muro, o de un segmento de muro, si:

$$c \geq \frac{L_m}{600(1.5QR\Delta/H_m)} \quad (8.4.1)$$

donde

QR Δ / H_m no deberá ser menor que 0.005.

c) profundidad del eje neutro calculada a partir de las hipótesis de la sección 3.5 y que corresponde al momento resistente (momento resistente de diseño con factor de resistencia unitario) cuando el muro se desplace una cantidad Q Δ . La carga axial es la carga axial de diseño consistente con la combinación de cargas y fuerzas que produzca el desplazamiento lateral Q Δ ; y

QR Δ corresponde al desplazamiento inelástico producido por el sismo de diseño.

Cuando se necesiten elementos extremos según la ecuación 8.4.1, el refuerzo de ellos se extenderá verticalmente en la altura crítica, H_{cr} (inciso 7.4.2.2), medida a partir de la sección crítica (figura 7.4.1).

En edificios con muros perimetrales de cimentación mucho más rígidos que los superiores, los elementos de refuerzo en los extremos se extenderán en la altura del primer entrepiso del sótano.

b) En muros o segmentos de muro no diseñados de acuerdo con el inciso 8.4.2.4.a, se deberán suministrar elementos de refuerzo en las orillas del muro y en bordes de aberturas donde el esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada exceda de 0.2f_c ' bajo las cargas de diseño incluyendo el sismo. Los elementos de refuerzo pueden interrumpirse en las zonas donde el máximo esfuerzo de compresión calculado sea menor que 0.15f_c '. Los esfuerzos se calcularán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de secciones brutas.

El elemento extremo se dimensionará como columna corta para que resista, como carga axial, la fuerza de compresión que le corresponda, calculada en la base del muro cuando sobre éste actúe el máximo momento de volteo causado por las fuerzas laterales y las cargas debidas a la gravedad, incluyendo el peso propio y las que le transmita el resto de la estructura. Se incluirán los factores de carga y de resistencia que corresponda.

c) Cuando se requieran elementos de refuerzo en los extremos de muros y bordes de aberturas, según los incisos 8.4.2.4.a u 8.4.2.4.b, se deberá cumplir simultáneamente que (figura 8.4.2):

- 1) El elemento de refuerzo se extienda en una distancia a partir de la fibra extrema en compresión al menos igual al mayor de $(c - 0.125L_m)$ y $c/2$;
- 2) En muros con patines, el elemento de refuerzo abarque el ancho efectivo del patín a compresión (inciso 7.4.2.3.a), se extienda al menos 300 mm dentro del alma y tenga un ancho por lo menos igual a $H/16$;
- 3) En muros en los que la relación $H_m/L_m \geq 2$, que sean continuos desde su base hasta su extremo superior, que se diseñen para tener una sola sección crítica a flexocompresión y con una relación $c/L_m \geq 3/8$, el ancho t en la longitud calculada según 8.4.2.4. c1 sea por lo menos de 300 mm;
- 4) Todas las barras o paquetes de barras longitudinales queden restringidos contra el pandeo con estribos, grapas o zunchos con separación no mayor que:
 - 8 veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete;
 - 24 diámetros de la barra del estribo;
 - La tercera parte de la menor dimensión del elemento de borde.

El detallado de los estribos o grapas debe cumplir con lo señalado en el inciso 7.3.4.3.

- 5) El refuerzo transversal del elemento, que no deberá ser menor que barras #3, se continúe dentro de la cimentación cuando menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo de la barra longitudinal más gruesa o del paquete de barras longitudinales más gruesas del elemento extremo, con excepción de que el elemento extremo termine en una zapata o losa de cimentación, caso en que el refuerzo transversal se extenderá 300 mm dentro de la cimentación;
 - 6) El refuerzo horizontal de muros se ancle en los núcleos confinados de los elementos extremos de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia; y
 - 7) Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos cumplan con lo especificado en el inciso 6.6.1.3.
- d) Cuando no se requieran elementos de refuerzo como los indicados en los incisos 8.4.2.4.a a 8.4.2.4.c, se deberá satisfacer que:

- 1) Si la cuantía del refuerzo longitudinal del muro colocado en el entrepiso es mayor que $2.8/f_y$, en MPa ($28/f_y$, en kg/cm^2), se deberá colocar refuerzo transversal que cumpla con el inciso 8.4.2.4.c y que se extienda una distancia a partir de la fibra extrema en compresión al menos igual al mayor de $(c - 0.125L_m)$ y $c/2$. La separación máxima del refuerzo transversal no excederá de 200 mm.
- 2) Excepto cuando la fuerza cortante de diseño V_u en el plano del muro sea menor que

$$0.083A_{cm}\sqrt{f'_c} \quad ; \quad \text{en } mm^2 \text{ y } MPa$$

$$(0.26A_{cm}\sqrt{f'_c} \quad ; \quad \text{en } cm^2 \text{ y } kg/cm^2)$$

el refuerzo horizontal que termine en los bordes de un muro sin elementos de refuerzo,

deberá rematarse mediante un doblez que rodee el refuerzo longitudinal extremo del muro (figura 8.4.2). A_{cm} es el área bruta de la sección de concreto, calculada como el producto del espesor por la longitud del muro.

Opcionalmente, el refuerzo longitudinal extremo del muro se podrá confinar con estribos en forma de letra U, que tengan el mismo diámetro y separación que el refuerzo horizontal. Estos estribos se extenderán hacia el alma del murocuando menos en una distancia igual a la longitud de traslape medida desde la cara interna de las barras longitudinales extremas reforzadas transversalmente.

8.4.2.5. Fuerza cortante

a) Fuerza cortante que toma el concreto

La fuerza cortante, V_{cR} , que toma el concreto en muros se determinará con el criterio siguiente:

- 1) Si la relación de altura total a longitud, H_m / L_m del muro o H_s / L_s del segmento, no excede de 1.5, se aplicará la ecuación 8.4.2 (figura 8.4.1).

$$V_{cR} = 0.27 F_R \sqrt{f'_c} t L \quad (8.4.2)$$

$$(V_{cR} = 0.85 F_R \sqrt{f'_c} t L)$$

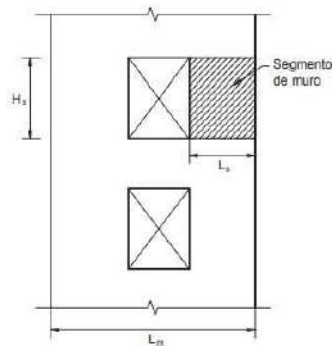


Figura 8.3 Segmento de muro

- 2) Si H_m / L_m o H_s / L_s es igual a 2.0 o mayor, se aplicarán las ecuaciones 5.3.1 o 5.3.2 en las que b se sustituirá por el espesor del muro, t ; y el peralte efectivo del muro se tomará igual a $0.8L_m$ o $0.8L_s$, según el caso. Cuando H_m / L_m o H_s / L_s esté comprendido entre 1.5 y 2.0 puede interpolarse linealmente.
 - 3) En muros con aberturas, para valuar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación altura a longitud entre la del muro completo y la del segmento considerado.
- b) Fuerza cortante que toma el acero del alma

El refuerzo necesario por fuerza cortante se determinará a partir de las ecuaciones 8.4.3 y 8.4.4, respetando los requisitos de refuerzo mínimo que se establecen en 8.4.2.5.c.

La cuantía de refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño, p_m , se calculará con la ecuación

$$p_m = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y A_{cm}} \quad (8.4.3)$$

y la del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, p_n , con:

$$p_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (p_m - 0.0025) \quad (8.4.4)$$

Donde

$$p_m = \frac{A_{vm}}{s_m t}; \quad p_n = \frac{A_{vn}}{s_n t}$$

s_m, s_n separación de los refuerzos paralelo y perpendicular a la fuerza cortante de diseño, respectivamente;

A_{vm} área de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_m ; y

A_{vn} área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_n .

No es necesario que la cuantía de refuerzo p_n por fuerza cortante sea mayor que p_m . Si la relación H_m/L_m no excede de 2.0, la cuantía p_n no debe ser menor que p_m .

Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

c) Refuerzo mínimo, separación y anclaje del refuerzo

Las cuantías de refuerzo p_m y p_n no serán menores de 0.0025.

El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 350 mm (figura 8.4.2). Se pondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de éste exceda de 150 mm, o el esfuerzo cortante medio debido las cargas de diseño sea mayor que $0.19\sqrt{f'_c}$ en MPa (o $0.6\sqrt{f'_c}$ en kg/cm²); en caso contrario, se podrá colocar en una capa a medio espesor.

Todas las barras horizontales y verticales deben estar ancladas de modo que sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

a) Limitación para V_u

En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u , sea mayor que:

$$0.63 F_r A_{cm} \sqrt{f'_c}$$

$$(2 F_r A_{cm} \sqrt{f'_c})$$

e) Aberturas

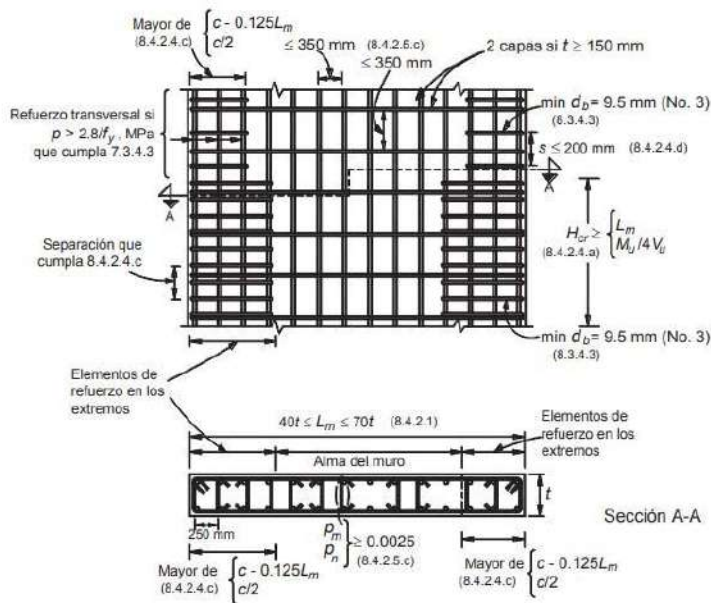
Se aplicarán los requisitos del inciso 7.4.2.4.e.

f) Juntas de colado

Todas las juntas de colado cumplirán con los incisos 15.3.10 y 5.3.3.3.

8.4.2.6. Muros acoplados

Todas las reglas señaladas anteriormente serán válidas para los segmentos de muros que formen parte de muros acoplados destinados a resistir fuerzas laterales en su plano. Las vigas de acoplamiento se diseñarán y detallarán según lo especificado en el inciso 10.3.7.



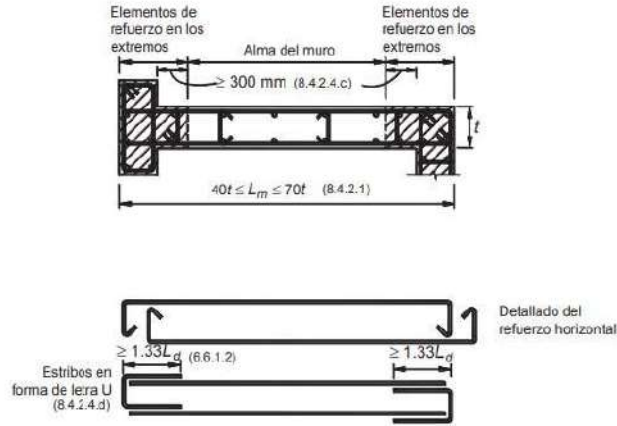


Figura 8.4 Detallado de muros

8.5. Losas apoyadas en su perímetro

Toda las disposiciones de la sección 7.5 son aplicables a losas apoyadas en su perímetro que formen parte de estructuras de ductilidad media ($Q=3$).

8.6. Losas planas

Todas las disposiciones de la sección 7.6 son aplicables a losas planas que formen parte de estructuras con sistemas de marcos o marcos y muros con losa plana de ductilidad media ($Q=3$). Adicionalmente a dichas disposiciones, en todas las conexiones losa plana-columna se deberá satisfacer la ecuación 8.6.1

$$p_u \leq 0.5 V_{cR} \quad (8.6.1)$$

donde:

P_u carga axial de diseño en la conexión

V_{cR} resistencia a fuerza cortante por penetración en la conexión calculada con la ecuación 8.6.2

$$V_{cR} = v_{cR} b_o d \quad (8.6.2)$$

donde

v_{cR} es el esfuerzo cortante máximo de diseño calculado con la ecuación 5.3.36

b_o es el perímetro de la sección crítica definido en el inciso 5.3.6.2.

8.7. Conexiones

Esta sección se aplica a intersecciones monolíticas de vigas y columnas que forman parte de

estructuras de ductilidad media (Q=3).

8.7.1. Detalles del refuerzo en intersecciones de columnas con vigas o losas

Se deberá cumplir con los requisitos de la sección 7.7.1. El refuerzo transversal utilizado en los nudos será por lo menos del No. 3.

8.7.2. Resistencia del concreto en las intersecciones

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.7.2.

8.7.3. Anclaje del refuerzo longitudinal que termina en un nudo

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.7.3.

8.8. Diafragmas y elementos a compresión

8.8.1. Alcance

Los requisitos de esta sección se aplican a diafragmas, como sistemas de piso o techo, así como a puntales y diagonales a compresión de sistemas que transmitan fuerzas laterales en su plano, como las inducidas por los sismos, a elementos resistentes a fuerzas laterales o entre ellos.

8.8.2. Firmes colados sobre elementos prefabricados

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.2.

8.8.3. Espesor mínimo del firme

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.3.

8.8.4. Diseño

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.4.

8.8.5. Refuerzo

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.5.

8.8.6. Elementos de refuerzo en los extremos

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.6, excepto que en el tercer párrafo del inciso 7.8.6 se sustituirá inciso 7.3.4 por inciso 8.3.4.3.

8.9. Elementos en cimentaciones

Se aplicarán los requisitos de la sección 7.9.

9. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD ALTA

9.1. Requisitos especiales

Las disposiciones de esta sección se cumplirán para los elementos estructurales de ductilidad alta descritos en la Tabla 4.1.1 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo, además de los requisitos generales de las secciones precedentes.

Las características mecánicas del concreto y del acero de refuerzo para estructuras diseñadas con ductilidad alta, serán las especificadas en 8.1.1 para estructuras de ductilidad media.

9.2. Vigas

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión y que forman parte de estructuras de ductilidad alta ($Q=4$). Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas que satisfagan la ecuación 9.2.1.

$$P_u \leq A_g f'_c / 10 \quad (9.2.1)$$

9.2.1. Requisitos geométricos

- a) El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo;
- b) En sistemas de vigas y losa monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30;
- c) La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3;
- d) El ancho de la viga no será menor de 250 mm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega; y
- e) El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo del ancho de la columna normal a la viga.

9.2.2. Refuerzo longitudinal

- a) En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que la obtenida de la ecuación 5.1.18 y constará por lo menos de dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (número 4).

La cuantía de acero longitudinal a tensión, ρ , no excederá de 0.025.

- b) El momento resistente positivo en el paño de la unión viga– columna no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro, ni el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que tenga en los extremos.
- c) Se permiten traslapes del refuerzo longitudinal sólo si en la longitud del traslape se suministra refuerzo transversal de confinamiento en forma de hélices o estribos cerrados. El paso o la separación de este refuerzo no será mayor que $0.25d$, ni que 100 mm. No se permitirán las uniones por traslape en los casos siguientes:

- 1) Dentro de los nudos (uniones viga– columna);
 - 2) En una distancia de dos veces el peralte del miembro, medida desde el paño de nudo; y
 - 3) En aquellas zonas donde se suponga que pueden formarse articulaciones plásticas causadas por desplazamientos laterales del marco.
- d) Con el refuerzo longitudinal pueden formarse paquetes de dos barras cada uno.
- e) Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, deberán cumplir los requisitos de los incisos 6.6.1.5 ó 6.6.1.6, respectivamente, a condición de que en toda sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

9.2.3. Refuerzo transversal para confinamiento

Se cumplirá con lo estipulado en el inciso 8.2.3

9.2.4. Requisitos para fuerza cortante

Se cumplirá con lo estipulado en el inciso 8.2.4.

9.3. Columnas

Los requisitos de esta sección (figura 9.3.1) se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_g f' / 10$, y que formen parte de estructuras de alta ductilidad diseñadas con $Q=4$

9.3.1. Requisitos geométricos

- a) La dimensión transversal mínima no será menor que 300 mm;
- b) El área A_g , no será menor que $P_u / 0.5f_c$ para toda combinación de carga;
- c) La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4; y
- d) La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

9.3.2. Resistencia mínima a flexión de columnas

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la ecuación 9.3.1

$$\sum M_e \geq 1.5 \sum M_g \quad (9.3.1)$$

donde:

□ M_e suma al paño del nudo de los momentos resistentes en el plano de análisis calculados

con factor de resistencia igual a uno, de las columnas que llegan a ese nudo; el momento resistente será el que corresponde a la carga axial factorizada que, en un diagrama de interacción de la columna, produzca el menor momento resistente. Al calcular los momentos resistentes en el plano de análisis no se considerarán los momentos que actúan en el plano perpendicular; y

□ M_g suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno, de las vigas que llegan al nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

No será necesario cumplir con la ecuación 9.3.1 en los nudos de azotea.

9.3.3. Refuerzo longitudinal

a) La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

b) Sólo se permitirá formar paquetes de dos barras.

c) El traslape de barras longitudinales sólo se permite en la mitad central del elemento; estos traslapes deben cumplir con los requisitos de los incisos 6.6.1.1 y 6.6.1.2 (figura 9.3.1). La zona de traslape debe confinarse con refuerzo transversal de acuerdo con el inciso 9.3.4.3.d.

d) Las uniones soldadas o mecánicas de barras deben cumplir con los incisos 6.6.1.5 y 6.6.1.6. Se pueden usar con tal que en una misma sección cuando más se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

e) El refuerzo longitudinal cumplirá con las disposiciones del inciso 7.7.1 que no se vean modificadas por esta sección.

9.3.4. Requisitos para fuerza cortante

9.3.4.1. Criterio y fuerza de diseño

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para esto, la fuerza cortante de diseño se calculará del equilibrio del elemento en su altura libre, suponiendo que en sus extremos actúan momentos flexionantes del mismo sentido, numéricamente iguales a los momentos que representan una aproximación a la resistencia real a flexión de esas secciones, con factor de resistencia igual a uno, y obtenidos con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento flexionante resistente.

9.3.4.2. Contribución del concreto a la resistencia

Se despreciará la contribución del concreto, V_{CR} , si se satisface simultáneamente que:

a) La fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del sismo, sea menor que $A_g f_c / 20$; y que

b) La fuerza cortante de diseño causada por el sismo sea igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según el inciso 9.3.4.1.

9.3.4.3. Refuerzo transversal por cortante

El refuerzo transversal no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, su diámetro no será menor que 9.5 mm (número 3) y deberá cumplir con lo señalado en los incisos 9.3.4.3a a 9.3.4.3d.

a) Debe cumplir con los requisitos mínimos de la figura 9.3.1.

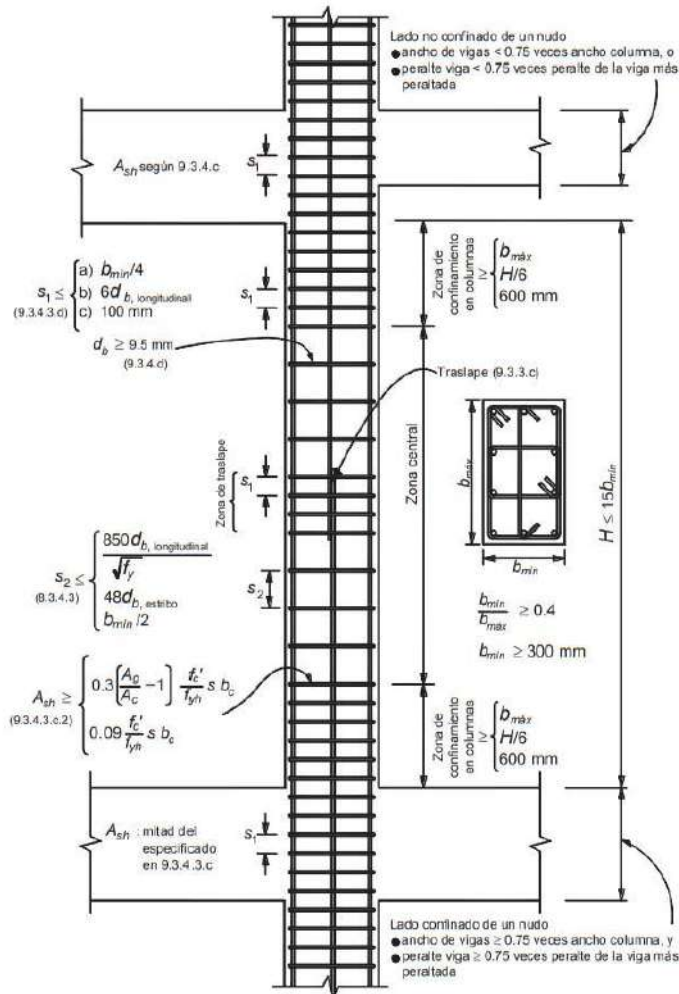


Figura 9.1 Detallado de elementos a flexocompresión marcos de ductilidad alta

b) Se suministrará el refuerzo transversal mínimo que se especifica en el inciso 9.3.4.3c en una longitud en ambos extremos del miembro y a ambos lados de cualquier sección donde sea probable que fluya por flexión el refuerzo longitudinal ante desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento. La longitud será la mayor de:

- 1) La mayor dimensión transversal del miembro;
- 2) Un sexto de su altura libre; o
- 3) 600 mm.

En la parte inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna, y debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa.

c) Cuantía mínima de refuerzo transversal

- 1) En columnas de núcleo circular, la cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares, p_s , no será menor que la calculada con las ecuaciones 7.3.1.
- 2) En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas, A_{sh} , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que la obtenida a partir de las ecuaciones 9.3.2 y 9.3.3

$$A_{sh} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} s b_c \quad (9.3.2)$$

$$A_{sh} = 0.9 \frac{f'_c}{f_{yh}} s b_c \quad (9.3.3)$$

donde s es la separación de los estribos, b_c es la dimensión del núcleo del elemento a flexocompresión, normal al refuerzo con área A_{sh} y esfuerzo de fluencia f_{yh} (figura 9.3.2).

d) El refuerzo transversal debe estar formado por estribos cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que 9.5 mm (número 3) y rematados como se indica en el inciso 7.3.4.3 (figura 9.3.2). Puede complementarse con grapas del mismo diámetro que los estribos, separadas igual que éstos a lo largo del miembro. Cada extremo de una grapa debe abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblé de 135 grados seguido de un tramo recto de al menos seis diámetros de la grapa pero no menor que 80 mm.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder de:

- 1) La cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento;
- 2) Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa; o
- 3) 100 mm.

e) Si la distancia entre barras longitudinales no soportadas lateralmente es menor o igual que 200 mm, el límite del inciso

9.3.4.d.3 anterior podrá tomarse como 150 mm.

f) La distancia centro a centro, transversal al eje del miembro, entre ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 450 mm, y entre grapas, así como entre éstas y ramas de estribos no será mayor de 250 mm. Si el refuerzo consta de estribos sencillos, la mayor dimensión de éstos no excederá de 450 mm.

g) En el resto de la columna, el refuerzo transversal cumplirá con los requisitos del inciso 7.3.4.

En los nudos se cumplirá con los requisitos de la sección 9.7.

9.4. Muros

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros de ductilidad alta ($Q=4$).

En edificios con muros de concreto perimetrales en la cimentación de mucha mayor rigidez que los superiores, y con losas desótano que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, la altura total del muro, H_m , y la altura crítica, H_{cr} , definida en la sección 7.4.2.2, se medirán desde el piso de la planta baja.

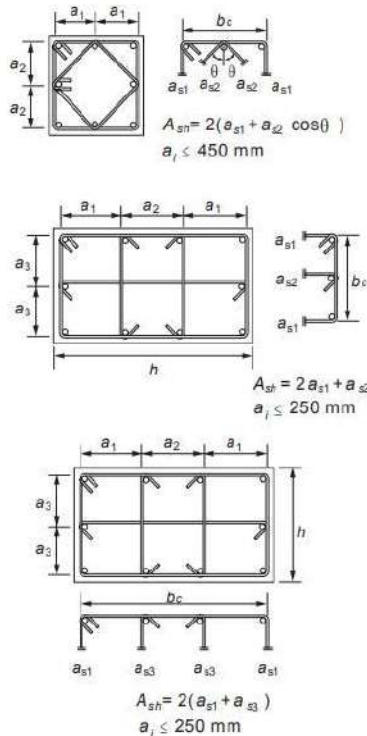


Figura 9.2 Determinación de la cuantía de refuerzo transversal en miembros a flexocompresión

9.4.1. Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas

Estos muros deben dimensionarse con las especificaciones de la sección 7.4.1.

9.4.2. Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

9.4.2.1. Alcances y requisitos generales

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, con cargas verticales menores que $0.3f_c A_g$, con relación L/t no mayor de 70 (donde L es la longitud horizontal del muro y t es el espesor del muro). Si actúan cargas verticales mayores, la relación L/t debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en las secciones 9.4.1 y 5.2. El espesor de estos muros no será menor de 250 mm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral.

En los muros diseñados de acuerdo con esta sección se evaluará la necesidad de suministrar elementos de refuerzo en los extremos con los procedimientos de la sección 9.4.2.4.

9.4.2.2. Momentos flexionantes de diseño

Se aplicará lo establecido en la sección 7.4.2.2.

9.4.2.3. Flexocompresión

Se aplicará lo establecido en la sección 7.4.2.3, agregando al final de la sección 7.4.2.3 *b* la siguiente frase:

Cuando sean necesarios los elementos extremos a que se refiere la sección 9.4.2.4, el refuerzo por flexión se colocará en dichos elementos independientemente de la relación H_m/L_m .

9.4.2.4. Elementos de refuerzo en los extremos de muro

Se evaluará la necesidad de suministrar elementos de refuerzo en las orillas de muros de conformidad con lo dispuesto en los incisos 9.4.2.4.a o 9.4.2.4.b (figura 9.4.1). Los elementos de borde deberán satisfacer el inciso 9.4.2.4.c: En muros con patines se usará un ancho efectivo del patín igual al definido en el inciso 7.4.2.3.a.

9.4.2.4.a. Se aplicará lo establecido en la sección 8.4.2.4.a.

9.4.2.4.b. Se aplicará lo establecido en la sección 8.4.2.4.b.

9.4.2.4.c. Cuando se requieran elementos de refuerzo en los extremos de muros y bordes de aberturas, según los incisos 8.4.2.4.a u 8.4.2.4.b, se deberá cumplir simultáneamente que (figura 9.4.1):

1) El elemento de refuerzo se extienda en una distancia a partir de la fibra extrema en compresión al menos igual al mayor de $(c - 0.1L_m)$ y $c/2$;

2) En muros con patines, el elemento de refuerzo abarque el ancho efectivo del patín a compresión (inciso 7.4.2.3.a), se extienda al menos 300 mm dentro del alma y tenga un ancho por lo menos igual a $H/16$;

3) En muros en los que la relación $H_m/L_m \geq 2$, que sean continuos desde su base hasta su extremo superior, que se diseñen para tener una sola sección crítica a flexocompresión y con una relación $c/L_m \geq 3/8$, el ancho t en la longitud calculada según 9.4.2.4.c.1 sea por lo menos de 300 mm;

4) El elemento extremo cuente, a todo lo largo, con el refuerzo transversal mínimo que se especifica en el inciso 9.3.4.3.c y d para elementos a flexocompresión;

5) La separación del refuerzo transversal no exceda la menor de:

- 6 veces el diámetro de la barra longitudinal o de la barra más delgada del paquete;
- la cuarta parte del espesor del muro;
- 100 mm;

6) El refuerzo transversal del elemento, que no deberá ser menor que barras #3, se continúe dentro de la cimentación cuando menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo de la barra longitudinal más gruesa o del paquete de barras longitudinales más gruesas del elemento extremo, con excepción de que el elemento extremo termine en una zapata o losa de cimentación, caso en que el refuerzo transversal se extenderá 300 mm dentro de la cimentación;

7) El refuerzo horizontal de muros se ancle en los núcleos confinados de los elementos extremos de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia; y

8) Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos cumplan con lo especificado en el inciso 6.6.1.5 ó 6.6.1.6.

9.4.2.4.d. Se aplicará lo establecido en 8.4.2.4.d sustituyendo el término $(c - 0.125L)$ por $(c - 0.1L)$.

9.4.2.5. Fuerza cortante

Se aplicará lo establecido en la sección 8.4.2.5.

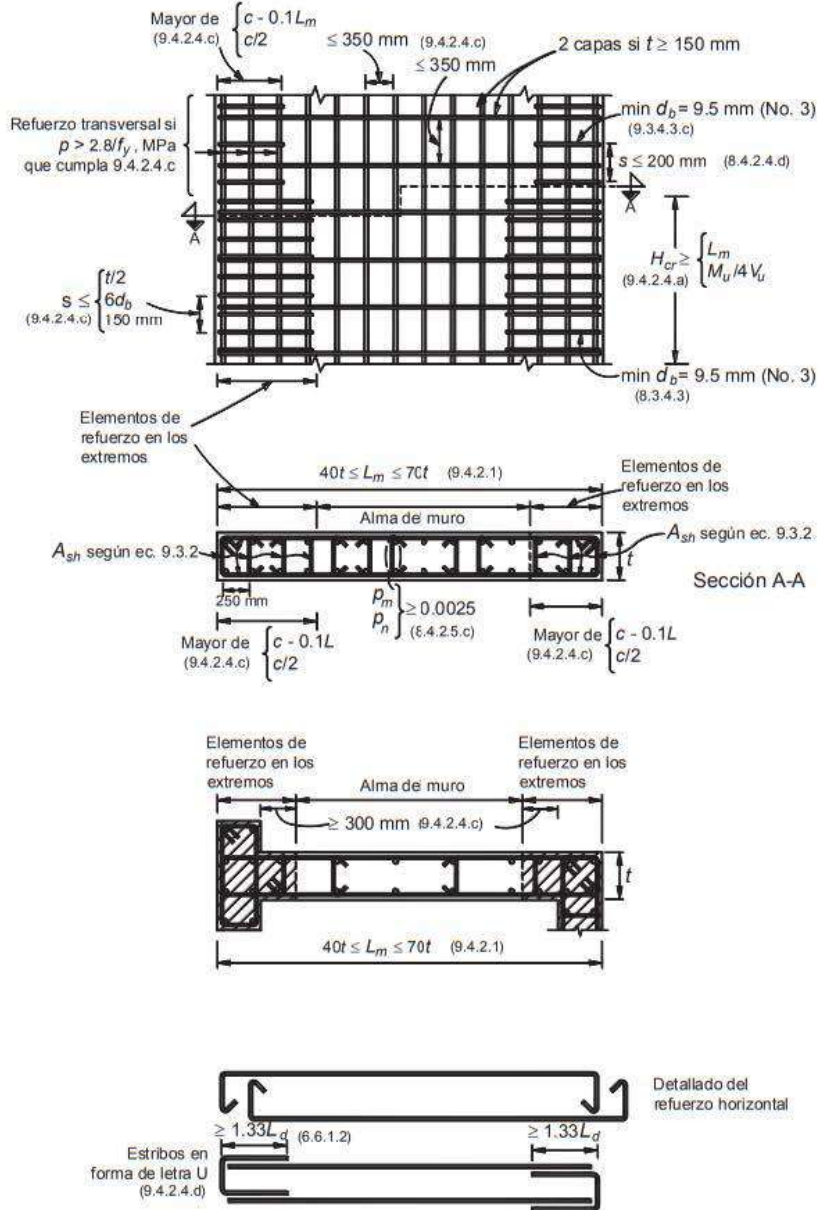


Figura 9.3 Detallado de muros

9.5. Losas apoyadas en su perímetro

Todas las disposiciones de la sección 7.5 son aplicables a losas apoyadas en su perímetro que formen parte de estructuras de ductilidad alta ($Q=4$).

9.6. Losas planas

No se permiten estructuras de ductilidad alta ($Q=4$) a base de losas planas.

9.7. Conexiones viga–columna

Las disposiciones de esta sección se aplican a conexiones monolíticas de miembros que forman parte de estructuras de alta ductilidad ($Q=4$). Una conexión viga–columna o nudo se define como aquella parte de la columna comprendida en la altura de la viga más peraltada que llega a ella.

9.7.1. Requisitos generales

Se supondrá que la demanda de fuerza cortante en el nudo se debe a las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión. Si la losa está colada monolíticamente con las vigas, se considerará que el refuerzo de la losa trabajando a tensión alojado en un ancho efectivo, contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. En secciones T, este ancho del patín de tensión a cada lado del alma será al menos ocho veces el espesor del patín; en secciones L, el ancho del patín será de seis veces el espesor del patín. Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante de la unión se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras es $1.25f_y$.

El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

En los planos estructurales deben incluirse dibujos acotados y a escala del refuerzo en las uniones viga–columna.

9.7.2. Refuerzo transversal horizontal

Se debe suministrar el refuerzo transversal horizontal mínimo especificado en los incisos 9.3.4.3.c y e. Si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal horizontal mínimo. La separación será la especificada en el inciso 9.3.4.3.d.

9.7.3. Refuerzo transversal vertical

Cuando el signo de los momentos flexionantes de diseño se invierta a causa del sismo, se deberá suministrar refuerzo transversal vertical a lo largo de la dimensión horizontal del nudo en uniones de esquina (figura 9.7.1).

La cuantía y separación del refuerzo transversal vertical deberá cumplir con lo especificado en los incisos 9.3.4.3.c y 9.3.4.3.d.

Se aceptará el uso de estribos abiertos en forma de letra U invertida y sin dobleces, siempre que la longitud de las ramas cumpla con la longitud de desarrollo de la sección 6.1.2.1, medida a partir del eje del refuerzo longitudinal adyacente a la caralibre del nudo (figura 9.7.1).

9.7.4. Resistencia a fuerza cortante

Se admitirá revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante se calculará en un plano horizontal a media altura del nudo (figura 9.7.2). Para calcular la resistencia de diseño a fuerza cortante del nudo se deberá clasificarlo según el número de caras verticales confinadas por los miembros horizontales y si la columna es continua o discontinua. Se considerará que la cara vertical está confinada si la viga cubre al menos 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, y si el peralte del elemento confinante es al menos 0.75 veces la altura de la viga más peraltada que llega al nudo.

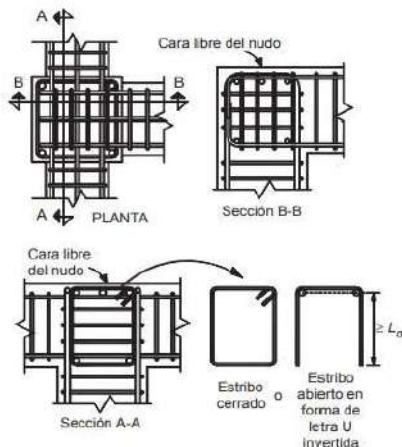


Figura 9.4 Refuerzo transversal vertical en uniones viga – columna

En nudos con tramos de viga o de columna sin cargar, se admite considerar a la cara del nudo como confinada si los tramos satisfacen las especificaciones geométricas del párrafo anterior y se extienden al menos un peralte efectivo a partir de la cara de la unión. La resistencia de diseño a fuerza cortante de nudos con columnas continuas se tomará igual a (ecuaciones 9.7.1 a 9.7.3):

a) Nudos confinados en sus cuatro caras verticales

$$1.7F_R\sqrt{f'_c}b_e h; \text{ en mm y MPa} \quad (9.7.1)$$

$$(5.5F_R\sqrt{f'_c}b_e h; \text{ en cm y kg/cm}^2)$$

b) Nudos confinados en tres caras verticales o en caras verticales opuestas

$$1.3F_R\sqrt{f'_c}b_e h; \text{ en mm y MPa} \quad (9.7.2)$$

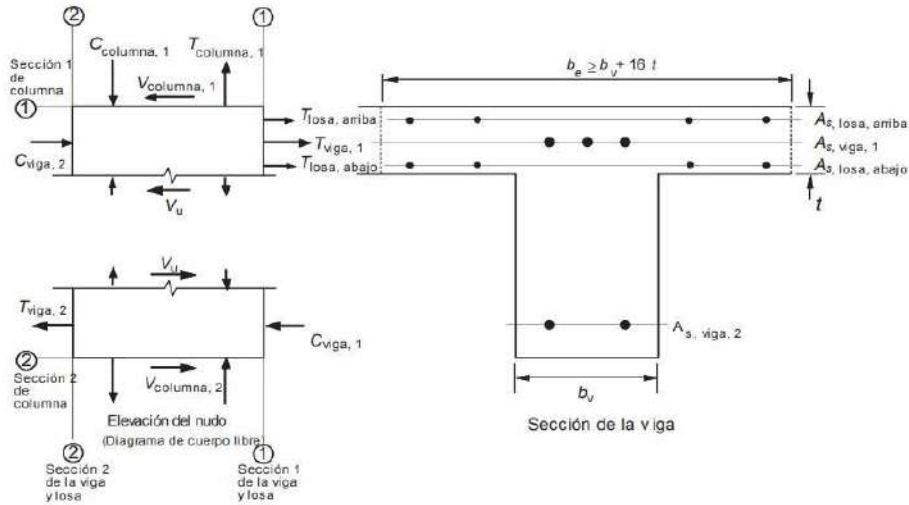
$$(4.5F_R\sqrt{f'_c}b_e h; \text{ en cm y kg/cm}^2)$$

c) Otros casos

$$1.3F_R\sqrt{f_c'}b_e h; \text{ en mm y MPa} \tag{9.7.3}$$

$$(4.5F_R\sqrt{f_c'}b_e h; \text{ en cm y kg/cm}^2)$$

En nudos con columnas discontinuas, la resistencia de diseño a fuerza cortante será 0.75 veces la obtenida de las ecuaciones 9.7.1 a 9.7.3.



$$V_u = T_{viga,1} + T_{losa, arriba} + T_{losa, abajo} + C_{viga, 2} - V_{columna,1}$$

Donde

$$T_{viga,1} + T_{losa, arriba} + T_{losa, abajo} = 1.25 f_y (A_s, viga, 1 + A_s, losa, arriba + A_s, losa, abajo)$$

$$C_{viga, 2} = T_{viga, 2} = 1.25 A_s, viga, 2 f_y$$

Figura 9.5 Determinación de la fuerza cortante actuante en un nudo de estructuras de ductilidad alta.

El ancho b_e se calculará promediando el ancho medio de las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza. Este ancho b_e no será mayor que el ancho de las vigas más el peralte de la columna, h , o que la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, b (figura 9.7.3).

Cuando el peralte de la columna en dirección de la fuerza cambia en el nudo y las barras longitudinales se doblan según la sección 7.7.1, se usará el menor valor en las ecuaciones 9.7.1 a 9.7.3.

9.7.5. Anclaje del refuerzo longitudinal

9.7.5.1. Barras que terminan en el nudo

Toda barra de refuerzo longitudinal de vigas que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblez a 90 grados seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será en el plano externo del núcleo de la columna.

La revisión se efectuará de acuerdo con la sección 6.1.2.2, donde será suficiente usar una

longitud de desarrollo del 80 por ciento de la allí determinada. Este porcentaje no afecta a los valores mínimos, 150 mm y $8 d_b$, ni el tramo recto de $12 d_b$ que sigue al doblez.

9.7.5.2. Barras continuas a través del nudo

Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$h_{(\text{columna})} / d_b (\text{barra de viga}) \geq 20$$

$$h_{(\text{viga})} / d_b (\text{barra de columna}) \geq 20$$

donde $h_{(\text{columna})}$ es la dimensión transversal de la columna en dirección de las barras de viga consideradas.

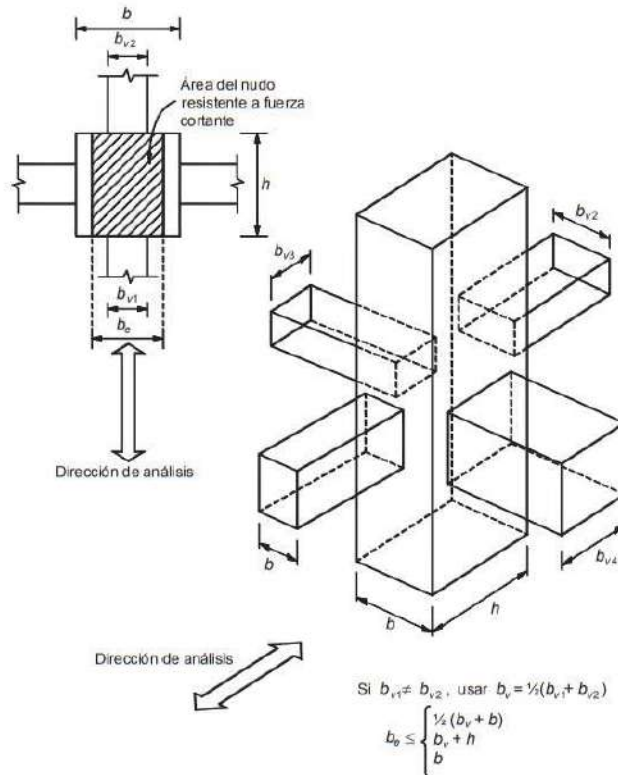


Figura 9.6 Área de la sección que resiste la fuerza cortante en nudos de estructuras de ductilidad alta.

Si en la columna superior del nudo se cumple que $P_u / A_g f_c' \leq 0.3$, la relación del peralte total de la viga al diámetro de las barras de columna se puede reducir a 15. También es suficiente esta relación cuando en la estructura los muros de concreto reforzado resisten más del 50 por ciento de la fuerza lateral total inducida por el sismo.

9.7.6. Resistencia del concreto en las intersecciones

Se deberá cumplir con lo especificado en el inciso 7.7.2

9.8. Conexiones viga– columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna

9.8.1. Requisitos generales

Se aceptará diseñar y detallar las vigas, columnas y su unión de modo que las articulaciones plásticas por flexión de las vigas ante sismo, tanto a flexión positiva como negativa, se formen alejadas del paño de la columna (figura 9.8.1). Se aceptará que se diseñen y detallen para que se formen al menos a una distancia igual a un peralte efectivo de la viga. En el diseño y detallado se aplicarán todos los criterios de estas Normas que no sean modificadas en la sección 9.8.

La sección 9.8 sólo se aplica si el claro de cortante de las vigas es al menos tres veces el peralte efectivo. El claro de cortante se define como la distancia entre la cara de la columna y el punto de inflexión en el diagrama de momentos flexionantes de diseño.

9.8.2. Refuerzo longitudinal de las vigas

Se deberá usar la combinación de carga con sismo que produzca el máximo momento flexionante en la viga.

a) En vigas de sección constante, se deberán revisar dos secciones. La sección 1 corresponde a la cara de la columna y la sección 2, a un peralte efectivo de la viga.

b) Se revisará que la resistencia a flexión de la sección 1, con factor de resistencia unitario, sea al menos 1.3 veces el momento de diseño obtenido del análisis considerando las acciones permanentes, variables y accidentales.

En adición al refuerzo longitudinal principal, calculado de acuerdo con el párrafo anterior, la sección 1 se reforzará con al menos cuatro barras longitudinales dispuestas en dos lechos intermedios y que sean continuas a través del nudo (figura 9.8.1). El área total del acero intermedio no será mayor que 0.35 veces el área principal a tensión. Las barras intermedias deberán ser del menor diámetro posible y se deberán anclar dentro de la viga, a partir de la sección 1, en una distancia igual a la longitud de desarrollo de la barra calculada según la sección 6.1.1. En ningún caso la longitud de anclaje de las barras intermedias dentro de la viga será menor que 1.5 veces el peralte efectivo de la sección.

Si es necesario, con objeto de aumentar la resistencia a flexión, se podrán adicionar barras en los lechos extremos de la sección 1 y con longitud igual a la del acero intermedio (figura 9.8.1).

c) La resistencia a flexión de la sección 2, con factor de resistencia unitario, deberá ser igual al momento de diseño calculado en el análisis en esa sección y para la misma combinación de carga que la usada en el inciso 9.8.2b.

Para calcular la resistencia a flexión de esta sección no se considerarán las barras intermedias ni las barras adicionales (si existen), de la sección 1.

9.8.3. Resistencia mínima a flexión de columnas

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la ecuación 9.8.1

$$\sum M_e \geq 1.2 \sum M_g \quad (9.8.1)$$

donde:

ΣM_e suma al paño del nudo de los momentos resistentes en el plano de análisis calculados con factor de resistencia igual a uno, de las columnas que llegan a ese nudo; el momento resistente será el que corresponde a la carga axial factorizada que, en un diagrama de interacción de la columna, produzca el menor momento resistente. Al calcular los momentos resistentes en el plano de análisis no se considerarán los momentos que actúan en el plano perpendicular; y

ΣM_g suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno, de las vigas que llegan al nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

No será necesario cumplir con la ecuación 9.3.1 en los nudos de azotea.

9.8.4. Uniones viga–columna

Se aplicará lo señalado en las secciones 9.7.1 a 9.7.6 que no se vea modificado en esta sección.

Si la losa está colada monolíticamente con las vigas, se considerará que el refuerzo de la losa que trabaja a tensión alojado en un ancho efectivo, contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. En secciones T, este ancho del patín a tensión a cada lado del alma se podrá valorar como:

$$8t \frac{M_{a2}}{M_{a1}}$$

En secciones L, el ancho del patín a tensión al lado del alma se podrá valorar como:

$$6t \frac{M_{a2}}{M_{a1}}$$

Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras de las vigas es igual a $1.0 f_y$.

Si las barras de las vigas son continuas a través del nudo, su diámetro debe cumplir con

$$h(\text{columna})/d_b (\text{barra de viga}) \geq 16$$

No será necesario cumplir con la ecuación 9.8.1 en los nudos de azotea.

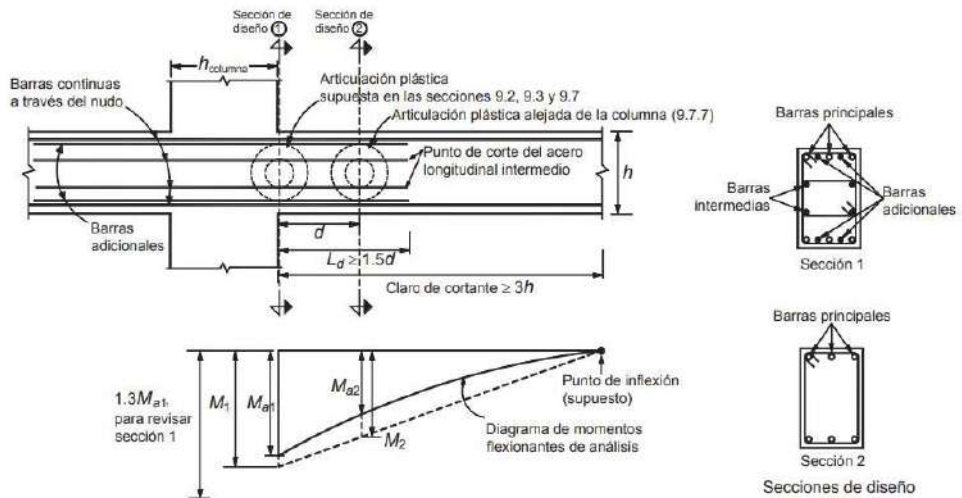


Figura 9.7 Marcos de alta ductilidad con articulaciones plásticas alejadas de la cara de la columna

9.9. Diafragmas y elementos a compresión

9.9.1. Alcance

Los requisitos de esta sección se aplican a diafragmas, como sistemas de piso o techo, así como a puntales y diagonales a compresión de sistemas que transmitan fuerzas laterales en su plano, como las inducidas por los sismos, elementos resistentes a fuerzas laterales o entre ellos.

9.9.2. Firmes colados sobre elementos prefabricados

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.2.

9.9.3. Espesor mínimo del firme

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.3.

9.9.4. Diseño

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.4.

9.9.5. Refuerzo

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.5.

9.9.6. Elementos de refuerzo en los extremos

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.6, excepto que en el tercer párrafo del inciso 7.8.6 se sustituirá inciso 7.3.4 por inciso 9.3.4.3.

9.9.7. Elementos de cimentaciones

Se aplicarán los requisitos de la sección 7.9.

10. CASOS EN LOS QUE NO APLICA LA TEORÍA GENERAL DE FLEXIÓN (ELEMENTOS CONDISCONTINUIDADES)

10.1. Ménsulas

10.1.1. Requisitos generales

Se permite dimensionar las ménsulas con el método de puntales y tensores del Apéndice B, cuando la relación entre la distancia de la carga vertical al paño donde arranca la ménsula, a , y el peralte efectivo medido en dicho paño, d , es menor que 2.0. Cuando la relación a/d , sea menor o igual a 1.0, y la tensión horizontal de diseño, P_{hu} , no exceda la carga vertical de diseño, P_{vu} , se pueden aplicar las disposiciones de los incisos 10.1.2 a 10.1.4 en el dimensionamiento de ménsulas.

El peralte total en el extremo de la ménsula no debe ser menor que $0.5d$.

La sección donde arranca la ménsula debe dimensionarse para que resista simultáneamente:

- a) Una fuerza cortante, P_{vu} ;
- b) Un momento flexionante

$$P_{vu}a + P_{hu}(h - d) \quad (10.1.1)$$

- c) Y una tensión horizontal, P_{hu} .

Para diseño se debe considerar que la fuerza P_{vu} está a un tercio de la distancia y del extremo de la ménsula, como se indica en la figura 10.1.1.

En todos los cálculos relativos a ménsulas, el factor de resistencia, F_R , se tomará igual a 0.75.

10.1.2. Dimensionamiento del refuerzo

El refuerzo de una ménsula constará de barras principales de área A_s , y de estribos complementarios horizontales de área A_n , (figura 10.1.1).

El área A_s se tomará como la mayor de las obtenidas con las expresiones siguientes:

$$A_f + A_n$$

$$\frac{2}{3} Av_f + A_n$$

La cuantía, A_s/bd , no debe ser menor que

$$0.04 f'_c/f_y$$

El área A_h se tomará al menos igual a $0.5(A_s - A_n)$.

En las expresiones anteriores, A_r , es el área de refuerzo necesario para resistir el momento flexionante calculado de acuerdo con la ecuación 10.1.1.

El área A_{vf} , es la del refuerzo para resistir la fuerza cortante P_{vu} , y A_n , la del necesario para resistir la tensión P_{hu} .

El área A_r no debe exceder al área balanceada obtenida con la ecuación 5.1.1, y puede calcularse con la expresión 10.3.1, suponiendo que el brazo z es igual a $0.9d$.

El refuerzo A_{vf} se determinará de acuerdo con el criterio de cortante por fricción de 5.3.3.3, suponiendo la compresión N_u iguala cero.

$$\frac{P_{hu}}{F_R f_y}$$

La tensión, P_{hu} , no se tomará menor que $0.2P_{vu}$, a menos que se tomen precauciones especiales para evitar que se generentensiones.

10.1.3. Detallado del refuerzo

El refuerzo primario A_s debe anclarse en el extremo de la ménsula en alguna de las formas siguientes:

- a) Soldándolo a una barra transversal de diámetro no menor que el de las barras que forman A_s . La soldadura debe ser capaz de permitir que A_s alcance su esfuerzo de fluencia;
- b) Doblándolo horizontalmente de modo de formar barras en forma de letra U en planos horizontales; y
- c) Mediante algún otro medio efectivo de anclaje.

El refuerzo A_h debe constar de estribos cerrados paralelos a las barras A_s , los cuales estarán uniformemente repartidos en los dos tercios del peralte efectivo adyacentes al refuerzo A_s . Los estribos se detallarán como se indica en el inciso 6.1.4.

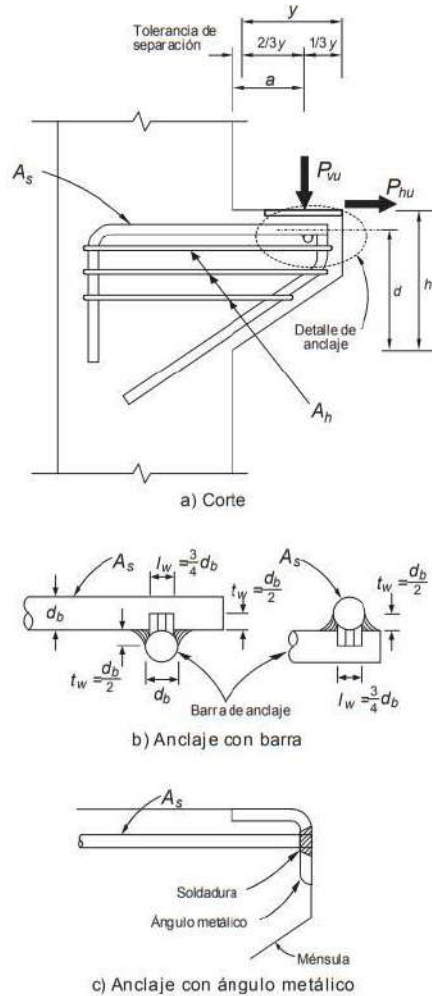


Figura 10.1 Detalles de anclaje en ménsulas

10.1.4. Área de apoyo

El área de apoyo no debe extenderse más allá de donde termina la parte recta de las barras A_s , ni más allá del borde interior de la barra transversal de anclaje, cuando ésta se utilice.

10.2. Vigas con apoyos no monolíticos

10.2.1. Vigas con extremos completos

Existen dos tipos de condiciones en traveses que apoyan, aquellas con peralte completo y las que tienen el extremo recortado. En ambos casos debe proporcionarse acero de refuerzo de acuerdo con los tipos de falla específicos (figuras 10.2.1 y 10.2.2).

Para las traveses apoyadas de peralte completo se deberán utilizar las fórmulas correspondientes de la sección 10.2.1. Para las traveses con extremo recortado se utilizarán los requerimientos de 10.2.2. para ambos casos se podrá utilizar el método de puntales y tensores descrito en el Apéndice B.

10.2.1.1. Refuerzo del extremo completo

El área de refuerzo perpendicular a la falla por cortante por fricción será

$$A_{vf} = v_v / F_R f_y H_e \quad (10.2.1)$$

donde e se determinará de acuerdo con la ecuación 10.2.6 y el factor de resistencia será el correspondiente a cortante y torsión.

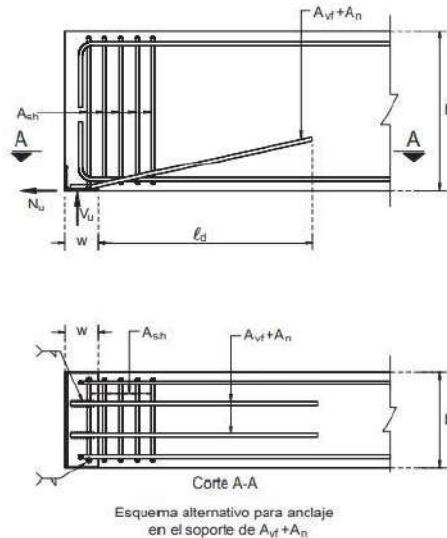


Figura 10.2 Refuerzo en viga con extremo completo

El acero de refuerzo para tensión axial será

$$A_n = \frac{N_u}{F_R f_y} \quad (10.2.2)$$

El acero vertical será:

$$A_{sh} = \frac{(A_{vf} + A_n)}{f_y \mu_e} \quad (10.2.3)$$

donde:

f_y esfuerzo de fluencia del refuerzo previsto en A_{vf} y A_n ; y
 f_{ys} esfuerzo de fluencia del refuerzo previsto en A_{sh}

10.2.2. Vigas con extremos recortados

El extremo recortado de una viga está formado por un segmento que sobresale de menor peralte que el cuerpo principal de dicha viga y que sirve para apoyarla (nariz) y un recorte por debajo de ese segmento que sobresale, figura 10.2.2.

Se debe proveer refuerzo en el extremo recortado cuando una o más de las siguientes condiciones se presenten:

- El claro de cortante (a) entre el peralte efectivo de la nariz no es mayor a 1.0 (véase figura 10.2.2).
- El peralte del recorte h_r excede a $0.2H$ o 200 mm.
- La longitud de la nariz l_p , es mayor a 300 mm (figura 10.2.2).

10.2.2.1. Requisitos geométricos

El peralte del recorte no debe ser menor que la mitad del peralte total de la trabe, a menos que la trabe sea significativamente más peraltada de lo necesario por razones estructurales.

10.2.2.2. Refuerzo del extremo recortado

El refuerzo por flexión como voladizo y por tensión axial en el recorte extendido (refuerzo horizontal en la parte inferior del recorte) será:

$$A_s = A_f + A_n = \frac{1}{F_R f_y} \left(V_u \frac{a}{d} + N_u \frac{h}{d} \right) \quad (10.2.4)$$

El refuerzo para fuerza cortante directa en la unión del recorte y el cuerpo principal de la trabe se calculará como la combinación de A_s y A_h como sigue:

$$A_s = \frac{2V}{3F_R f_y \mu_e} + A_n \quad (10.2.5)$$

donde:

$$\mu_e = 1.4 \frac{7bh}{V_u} \leq 3.4 \quad (10.2.6)$$

$$\left(\mu_e = 1.4 \frac{70bh}{V_u} \leq 3.4 \right)$$

$$A_n = \frac{N_u}{F_R f_y} + A_n \quad (10.2.7)$$

Se usará el mayor valor de A_s de los obtenidos con las ecuaciones 10.2.4 y 10.2.5. La resistencia a fuerza cortante del miembro recortado estará limitada por:

$$V_{u,m\acute{a}x} = 0.30 f'_c A_{cR} \leq 7 A_{cR} \quad (10.2.8)$$

En una longitud igual al peralte total de la viga, h , después del recorte, la resistencia a cortante del concreto A_{cR} será la menor de la calculada con las ecuaciones 5.3.15 y 5.3.18 para V_{c1} y V_{c2} , respectivamente. El cálculo se hará en una sección ubicada a $h/2$ de donde se tiene el peralte completo.

El refuerzo por tensión diagonal en la esquina entrante se calculará como

$$A_{sh} = \frac{V_u}{F_R f_y} \quad (10.2.9)$$

Se requiere refuerzo adicional por tensión diagonal en el extremo extendido de forma que se cumpla

$$V_u \leq F_R (A_v f_y + A_h f_y + 0.16 \sqrt{f'_c} b d) \quad (10.2.10)$$

$$(V_u \leq F_R (A_v f_y + A_h f_y + 0.5 \sqrt{f'_c} b d))$$

donde:

$$A_h = 0.5 (A_s - A_n) \quad (10.2.11)$$

Por lo menos la mitad del refuerzo requerido en el extremo extendido debe proporcionarse verticalmente. El área mínima de refuerzo vertical será:

$$A_{v,min} = \frac{a}{2 f_y} \left(\frac{V_u}{F_R} - 0.16 \sqrt{f'_c} b d \right) \quad (10.2.12)$$

$$\left(A_{v,min} = \frac{a}{2 f_y} \left(\frac{V_u}{F_R} - 0.5 \sqrt{f'_c} b d \right) \right)$$

10.2.2.3. Anclaje del refuerzo del extremo recortado

Las barras horizontales que integran A_s deben extenderse al menos una longitud de desarrollo ℓ_d después de la sección H-D indicada en la figura 10.2.2.

Las barras horizontales que integran A_h deben extenderse al menos una longitud de desarrollo ℓ_d después de la sección donde se tiene el peralte completo, y se deben anclar al final del extremo recortado de la viga mediante dobleces o anclajes mecánicos.

Para asegurar que el refuerzo proporcionado mediante A_{sh} , tenga la longitud de desarrollo suficiente, éste puede doblarse y continuar en forma paralela a la parte inferior de la viga donde se tiene el peralte completo. Si se decide separar A_{sh} del acero horizontal, se debe garantizar que $A'_{sh} \geq A_{sh}$, y que A_{sh} sea proporcionado mediante estribos cerrados.

El refuerzo vertical proporcionado mediante A_v debe anclarse adecuadamente ya sea en forma de estribos cerrados o mediante anclajes mecánicos.

10.2.2.4. Detallado

El acero de refuerzo proporcionado mediante A_{sh} debe de colocarse lo más cerca y prácticamente posible al recorte.

Si el esfuerzo máximo por flexión en la sección inmediata al recorte donde se tiene el peralte completo, calculado mediante cargas factorizadas y propiedades de la sección bruta excede $0.16\sqrt{f'_c}$ ($0.5\sqrt{f'_c}$) deberá proporcionarse refuerzo longitudinal adicional en la viga para poder resistir la tensión asociada con dicho esfuerzo.

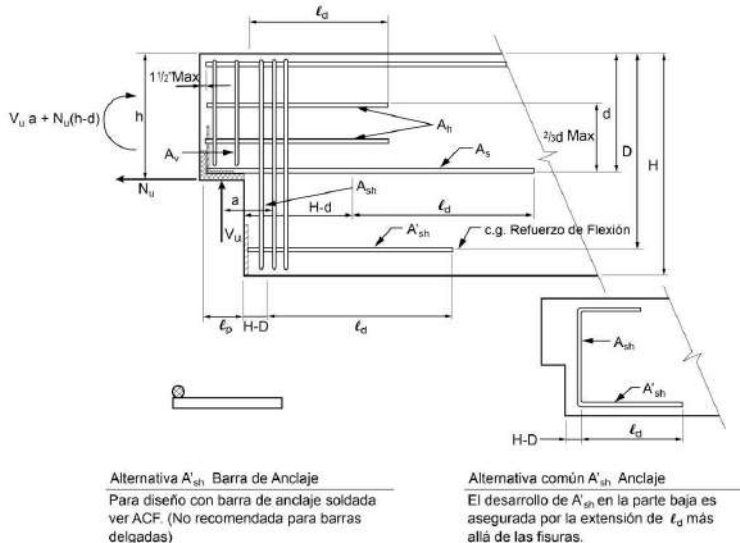


Figura 10.3 Refuerzo en viga con extremo recortado

10.3. Vigas de gran peralte

10.3.1. Resistencia a flexión de vigas de gran peralte

Se consideran como vigas de gran peralte aquéllas cuya relación de claro libre entre apoyos, L , a peralte total, h , es menor que 2.5 si son continuas en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un solo claro libremente apoyado. En su diseño no son aplicables las hipótesis generales de la sección 3.5. Si la cuantía $A_s / b d$ es menor o igual que 0.008, la resistencia a flexión de vigas de gran peralte se puede calcular con la expresión

$$M_R = F_R A_s f_y z \quad (10.3.1)$$

donde z es el brazo del par interno. En vigas de un claro, z se valúa con el criterio siguiente:

$$z = \left(0.4 - 0.2 \frac{L}{h}\right) h; \quad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2$$

$$z = 0.6L; \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1$$

Las vigas de gran peralte continuas se pueden diseñar por flexión con el procedimiento siguiente:

- Analícese la viga como si no fuera peraltada y obténganse los momentos resistentes necesarios;
- Calcúlense las áreas de acero con la ecuación 10.3.1, valuando el brazo en la forma siguiente:

$$z = \left(0.3 - 0.2 \frac{L}{h}\right) h \quad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.5$$

$$z = 0.5L; \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1$$

El acero de tensión se colocará como se indica en el inciso 10.3.2.

Las vigas de gran peralte que unan muros de cortante de edificios (vigas de acoplamiento) se diseñarán según lo prescrito en el inciso 10.3.7.

10.3.2. Disposición del refuerzo por flexión

a) Vigas de un claro

El refuerzo que se determine en la sección de momento máximo debe colocarse recto y sin reducción en todo el claro; debe anclarse en las zonas de apoyo de modo que sea capaz de desarrollar, en los paños de los apoyos, no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia, y debe estar uniformemente distribuido en una altura igual a

$$\left(0.2 - 0.05 \frac{L}{h}\right) h \leq 0.2L$$

medida desde la cara inferior de la viga (figura 10.3.1).

b) Vigas continuas

El refuerzo que se calcule con el momento positivo máximo de cada claro debe prolongarse recto en todo el claro en cuestión. Si hay la necesidad de hacer uniones, éstas deben localizarse cerca de los apoyos intermedios. El anclaje de este refuerzo en los apoyos y su distribución en la altura de la viga cumplirán con los requisitos prescritos en el inciso 10.3.2.a.

Al menos la mitad del refuerzo calculado para momento negativo en los apoyos debe prolongarse en toda la longitud de los claros adyacentes. El resto del refuerzo negativo máximo, en cada claro, puede interrumpirse a una distancia del paño del apoyo no menor que $0.4h$, ni que $0.4L$.

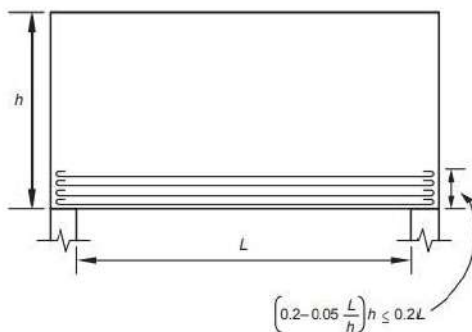


Figura 10.4 Disposición del refuerzo de flexión en una viga de gran peralte de un claro

El refuerzo para el momento negativo sobre los apoyos debe repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga de acuerdo con lo siguiente.

Una fracción del área total, igual a:

$$0.5 \left(\frac{L}{h} - 1 \right) A_s$$

debe repartirse uniformemente en una franja de altura igual a $0.2h$ y comprendida entre las cotas $0.8h$ y h , medidas desde el borde inferior de la viga (figura 10.3.2). El resto se repartirá uniformemente en una franja adyacente a la anterior, de altura igual a $0.6h$. Si L/h es menor que 1.0, se sustituirá L en lugar de h para determinar las alturas de las franjas señaladas.

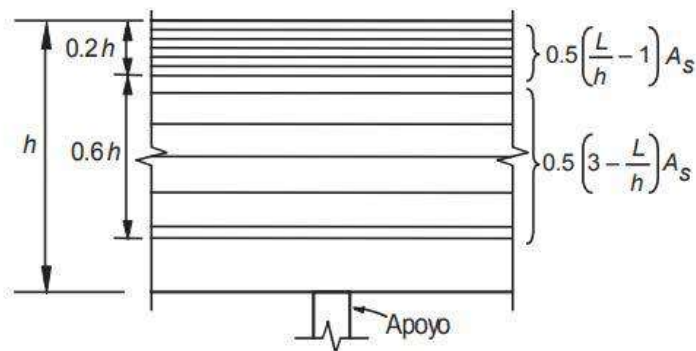


Figura 10.5 Franjas en que se distribuye el refuerzo negativo A_s , en una viga de gran peralte continua con $L/h > 1$

10.3.3. Fuerza cortante en vigas de gran peralte

10.3.3.1. Sección crítica

La sección crítica para fuerza cortante se considerará situada a una distancia del paño del apoyo igual a $0.15L$ en vigas con carga uniformemente repartida, e igual a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas, pero no se supondrá a más de un peralte efectivo del paño del apoyo si las cargas y reacciones comprimen directamente dos caras opuestas de la viga, ni a más de medio peralte efectivo en caso contrario.

10.3.3.2. Fuerza cortante que toma el concreto

Para determinar la fuerza cortante, V_{cR} , que resiste el concreto en vigas de gran peralte, se aplicará lo que en el inciso 5.3.3.1a se dispone para vigas con relación L/h menor que 4.

10.3.3.3. Fuerza cortante que toma el refuerzo transversal

Si la fuerza cortante de diseño, V_u , es mayor que V_{cR} , la diferencia se tomará con refuerzo. El refuerzo que se determine en la sección crítica antes definida se usará en todo el claro.

a) En vigas donde las cargas y reacciones comprimen directamente caras opuestas, dicho refuerzo constará de estribos cerrados verticales y barras horizontales, cuyas contribuciones se determinarán como:

1) Contribución del refuerzo vertical

$$0.083 F_R f_{yv} d A_v \frac{1 + L/d}{s} \quad (10.3.2)$$

La contribución del refuerzo vertical, A_v , se supondrá igual a: donde:

A_v área del acero vertical comprendida en cada distancia s ; y
 f_{yv} esfuerzo de fluencia del acero A_v .

2) Contribución del refuerzo horizontal

La contribución del refuerzo horizontal, A_{vh} , se supondrá igual a:

$$0.083F_R f_{yh} d A_{vh} \frac{11 - L/d}{s_h} \quad (10.3.3)$$

donde:

A_{vh} área de acero horizontal comprendida en cada distancia s_h ; y
 f_{yh} esfuerzo de fluencia del acero A_{vh} .

b) En vigas donde las cargas y reacciones no comprimen directamente dos caras opuestas, además de lo aquí prescrito, setomarán en cuenta las disposiciones del inciso 5.3.5.5 que sean aplicables.

Las zonas próximas a los apoyos se dimensionarán de acuerdo con el inciso 10.3.6.

10.3.3.4. Refuerzo mínimo

En las vigas de gran peralte se suministrarán refuerzos vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos de la sección 6.7, para refuerzo por cambios volumétricos.

10.3.3.5. Limitación para V_u

La fuerza V_u no debe ser mayor que:

$$0.6F_R b d \sqrt{f'_c}$$

$$(2F_R b d \sqrt{f'_c})$$

10.3.4. Disposición del refuerzo por fuerza cortante

El refuerzo que se calcule con las ecuaciones 10.3.2 y 10.3.3 en la sección crítica, se usará en todo el claro. Las barras horizontales se colocarán, con la misma separación, en dos capas verticales próximas a las caras de la viga. Estas barras se anclarán de modo que en las secciones de los paños de los apoyos extremos sean capaces de desarrollar al menos 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

10.3.5. Revisión de las zonas a compresión

Si una zona a compresión de una viga de gran peralte no tiene restricción lateral, debe tomarse en cuenta la posibilidad de que ocurra pandeo lateral.

10.3.6. Dimensionamiento de los apoyos

Para valorar las reacciones en los apoyos se puede analizar la viga como si no fuera de gran

peralte aumentando en 10 por ciento el valor de las reacciones en los apoyos extremos.

Cuando las reacciones comprimen directamente la cara inferior de la viga, el esfuerzo de contacto con el apoyo no debe exceder el valor especificado en el inciso 5.5.3, haya atiesadores en la viga o no los haya.

Si la viga no está atiesada sobre los apoyos y las reacciones comprimen directamente su cara inferior, deben colocarse en zonas próximas a los apoyos, barras complementarias verticales y horizontales en cada una de las mallas de refuerzo para fuerza cortante, del mismo diámetro que las de este refuerzo y de modo que la separación de las barras en esas zonas sea la mitad que en el resto de la viga (figura 10.3.3).

a) Las barras complementarias horizontales se situarán en una franja contigua a la que contiene el refuerzo inferior de flexión y de ancho igual al de esta última. Dichas barras complementarias deben anclarse de modo que puedan alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo; además, su longitud dentro de la viga, medida desde dicha sección, no debe ser menor que $0.3h$.

b) Las barras complementarias verticales se colocarán en una franja vertical limitada por la sección del paño del apoyo y de ancho igual a $0.2h$. Estas barras deben abarcar desde el lecho inferior de la viga hasta una altura igual a $0.5h$.

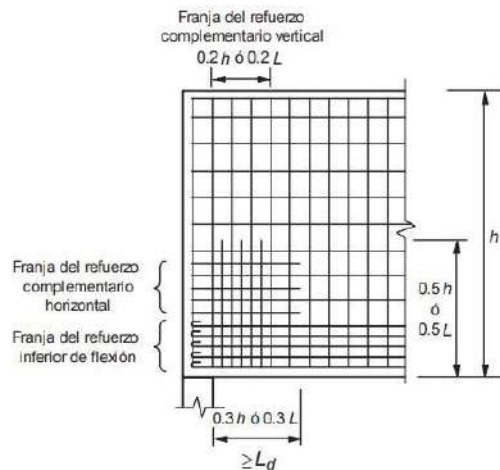


Figura 10.6 Refuerzo complementario en una zona de apoyo directo de una viga diafragma no atiesada

Si h es mayor que L , se sustituirá L en lugar de h en los incisos 10.3.6.a y 10.3.6.b.

Cuando la viga esté atiesada sobre los apoyos en todo su peralte, o cuando la reacción no comprima directamente la cara inferior de la viga sino que se transmita a lo largo de todo el peralte, se aplicarán las disposiciones siguientes.

Cerca de cada apoyo se colocarán dos mallas de barras, horizontales y verticales en una zona limitada por un plano horizontal distante del borde inferior de la viga no menos de $0.5h$, y por un plano vertical distante de la sección del paño del apoyo no menos de $0.4h$ (figura 10.3.4). El área total de las barras horizontales se determinará con el criterio de cortante por fricción del inciso 5.3.3.3, suponiendo como plano de falla el que pasa por el paño del apoyo. El área total de las barras verticales será la misma que la de las horizontales. En estos refuerzos pueden incluirse las barras del refuerzo en el alma de la viga situadas en la zona antes definida, con tal que las horizontales sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo.

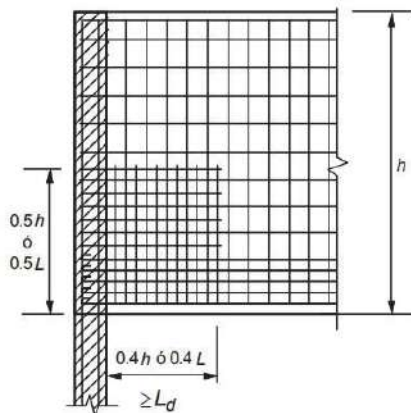


Figura 10.7 Refuerzo en una zona de apoyo indirecto

Si h es mayor que L , se sustituirá L en lugar de h en el párrafo anterior.

10.3.7. Vigas de gran peralte que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano (vigas de acoplamiento)

El refuerzo de vigas de gran peralte con relaciones L/h no mayores de 2, que unen muros sujetos a fuerzas horizontales inducidas por el sismo, constará de dos grupos de barras diagonales dispuestas simétricamente respecto al centro del claro, según se indica en la figura 10.3.5. Se supondrá que cada grupo forma un elemento que trabajará a tensión o compresión axiales y que las fuerzas de interacción entre los dos muros, en cada viga, se transmiten sólo por las tensiones y compresiones en dichos elementos.

Para determinar el área de acero longitudinal de cada diagonal A_{sd} , se despreciará el concreto y se usará la ecuación 10.3.4.

$$V_u = 2F_R A_{sd} f_y \text{sen}\theta \leq 0.78F_R \sqrt{f'_c} b d \quad (10.3.4)$$

$$(V_u = 2F_R A_{sd} f_y \text{sen}\theta \leq 2.5F_R \sqrt{f'_c} b d)$$

donde:

- A_{sd} área total del refuerzo longitudinal de cada diagonal; y
 θ ángulo que forma el elemento diagonal con la horizontal.

El ancho de estas vigas será el mismo que el espesor de los muros que unen.

Cada elemento diagonal constará de no menos de cuatro barras rectas sin uniones. Los lados de los elementos diagonales, medidos perpendicularmente a su eje y al paño del refuerzo transversal, deberán ser al menos iguales a $b/2$ para el lado perpendicular al plano de la viga (y del muro) y a $b/5$ para el lado en el plano de la viga. Cada extremo del elemento diagonal estará anclado en el muro respectivo una longitud no menor que 1.5 veces L_d , obtenida ésta según el inciso 6.1.2.

Si los muros que unen tienen elementos de refuerzo en los extremos diseñados según los incisos 8.4.2.4.a u 8.4.2.4.b, la longitud de anclaje del refuerzo diagonal se podrá reducir a 1.2 veces L_d .

Las barras de los elementos diagonales se colocarán tan próximas a las caras de la viga como lo permitan los requisitos de recubrimiento, y se restringirán contra el pandeo con estribos o hélices que, en el tercio medio del claro de la viga, cumplirán con los requisitos del inciso 7.3.4.

En los tercios extremos, la separación se reducirá a la mitad del que resulte en el central. Los estribos o el zuncho que se use en los tercios extremos se continuarán dentro de cada muro en una longitud no menor que $L/8$, a menos que el muro cuente con los elementos de refuerzo en los extremos que se tratan en el inciso 8.4.2.4.

En el resto de la viga se usará refuerzo vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos para refuerzo por cambios volumétricos de la sección 6.7. Este refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras de la viga, por fuera del refuerzo diagonal.

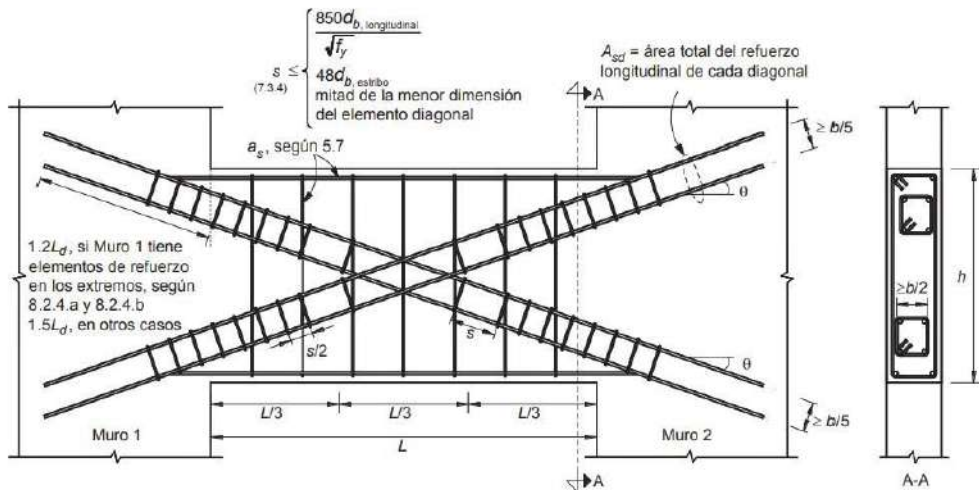


Figura 10.8 Refuerzo de una viga de gran peralte que une muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

11. ELEMENTOS PRESFORZADOS

11.1. Introducción

Las disposiciones contenidas en otras partes de este documento que no contradigan a los requisitos de este capítulo serán aplicables al concreto presforzado y parcialmente presforzado. En la fabricación de elementos presforzados y parcialmente presforzados, se usará concreto clase I (véase el inciso 2.1.1). Las losas con tendones no adheridos deberán cumplir con los requisitos de sección 11.7.

En elementos de concreto presforzado y parcialmente presforzado deben revisarse los estados límite de falla y los de servicio. Se deberán tomar en cuenta las concentraciones de esfuerzos debidos al presfuerzo.

11.1.1. Definición de elementos de acero para presfuerzo

Para fines de las presentes Normas se considerarán los siguientes elementos de acero para presfuerzo:

Alambre

Refuerzo de acero de presfuerzo que cumple con los requisitos indicados en la sección 2.2 y que, por lo general, se suministra en forma de rollos.

Barra

Refuerzo de acero que puede ser de presfuerzo, que cumple con las normas NMX-B-293 o NMX-B-292 y que comúnmente se suministra en tramos rectos.

Torón

Grupo de alambres torcidos en forma de hélice alrededor de un alambre recto longitudinal.

Cable

Elemento formado por varios alambres o torones.

Tendón

Elemento utilizado para transmitir presfuerzo, que puede estar formado por alambres, barras o torones individuales o por grupos de éstos.

11.2. Requerimientos de resistencia y servicio para miembros a flexión presforzados

Las revisiones de los estados límite de resistencia y de servicio deben de ser calculadas de acuerdo con la tabla 11.2.1.

Tabla 11.2.1 Requerimientos de diseño por estados límite de servicio para elementos presforzados

	Miembros presforzados	Miembros parcialmente presforzados	Miembros reforzados
Comportamiento asumido	No agrietado	Transición entre agrietado y no agrietado	Agrietado
Clasificación	Controlado por compresión	a Transición	Controlado por tensión
Propiedades de la sección para el cálculo de esfuerzos ante cargas de servicio	Sección bruta	Sección bruta	Sección agrietada
Esfuerzos permisibles en transferencia	11.4.1.1	11.4.1.1	Sin requerimiento
Esfuerzo permisible a compresión basado en propiedades de sección sin agrietar	11.4.1.2	11.4.1.2	Sin requerimiento
Esfuerzo de tensión ante cargas de servicio	$f_t \leq 0.62\sqrt{f'_c}$ ($f_t \leq 2\sqrt{f'_c}$)	$0.62\sqrt{f'_c} \leq f_t \leq 1.0\sqrt{f'_c}$ ($2\sqrt{f'_c} \leq f_t \leq 3.2\sqrt{f'_c}$)	$f_t > \sqrt{f'_c}$ ($f_t > 3.2\sqrt{f'_c}$)
Bases para el cálculo de las deflexiones	Sección bruta	Momento efectivo de inercia de la sección agrietada	Momento efectivo de inercia de la sección agrietada
Control del agrietamiento	Sin requerimientos	11.4.2.4	Como sección reforzada

Cálculos de $\square f_{ps}$ o f_s para el control del agrietamiento	Sin requerimientos	Sin requerimientos	Como sección reforzada
--	--------------------	--------------------	------------------------

11.3. Estados límite de falla

Se revisarán los estados límite de flexión, flexocompresión, fuerza cortante, torsión, pandeo y, cuando sean significativos, los efectos de la fatiga.

11.3.1. Flexión y flexocompresión

La resistencia a flexión o flexocompresión de elementos presforzados y parcialmente presforzados se calculará con base en las condiciones de equilibrio y en las hipótesis generales enunciadas en la sección 3.5, tomando en cuenta la deformación inicial del acero debida al presfuerzo.

De acuerdo con la clasificación de la tabla 11.2.1, se utilizarán los factores de reducción correspondientes F_R de la sección 3.6 y las disposiciones del Apéndice A.

11.3.1.1. Esfuerzo en el acero de presfuerzo en elementos a flexión

En elementos total y parcialmente presforzados, el esfuerzo en el acero de presfuerzo f_{sp} , cuando se alcanza la resistencia, deberá valuarse a partir del equilibrio y las hipótesis generales. Sin embargo, como método alternativo a una determinación más exacta de f_{sp} , se permite utilizar los aproximados si f_{se} es mayor que $0.5 f_{sr}$:

a) Secciones con presfuerzo adherido:

$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(p_p \frac{f_{sr}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} (q - q') \right) \right] \quad (11.3.1)$$

donde:

$$p_p = \frac{A_{sd}}{b d_p}$$

$$q = \frac{p f_y}{f_c''}$$

$$q' = \frac{p' f_y}{f_c''}$$

\square_p es: 0.55 para f_{sp}/f_{sr} no menor que 0.8, 0.40 para f_{sp}/f_{sr} no menor que 0.85 y 0.28 para f_{sp}/f_{sr} no menor que 0.9, y

β_1 (ver sección 3.5).

Si se toma en cuenta el refuerzo a compresión al calcular f_{sp} , el término:

$$p_p \frac{f_{sr}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (q - q')$$

no debe tomarse menor a 0.17 y d' no debe ser mayor que $0.15d_p$.

b) Secciones con presfuerzo no adherido y con una relación claro a peralte de 35 o menos:

$$f_{sp} = f_{sr} + 70 + \frac{f'_c}{10p_p} \quad (11.3.2)$$

$$\left[f_{sp} = f_{sr} + 700 + \frac{f'_c}{100p_p} \right]$$

Pero f_{sp} no debe ser mayor que el menor de f_{yp} o $f_{sr} + 420$; en MPa f_{yp} o $f_{sr} + 4200$; en kg/cm^2

c) Secciones con presfuerzo no adherido y con una relación claro a peralte mayor a 35:

$$f_{sp} = f_{sr} + 70 + \frac{f'_c}{30p_p} \quad (11.3.3)$$

$$\left[f_{sp} = f_{sr} + 700 + \frac{f'_c}{300p_p} \right]$$

Pero f_{sp} no debe ser mayor que el menor de f_{yp} o $f_{sr} + 210$; en MPa f_{yp} o $f_{sr} + 2100$; en kg/cm^2 .

11.3.1.2. Refuerzo mínimo en elementos a flexión

El acero a tensión, presforzado y ordinario, en secciones presforzadas, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de diseño de la sección sea igual a 1.2 veces su momento flexionante de agrietamiento.

Para valuar los momentos resistentes y de agrietamiento se tomará en cuenta el efecto del presfuerzo; los momentos de flexión no reducida \bar{m}_f , definida en la sección 2.1.3.

11.3.1.3. Refuerzo máximo en elementos a flexión

Las cantidades de acero de presfuerzo y de acero ordinario que se utilicen en la zona de tensión y en la de compresión serán tales que se cumpla la siguiente condición:

$$\varepsilon_{sp} \geq \frac{\varepsilon_{yp}}{0.75}$$

donde ε_{sp} es la deformación unitaria del acero de presfuerzo cuando se alcanza el momento resistente de la sección y ε_{yp} es la deformación unitaria convencional de fluencia del acero de presfuerzo. La deformación ε_{sp} debe incluir la deformación debida al presfuerzo efectivo. El

valor de Δ_{yp} se obtendrá del fabricante del acero de presfuerzo; si no se tienen datos puede suponerse igual a 0.01.

11.3.1.4. Secciones T sujetas a flexión

Para determinar el ancho efectivo del patín de secciones T presforzadas que forman parte integral de un piso monolítico, se aplicará el criterio dado en el inciso 5.1.1.2 para vigas reforzadas.

En vigas T presforzadas aisladas regirá el mismo criterio, a menos que se compruebe experimentalmente la posibilidad de tomar anchos efectivos mayores.

11.3.1.5. Refuerzo transversal en miembros a flexo-compresión

Este refuerzo debe cumplir con los requisitos del inciso 7.3.4, aplicados con base en el acero longitudinal ordinario que tenga el miembro. También cumplirá con el inciso 11.3.2.

11.3.2. Fuerza cortante

Para tomar en cuenta los efectos de la fuerza cortante en elementos total o parcialmente presforzados, se aplicarán las disposiciones de los incisos 5.3.3.1d, 5.3.5.3 y 5.3.5.4.

11.3.3. Pandeo debido al presfuerzo

En todo diseño debe considerarse la posibilidad de pandeo de un elemento entre puntos en que estén en contacto el concreto y el acero de presfuerzo. Se considerarán pandeo de patines y almas delgadas así como efectos biaxiales en elementos curvos donde la trayectoria del presfuerzo no sea simétrica con respecto a los ejes de las piezas.

11.3.4. Torsión

Los efectos de torsión en elementos de concreto parcial y totalmente presforzados se tomarán en cuenta mediante las disposiciones establecidas en la sección 5.4.

11.4. Estados límite de servicio

Cumpliendo con la sección 11.2, las deflexiones y el agrietamiento bajo las condiciones de carga que pueden ser críticas durante el proceso constructivo y la vida útil de la estructura no deben exceder los valores que en cada caso se consideren aceptables. Cuando sea significativo, se revisarán los efectos de la fatiga.

Debe realizarse un estudio cuidadoso del agrietamiento y deflexiones en elementos parcialmente presforzados.

11.4.1. Esfuerzos permisibles en el concreto

En elementos con presfuerzo total, una forma indirecta de lograr que el agrietamiento no sea excesivo y limitar las pérdidas por flujo plástico es obligar a que los esfuerzos en condiciones de servicio se mantengan dentro de ciertos límites. Para este fin, al dimensionar o al revisar esfuerzos bajo condiciones de servicio, se usará la teoría elástica del concreto y la sección

transformada. En estas operaciones no se emplean secciones reducidas, esfuerzos reducidos ni factores de resistencia.

Si se opta por limitar los esfuerzos, se considerarán los valores siguientes:

11.4.1.1. Esfuerzos permisibles en el concreto en transferencia

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por contracción y por flujo plástico del concreto indicadas en la sección 11.5:

1) Compresión:

0.70 f_{ci}' para los extremos de elementos simplemente apoyados

0.60 f_{ci}' para otros casos

2) Tensión en miembros sin refuerzo en la zona de tensión, excepto lo indicado en el inciso 11.4.1.1.3:

$0.25\sqrt{f_{ci}'}$; en MPa

$(0.25\sqrt{f_{ci}'})$; en kg/m²)

3) Tensión en los extremos de miembros simplemente apoyados

$0.5\sqrt{f_{ci}'}$

$(1.6\sqrt{f_{ci}'})$

Cuando el esfuerzo de tensión calculado exceda estos valores, se suministrará refuerzo ordinario para que resista la fuerza total de tensión del concreto, valuada en la sección sin agrietar.

En las expresiones anteriores, f_{ci}' , es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia. Esta tiene lugar en concreto pretensado cuando se cortan los tendones o se disipa la presión en el gato, o, en postensado, cuando se anclan los tendones.

11.4.1.2. Esfuerzos permisibles en el concreto bajo cargas de servicio

Esfuerzos bajo cargas de servicio (después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo).

a) Compresión:

0.45 f_c'' para presfuerzo más cargas sostenidas

0.60 f_c' para presfuerzo más carga total

b) Tensión:

$0.5\sqrt{f_c''}$; en MPa

$$(1.6\sqrt{f_c'}; \text{ en kg/m}^2)$$

Estos valores pueden excederse con tal que se justifique que el comportamiento estructural del elemento será adecuado, pero sin que el esfuerzo de tensión llegue a ser mayor que

$$\begin{aligned} &\sqrt{f_c'}; \text{ en MPa} \\ &(3.2\sqrt{f_c'}; \text{ en kg/m}^2) \end{aligned}$$

Si el esfuerzo calculado de tensión resulta mayor que

$$\begin{aligned} &\sqrt{f_c'} \\ &(3.2\sqrt{f_c'}) \end{aligned}$$

puede usarse acero ordinario y tratar el elemento como parcialmente presforzado. Deberá cumplirse con los requisitos de deflexiones indicados en el inciso 11.4.1.4 y con los de la tabla 11.2.1.

Cuando la estructura va a estar sujeta a ambiente corrosivo, no deberá haber tensiones en el concreto en condiciones de servicio.

11.4.1.3. Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

- Debidos a la fuerza aplicada por el gato $0.94 f_{yp}$ pero no deberá exceder de $0.8 f_{sr}$
- Inmediatamente después de la transferencia $0.82 f_{yp}$ pero no será mayor que $0.74 f_{sr}$
- En cables de postensado, anclajes y acoplamientos, inmediatamente después del anclaje de los tendones $0.70 f_{sr}$

En estas expresiones, f_{sr} es el esfuerzo resistente del acero de presfuerzo.

11.4.1.4. Deflexiones

Las deflexiones inmediatas en elementos totalmente presforzados se calcularán con los métodos usuales para determinar deflexiones elásticas; en los cálculos se puede usar el momento de inercia de la sección total cuando no se encuentre agrietada.

Las deflexiones diferidas deben calcularse tomando en cuenta los efectos de las pérdidas en la fuerza de presfuerzo debidas a contracción y a flujo plástico del concreto, y de relajación del acero indicadas en la sección 11.5. Además, se deben cumplir con los requisitos de la sección 11.2.

11.4.2. Elementos parcialmente presforzados

En elementos parcialmente presforzados se recomienda que la magnitud del momento de descompresión sea cuando menos igual al que produce la carga muerta más la carga viva media estipulada en las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. El momento de descompresión es aquél que produce

esfuerzos nulos en la fibra extrema en tensión al sumar sus efectos a los del presfuerzo.

11.4.2.1. Esfuerzos permisibles en el concreto

a) Los esfuerzos permisibles de compresión y tensión inmediatamente después de la transferencia, y antes que ocurran las pérdidas debidas a contracción y a flujo plástico del concreto, serán los estipulados en el inciso 11.4.1.1.a para concretos totalmente presforzados.

b) Esfuerzos bajo cargas de servicio

Serán los indicados en el inciso 11.4.1.2 para elementos de concreto con presfuerzo total.

11.4.2.2. Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Serán los mismos que para elementos totalmente presforzados, indicados en el inciso 11.4.1.3.

11.4.2.3. Deflexiones

Las deflexiones en elementos parcialmente presforzados deberán calcularse considerando todas las etapas de carga, y la condición de agrietamiento en cada etapa. Se calcularán con los métodos usuales. Además se deben cumplir con los requisitos de las secciones 11.2 y 11.5.

11.4.2.4. Agrietamiento

El criterio siguiente se aplica a elementos de concreto parcialmente presforzado que no deban ser impermeables y que no estén expuestos a un ambiente corrosivo.

El agrietamiento siempre deberá ser controlado con acero de refuerzo ordinario, despreciando la posible contribución del acero de presfuerzo, por lo que deberá cumplirse con las disposiciones para agrietamiento de elementos no presforzados indicadas en la sección 14.3.

11.5. Pérdidas de presfuerzo

Para valuar el presfuerzo efectivo se tomarán en cuenta las pérdidas debidas a las siguientes causas:

a) Pérdidas inmediatas

- 1) Acortamiento elástico del concreto;
- 2) Desviación de los tendones;
- 3) Fricción, sólo en elementos postensados, en el acero presforzado, debida a curvatura intencional o accidental; y
- 4) Deslizamiento de los anclajes.

b) Pérdidas diferidas

- 1) Flujo plástico del concreto;
- 2) Contracción del concreto; y
- 3) Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo.

11.5.1. Pérdidas de presfuerzo en elementos pretensados

Si los elementos pretensados, con presfuerzo total o parcial, van a ser construidos en plantas de fabricación establecidas, y dichas plantas cuentan con estudios estadísticos de pérdidas de presfuerzo, se puede suponer una pérdida total global de presfuerzo, considerada como un porcentaje, basándose en dichos estudios estadísticos. En caso contrario la pérdida total de presfuerzo será la suma de las pérdidas debidas a lo siguiente:

- a) Acortamiento elástico del concreto;
- b) Deslizamiento de los anclajes;
- c) Desviación de los tendones;
- d) Flujo plástico del concreto;
- e) Contracción del concreto; y
- f) Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo.

11.5.2. Pérdidas de presfuerzo en elementos postensados

La pérdida total de presfuerzo, en elementos postensados con presfuerzo total o parcial será la suma de las pérdidas debidas a lo siguiente:

- a) Acortamiento elástico del concreto;
- b) Fricción en el acero de presfuerzo debida a curvatura accidental o intencional;
- c) Deslizamiento de los anclajes;
- d) Flujo plástico del concreto;
- e) Contracción del concreto; y
- f) Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo.

11.5.3. Criterios de valuación de las pérdidas de presfuerzo

En función del tipo de estructura, modalidades del presfuerzo y grado de precisión requerido, se utilizará alguno de los tres métodos de estimación de pérdidas indicados en la tabla 11.5.1.

El método de estimación global se usará únicamente en caso de no tener información para evaluar las pérdidas individuales de presfuerzo. En elementos pretensados se puede suponer que la suma de las pérdidas varía entre 20 y 25 por ciento de la fuerza aplicada por el gato. En postensados, la suma de las pérdidas, sin incluir las de fricción, se puede suponer que varía entre 15 y 20 por ciento de la fuerza aplicada por el gato.

Se tomará el porcentaje de pérdidas que proporcione las condiciones más desfavorables en los elementos tanto pretensados como postensados.

Tabla 11.5.1 Métodos de estimación de pérdidas de presfuerzo

Métodos para estimar las pérdidas de la fuerza de presfuerzo	Descripción
A Estimación global	Las pérdidas de presfuerzo se definen como un porcentaje de la fuerza aplicada por el gato.
B Estimación individual	Las pérdidas de presfuerzo se valúan de manera individual mediante fórmulas. Las contribuciones de cada una de ellas se

suman para obtener la pérdida total.

C	Estimaciones por el método de los intervalos	Las pérdidas inmediatas se calculan con el método de estimación individual. Las estimaciones de las pérdidas de presfuerzo diferidas se efectúan estableciendo como mínimo cuatro intervalos de tiempo, que toman en cuenta la edad del concreto en la cual ocurre la pérdida.
---	--	---

En la tabla 11.5.2 se presenta el criterio de selección del método de valuación de pérdidas para edificios convencionales descrito en la tabla 11.5.1.

Las pérdidas por fricción en acero postensado se basarán en coeficientes de fricción por desviación accidental y por curvatura, determinados experimentalmente.

Tabla 11.5.2 Criterios para seleccionar el método de evaluación de pérdidas de presfuerzo

Pretensado		Postensado	
Estimación preliminar	Estimación definitiva	Estimación preliminar	Estimación definitiva
A	B	A	C

Al respecto, la ecuación que sigue proporciona, en función de los coeficientes mencionados, el valor de la fuerza, P_0 , que es necesaria aplicar en el gato para producir una tensión determinada, P_x , en un punto x del tendón

$$P_0 = P_x e^{KL + \eta\mu} \tag{11.5.1}$$

Cuando $(KL + \eta\mu)$ no sea mayor que 0.3, el efecto de la pérdida por fricción puede calcularse con la expresión

$$P_0 = P_x (1 + KL + \eta\mu) \tag{11.5.2}$$

donde:

- K coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de tendón, en m^{-1} ;
- L longitud de tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto x , en m;
- μ coeficiente de fricción por curvatura;
- η cambio angular total en el perfil del tendón, desde el extremo donde actúa el gato hasta el punto x , en radianes; y
- e base de los logaritmos naturales.

Para el diseño preliminar de elementos y en casos en los que no se cuente con información del fabricante, se podrán emplear los valores de K y η de la tabla 11.5.3.

Tabla 11.5.3 Coeficientes de fricción para tendones postensados

Cables dentro de una camisa metálica inyectada con lechada,	Coeficiente K , por metro de longitud	Coeficiente de curvatura, η
---	---	----------------------------------

bfd80170dcfc6091dce9c42b99a5ceb1e7742482b083c6d33e55e3b0cd2b30c0

formados por:		
Alambres	0.003 a 0.005	0.15 a 0.25
Barras de alta resistencia	0.0003 a 0.002	0.08 a 0.30
Torones de siete alambres	0.0015 a 0.0065	0.15 a 0.25

11.5.4. Indicaciones en planos

Deberán indicarse en los planos estructurales las pérdidas de presfuerzo consideradas en el diseño, y no deberán excederse dichas pérdidas en la planta de fabricación ni en la obra.

Además, para elementos postensados, deben indicarse en los planos estructurales los valores de los coeficientes de fricción por curvatura, μ , y por desviación accidental, K , usados en el diseño, los intervalos aceptables para las fuerzas producidas por el gato en los cables, el deslizamiento esperado en los anclajes y el diagrama de tensado.

11.6. Requisitos complementarios

11.6.1. Zonas de anclaje

En vigas con tendones postensados deben utilizarse bloques extremos a fin de distribuir las fuerzas concentradas de presfuerzo en el anclaje.

En vigas pretensadas se puede prescindir de los bloques extremos.

Los bloques extremos deben tener suficiente espacio para permitir la colocación del acero de presfuerzo y para alojar los dispositivos de anclaje.

11.6.1.1. Geometría

Preferentemente los bloques extremos deben ser tan anchos como el patín más estrecho de la viga, y tener una longitud mínima igual a tres cuartas partes del peralte de la viga, pero no menos de 600 mm.

11.6.1.2. Refuerzo

Para resistir el esfuerzo de ruptura debe colocarse en los miembros postensados una parrilla transversal formada por barras verticales y horizontales con la separación y cantidad recomendada por el fabricante del anclaje, o algún refuerzo equivalente.

Cuando las recomendaciones del fabricante no sean aplicables, la parrilla debe constar, como mínimo, de barras de 9.5 mm de diámetro (número 3), colocadas cada 80 mm, centro a centro, en cada dirección.

La parrilla se colocará a no más de 40 mm de la cara interna de la placa de apoyo de anclaje.

En las zonas de transferencia de vigas pretensadas debe colocarse refuerzo transversal en forma y cantidad tales que evite la aparición de grietas de más de 0.1 mm de ancho paralelas a los tendones.

11.6.1.3. Esfuerzos permisibles de aplastamiento en el concreto de elementos postensados para edificios

El esfuerzo de aplastamiento permisible, f_b , en el concreto bajo la acción de la placa de anclaje de los cables de postensado se puede calcular con las expresiones siguientes, si la zona de anclaje cumple con los incisos 11.6.1.1 y 11.6.1.2:

a) Inmediatamente después del anclaje del cable

$$f_b = 0.8f'_{ci} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} - 0.2 \leq 1.25f'_{ci} \quad (11.6.1)$$

b) Después que han ocurrido las pérdidas de presfuerzo

$$f_b = 0.6f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f'_{ci} \quad (11.6.2)$$

donde:

A_1 área de aplastamiento de la placa de anclaje de los cables de postensado; y
 A_2 área de la figura de mayor tamaño, semejante a A_1 y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie de anclaje.

11.6.2. Longitud de desarrollo y de transferencia del acero de presfuerzo

a) Los torones de pretensado de tres o siete alambres deberán estar adheridos, más allá de la sección crítica, en una longitud no menor que

$$0.14(f_{sp} - 0.67f_{se})d_b \quad (11.6.3)$$

$$[0.014(f_{sp} - 0.67f_{se})d_b]$$

para alambres lisos de presfuerzo dicha longitud no será menor que

$$0.27(f_{sp} - 0.67f_{se})d_b \quad (11.6.4)$$

$$[0.028(f_{sp} - 0.67f_{se})d_b]$$

Esta revisión puede limitarse a las secciones más próximas a las zonas de transferencia del miembro, y en las que sea necesario que se desarrolle la resistencia de diseño.

Cuando la adherencia del torón no se extienda hasta el extremo del elemento y en condiciones de servicio existan esfuerzos de tensión por flexión en el concreto en la zona precomprimada, se debe duplicar la longitud de desarrollo del torón dada por la expresión anterior.

b) La longitud de transferencia de alambres lisos de presfuerzo se supondrá de 100 diámetros. En torones será de 50 diámetros.

11.6.3. Anclajes y acopladores para postensado

Los anclajes para tendones no adheridos deben desarrollar, por lo menos, el 90 por ciento de la resistencia máxima de los tendones cuando se prueben bajo condición de no adherencia, sin que se excedan los corrimientos previstos. Sin embargo, dichos anclajes deben ser capaces de desarrollar la resistencia máxima especificada de los tendones una vez producida la adherencia.

Los acopladores deben colocarse en zonas aprobadas por el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable, y en ductos lo suficientemente amplios para permitir los movimientos necesarios.

Los dispositivos de anclaje en los extremos deben protegerse permanentemente contra la corrosión.

11.6.4. Revisión de los extremos con continuidad

En extremos de elementos presforzados que posean cierto grado de continuidad, se debe considerar el efecto de la fuerza de presfuerzo en la zona de compresión revisando que la deformación unitaria máxima no exceda 0.003.

11.6.5. Recubrimiento en elementos de concreto presforzado

11.6.5.1. Elementos que no están en contacto con el terreno

El recubrimiento de alambres, varillas, torones, tendones, cables, ductos y conexiones, para elementos de concreto presforzado que no están en contacto con el terreno, no será menor que su diámetro, d_b , ni menor que lo indicado en la tabla 11.6.1.

Tabla 11.6.1 Recubrimiento en elementos de concreto presforzado que no están en contacto con el terreno

Tipo de elemento	Recubrimiento mínimo, mm
Columnas y trabes	20
Cascarones, losas y otro tipo de elementos	15

11.6.5.2. Elementos de concreto presforzado en contacto con el terreno

Para elementos presforzados que estén en contacto con el terreno y permanentemente expuestos a él deberá utilizarse un recubrimiento de 40 mm si no se utiliza plantilla, y de 20 mm si se tiene plantilla.

11.6.5.3. Elementos de concreto presforzado expuestos a agentes agresivos

En elementos de concreto presforzado expuestos a agentes agresivos (ciertas sustancias o vapores industriales, terreno particularmente corrosivo, etc.), el recubrimiento del acero de presfuerzo será el mayor entre lo aquí dispuesto y lo establecido en la sección 4.9.

11.6.5.4. Barras de acero ordinario en elementos de concreto presforzado

El recubrimiento de las barras de acero ordinario que se incluyan en elementos de concreto presforzado deberá cumplir con las disposiciones de la sección 4.9.

11.6.6. Separación entre elementos de acero para presfuerzo

11.6.6.1. Separación libre horizontal entre alambres y entre torones

La separación libre horizontal, S_{LH} , entre elementos de acero para presfuerzo, será como se indica en la tabla 11.6.2.

11.6.6.2. Separación libre horizontal entre ductos de postensado

La separación libre horizontal entre ductos de postensado, S_{LH} , será como se indica en la tabla 11.6.2.

Se permite formar paquetes de ductos siempre y cuando se demuestre que el concreto puede colarse satisfactoriamente y se garantice que los tendones no se romperán al tensarse. Sin embargo, cuando se tengan dos o más lechos horizontales de ductos no se permitirá formar paquetes en el sentido vertical (ver figura 11.6.1).

Cuando se tengan paquetes de ductos, la separación libre horizontal, S_{LH} , entre cada paquete y en toda la longitud del paquete no será menor que la indicada en la tabla 11.6.2.

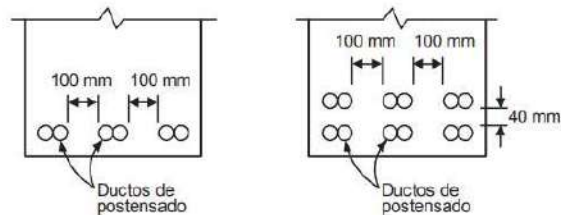


Figura 11.1 Separaciones libres mínimas entre paquetes de ductos de postensado

11.6.6.3. Separación libre vertical entre alambres y entre torones

La separación libre vertical, S_{LV} , entre alambres y entre torones no será menor que la indicada en la tabla 11.6.2. En la zona central del claro se permite una separación vertical menor y la formación de paquetes en el sentido vertical.

11.6.6.4. Separación libre vertical entre ductos de postensado

La separación libre vertical, S_{LV} , entre ductos de postensado y entre paquetes de ductos será la indicada en la tabla 11.6.2.

Tabla 11.6.2 Separación libre entre elementos de acero para presfuerzo

Tipo de elemento de	Separación libre horizontal,	Separación libre vertical,
---------------------	------------------------------	----------------------------

presfuerzo	S_{Lh}	S_{Lv}
Alambres	$S_{Lh} \geq 4 d_b$ y $S_{Lh} \geq 1.5 tma^1$	$S_{Lv} \geq 1.25 tma$
Torones	$S_{Lh} \geq 3 d_b$ y $S_{Lh} \geq 1.5 tma$	$S_{Lv} \geq 1.25 tma$
Ductos individuales	$S_{Lh} \geq 40$ mm y $S_{Lh} \geq 1.5 tma$	$S_{Lv} \geq 40$ mm
Paquetes de ductos	$S_{Lh} \geq 100$ mm	$S_{Lv} \geq 40$ mm

¹ tma: Tamaño máximo del agregado

11.6.6.5. Separación libre vertical y horizontal entre barras de acero ordinario en elementos de concreto presfuerzo

Las separaciones libres deberán cumplir con las disposiciones de las secciones 6.3 y 6.4.

11.6.7. Protección contra corrosión

Los tendones no adheridos deberán estar recubiertos completamente con un material adecuado que asegure su protección contra la corrosión. El material de recubrimiento deberá ser continuo en toda la longitud no adherida, deberá prevenir la penetración de pasta de cemento y deberá ser resistente al manejo durante la construcción. Las zonas de anclaje y los dispositivos auxiliares deberán protegerse permanentemente contra la corrosión mediante dispositivos probados o materiales que garanticen dicha protección. Si se emplean concretos o morteros fluidos, éstos deberán estar libres de elementos corrosivos.

11.6.8. Resistencia al fuego

Deberá cumplirse con los recubrimientos especificados en el inciso 11.6.5.

11.6.9. Ductos para postensado

Los ductos para tendones que se inyectarán con lechada deben ser herméticos y no deberán reaccionar con los tendones, con el concreto ni con la lechada de relleno.

Los ductos para tendones o para alambres individuales que se vayan a inyectar con lechada deberán tener un diámetro interior por lo menos 10 mm mayor que el diámetro del tendón o alambre, d_b . Los ductos para grupos de alambres o tendones deberán tener un área transversal interna no menor que dos veces el área transversal neta de los alambres o tendones.

11.6.10. Lechada para tendones de presfuerzo

La lechada deberá estar constituida por cemento y agua, o por cemento, arena y agua. El cemento, el agua y la arena deberán cumplir con las disposiciones del capítulo 2. Así mismo, deberá cumplirse con lo especificado en el inciso 15.4.2.

11.7. Losas postensadas con tendones no adheridos

11.7.1. Requisitos generales

11.7.1.1. Definiciones

Un sistema de losas de concreto postensadas con presfuerzo no adherido consta de tendones

no adheridos, anclajes y refuerzo adicional ordinario a base de barras corrugadas de acero. Los tendones no adheridos son alambres o torones de acero cubiertos por grasa lubricante y resistente a la corrosión y forrados por una funda plástica. Los anclajes, fijos y de tensado, están compuestos por una placa de acero dúctil, por dispositivos que sujetan al tendón y transmiten la tensión a la placa de acero y por acero de confinamiento en la zona adyacente a la placa. El refuerzo adicional a base de barras corrugadas tiene la función de resistir el cortante y momento en conexiones losa– columna, controlar el agrietamiento causado por las restricciones al acortamiento axial y a los cambios volumétricos del concreto, así como la de incrementar la redundancia de la estructura, en particular ante cargas imprevistas.

11.7.1.2. Losas planas apoyadas en columnas

Si se emplean losas planas apoyadas sobre columnas, la estructura deberá tener un sistema primario reforzado con barras corrugadas capaz de resistir el sismo sin contar con la contribución de la losa más que en su acción como diafragma para resistir cargas en su plano. El análisis sísmico se hará con los criterios del inciso 11.7.3. Se deberá considerar el efecto en la estructura de los momentos debidos al presfuerzo de la losa, tanto por el acortamiento elástico como por las deformaciones a largo plazo del concreto. En el diseño de la estructura se prestará atención a evitar que se alcance algún estado límite de falla frágil. Para losas planas, la relación claro mayor– espesor no deberá exceder de 40.

11.7.1.3. Losas apoyadas en vigas

Si se emplean losas apoyadas en vigas se deberá satisfacer los requisitos aplicables de la sección 11.7. Para losas apoyadas en vigas, la relación claro mayor– espesor no deberá exceder de 50.

11.7.1.4. Factores de reducción

Los factores de reducción para losas postensadas con tendones no adheridos, F_R , serán:

- a) $F_R = 0.8$ para flexión.
- b) $F_R = 0.75$ para cortante y torsión.
- c) $F_R = 0.65$ para aplastamiento del concreto.
- d) $F_R = 0.65$ para diseño de las zonas de anclaje.

11.7.2. Estados límite de falla

11.7.2.1. Flexión

a) Análisis

Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis elástico. Ante cargas laterales se adoptarán las hipótesis señaladas en el inciso 3.4.3. Para valuar los momentos se deberá considerar la secuencia de construcción. Los momentos de diseño serán la suma de los momentos producidos por el acortamiento de la losa debido al presfuerzo, incluyendo pérdidas (con factor de carga unitario) y los debidos a cargas de

diseño.

b) Esfuerzos normales máximo y mínimo

El esfuerzo normal promedio debido al presfuerzo deberá ser mayor o igual que 0.9 MPa (9 kg/cm²) e inferior a 3.5 MPa (35kg/cm²).

c) Esfuerzo en el acero de presfuerzo

Se deberá calcular a partir del equilibrio y de las hipótesis generales enunciadas en la sección 3.5, tomando en cuenta la deformación inicial del acero debida al presfuerzo. Sin embargo, cuando el presfuerzo efectivo, f_{se} , no es menor que la mitad del esfuerzo resistente, f_{sr} , del acero de presfuerzo, el esfuerzo en el acero de presfuerzo cuando se alcanza la resistencia a flexión, f_{sp} , puede calcularse como:

$$f_{sp} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{10p_p} \quad (11.7.1)$$

$$\left(f_{sp} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{100p_p} \right)$$

para losas con relaciones claro–espesor menores que 35, donde f_{sp} deberá ser menor que f_{yp} y que $f_{sr} + 420$, en MPa, ($f_{sr} + 4\ 200$ en kg/cm²) o bien

$$f_{sp} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{30p_p} \quad (11.7.2)$$

$$\left(f_{sp} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{300p_p} \right)$$

para losas con relaciones claro–espesor mayores o iguales a 35, donde f_{sp} deberá ser menor que f_{yp} y que $f_{sr} + 210$, en MPa ($f_{sr} + 2\ 100$, en kg/cm²).

d) Refuerzo mínimo

La cuantía de acero a tensión, presforzado y sin presforzar, será por lo menos la necesaria para que el momento resistente de la sección sea igual a 1.2 veces su momento de agrietamiento. Los momentos de agrietamiento se calcularán con la resistencia media a tensión por flexión no reducida, f_f , establecida en el inciso 2.1.3.

e) Pérdidas de presfuerzo

Se revisarán las debidas a las causas descritas en la sección 11.5.

En las primeras dos losas por encima de la cimentación no presforzada y en la losa de azotea, se deberá valorar el efecto de restricciones estructurales sobre la pérdida de precompresión

del presfuerzo considerando varios posibles anchos efectivos de losa.

f) Geometría de los tendones

La configuración de los tendones deberá ser consistente con la distribución de los momentos obtenida por el método de análisis elegido.

El radio de curvatura de los tendones no deberá ser menor de 2.4 m. La separación entre alambres, torones o bandas de torones en una dirección no deberá ser mayor de ocho veces el espesor de la losa, ni 1.5 m. Las desviaciones verticales en la colocación de los tendones no deberán exceder de ∇ 6.5 mm para espesores de losa de hasta 200 mm y de ∇ 10 mm para losas con más de 200 mm de espesor. Los valores de las tolerancias deberán considerarse cuando se determinen los recubrimientos de concreto para los tendones (sección 4.9 e inciso 11.7.4.6). Las desviaciones horizontales deberán tener un radio de curvatura mínimo de 7 m.

g) Dimensionamiento del refuerzo para flexión

Se aplicará lo indicado en el inciso 7.6.3 El refuerzo por sismo se determinará a partir del momento de diseño obtenido en el análisis descrito en el inciso 11.7.3. Cuando menos dos de las barras del lecho superior o tendones de presfuerzo en cada dirección y todo el refuerzo de integridad estructural, prescrito en el inciso 7.6.4g, deberán cruzar el núcleo de la columna correspondiente. Para conexiones exteriores en donde el vector de momento sea paralelo al borde de la losa, se deberá colocar refuerzo negativo perpendicular al borde en una franja igual a $2c_1+c_2$ centrada en el centroide de la sección crítica para transmitir a la columna todo el momento que proviene de la losa (figura 11.7.1), a menos que el borde se diseñe para resistir la torsión. Si el borde de la losa se diseña para transmitir por torsión a la columna el momento de la losa, el refuerzo negativo se distribuirá en el ancho de la losa tributario a la columna.

El área de refuerzo de integridad estructural se determinará según el inciso 7.6.4g. Los tendones del lecho inferior que pasen por las columnas o apoyos se consideran efectivos para cumplir con lo anterior.

11.7.2.2. Fuerza cortante

Se revisará la losa a fuerza cortante para las condiciones señaladas en los incisos 5.3.6.1.a y 5.3.6.1.b. Para conexiones losa–columna interiores y exteriores, la fracción de momento transmitido entre losa y columna por flexión se considerará como lo establece el inciso 3.4.4. Se deberá colocar un refuerzo mínimo en la losa como el señalado en el inciso 5.3.6.6.

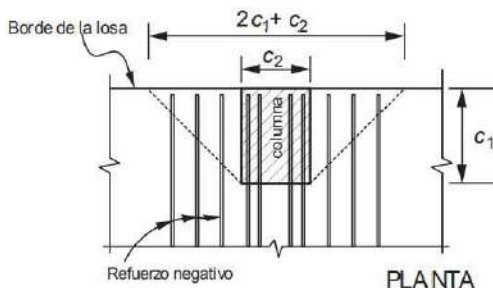


Figura 11.2 Refuerzo negativo perpendicular a un borde no diseñado para resistir torsión

El refuerzo transversal en la columna en la unión con la losa debe cumplir con lo establecido en el inciso 7.3.4.

En caso de que los esfuerzos cortantes sean mayores que la resistencia del concreto, se colocarán estribos diseñados de acuerdo con el inciso 5.3.6.5.

11.7.3. Sistemas de losas postensadas–columnas bajo sismo

Las fuerzas y momentos internos de diseño para el sistema primario resistente a sismo se obtendrán de un análisis sísmico de un modelo donde se desprecie la contribución de la losa plana, excepto por su efecto de diafragma. Se usará el valor de Q que corresponda a dicho sistema estructural primario resistente a sismo. Se revisará que la cuantía de refuerzo por flexión no exceda al indicado en el inciso 5.1.4.2.

Para diseñar el sistema losa plana–columnas para momentos flexionantes y fuerzas cortantes, siguiendo lo establecido en los incisos 11.7.2.1 y 11.7.2.2, se hará el análisis sísmico de un modelo completo de la estructura que incluya las losas planas y su interacción con las columnas y con el sistema estructural resistente a sismo. Las losas se modelarán según el inciso 3.4.3; se considerarán los momentos de inercia de las secciones de la losa sin agrietar. Se usará un valor de $Q = 2$.

Se deberá revisar que no se alcance estado límite de falla frágil alguno, en particular en la conexión losa–columna. La losa deberá satisfacer los requisitos de diafragmas de la sección 7.8.

11.7.4. Estados límite de servicio

11.7.4.1. Esfuerzos permisibles en el concreto

La cantidad de torones y el nivel de presfuerzo se determinarán de manera que los esfuerzos a compresión y tensión en el concreto no excedan los valores de la sección 11.4 para cargas muerta y viva de servicio.

11.7.4.2. Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Después del anclaje del tendón, $0.70 f_{sr}$.

11.7.4.3. Deflexiones

Las deflexiones en losas postensadas deberán calcularse para carga viva según su distribución más desfavorable (deflexiones inmediatas) y para carga sostenidas (flechas diferidas). Para calcular las flechas diferidas, sólo se considerará la carga sostenida en exceso a la equilibrada por el postensado.

11.7.4.4. Agrietamiento

En regiones de momento positivo, cuando el esfuerzo a tensión en el concreto en condiciones de servicio (después de considerar las pérdidas de presfuerzo) sea mayor que $0.16\sqrt{f'_c}$, en MPa ($0.5\sqrt{f'_c}$ en kg/cm²), se colocará un área mínima de refuerzo corrugado adherido igual a

$$A_s = \frac{2N_c}{f_y} \quad (11.7.3)$$

donde N_c es la fuerza a tensión en el concreto debida a cargas muerta y viva de servicio. En esta expresión el esfuerzo especificado de fluencia f_y no deberá ser mayor de 420 MPa (4 200 kg/cm²). El refuerzo tendrá una longitud mínima de un tercio del claro libre y deberá ser centrado en la región de momento positivo. Se deberá colocar lo más cercano a la fibra extrema a tensión y se deberá distribuir uniformemente sobre la zona a tensión precomprimida. Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima de la sección 6.3 y 6.4.

en zonas de momento negativo sobre las columnas se colocará una área mínima de acero adherido sin presforzar en ambas direcciones igual a

$$A_s = 0.00075A_{cf} \quad (11.7.4)$$

donde A_{cf} es el área bruta de la banda viga-losa mayor en dos marcos equivalentes ortogonales intersectando a la columna en losas que trabajan en ambas direcciones. Dicho refuerzo debe de ser distribuido entre líneas que están $1.5h$ fuera de las caras opuestas del soporte de la columna. Por lo menos se deben de colocar cuatro barras. El espaciamiento del refuerzo adherido no deberá de exceder 200 mm.

Cuando se construyan las losas postensadas en varios tramos, se emplearán separaciones temporales cuyo ancho deberá ser suficiente para postensar los tendones. En estas separaciones se deberá colocar refuerzo para resistir los momentos flexionantes y fuerzas cortantes que ocurrirían como si la losa fuera continua. El acero se anclará en las losas a ambos lados de dicha separación de acuerdo con los requisitos de la sección 6.1 que sean aplicables. La separación se cerrará mediante la colocación de concreto con las mismas características que las empleadas en la losa.

11.7.4.5. Corrosión

Los tendones no adheridos estarán completamente recubiertos por un material idóneo que

asegure su protección contra la corrosión. La funda deberá ser continua en toda la longitud no adherida, deberá prevenir la penetración de pasta de cemento y deberá ser resistente al manejo durante la construcción. Las zonas de anclaje deberán protegerse contra la corrosión mediante dispositivos probados o materiales que garanticen dicha protección. Si se emplean concretos o morteros fluidos, éstos deberán estar libres de cloruros.

11.7.4.6. Resistencia al fuego

El recubrimiento mínimo sobre los tendones postensados será de 20 mm para cualquier tipo de edificio.

11.7.5. Zonas de anclaje

Las zonas de anclaje deberán resistir la máxima fuerza aplicada durante el tensado. El esfuerzo permisible de aplastamiento en el concreto será el indicado en el inciso 11.6.1.3 cuando han ocurrido las pérdidas de presfuerzo.

Para resistir las fuerzas de tensión que ocurren adelante del anclaje en la dirección del espesor de la losa, se deberá usar cuando menos dos barras de 9.5 mm de diámetro (número 3) para cada anclaje, colocadas a una distancia de $1.5h$ adelante del anclaje. La separación no deberá exceder de 300 mm ni 24 veces el diámetro de las barras (figura 11.7.2). El refuerzo se deberá anclar cerca de las caras de la losa con ganchos estándar

Se deberá proveer refuerzo en el plano de la losa, perpendicular al eje del monotorón, para resistir las fuerzas de tensión en el plano de la losa a lo largo del borde de la misma. Cuando menos se colocarán dos barras paralelas al borde de la losa inmediatamente adelante de los anclajes; las barras deberán incluir a todos los anclajes adyacentes. El refuerzo se colocará arriba y abajo del plano de los tendones. Además, se colocará refuerzo para tomar las fuerzas delante de los anclajes; este refuerzo se distribuirá sobre la longitud de la zona de anclaje. Se deberá colocar otro par de barras paralelas al borde de la losa a una distancia desde los anclajes igual a la mitad de la separación entre tendones (figura 11.7.2). Estas barras deberán extenderse más allá del último tendón con una distancia igual a la longitud de desarrollo de las barras.

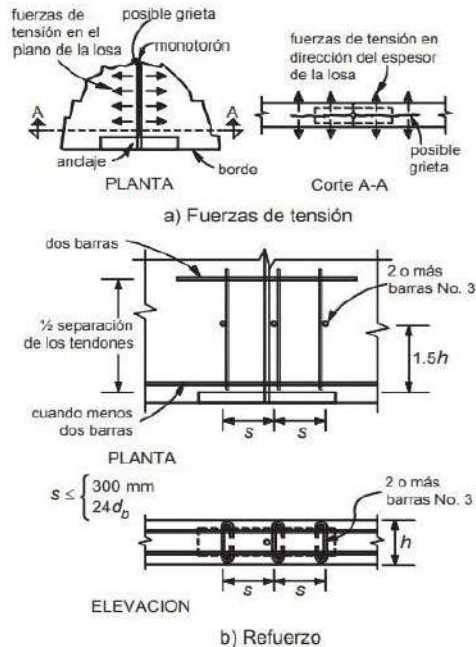


Figura 11.3 Refuerzo en la zona de anclaje

12. CONCRETOS ESPECIALES

12.1. Definición

Se definen como concretos especiales aquellos que, por sus características y propiedades, tienen un desempeño diferente a los concretos convencionales y que, por tanto, requieren modificar algunas expresiones de diseño.

Los parámetros de resistencia para concretos especiales que se presentan de 12.2 a 12.7 y los que intervengan en las expresiones de diseño estarán afectados por los factores de resistencia, F_R , correspondientes.

12.2. Concreto de alta resistencia

En estas Normas se entiende por concreto de alta resistencia aquel que tiene una resistencia a la compresión f'_c igual o mayor que 40 MPa (400 kg/cm²).

12.2.1. Empleo de concretos de alta resistencia

12.2.1.1. Disposiciones generales

Se permite el uso de concretos de alta resistencia con valores de f'_c hasta de 70 MPa (700 kg/cm²), excepto en los casos mencionados en el inciso 12.2.1.2. Se podrán usar concretos

de resistencia mayor si el Corresponsable en Seguridad Estructural presenta evidencia de que la estructura puede alcanzar los niveles de resistencia y ductilidad apropiados en zonas sísmicas.

Los requisitos de los capítulos anteriores serán aplicables al concreto de alta resistencia en lo que no se opongan a lo estipulado en este Capítulo

12.2.1.2. Limitaciones al empleo de concretos de alta resistencia

En estructuras diseñadas con un factor de ductilidad, Q , igual a 4, y en miembros sujetos a flexocompresión que formen parte de marcos que resistan más de 50 por ciento de las acciones sísmicas y cuya carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $0.2 P_{R0}$, donde P_{R0} es la carga axial resistente de diseño, sólo se podrán usar concretos con valores de f_c' hasta de 55 MPa (550 kg/cm²).

12.2.2. Propiedades mecánicas

12.2.2.1. Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de concretos de alta resistencia se supondrá igual a:

$$E_c = 2700\sqrt{f_c'} + 11000; \text{ en MPa} \quad (12.2.1)$$

$$(E_c = 8500\sqrt{f_c'} + 110000; \text{ en kg/cm}^2)$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$E_c = 2700\sqrt{f_c'} + 5000; \text{ en MPa} \quad (12.2.2)$$

$$(E_c = 8500\sqrt{f_c'} + 50000; \text{ en kg/cm}^2)$$

12.2.2.2. Resistencia a tensión

A falta de información experimental, la resistencia media a tensión de concretos de alta resistencia, correspondiente a ensayos en cilindros de 150×300 mm cargados diametralmente, se supondrá igual a:

$$\bar{f}_t = 0.53\sqrt{f_c'}; \text{ en MPa} \quad (12.2.3)$$

$$(\bar{f}_t = 1.67\sqrt{f_c'} ; \text{ en kg/cm}^2)$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$\bar{f}_t = 0.47\sqrt{f_c'}; \text{ en MPa} \quad (12.2.4)$$

$$(\bar{f}_i = 1.50\sqrt{f'_c} \text{ ; en kg/cm}^2)$$

A falta de información experimental, la resistencia media a tensión por flexión, o módulo de rotura, de concretos de alta resistencia se supondrá igual a

$$\bar{f}_f = 0.85\sqrt{f'_c}; \text{ en MPa} \quad (12.2.5)$$

$$(\bar{f}_f = 2.70\sqrt{f'_c} \text{ ; en kg/cm}^2)$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$\bar{f}_f = 0.80\sqrt{f'_c}; \text{ en MPa} \quad (12.2.6)$$

$$(\bar{f}_f = 2.54\sqrt{f'_c} \text{ ; en kg/cm}^2)$$

12.2.3. Contracción por secado

Para concretos de alta resistencia la contracción por secado final, L_{cr} , se supondrá igual a 0.0006.

12.2.4. Flujo plástico

El coeficiente de flujo plástico, definido en el inciso 2.1.6, se supondrá igual a 2.0.

Las deflexiones diferidas se pueden calcular con la ecuación 14.2.4, sustituyendo el numerador por 1.6.

12.3. Concreto autocompactante

12.3.1. Alcance

Se define como concreto autocompactante aquel que, como consecuencia de una dosificación adecuada y del empleo de aditivos superplastificantes específicos, se compacta por la acción de su propio peso, sin necesidad de energía de vibración ni de cualquier otro método de compactación, sin presentar segregación, bloqueo de agregado grueso, sangrado, ni exudación de la lechada.

12.3.2. Diseño estructural

Son aplicables los principios y métodos de cálculo establecidos en estas normas. Para cualquier análisis en el tiempo, así como para el cálculo de pérdidas de presfuerzo o de deflexiones diferidas, el módulo de elasticidad, el flujo plástico y la contracción, pueden ser diferentes en su valor y desarrollo en el tiempo a la de los concretos de compactación convencional.

A falta de ensayos experimentales que proporcionen los parámetros reológicos de este concreto, éstos se obtendrán de la información local disponible.

12.3.3. Propiedades de los materiales

12.3.3.1. Cemento

El concreto autocompactante se fabricará preferentemente con los cementos que resulten adecuados de acuerdo con la finalidad de su empleo en función del tipo y cantidad de adiciones que contenga o bien, con cemento común tipo CPO, las adiciones al concreto necesarias y utilizando, cuando así se requiera, un "filler" inerte adecuado como agregado de corrección de la granulometría de la arena en las partículas más finas que pasan por el tamiz # 230 (0.063 mm).

De una u otra manera se debe conseguir una cantidad de finos (partículas que pasan por el tamiz # 120 (0.12 mm)) suficiente para alcanzar la propiedad de autocompactabilidad. La cantidad total de finos menores de 0.12 mm aportada por el cemento, las adiciones al concreto y los agregados, necesaria para fabricar concreto autocompactante es del orden de 25%, en peso, de la masa del concreto, pudiendo determinarse cuando sea necesario, con mayor precisión mediante los ensayos correspondientes. La cantidad de adiciones complementarias no se considerará en el cálculo de la relación agua/cemento, ni en la cantidad máxima de cemento.

12.3.3.2. Agregados

El tamaño máximo de agregado para el concreto autocompactante se limita a 25 mm (1"), siendo recomendable utilizar tamaños máximos comprendidos entre 12 mm y 20 mm, en función del espacio entre las barras de refuerzo.

Los materiales "fillers" son aquellos cuya mayor parte pasa por la malla # 230 (0.063 mm) y se obtienen por tratamiento de los materiales de los que provienen. La granulometría de un "filler" se define en la tabla 12.3.1.

Tabla 12.3.1 Granulometría del "filler"

Tamaño de tamiz, mm (#)	Porcentaje que pasa en peso
2 (# 10)	100
0.125 (# 120)	85 a 100
0.063 (# 230)	70 a 100

Se recomienda, exclusivamente para los concretos autocompactantes, que la cantidad resultante de sumar el contenido de partículas de agregado fino que pasa por el tamiz de 0.063 mm y la adición caliza en el cemento, en su caso, no sea mayor de 250 kg/m³ de concreto autocompactante.

12.3.3.3. Aditivos

El uso de un aditivo superplastificante es requisito fundamental en el concreto autocompactante y, en ocasiones, puede ser conveniente el uso de un aditivo regulador de la viscosidad que minimice los efectos de la variación granulométrica, del contenido de humedad, del contenido de finos o de la distribución granulométrica, haciendo que el concreto autocompactante sea menos sensible, en cuanto a la propiedad de autocompactabilidad, a

pequeñas variaciones en la calidad de las materias primas y en sus proporciones.

Su empleo se realizará después de conocer su compatibilidad con el cemento y las adiciones, comprobando que exista una buena conservación de las propiedades reológicas durante el tiempo previsto para la puesta en obra del concreto autocompactante, así como las características mecánicas correspondientes mediante la realización de ensayos previos.

Los aditivos superplastificantes cumplirán con la norma NMX-C-255-ONNCCCE.

Los aditivos reguladores de la viscosidad cumplirán con la norma ASTM C494/C494M.

12.3.4. Propiedades del concreto autocompactante

El concreto autocompactante tiene tres propiedades intrínsecas básicas:

- Fluidez o habilidad de fluir sin ayuda externa y llenar el molde
- Resistencia al bloqueo o habilidad de pasar entre las barras de refuerzo
- Estabilidad dinámica y estática o resistencia a la segregación, que le permite alcanzar una distribución uniforme del agregado en toda su masa.

Mientras que las propiedades en estado fresco del concreto autocompactante difieren en gran medida de las del concreto de compactación convencional, su comportamiento en términos de resistencia, durabilidad y demás propiedades en estado endurecido puede considerarse similares a las de un concreto convencional de igual relación agua/cemento y elaborado con los mismos materiales componentes.

En relación con su comportamiento a edad temprana podrían producirse algunas variaciones en propiedades como la contracción y/o alteraciones en el tiempo de fraguado, como consecuencia de que incorporan dosis mayores de finos y aditivos.

En aplicaciones donde el módulo de elasticidad, la contracción por secado o el flujo plástico puedan ser factores críticos y el contenido de pasta o agregado grueso varíe de forma sustancial sobre el normalmente utilizado, estas propiedades deben ser analizadas mediante ensayos específicos.

En general, las diferencias con el concreto convencional son suficientemente pequeñas de forma que se permite utilizar para el concreto autocompactante las expresiones de diseño incluidas en estas normas para el diseño estructural. Se pueden utilizar las mismas longitudes de anclaje de las barras de refuerzo o presfuerzo, iguales criterios para especificar la resistencia mínima del concreto y el mismo tratamiento de las juntas de construcción.

12.3.5. Composición

Los componentes del concreto autocompactante son los mismos que los del concreto estructural convencional, aunque las proporciones de los mismos pueden variar respecto a las habituales para estos últimos, caracterizándose por un menor contenido de agregado grueso, un mayor contenido de finos minerales y, en general, un menor tamaño máximo de agregado.

12.3.6. Consistencia

La consistencia del concreto autocompactante no puede ser caracterizada con los procedimientos empleados para el concreto convencional. La caracterización de la autocompactabilidad se realiza a través de métodos de ensayo específicos que permiten evaluar las características del material en términos de:

- Fluidez, mediante ensayos de escurrimiento o de escurrimiento en embudo V, según ASTM C 1611/C 1611M
- Resistencia al bloqueo, mediante ensayos del escurrimiento con anillo J, o mediante ensayos en caja en L, según ASTM C 1621/C 1621M
- Resistencia a la segregación según ASTM C 1610.

La resistencia a la segregación, también se puede apreciar a partir del comportamiento del material en los ensayos de escurrimiento y embudo en V. En el ensayo de escurrimiento debe observarse una distribución uniforme de agregado grueso y ningún tipo de segregación o exudación en el perímetro de la "torta" final del ensayo.

En la tabla 12.3.2 se muestran los intervalos admisibles de los parámetros de autocompactabilidad que deben cumplirse simultáneamente según los diferentes métodos de ensayo.

Tabla 12.3.2 Requisitos generales para la autocompactabilidad⁽¹⁾

Ensayo	Parámetro medido	Intervalo admisible
Escurrecimiento	T_{50}	$T_{50} \leq 8 \text{ s}$
	d_f	$550 \text{ mm} \leq d_f \leq 850 \text{ mm}$
Embudo en V	T_v	$4 \text{ s} \leq T_v \leq 20 \text{ s}$
Caja en L	C_{bl}	$0.75 \leq C_{bl} \leq 1.00$
Escurrecimiento con anillo en J	d_{jf}	$d_{jf} \geq d_f - 50 \text{ mm}$

⁽¹⁾ Ver significado de la notación en las normas correspondientes

12.3.7. Propiedades mecánicas

12.3.7.1. Resistencia a compresión

En el concreto autocompactante la evolución de la resistencia a compresión con el tiempo puede considerarse equivalente a la de un concreto de compactación convencional, sin embargo, se deberá tener en cuenta la posibilidad de un retraso en la ganancia de resistencia inicial debido a las dosis mayores de aditivos utilizados. Para la resistencia a tensión pueden aplicarse las relaciones entre ambas resistencias establecidas para el concreto convencional.

12.3.7.2. Módulo de elasticidad

Debido a que los concretos autocompactantes contienen un mayor volumen de pasta que el concreto de compactación convencional y tomando en cuenta que el módulo de elasticidad de la pasta es menor que el de los agregados, se puede prever que el módulo de elasticidad para el concreto autocompactante resulte entre 7% y 15% menor que el del concreto de compactación convencional. Cuando se requiera un conocimiento detallado del valor del

módulo de elasticidad como, por ejemplo, en algunas estructuras con un proceso de construcción evolutivo en el que el control de la deformación resulte crítico, se deben hacer determinaciones experimentales de dicho valor, al igual que se hace cuando se utiliza concreto de compactación convencional.

12.3.7.3. Resistencia a fuerza cortante

Aunque no se han detectado diferencias importantes dignas de ser tomadas en cuenta en el diseño estructural, debido al menor contenido de agregado grueso y en general agregado de menor tamaño, los concretos autocompactantes presentan una superficie de fisura más lisa que la de los concretos de compactación convencional de la misma resistencia. Esto reduce ligeramente la componente resistente de trabazón. En cualquier caso el cálculo correspondiente puede realizarse utilizando las expresiones de diseño de estas normas para el concreto de compactación convencional.

12.3.8. Contracción por secado

Debido a que el concreto autocompactante tiene una mayor cantidad de finos en su composición y una alta resistencia frente a la segregación, el material prácticamente no exuda agua durante la puesta en obra. Si bien teóricamente este aspecto resulta positivo, en la práctica, el efecto puede resultar adverso, ya que muchas veces es el agua de exudación (sangrado) la que compensa el agua que se evapora en estado fresco y, consecuentemente, evita el agrietamiento por contracción plástica.

Debido a las bajas relaciones agua/cementante que en general se consideran, cobra especial importancia el curado del concreto autocompactante, especialmente en estructuras con altas relaciones superficie/volumen.

De manera equivalente a lo que sucede con el concreto de compactación convencional, un alto contenido de cemento conducirá a un mayor calor de hidratación, una consecuente dilatación y una posterior contracción térmica, lo cual en elementos de mediana o gran masa puede resultar crítico en términos de agrietamiento. Se deben emplear las mismas precauciones que para el concreto de compactación convencional.

12.3.9. Flujo plástico

El comportamiento en flujo plástico del concreto autocompactante puede considerarse equivalente al de un concreto de compactación convencional de igual relación agua/cemento. Aunque para el mismo nivel resistente podrían producirse deformaciones ligeramente mayores, si el secado al aire es permitido, esta diferencia puede desaparecer a causa del mayor refinamiento de la estructura de poro del concreto autocompactante. En aplicaciones donde el flujo plástico pueda ser un factor crítico, esta propiedad deberá ser tomada en cuenta durante el proceso de dosificación y verificada mediante ensayos específicos de laboratorio sobre probetas expuestas a un ambiente controlado.

12.4. Concreto ligero

12.4.1. Requisitos generales

En estas Normas se entiende por concreto ligero aquel cuyo peso volumétrico en estado fresco

es inferior a 19 kN/m^3 (1.9 t/m^3).

Sólo se permite el uso de concreto ligero en elementos secundarios. Su uso en elementos principales de estructuras requiere de la autorización especial del Corresponsable en Seguridad Estructural o del Director Responsable de Obra cuando no se requiera de Corresponsable.

En el diseño de elementos estructurales de concreto ligero son aplicables los criterios para concreto de peso normal con las modificaciones que aquí se estipulan.

Se supondrá que un elemento de concreto ligero reforzado alcanza su resistencia a flexocompresión cuando la deformación unitaria del concreto es $0.003E_c/E_L$, donde E_c y E_L son, respectivamente, los módulos de elasticidad del concreto de peso normal clase 1 y ligero de igual resistencia.

En las ecuaciones relacionadas con el cálculo de resistencias, aplicables a concreto de peso normal, se usará $1.6 f_t$ en lugar de $\sqrt{f'_c}$ siendo f_t en MPa ($0.5f_t$ en lugar de $\sqrt{f'_c}$ si se usan kg/cm^2), la resistencia nominal a tensión indirecta obtenida de acuerdo con el inciso 2.1.3 para concreto clase 2.

El valor de f_t que se use no debe ser mayor que $0.38\sqrt{f'_c}$ en MPa ($1.2\sqrt{f'_c}$ en kg/cm^2). Si no se conoce f_t se supondrá igual a $0.28\sqrt{f'_c}$ en MPa ($0.9\sqrt{f'_c}$ en kg/cm^2).

No son aplicables las ecuaciones de peraltes mínimos que en elementos de peso normal permiten omitir el cálculo de deflexiones.

El módulo de elasticidad del concreto ligero se determinará experimentalmente, con un mínimo de seis pruebas para cada resistencia y cada tipo de agregado.

12.4.2. Requisitos complementarios

El refuerzo por cambios volumétricos que se estipula en la sección 6.7 será obligatorio en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural, en metros, exceda de

$$\frac{2.35\bar{f}_t}{\sqrt{f'_c}} \quad (12.4.1)$$

$$\left(\frac{0.75\bar{f}_t}{\sqrt{f'_c}}\right)$$

y las cuantías requeridas en ese inciso se incrementará en la relación:

$$\frac{0.63\sqrt{f'_c}}{\bar{f}_t} \quad (12.4.2)$$

$$\left(\frac{2\sqrt{f'_c}}{\bar{f}_t}\right)$$

f'_c y \bar{f}_t en MPa (kg/cm²).

El esfuerzo \bar{f}_t se define en el inciso 2.1.3.

El refuerzo no se doblará con un radio menor que $\frac{f_y}{30\bar{f}_t}$ veces el diámetro de la barra doblada ni menor que el que señale la respectiva Norma Mexicana de las indicadas en la sección 2.2, para la prueba de doblado.

Si se desconoce, \bar{f}_t se sustituirá por $0.38 \sqrt{f'_c}$ en MPa ($1.2 \sqrt{f'_c}$ en kg/cm²) en las expresiones de esta sección.

12.5. Concretos reforzados con fibras

12.5.1. Alcance

Los concretos reforzados con fibras se definen como aquellos que incluyen en su composición fibras cortas, discretas y distribuidas aleatoriamente en su masa.

La aplicación de estos concretos puede ser con finalidad estructural o no estructural. El empleo de fibras en el concreto tiene finalidad estructural cuando se utiliza su contribución en los cálculos relativos a alguno de los estados límite de resistencia o de servicio y su empleo puede implicar la sustitución parcial o total del refuerzo convencional en algunas aplicaciones. Se considera que las fibras no tienen función estructural, cuando se incluyen en el concreto con otros objetivos, como la mejora de la resistencia al fuego o el control del agrietamiento.

12.5.2. Propiedades de los materiales

12.5.2.1. Fibras

Las fibras son elementos de corta longitud y sección pequeña que se incorporan a la masa de concreto con el fin de conferirle ciertas propiedades específicas. Se clasifican como fibras estructurales aquellas que proporcionan una tenacidad importante al concreto, en cuyo caso la contribución de las fibras se considera en el cálculo de la respuesta de la sección de concreto; como fibras no estructurales aquellas que, sin considerarlas en el cálculo de la respuesta, la tenacidad que desarrollan permite tener una mejora en las propiedades del concreto como el control del agrietamiento por contracción, incremento de la resistencia al fuego, abrasión, impacto y otras. De acuerdo con su naturaleza las fibras se clasifican en fibras de acero, fibraspoliméricas y otras fibras inorgánicas. La efectividad de las fibras se valora por medio de la energía de rotura (tenacidad) en Julios (J) en especímenes de concreto de conformidad con la norma ASTM C 1018.

a) Las fibras de acero deben cumplir con los requisitos de la especificación ASTM A-820. La forma de la fibra tiene un impacto importante en la adherencia de la fibra con el concreto, pueden ser rectas, onduladas, corrugadas, con extremos de distintas formas, etc. Su sección transversal puede ser circular, rectangular, semicircular, irregular o de sección transversal variable.

La longitud de la fibra, l_f , debe ser mayor o igual a 2 veces el tamaño máximo del agregado (t_{ma}); es usual el empleo de longitudes de 2.5 a 3 veces el t_{ma} . Además, el diámetro de la tubería para el bombeo del concreto exige que la longitud de la fibra sea inferior a $2/3$ del diámetro del tubo.

La longitud de la fibra debe ser suficiente para lograr la adherencia necesaria a la matriz y evitar que sea arrancada con facilidad. Un parámetro conveniente para describir la geometría de la fibra es el llamado relación de aspecto, que es la relación entre la longitud y el diámetro de la fibra o diámetro equivalente, en caso de que la sección transversal no sea circular. A igualdad de longitud, fibras de diámetro pequeño aumentan el número de ellas por unidad de peso y hacen más denso el entramado de fibras. El espaciamiento entre fibras se reduce cuando la fibra es más fina, siendo más eficiente al permitir una mejor redistribución de esfuerzos.

b) Pueden usarse fibras plásticas de material polimérico (polipropileno, polietileno de alta densidad, aramida, alcohol de polivinilo, acrílico, nylon o poliéster). Las fibras plásticas deben cumplir con la norma ASTM D 7508/D 7508M. Su longitud debe estar comprendida entre 20 mm y 60 mm, y debe guardar una relación con el tamaño máximo del agregado (t_{ma}) de al menos 3:1 (fibra: t_{ma}).

Las fibras plásticas de longitud menor a 30 mm pueden usarse para reducir el agrietamiento por contracción plástica del concreto, especialmente en pavimentos y para mejorar el desempeño frente a fuego, pero no pueden tener ninguna función estructural.

c) Las fibras inorgánicas, entre las que se encuentran las de vidrio, pueden usarse para fines estructurales, para reducir el agrietamiento, la contracción por secado y el flujo plástico, así como para mejorar el desempeño del concreto ante fatiga e impacto, pero debe garantizarse que tengan un desempeño adecuado durante la vida útil del elemento estructural, en relación con los problemas potenciales de su deterioro como consecuencia de la alcalinidad del medio. Cuando se usen en elementos estructurales donde se presenten cargas de flexión o tensión, como en vigas, columnas y losas, se debe considerar en su dimensionamiento que toda la fuerza de tensión debe ser resistida por barras de refuerzo.

12.5.2.2. Concreto

El concreto empleado en la mezcla es del tipo convencional aunque deben variarse las proporciones de los materiales componentes para alcanzar una trabajabilidad adecuada y sacar ventaja de las fibras. Para ello, se debe limitar el tamaño del agregado, optimizar la granulometría, incrementar el contenido de cemento y adicionarle ceniza volante o aditivos químicos para mejorar la trabajabilidad. Cuando las fibras utilizadas sean metálicas, el ión cloruro total aportado por los materiales componentes no excederá de 0.4% del peso del cemento.

12.5.3. Criterio de diseño

Se debe considerar al concreto reforzado con fibras como un concreto con capacidad de deformación, resistencia al impacto, absorción de energía y resistencia a tensión incrementadas. El incremento en estas propiedades variará desde sustanciales hasta nulo dependiendo de la cantidad y tipo de fibras empleados; las propiedades no se incrementarán en la misma proporción en el que se incrementa el contenido de fibras.

El dimensionamiento de miembros de concreto reforzado con fibras de acero se basa en los métodos de diseño convencionales complementados con procedimientos para tomar en cuenta la tensión adicional que proporcionan las fibras.

Para aplicaciones estructurales, las fibras de acero se usan como refuerzo complementario de las barras de refuerzo. Las fibras de acero pueden inhibir las grietas satisfactoriamente y mejorar la resistencia al deterioro del material como consecuencia de fatiga, impacto, y contracción por secado o esfuerzos térmicos. En miembros estructurales donde se presenten cargas de flexión o tensión, como en vigas, columnas o losas (no sobre el terreno) un enfoque conservador, pero justificable, para el dimensionamiento es considerar que toda la tensión es soportada por las barras de refuerzo.

En aplicaciones donde no es esencial la presencia de refuerzo continuo para la seguridad e integridad de la estructura, (pisos sobre el terreno, pavimentos, recubrimientos y revestimientos con concreto lanzado) las mejoras en la resistencia a flexión, impacto y en el desempeño a la fatiga asociadas con el uso de las fibras, pueden emplearse para reducir el espesor de la sección, mejorar el desempeño o ambos.

12.5.4. Propiedades mecánicas

12.5.4.1. Resistencia a compresión

Los incrementos en la resistencia a compresión del concreto varían desde nulo en la mayor parte de los casos hasta 20 por ciento para concretos que incluyen 2%, por volumen, de fibras.

Las curvas esfuerzo-deformación presentan un incremento en la deformación correspondiente al esfuerzo máximo y una pendiente menos pronunciada de la parte descendente de dichas curvas, en relación con las obtenidas en los especímenes de control sin fibras. Esto es indicativo de que se alcanza una tenacidad sustancialmente mayor. La tenacidad es una medida de la capacidad de absorber energía durante la deformación y se estima a partir del área abajo de la curva esfuerzo-deformación.

La mejora en la tenacidad a compresión propiciada por las fibras es útil para evitar fallas explosivas bajo carga estática y absorber energía bajo carga dinámica.

12.5.4.2. Resistencia a tensión

La resistencia del concreto reforzado con fibras de acero a tensión directa es del mismo orden que la del concreto sin refuerzo; su tenacidad puede ser uno o dos órdenes de magnitud más grande, debido a la fricción desarrollada durante la extracción de la fibra a ambos lados de la grieta.

12.5.4.3. Resistencia a flexión

La resistencia a flexión última generalmente se incrementa en relación con el volumen de fibras y la relación de aspecto. Fibras con baja relación de aspecto (menores que 50) y concentraciones menores que 0.5% del volumen, tienen un efecto despreciable en las propiedades de resistencia estática. Las características de la gráfica carga-deflexión posterior al agrietamiento depende en gran parte del tipo de fibra seleccionado y del porcentaje

volumétrico de fibra usado.

12.5.4.4. Tenacidad en flexión

Bajo carga estática la tenacidad en flexión se define como el área bajo la curva carga-deflexión en flexión y representa la energía total absorbida antes de que las fibras se separen totalmente del espécimen. Los índices de tenacidad en flexión se calculan como la relación entre el área bajo la curva carga-deflexión del concreto con fibra hasta una deflexión final específica y el área hasta la aparición de la primera grieta o el área de la curva carga-deflexión de la matriz sin fibras.

Los índices de tenacidad dependen principalmente del tipo, concentración y relación de aspecto de las fibras y son independientes de que la matriz sea mortero o concreto.

En general fibras onduladas, con deformaciones superficiales y fibras con anclajes en los extremos producen índices de tenacidad más grandes que los alcanzados con fibras rectas y lisas para las mismas concentraciones volumétricas o permiten alcanzar índices similares con concentraciones menores de fibras.

12.5.4.5. Desempeño bajo cargas dinámicas

La resistencia dinámica de concreto reforzado con varios tipos de fibras y sujeto a cargas explosivas, caída de objetos pesados y cargas dinámicas a flexión, tensión y compresión es de 3 a 10 veces mayor que la del concreto simple. La mayor energía requerida para extraer las fibras de la matriz proporciona la resistencia al impacto y la resistencia al despostillamiento y fragmentación bajo cargas dinámicas. Para concretos con fibras el número de impactos requeridos para alcanzar la falla usualmente es de varios cientos comparados con 30 a 50 requeridos para el concreto simple.

12.5.5. Contracción por secado y flujo plástico

Las fibras de acero tienen poco efecto en la contracción por secado libre del concreto reforzado con fibras de acero. Sin embargo, cuando la contracción por secado está restringida, las fibras de acero reducen sustancialmente la cantidad y el anchopromedio de las grietas.

La adición de fibras de acero no reduce en forma significativa las deformaciones originadas por el flujo plástico en el material compuesto.

12.5.6. Resistencia a congelación-deshielo

Las fibras de acero no afectan significativamente la resistencia del concreto a congelación-deshielo, aunque puede reducir la severidad del agrietamiento visible y el despostillamiento, como resultado de la congelación en concretos con un sistema inadecuado de vacíos. La inclusión de aire sigue siendo el criterio más efectivo para asegurar resistencia a congelación-deshielo satisfactoria, como en el concreto simple.

12.5.7. Resistencia a abrasión/cavitación/erosión

El concreto reforzado con fibras de acero tiene alta resistencia a las fuerzas de cavitación originadas por flujo de agua a alta velocidad y el daño causado por el impacto de grandes

rocas arrastradas por dicho flujo de agua.

La adición de fibras de acero no mejora la resistencia a abrasión/erosión de concretos originada por partículas pequeñas a baja velocidad, debido a que los ajustes requeridos en las proporciones de las mezclas para dar cabida a las fibras reducen el contenido del agregado grueso y aumenta el contenido de pasta.

12.6. Concreto lanzado

El concreto lanzado se define como aquel que se coloca por medios neumáticos a alta velocidad, en capas relativamente delgadas, sobre la superficie a ser recubierta; puede ser de concreto simple o reforzado, con fibra o mallas de barras de refuerzo, según las necesidades del proyecto.

12.6.1. Procesos de lanzado

El concreto lanzado se clasifica de acuerdo con el proceso usado: mezcla húmeda o mezcla seca y con el agregado empleado, grueso o fino. En la tabla 12.6.1 se presenta las granulometrías requeridas para el agregado fino (No. 1) y para el agregado grueso (No. 2).

12.6.1.1. Proceso de mezcla seca

1. El proceso de mezcla seca consiste de los cinco pasos siguientes:
2. Se mezclan completamente todos los ingredientes, excepto el agua;
3. Se coloca la mezcla cementante-agregado dentro de un alimentador mecánico especial o cañón llamado equipo de impulsión;
4. Se introduce la mezcla en la manguera de impulsión mediante un dispositivo de control: rueda alimentadora, rotor, o recipiente alimentador. Algunos equipos usan solamente aire a presión para impulsar el material dentro las mangueras;
5. El material es impulsado con aire a presión a través de la manguera hasta la boquilla. La boquilla está provista internamente de un anillo a través del cual se introduce el agua a presión, la cual se mezcla completamente con los otros ingredientes; y
6. El material es lanzado a alta velocidad a través de la boquilla hasta la superficie a ser recubierta.

12.6.1.2. Proceso de mezcla húmeda

El proceso de mezcla húmeda consiste de cinco pasos:

1. Todos los ingredientes incluyendo el agua de mezclado, se mezclan completamente;
2. Se introduce el mortero o el concreto dentro la cámara del equipo de impulsión;
3. La mezcla se regula dentro de la manguera de impulsión y se mueve mediante desplazamientos positivos o se conduce mediante aire comprimido hasta la boquilla;

4. Se inyecta aire comprimido en la boquilla para incrementar la velocidad y mejorar el procedimiento de lanzado; y

5. El mortero o concreto se lanza a alta velocidad a través de la boquilla sobre la superficie a ser recubierta.

Tabla 12.6.1 Límites de granulometría para agregados combinados

Tamaño de tamiz, malla cuadrada estándar	Porcentaje en peso que pasa en los tamices individuales	
	Granulometría No. 1	Granulometría No. 2
19 mm (3/4 pulg.)	---	---
12 mm (1/2 pulg.)	---	100
10 mm (3/8 pulg.)	100	90 a 100
4.75 mm (No. 4)	95 a 100	70 a 85
2.4 mm (No. 8)	80 a 98	50 a 70
1.2 mm (No. 16)	50 a 85	35 a 55
600 µm (No. 30)	25 a 60	20 a 35
300 µm (No. 50)	10 a 30	8 a 20
150 µm (No. 100)	2 a 10	2 a 10

12.6.2. Comparación de los procesos

Cualquiera de los procesos puede producir concreto lanzado adecuado para los requisitos de las construcciones normales. Sin embargo, diferencias en la inversión y costo de mantenimiento del equipo, características de operación del equipo, material disponible adecuado y características de colocación, puede hacer que un método u otro sea más atractivo para una aplicación particular. La tabla 12.6.2 establece diferencias en las características de operación y otras propiedades que merecen tomarse en cuenta.

12.6.2.1. Concreto lanzado con agregado grueso

Hay cinco razones para incluir agregado grueso en el concreto lanzado:

1. La reducción del área superficial del agregado grueso versus la del agregado fino permite reducir el consumo de agua;
2. El agregado grueso reduce la contracción por secado al reducir el contenido de agregado fino;
3. La incorporación de agregado grueso mejora la bombeabilidad de la mezcla húmeda;
4. El impacto del agregado grueso en el concreto lanzado en estado plástico mejora la densidad del concreto colocado;
5. Se puede mejorar la economía de la mezcla.

Sin embargo, para ambos procesos, mezcla seca y mezcla húmeda, el concreto lanzado con

más de 30 por ciento de agregado grueso incrementa el rebote, es más difícil de darle el acabado y no puede emplearse para capas delgadas. El concreto lanzado con agregado grueso requiere el empleo de mangueras de mayor diámetro y produce cráteres en la superficie del concreto cuando se lanza a alta velocidad.

Tabla 12.6.2 Comparación de los procesos de mezcla seca y mezcla húmeda

Proceso de mezcla seca	Proceso de mezcla húmeda
1. Control instantáneo del agua de mezclado y de la consistencia de la mezcla en la boquilla para adaptarse a las condiciones variables del sitio	1. El agua de mezclado se controla en el equipo de mezclado y puede ser medida con precisión
2. Mejor adecuación para la colocación de mezclas que contienen agregado ligero o material refractario	2. Mayor confianza de que el agua de mezclado se mezcla completamente con los otros ingredientes
3. Posibilidad de ser transportado a distancias más largas	3. Menor cantidad de polvo y menor pérdida de material cementante durante la operación de lanzado
4. Las mangueras para conducirlo se pueden mover con mayor facilidad	4. Normalmente tiene menor rebote, dando como resultado menor desperdicio
5. Menor volumen para un tamaño de manguera dado.	5. Mayor volumen para un tamaño de manguera dado.

12.6.3. Propiedades

Los tipos de mezclas de concreto que se aplican por medio de lanzado, incluyen al concreto simple, con micro sílice, reforzado con fibra, de alta resistencia y de alto desempeño. Los diferentes tipos tienen propiedades diferentes ya endurecidos.

La composición de la mezcla debe ser tal que el concreto lanzado endurecido ya en el sitio desarrolle propiedades mecánicas y físicas aceptables. La composición de la mezcla afectará las propiedades del concreto lanzado endurecido de la misma manera como lo hace en el concreto convencional. Los efectos asociados con el proceso de lanzado, como la compactación, el rebote y la orientación de las fibras, afectará las propiedades del concreto lanzado endurecido.

La relación agua-material cementante (a/mc) es clave para las mezclas húmedas de concreto lanzado, como lo es la relación cemento-agregado para las mezclas secas de concreto lanzado. La reducción de la relación a/mc mejora la mayor parte de las propiedades del concreto lanzado, incluyendo resistencia, permeabilidad y durabilidad. La presencia de acelerantes, micro sílice u otras puzolanas modifica las propiedades físicas, especialmente la permeabilidad y durabilidad. El empleo de un aditivo inclusor de aire mejora la resistencia del concreto lanzado a la congelación y deshielo, mientras que el empleo de fibras mejora la tenacidad. La aplicación de un curado adecuado al concreto lanzado es importante, ya que siempre mejorará su desempeño mecánico y físico.

El concreto lanzado de alto desempeño, el cual incluye propiedades de alta resistencia, baja permeabilidad, alta durabilidad y resistencia al calor o química se alcanza con aditivos o materiales especiales, como la micro sílice.

12.6.3.1. Resistencia a compresión

La resistencia a compresión de las mezclas secas de concreto lanzado depende en gran medida de la relación cemento- agregado. Se pueden alcanzar resistencias de 85 MPa (850 kg/cm²) y son comunes resistencias de 40 y 50 MPa (400 y 500 kg/cm²).

El empleo de bajas relaciones a/mc mediante la incorporación de aditivos reductores de agua de alto rango a las mezclas húmedas de concreto lanzado propicia concretos de alta resistencia. Las resistencias usuales en mezclas húmedas de concreto lanzado varían entre 30 y 50 MPa (300 y 500 kg/cm²). En trabajos de rehabilitación, túneles y apoyos subterráneos, es más importante el desarrollo de resistencia a corta edad que la resistencia última. En estos casos, se emplean aditivos acelerantes para mejorar el desarrollo temprano de la resistencia. Esto puede conducir a la reducción de resistencia a largo plazo, inclusive a 28 días, y de la durabilidad, en comparación con la de concretos lanzados sin acelerantes de la misma composición. Estos efectos son proporcionales a la dosificación del acelerante o son afectados por la composición química de los mismos.

12.6.3.2. Propiedades a flexión

Tradicionalmente, se han empleado mallas de alambre soldado en el recubrimiento de túneles con concreto lanzado para proporcionar ductilidad al recubrimiento. Ahora, el refuerzo con mallas de alambre soldado está siendo sustituido progresivamente por fibras de acero o sintéticas. El refuerzo con fibras proporciona al concreto lanzado tenacidad y capacidad para soportar cargas después del agrietamiento. También ayuda al control del agrietamiento por contracción restringida y mejora la resistencia al impacto.

12.6.3.3. Resistencia a la adherencia

Debido a que el concreto lanzado es físicamente enviado a la superficie receptora, usualmente presenta buena adherencia con concreto, mampostería, roca, acero y muchos otros materiales. La resistencia a la adherencia se mide por cortante o por tensión directa. El concreto lanzado deberá desarrollar una resistencia a tensión mínima de 0.7 MPa (7 kg/cm²). El concreto lanzado aplicado correctamente con suficiente compactación sobre un sustrato bien preparado desarrolla una resistencia a la adherencia superior a 1 MPa (10 kg/cm²).

Los resultados de los ensayos de resistencia a la adherencia para los concretos lanzados vía mezclas seca o húmeda llevados a cabo sobre sustratos de concreto con diferentes preparaciones, indican que la composición de la mezcla de concreto lanzado tiene menos influencia en la adherencia que la preparación de la superficie. Los mejores resultados se obtienen con hidroescarificación, escarificado solamente con chorro de arena, o martelinado seguido de escarificado con chorro de arena. Los otros tipos de preparación de la superficie (desbastado, martelinado sin escarificado con chorro de arena) dan como resultado, ya sea una resistencia a la adherencia menor, o una reducción de la adherencia con el tiempo. También es importante la condición de humedad del sustrato en el momento de aplicar el concreto lanzado. Los mejores resultados se obtienen cuando el concreto lanzado se aplica sobre un sustrato saturado superficialmente seco. Una superficie del sustrato excesivamente seca o húmeda en el momento de aplicar el concreto lanzado reduce la resistencia a la adherencia. El escobillado entre capas de concreto lanzado rompe la capa de material exudado a la superficie y elimina el material lanzado suelto y en exceso, mejorando con esto la adherencia. Es importante que la superficie del sustrato se mantenga limpia entre

aplicaciones.

12.6.3.4. Contracción por secado

La contracción por secado es un parámetro importante en relación con el agrietamiento potencial o la reducción de la adherencia con el tiempo, especialmente si el concreto lanzado se emplea en la reparación de estructuras de concreto. La contracción por secado del concreto lanzado varía con la dosificación de la mezcla, pero generalmente se encuentra entre 0.06 y 0.10 % a 3 meses. La contracción por secado del concreto lanzado es mayor que la de los concretos convencionales, debido principalmente a que el concreto lanzado tiene menos agregado grueso y mayor cantidad de material cementante y agua. El empleo de acelerantes tiende a incrementar la contracción por secado y el potencial de agrietamiento.

12.6.3.5. Absorción y volumen de vacíos permeables

El ensaye de absorción (ASTM C 642) se debe realizar en concreto lanzado endurecido para proporcionar una indicación completa de la calidad del concreto lanzado, especialmente en concreto lanzado vía mezcla húmeda, donde los resultados son influenciados en gran medida por la relación agua/material cementante. El valor de la absorción y el volumen de los vacíos permeables son útiles para identificar los concretos con una microestructura débil o dañada.

Valores aceptables de volumen de vacíos permeables varían entre 14 y 17 %. Valores típicos de absorción en agua hirviendo varían entre 6 y 9 %. Los resultados varían en función de las características absorbentes del agregado. El agregado ligero tiene una absorción alta. La absorción de un espécimen de concreto lanzado es proporcional a su relación a/mc . Una relación a/mc baja conduce a volúmenes de vacíos permeables relativamente bajos o a valores bajos de absorción, los cuales son indicativos de una buena calidad del concreto lanzado. Una mezcla demasiado seca, conducirá a un volumen de vacíos permeables relativamente alto o a altos valores de absorción debido a la rigidez del concreto lanzado en estado plástico. La velocidad de impacto es otro parámetro importante que influye en la porosidad del concreto lanzado endurecido. Una velocidad de impacto insuficiente no proporcionará una compactación adecuada, dando como resultado una permeabilidad y valores de absorción altos.

Los acelerantes de fraguado tienen un efecto detrimental en la porosidad del concreto lanzado, debido al efecto de fraguado instantáneo del aditivo, el cual disminuye el efecto de autocompactación del concreto lanzado; la influencia de diferentes acelerantes varía y debe ser verificada con ensayos en paneles antes de usarlos en obra.

Valores de vacíos permeables o de absorción altos indican baja calidad y durabilidad reducida del concreto lanzado colocado en el sitio.

12.6.3.6. Otras propiedades

La permeabilidad varía de acuerdo con la composición de la mezcla (a/mc y micro sílice). El concreto lanzado y el concreto convencional tienen coeficiente de permeabilidad similares para materiales constituyentes y relaciones agua/material cementante también similares. El coeficiente de expansión térmica del concreto lanzado es aproximadamente igual al del acero de refuerzo, siendo por tanto mínimos los esfuerzos internos desarrollados por cambio de temperatura. La densidad del concreto lanzado de alta calidad varía entre 2200 y 2400 kg/m³, similar a la del concreto convencional. El módulo de elasticidad está entre 17 y 40 GPa (170

000 y 400 000 kg/cm²), similar al del concreto convencional.

12.7. Concretos reciclados

12.7.1. Requisitos generales

En estas normas se entiende por concretos reciclados a los concretos fabricados con agregado grueso reciclado proveniente de la trituración de residuos de concreto. Para su uso como concreto estructural el contenido de agregado grueso reciclado se limita a 20%, en peso, del contenido total de agregado grueso. No se permite el empleo de agregado fino reciclado como sustituto parcial o total del agregado fino, ni de agregado grueso procedente de estructuras con patologías que puedan afectar la calidad del concreto. El agregado grueso reciclado puede emplearse tanto para concreto simple como para concreto reforzado. La resistencia especificada, f_c' , será inferior a 40 MPa (400 kg/cm²); no se permite su empleo en estructuras de concreto presforzado, ni en estructuras con marcos dúctiles.

Se deberán establecer depósitos separados e identificados para agregados naturales y reciclados. Debido a que la calidad del concreto de origen afecta la calidad del agregado reciclado se requiere mantener en depósitos separados los agregados reciclados procedentes de concretos de calidades muy diferentes.

12.7.2. Requisitos para el agregado grueso reciclado

El tamaño mínimo para el agregado grueso reciclado es de 4.75 mm (malla #4). El contenido de partículas que pasan la malla #4 no debe ser superior a 5%. El contenido de terrones de arcilla en el agregado grueso reciclado no debe ser superior a 0.6% y en el agregado grueso natural a 0.15%.

En los concretos reciclados con contenido de agregado grueso reciclado inferior a 20%, la absorción de este agregado debe ser inferior a 7%; adicionalmente, la absorción del agregado grueso natural deberá tener una absorción inferior a 4.5%. Para la resistencia al desgaste de la grava se mantiene el requisito aplicado para los agregados naturales: coeficiente de los Ángeles no superior a 40%.

Se deberá controlar en el agregado reciclado el contenido de impurezas limitando los valores máximos a lo establecido en la tabla 12.7.1.

Tabla 12.7.1 Impurezas máximas en el agregado reciclado

Impurezas	Máximo contenido de impurezas, % del peso total de la muestra
Material cerámico	5
Partículas ligeras	1
Asfalto	1
Otros materiales (vidrio, plásticos, metales, madera, papel, etc.)	1

Se deberá determinar el contenido total de cloruros y aplicar el mismo límite recomendado en

4.8.1; además, los agregados reciclados no presentarán reactividad potencial con los álcalis del cemento.

12.7.3. Durabilidad

La durabilidad del concreto reciclado con un porcentaje de agregado reciclado no superior a 20% es similar a la que presenta un concreto convencional, por lo que son aplicables las recomendaciones establecidas en el capítulo 4.

12.7.4. Diseño estructural

Las prescripciones establecidas en estas Normas Técnicas Municipales son aplicables al diseño estructural de concreto reciclado, si el contenido máximo de agregado grueso reciclado se limita a 20%. El agregado grueso reciclado debe cumplir con las prescripciones adicionales establecidas en este apartado.

13. CONCRETO SIMPLE

13.1. Limitaciones

El uso de concreto simple con fines estructurales se limitará a:

- a) Miembros que estén apoyados sobre el suelo en forma continua, o soportados por otros miembros estructurales capaces de proporcionar apoyo vertical continuo;
- b) Miembros para los cuales la acción de arco origina compresiones bajo todas las condiciones de carga; o
- c) Muros y pedestales. No se permite el uso del concreto simple en columnas con fines estructurales.

13.2. Juntas

Se proporcionarán juntas de contracción o de aislamiento para dividir los miembros estructurales de concreto simple en elementos a flexión discontinuos. El tamaño de cada elemento limitará el incremento excesivo en los esfuerzos internos generados por las restricciones al movimiento originado por el flujo plástico, la contracción por secado, y los efectos de temperatura.

En la determinación del número y localización de las juntas de contracción o aislamiento se le dará atención a: influencia de las condiciones climáticas; selección y proporcionamiento de materiales; mezclado, colocación y curado del concreto; grado de restricción al movimiento; esfuerzos debidos a las cargas que actúan sobre el elemento; y técnicas de construcción.

13.3. Método de diseño

Los miembros de concreto simple se diseñarán para una resistencia adecuada de acuerdo con estas Normas, usando factores de carga y de resistencia.

La resistencia de diseño de miembros estructurales de concreto simple en flexión y carga axial

se basarán en una relación esfuerzo– deformación lineal, tanto en tensión como en compresión.

No se transmitirá tensión a través de bordes externos, juntas de construcción, juntas de contracción, o juntas de aislamiento de un elemento individual de concreto simple. No se supondrá continuidad en flexión debido a tensión entre elementos estructurales adyacentes de concreto simple.

Cuando se calcule la resistencia a flexión, carga axial y flexión combinadas, y cortante, en el diseño se considerará la sección transversal completa, con excepción de los elementos colados contra el suelo a los cuales se reducirá 50 mm al espesor total h .

13.4. Esfuerzos de diseño

Los esfuerzos calculados bajo cargas de diseño (ya multiplicadas por el factor de carga), suponiendo comportamiento elástico, no excederán a los valores siguientes, donde F_R vale 0.65 en todos los casos:

a) Compresión por flexión

$$F_R f'_c \quad (13.4.1)$$

b) Tensión por flexión

1) concreto clase 1

$$0.47 F_R \sqrt{f'_c}; \text{ si se usan MPa} \quad (13.4.2)$$

$$(1.5 F_R \sqrt{f'_c}; \text{ si se usan kg/cm}^2)$$

2) concreto clase 2

$$0.34 F_R \sqrt{f'_c}; \text{ si se usan MPa} \quad (13.4.3)$$

$$(1.1 F_R \sqrt{f'_c}; \text{ si se usan kg/cm}^2)$$

c) Compresión axial

$$0.56 F_R \sqrt{f'_c} \left(1 - \left(\frac{H'}{32h} \right)^2 \right) \quad (13.4.4)$$

d) Cortante, como medida de la tensión diagonal en elementos angostos que trabajen en una dirección

$$0.05 F_R \sqrt{f'_c}; \text{ si se usan MPa} \quad (13.4.5)$$

$$(0.18 F_R \sqrt{f'_c}; \text{ si se usan kg/cm}^2)$$

e) Cortante, como medida de la tensión diagonal cuando el elemento trabaje en dos direcciones y la falla sea cónica y piramidal alrededor de la carga (\square es la relación entre la dimensión menor de la zona cargada y la mayor)

$$(0.5 + \gamma)0.28F_R\sqrt{f'_c} \leq 0.28F_R\sqrt{f'_c}; \text{ si se usan MPa} \quad (13.4.6)$$

$$\left((0.5 + \gamma)0.9F_R\sqrt{f'_c} \leq 0.9F_R\sqrt{f'_c}; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

14. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

14.1. Esfuerzos bajo condiciones de servicio

Para estimar los esfuerzos producidos en el acero y el concreto por acciones exteriores en condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas. Si el momento de agrietamiento es mayor que el momento exterior, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero. Si el momento de agrietamiento es menor que el momento actuante, se recurrirá a la sección transformada, despreciando el concreto agrietado. Para valuar el momento de agrietamiento se usará el módulo de rotura, \overline{f}_t , prescrito en el inciso 2.1.3.

14.2. Deflexiones

Las dimensiones de elementos de concreto reforzado deben ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo se mantengan dentro de los límites prescritos en las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

14.2.1. Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

La deflexión total será la suma de la inmediata más la diferida.

14.2.1.1. Deflexiones inmediatas

Las deflexiones que ocurren inmediatamente al aplicar la carga se calcularán con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas. A menos que se utilice un análisis más racional o que se disponga de datos experimentales, las deflexiones de elementos de concreto de peso normal se calcularán con un módulo de elasticidad congruente con el inciso 2.1.4 y con el momento de inercia efectivo, I_e calculado con la ecuación 14.2.1, pero no mayor que I_g .

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}} \right)^3 I_g + \left[\left(1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}} \right)^3 \right) \right] I_{ag} \quad (14.2.1)$$

donde:

$$M_{ag} = \frac{\overline{f}_t I_g}{h_2} \quad (14.2.2)$$

$M_{m\acute{a}x}$ momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión; y

h_2 distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada en tensión.

En forma opcional, y como simplificación de la estimación anterior, se puede emplear el

momento de inercia de la sección transformada agrietada (I_{ag}) en vez del momento de inercia efectivo.

En claros continuos, el momento de inercia que se utilice será un valor promedio calculado en la forma siguiente:

$$I = \frac{I_1 + I_2 + I_3}{4} \quad (14.2.3)$$

donde I_1 e I_2 son los momentos de inercia de las secciones extremas del claro e I_3 el de la sección central. Si el claro sólo es continuo en un extremo, el momento de inercia correspondiente al extremo discontinuo se supondrá igual a cero, y en la ecuación 14.2.3 el denominador será igual a 3.

14.2.1.2. Deflexiones diferidas

A no ser que se utilice un análisis más preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase 1, sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la flecha inmediata, calculada de acuerdo con el inciso 14.2.1.1 para la carga muerta y la porción de la carga viva que actúa en forma permanente y, en su caso, el efecto del presfuerzo, por el factor:

$$\frac{2}{1 + 50p'} \quad (14.2.4)$$

donde p' es la cuantía de acero a compresión (A_s'/bd). En elementos continuos se usará un promedio de p' calculado con el mismo criterio aplicado para determinar el momento de inercia.

Para elementos de concreto normal clase 2, el numerador de la ecuación 14.2.4 será igual a 4.

14.3. Agrietamiento en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

Cuando en el diseño se use un esfuerzo de fluencia mayor de 300 MPa (3 000 kg/cm²) para el refuerzo de tensión, las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que la cantidad:

$$f_s \sqrt{d_c A} \frac{h_2}{h_1} \quad (14.3.1)$$

no exceda los valores que se indican en la tabla 14.3.1, de acuerdo con la agresividad del medio a que se encuentre expuesta la estructura.

En la ecuación 14.3.1:

- f_s esfuerzo en el acero en condiciones de servicio;
- d_c recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella;
- A área de concreto a tensión que rodea al refuerzo principal de tensión y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cuando el refuerzo principal conste de barras de varios diámetros, el número de barras equivalente se calculará dividiendo el área total de acero entre el área de la barra de mayor diámetro);

- h₁ distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo principal de tensión; y
 h₂ distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada en tensión.

Tabla 14.3.1 Límites para la condición de agrietamiento

Clasificación de exposición (tabla 4.1)	Valores máximos de la ecuación 14.3.1, en N/mm (kg/cm)
A1	40 000 (40 000)
A2	
B1	30 000 (30 000)
B2	
C	
D	20 000 (20 000)

14.4. Vibración

14.4.1. Criterio general

Los sistemas de piso susceptibles a vibración se diseñarán para que las vibraciones no tengan efectos indeseables en los usuarios de los edificios.

Cuando la frecuencia de vibración fundamental de un sistema estructural, utilizado para actividades rítmicas (como danza, conciertos, ejercicios a saltos o gimnásticos) sea menor que 6 Hz, se investigarán los posibles efectos de resonancia por medio de un análisis dinámico.

Edificios susceptibles de vibración lateral bajo cargas de viento serán diseñados para que las vibraciones no tengan efectos adversos significativos en los usuarios del edificio.

14.4.2. Percepción humana

La sensibilidad humana a la vibración estructural es principalmente función de la aceleración. Usualmente se cuantifica en términos de la amplitud y de la frecuencia empleando un factor de sensibilidad, K , definido como

$$K = d \frac{f^2}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{f_0}\right)^2}} \quad (14.4.1)$$

donde:

- d es la amplitud de la vibración, mm
 f es la frecuencia en Hz
 $f_0 = 10$ Hz

En la tabla 14.4.1 se relacionan valores de K y la intensidad perceptible de vibración. El intervalo de sensibilidad se ha dividido en nueve clases, de A a I. Estas clases se correlacionan con los efectos psicológicos de la vibración sobre los humanos. Movimientos en las clases A, B, C y D generalmente se consideran como aceptables; vibraciones en las clases E y F pueden ser no placenteras pero se consideran soportables; vibraciones en las clases G, H e I no son soportables y deben evitarse.

Tabla 14.4.1 Percepción humana de vibraciones estructurales

K	Clase	Percepción humana
$K < 0.10$	A	Imperceptible
$0.10 \leq K < 0.25$	B	Ligeramente perceptible
$0.25 \leq K < 0.63$	C	Perceptible
$0.63 \leq K < 1.60$	D	Fácilmente perceptible
$1.60 \leq K < 4.00$	E	Fuertemente perceptible
$4.00 \leq K < 10.00$	F	
$10.00 \leq K < 25.00$	G	Muy fuertemente perceptible
$25.00 \leq K < 63.00$	H	
$63.00 \leq K$	I	

14.5. Resistencia al fuego

Las estructuras de concreto deben tener una resistencia al fuego mínima de 4 hr. Para lograr la citada resistencia se permite utilizar cualquier sistema de protección contra el fuego de calidad comprobada.

El diseño se basará en el Capítulo ACI 216R01 "Guide for Determining the Fire Endurance of Elements of Concrete"

15. CONSTRUCCIÓN

15.1. Cimbra

15.1.1. Disposiciones generales

Toda cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción, incluyendo las fuerzas causadas por la colocación, compactación y vibrado del concreto. Debe ser lo suficientemente rígida para evitar movimientos y deformaciones excesivos; y suficientemente estanca para evitar el escurrimiento del mortero. En su geometría se incluirán las contraflechas prescritas en el proyecto.

Inmediatamente antes del colado deben limpiarse los moldes cuidadosamente. Si es necesario se dejarán registros en la cimbra para facilitar su limpieza. La cimbra de madera o de algún otro material absorbente debe estar húmeda durante un período mínimo de dos horas antes del colado. Se recomienda cubrir los moldes con algún lubricante para protegerlos y facilitar el descimbrado.

La cimbra para miembros de concreto presforzado deberá diseñarse y construirse de tal manera que permita el movimiento del elemento sin provocar daño durante la transferencia de la fuerza de presfuerzo.

15.1.2. Descimbrado

Todos los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su peso propio y otras cargas que

actúen durante la construcción, así como para evitar que las deflexiones sobrepasen los valores fijados en el Título Sexto del Reglamento.

Los elementos de concreto presforzado deberán permanecer cimbrados hasta que la fuerza de presfuerzo haya sido aplicada y sea tal que, por lo menos, permita soportar el peso propio del elemento y las cargas adicionales que se tengan inmediatamente después del descimbrado.

15.2. Acero

15.2.1. Disposiciones generales

El acero de refuerzo y especialmente el de presfuerzo y los ductos de postensado deben protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento.

Inmediatamente antes de su colocación se revisará que el acero no haya sufrido algún daño, en especial, después de un largo período de almacenamiento. Si se juzga necesario, se realizarán ensayos mecánicos en el acero dudoso.

Al efectuar el colado el acero debe estar exento de grasa, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto, a excepción del uso de recubrimientos epóxicos o lodos bentoníticos.

No deben doblarse barras parcialmente ahogadas en concreto, a menos que se tomen las medidas para evitar que se dañe el concreto vecino.

Todos los dobleces se harán en frío, excepto cuando el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera de Corresponsable, permita calentamiento, pero no se admitirá que la temperatura del acero se eleve a más de la que corresponde a un color rojo café (aproximadamente 803 K [530 °C]) si no está tratado en frío, ni a más de 673 K (400 °C) en caso contrario. No se permitirá que el enfriamiento sea rápido.

Los tendones de presfuerzo que presenten algún doblez concentrado no se deben tratar de enderezar, sino que se rechazarán.

El acero debe sujetarse en su sitio con amarres de alambre, silletas y separadores, de resistencia, rigidez y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.

Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

Antes de colar debe comprobarse que todo el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto.

15.2.2. Control en la obra

El acero de refuerzo ordinario se someterá al control siguiente, por lo que se refiere al cumplimiento de la respectiva Norma Mexicana.

Para cada tipo de barras se procederá como sigue:

De cada lote de 100 kN (10 toneladas) o fracción, formado por barras de una misma marca, un mismo grado, un mismo diámetro y correspondientes a una misma remesa de cada proveedor, se tomará un espécimen para ensaye de tensión y uno para ensaye de doblado, que no sean de los extremos de barras completas; las corrugaciones se podrán revisar en uno de dichos especímenes. Si algún espécimen presenta defectos superficiales, puede descartarse y sustituirse por otro.

Cada lote definido según el párrafo anterior debe quedar perfectamente identificado y no se utilizará en tanto no se acepte su empleo con base en resultados de los ensayos. Éstos se realizarán de acuerdo con la norma NMX-B-172. Si algún espécimen no cumple con los requisitos de tensión especificados en la norma, se permitirá repetir la prueba como se señala en la misma norma.

En sustitución del control de obra, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, podrá admitir la garantía escrita del fabricante de que el acero cumple con la norma correspondiente; en su caso, definirá la forma de revisar que se cumplan los requisitos adicionales para el acero, establecidos en el inciso 8.1.1.2.

15.2.3. Requisitos y control de calidad de las uniones soldadas

15.2.3.1. Requisitos

Las uniones de barras unidas con soldadura deberán cumplir con los requisitos establecidos en 6.6, 6.6.1.4, y 6.6.1.5. Adicionalmente, para que las barras de refuerzo sean soldables, el carbón equivalente, calculado a partir del análisis químico del acero con la expresión 15.2.1, no debe exceder de 0.55 por ciento.

$$C. E. = \%C + \frac{\%Mn}{6} + \frac{\%Cu}{40} + \frac{\%Ni}{20} + \frac{\%Cr}{10} - \frac{\%Mo}{50} - \frac{\%V}{10} \quad (15.2.1)$$

Además se debe cumplir con los porcentajes máximos de los elementos indicados a continuación.

Elemento	% máximo
Carbón	0.33
Manganeso	1.56
Fósforo	0.043
Azufre	0.053
Silicón	0.55

Las uniones soldadas se deben realizar de acuerdo con las especificaciones y métodos expuestos en Structural Welding Code Reinforcing Steel AWS D1.4 y D12.1.

15.2.3.2. Control de calidad

El objeto del control de calidad es verificar que las soldaduras satisfacen las especificaciones de la obra.

Se deben establecer las condiciones necesarias para asegurar una supervisión simultánea al

avance del trabajo sin esperar que todas las soldaduras estén terminadas para revisarlas.

Durante la inspección, se debe verificar que:

- El acero de refuerzo que se va a soldar es el indicado en los planos y especificaciones de proyecto, y si sus características de soldabilidad son las requeridas.
- Todos los soldadores que van a intervenir en el trabajo estén calificados.
- El equipo que se debe utilizar es el adecuado y está en condiciones correctas de operación.
- Las caras y los bordes de las partes en que se va a colocar soldadura no tengan defectos inaceptables.
- En la preparación de las juntas, el ángulo de inclinación de los biseles, la abertura de la raíz, etc., sean correctos.
- La limpieza de las zonas en que se debe depositar la soldadura, el alineamiento de las barras que se van a empalmar y los dispositivos empleados para mantenerlas en posición, sean los especificados.
- El diámetro y el tipo de electrodo, la posición en que debe depositarse la soldadura, las características de la corriente (amperaje, voltaje, polaridad) y la velocidad de colocación de los cordones, sean los especificados.

a) Inspección visual

Terminadas las juntas de una zona y antes de que se coloque el concreto, debe hacerse una inspección visual.

No es necesario que el inspector revise personalmente cada uno de los cordones de todas las juntas, pero la inspección debe realizarse en al menos el 50 por ciento de ellas. El objeto de la inspección visual es observar los siguientes aspectos:

- Dimensiones, distribución, tamaño, contorno y continuidad de las soldaduras.
- Apariencia de las soldaduras.
- Defectos superficiales, tales como grietas, poros, cráteres, socavación, etc. Aunque una soldadura con defectos internos de importancia puede en algunas ocasiones presentar una buena apariencia exterior, ésta es, en la mayor parte de los casos, un indicio de que la soldadura se ha hecho correctamente.
- El inspector debe identificar con marcas fácilmente visibles, todas las partes o juntas que requieren correcciones o sustitución, y volver a marcarlas cuando las haya aceptado.

b) Inspección radiográfica y pruebas destructivas

La inspección radiográfica y las pruebas destructivas de tensión, no sustituyen la supervisión

e inspección visuales durante la colocación de la soldadura y demás operaciones relacionadas con ella, efectuadas a través de todo el proceso.

La inspección radiográfica es conveniente para determinar la calidad final de algunos empalmes, escogidos de manera que sean representativos del resto, lo que permite comprobar si por medio de la inspección visual se han obtenido los resultados deseados.

La radiografía y las pruebas destructivas no deben emplearse nunca aisladamente, sino como un complemento de la inspección visual y del control mantenidos a través de todas las etapas.

Inspección radiográfica.

En las especificaciones de construcción se debe de indicar el número o porcentaje de juntas que se deben radiografiar.

En estructuras especiales o en zonas críticas de estructuras ordinarias, debe especificarse que se radiografie un porcentaje elevado, o aún la totalidad de las uniones soldadas a tope; en general, se deben tomar radiografías de al menos 10 por ciento de las juntas.

Pruebas destructivas.

La obtención de los especímenes para las pruebas destructivas de tensión, deben llevarse a cabo en forma continua, durante todo el proceso de construcción y no debe autorizarse algún colado sin que se conozcan previamente los resultados obtenidos en las pruebas efectuadas en juntas de la zona en donde el concreto se va a colocar.

Se consideran inaceptables las uniones en las que la fractura se presenta en la soldadura o en la zona inmediata a ella, bajo una carga menor que la correspondiente a 1.25 del esfuerzo de fluencia de la barra, o cuando la fractura se presente bajo una carga mayor, pero la ductilidad del espécimen, medida en porcentaje de la longitud inicial de 200 mm, disminuye a menos de los dos tercios de la especificada para la barra, o a menos del cuatro por ciento.

Los especímenes deben ser representativos de la totalidad de las juntas efectuadas en la obra, y se escogen de las uniones que, de acuerdo con la inspección visual, tiene más probabilidades de resultar defectuosas. En estas condiciones suele ser suficiente un número de pruebas destructivas mínimo de cinco por ciento del total de las uniones.

15.2.4. Requisitos y control de calidad de uniones con dispositivos mecánicos

15.2.4.1. Requisitos

Las uniones de barras de refuerzo con dispositivos mecánicos deben cumplir con los requisitos establecidos en 6.6, 6.6.1.4 y 6.6.1.6.

15.2.4.2. Control de calidad

El control de calidad de las uniones con dispositivos mecánicos se realizará mediante inspección visual para verificar que las uniones se realizaron de acuerdo con las instrucciones del fabricante de los dispositivos de unión y mediante pruebas destructivas a tensión de una muestra obtenida de las uniones efectuadas en obra. El número de elementos que forma la

muestra será de al menos 5 por ciento del total de las uniones.

Se considera que las uniones con dispositivos mecánicos Tipo 1 tienen un desempeño satisfactorio si la falla se presenta por fractura de la barra fuera de la zona de unión (no por deslizamiento de la barra dentro del dispositivo mecánico) a una carga

mayor que la correspondiente a un esfuerzo de $1.25 f_y$ y el módulo de elasticidad del sistema barra-conector, determinado en la zona de unión sobre una longitud inicial de medición de 200 mm, es al menos igual a 50 por ciento del correspondiente a las barras de refuerzo.

Para las uniones con dispositivos mecánicos Tipo 2, el desempeño se considera satisfactorio si la carga de falla es igual o mayor que la correspondiente al esfuerzo máximo especificado para las barras que se unen, además de cumplir con los otros requisitos que se especifican para las uniones con dispositivos mecánicos Tipo 1.

15.2.5. Extensiones futuras

Todo el acero de refuerzo, así como las placas y, en general, todas las preparaciones metálicas que queden expuestas a la intemperie con el fin de realizar extensiones a la construcción en el futuro, deberán protegerse contra la corrosión y contra el ataque de agentes externos.

15.3. Concreto

15.3.1. Materiales componentes

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia, rigidez y durabilidad necesarias.

La calidad de todos los materiales componentes del concreto deberá verificarse antes del inicio de la obra y también cuando exista sospecha de cambio en las características de los mismos o haya cambio de las fuentes de suministro. Esta verificación de calidad se realizará a partir de muestras tomadas del sitio de suministro o del almacén del productor de concreto. El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, en lugar de esta verificación podrá admitir la garantía del fabricante del concreto de que los materiales fueron ensayados en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, y que cumplen con los requisitos establecidos en la sección 2.1 y los que a continuación se indican. En cualquier caso podrá ordenar la verificación de la calidad de los materiales cuando lo juzgue procedente.

Los materiales pétreos, grava y arena, deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111-ONNCCE, con las modificaciones y adiciones de la tabla 15.3.1.

Tabla 15.3.1 Requisitos adicionales para materiales pétreos

Propiedad	Concreto clase 1	Concreto clase 2
Coefficiente volumétrico de la grava, mínimo	0.20	—

Material más fino que la malla F 0.075 (No. 200) en la arena, porcentajemáximo en peso (NMX-C-084-ONNCCE)	15	15
Contracción lineal de los finos (pasan la malla No. 40) de la arena y la grava, en la proporción en que éstas intervienen en el concreto, a partir del límite líquido, porcentaje máximo	2	3

En adición a la frecuencia de verificación estipulada para todos los materiales componentes al principio de esta sección, los requisitos especiales precedentes deberán verificarse cuando menos una vez por mes para el concreto clase 1.

Los límites correspondientes a estos requisitos especiales pueden modificarse si el fabricante del concreto demuestra, con pruebas realizadas en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, que con los nuevos valores se obtiene concreto que cumpla con el requisito de módulo de elasticidad establecido en la sección 15.3.4.3. En tal caso, los nuevos límites serán los que se apliquen en la verificación de estos requisitos para los agregados específicamente considerados en dichas pruebas.

15.3.2. Elaboración del concreto

El concreto podrá ser dosificado en una planta central y transportado a la obra en camiones revolvedores, o dosificado y mezclado en una planta central y transportado a la obra en camiones agitadores, o bien podrá ser elaborado directamente en la obra; en todos los casos deberá cumplir con los requisitos de elaboración que aquí se indican. La dosificación establecida no deberá alterarse, en especial, el contenido de agua.

El concreto clase 1, premezclado o hecho en obra, deberá ser elaborado en una planta de dosificación y mezclado de acuerdo con los requisitos de elaboración establecidos en la norma NMX-C-155-ONNCCE.

El concreto clase 2, si es premezclado, deberá satisfacer los requisitos de elaboración de la norma NMX-C-155-ONNCCE. Si es hecho en obra, podrá ser dosificado en peso o en volumen, pero deberá ser mezclado en una revolvedora mecánica, ya que no se permitirá la mezcla manual de concreto estructural.

15.3.3. Requisitos y control del concreto fresco

Al concreto en estado fresco, antes de su colocación en las cimbras, se le harán pruebas para verificar que cumple con los requisitos de revenimiento y peso volumétrico. Estas pruebas se realizarán al concreto muestreado en obra, con las frecuencias de la tabla 15.3.2 como mínimo.

Tabla 15.3.2 Frecuencia mínima para toma de muestras de concreto fresco

Prueba y método	Concreto clase 1	Concreto clase 2
Revenimiento (NMX-C-156-ONNCCE)	Una vez por cada entrega, si es premezclado.	Una vez por cada entrega, si es premezclado.
	Una vez por cada revoltura, si es hecho en obra.	Una vez por cada 5 revolturas, si es hecho en obra.

Peso volumétrico (NMX-C-162-ONNCCCE)	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 20 m ³ de concreto.	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 40 m ³ .
--------------------------------------	--	---

El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo y para que pueda bombearse en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. El revenimiento nominal de los concretos no será mayor de 120 mm. Para permitir la colocación del concreto en condiciones difíciles, o para que pueda ser bombeado, se autoriza aumentar el revenimiento nominal hasta un máximo de 180 mm, mediante el uso de aditivo superfluidificante, de manera que no se incremente el contenido unitario de agua. En tal caso, la verificación del revenimiento se realizará en la obra antes y después de incorporar el aditivo superfluidificante, comparando con los valores nominales de 120 y 180 mm, respectivamente. Las demás propiedades, incluyendo las del concreto endurecido, se determinarán en muestras que ya incluyan dicho aditivo.

El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, podrá autorizar la incorporación del aditivo superfluidificante en la planta de premezclado para cumplir con revenimientos nominales mayores de 120 mm y estará facultado para inspeccionar tal operación en la planta cuando lo juzgue procedente.

Si el concreto es premezclado y se surte con un revenimiento nominal mayor de 120 mm, deberá ser entregado con un comprobante de incorporación del aditivo en planta; en la obra se medirá el revenimiento para compararlo con el nominal máximo de 180 mm.

Para que el concreto cumpla con el requisito de revenimiento, su valor determinado deberá concordar con el nominal especificado, con las tolerancias indicadas en la tabla 15.3.3.

Estas tolerancias también se aplican a los valores nominales máximos de 120 y 180 mm.

Para que el concreto cumpla con el requisito de peso volumétrico en estado fresco o endurecido, su valor determinado deberá ser mayor de 22 kN/m³ (2 200 kg/m³) para el concreto clase 1, y no menor de 19 kN/m³ (1 900 kg/m³) para el concreto clase 2.

Tabla 15.3.3 Tolerancias para revenimientos

Revenimiento nominal, mm	Tolerancia, mm
menor de 50	□ 15
50 a 100	□ 25
mayor de 100	□ 35

15.3.4. Requisitos y control del concreto endurecido

15.3.4.1. Resistencia media de diseño de la mezcla

La resistencia media a la compresión requerida, \bar{F}_c , usada como base para la dosificación del concreto debe ser igual al mayor valor determinado según la tabla 15.3.4, empleando el valor de desviación estándar, \square , determinado de acuerdo con la expresión:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad (15.3.1)$$

en la que

- σ es la desviación estándar de la muestra:
 x_i es el resultado individual de resistencia a compresión
 \bar{x} es el promedio de n resultados de ensaye de resistencia a compresión
 n es el número de ensayos consecutivos de resistencia a compresión

El control de calidad en la producción de concreto debe ser el requerido para que la desviación estándar sea igual o menor que 3.5 MPa (35 kg/cm²) para f_c' menor a 40 MPa (400 kg/cm²) e igual o menor que 0.1 f_c' para concretos con f_c' mayor o igual a 40 MPa (400 kg/cm²).

Tabla 15.3.4 Resistencia a la compresión media requerida

Clase de concreto	Resistencia a la compresión especificada, MPa (kg/cm ²)	Resistencia a la compresión promedio requerida, MPa (kg/cm ²)
1	$f_c' < 40$ ($f_c' < 400$)	$\bar{f}_c \geq f_c' \pm 1.34\sigma$ $\bar{f}_c \geq f_c' \pm 2.33\sigma \pm 3.5$ $\bar{f}_c \geq f_c' \pm 2.33\sigma \pm 35$
	$f_c' \geq 40$ ($f_c' \geq 400$)	$\bar{f}_c \geq f_c' \pm 1.34\sigma$ $\bar{f}_c \geq f_c' + 2.33\sigma$
2	$f_c' \geq 20$ ($f_c' \geq 200$)	$\bar{f}_c \geq f_c' - 1.34\sigma \pm 1.7$ $\bar{f}_c \geq f_c' \pm 1.34\sigma \pm 17$
		$\bar{f}_c \geq f_c' \pm 2.33\sigma \pm 5.0$ $\bar{f}_c \geq f_c' \pm 2.33\sigma \pm 50$

15.3.4.2. Resistencia a compresión

La calidad del concreto endurecido se verificará mediante pruebas de resistencia a compresión en cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-160-ONNCCE y NMX-C-83-ONNCCE, en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

Cuando la mezcla de concreto se diseñe para obtener la resistencia especificada a 14 días, las pruebas anteriores se efectuarán a esta edad; de lo contrario, las pruebas deberán efectuarse a los 28 días de edad.

Para verificar la resistencia a compresión de concreto de las mismas características y nivel de resistencia, se tomará como mínimo una muestra por cada día de colado, pero al menos una por cada 40 m³; cuando el concreto se emplea para el colado de columnas, se tomará por lo menos una muestra por cada 10 m³.

De cada muestra se elaborarán y ensayarán al menos dos cilindros; se entenderá por resistencia de una muestra el promedio de las resistencias de los cilindros que se elaboren de

ella.

Para el concreto clase 1 con resistencia a la compresión especificada menor a 40 MPa (400 kg/cm²) se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, f_c' , si ninguna muestra da una resistencia inferior a $f_c' - 3.5$ MPa ($f_c' - 35$ kg/cm²), y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que f_c' .

Para el concreto clase 1 con resistencia a la compresión especificada mayor o igual a 40 MPa (400 kg/cm²) se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, f_c' , si ninguna muestra da una resistencia inferior a $0.9f_c'$, y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que f_c' .

Para el concreto clase 2, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, f_c' , si ninguna muestra da una resistencia inferior a $f_c' - 5$ MPa ($f_c' - 50$ kg/cm²), y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que $f_c' - 1.7$ MPa ($f_c' - 17$ kg/cm²).

Si sólo se cuenta con dos muestras, el promedio de las resistencias de ambas no será inferior a $f_c' - 0.3$ (MPa o kg/cm²) para concretos clase 1 de cualquier resistencia a la compresión especificada, ni a $f_c' - 2.8$ MPa ($f_c' - 28$ kg/cm²), para clase 2, además de cumplir con el respectivo requisito concerniente a las muestras tomadas una por una.

Cuando el concreto no cumpla con el requisito de resistencia, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, tomará las medidas conducentes para garantizar la seguridad de la estructura. Estas medidas estarán basadas principalmente en el buen criterio de los responsables mencionados; como factores de juicio deben considerarse, entre otros, el tipo de elemento en que no se alcanzó el nivel de resistencia especificado, el monto del déficit de resistencia y el número de muestras o grupos de ellas que no cumplieron. En ocasiones debe revisarse el proyecto estructural a fin de considerar la posibilidad de que la resistencia que se obtuvo sea suficiente.

Si subsiste la duda sobre la seguridad de la estructura se podrán extraer y ensayar corazones, de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCCE, del concreto en la zona representada por los cilindros que no cumplieron. Se probarán tres corazones por cada incumplimiento con la calidad especificada. La humedad de los corazones al probarse debe ser representativa de la que tenga la estructura en condiciones de servicio (ver sección 16.7.3).

El concreto clase 1 representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que $0.85 f_c'$ y la resistencia de ningún corazón es menor que $0.75 f_c'$. El concreto clase 2 representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que $0.80 f_c'$ y la resistencia de ningún corazón es menor que $0.70 f_c'$. Para comprobar que los especímenes se extrajeron y ensayaron correctamente, se permite probar nuevos corazones de las zonas representadas por aquellos que hayan dado resistencias erráticas. Si la resistencia de los corazones ensayados no cumple con el criterio de aceptación que se ha descrito, el responsable en cuestión nuevamente debe decidir a su juicio y responsabilidad las medidas que han de tomarse. Puede optar por reforzar la estructura hasta lograr la resistencia

necesaria, o recurrir a realizar pruebas de carga (artículo 185 del Reglamento) en elementos no destinados a resistir sismo, u ordenar la demolición de la zona de resistencia escasa, etc. Si el concreto se compra ya elaborado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante en caso de que el concreto no cumpla con el requisito de resistencia.

15.3.4.3. Módulo de elasticidad

El concreto debe cumplir con el requisito de módulo de elasticidad especificado en la tabla 15.3.5. Debe cumplirse tanto el requisito relativo a una muestra cualquiera, como el que se refiere a los conjuntos de dos muestras consecutivas.

Para la verificación anterior se tomará una muestra por cada 100 metros cúbicos, o fracción, de concreto, pero no menos de dos en una cierta obra. De cada muestra se fabricarán y ensayarán al menos tres especímenes. Se considerará como módulo de elasticidad de una muestra, el promedio de los módulos de los tres especímenes elaborados con ella. El módulo de elasticidad se determinará según la norma NMX-C-128-ONNCCCE.

Tabla 15.3.5 Requisitos para el módulo de elasticidad

		Módulo de elasticidad a 28 días de edad, MPa (kg/cm ²), mínimo.				
		Alta resistencia		Clase 1		Clase 2
		Caliza ¹	Basalto ¹	Caliza ¹	Basalto ¹	Andesita ¹
Una muestra cualquiera		$2\,700\sqrt{f'_c}+8\,500$	$2\,700\sqrt{f'_c}+3\,300$	$4\,000\sqrt{f'_c}$	$3\,100\sqrt{f'_c}$	$2\,200\sqrt{f'_c}$
		$(8\,500\sqrt{f'_c}+84\,800)$	$(8\,500\sqrt{f'_c}+33\,200)$	$(12\,700\sqrt{f'_c})$	$(9\,700\sqrt{f'_c})$	$(7\,000\sqrt{f'_c})$
Además, promedio de todos los conjuntos de dos muestras consecutivas		$2\,700\sqrt{f'_c}+10\,100$	$2\,700\sqrt{f'_c}+4\,400$	$4\,300\sqrt{f'_c}$	$3\,300\sqrt{f'_c}$	$2\,300\sqrt{f'_c}$
		$(8\,500\sqrt{f'_c}+101\,100)$	$(8\,500\sqrt{f'_c}+44\,100)$	$(13\,500\sqrt{f'_c})$	$(10\,500\sqrt{f'_c})$	$(7\,400\sqrt{f'_c})$

¹ Agregado grueso

El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, no estará obligado a exigir la verificación del módulo de elasticidad; sin embargo, si a su criterio las condiciones de la obra lo justifican, podrá requerir su verificación, o la garantía escrita del fabricante de que el concreto cumple con él. En dado caso, la verificación se realizará en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización. Cuando el concreto no cumpla con el requisito mencionado, el responsable de la obra evaluará las consecuencias de la falta de cumplimiento y determinará las medidas que deberán tomarse. Si el concreto se compra ya elaborado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante por incumplimiento del requisito antedicho.

15.3.5. Transporte

Los métodos que se empleen para transportar el concreto serán tales que eviten la segregación o pérdida de sus ingredientes.

15.3.6. Colocación y compactación

Antes de efectuar un colado debe limpiarse el lugar donde se va a depositar el concreto.

Los procedimientos de colocación y compactación serán tales que aseguren una densidad uniforme del concreto y eviten la formación de huecos.

El lugar en el que se colocará el concreto deberá cumplir con lo siguiente:

- a) Estar libre de material suelto como partículas de roca, polvo, clavos, tornillos, tuercas, basura, etc.;
- b) Los moldes que recibirán al concreto deben estar firmemente sujetos;
- c) Las superficies de mampostería que vayan a estar en contacto con el concreto deberán humedecerse previamente al colado;
- d) El acero de refuerzo deberá estar completamente limpio y adecuadamente colocado y sujeto; y
- e) No deberá existir agua en el lugar del colado, a menos que se hayan tomado las medidas necesarias para colar concreto en agua.

No se permitirá la colocación de concreto contaminado con materia orgánica.

El concreto se vaciará en la zona del molde donde vaya a quedar en definitiva y se compactará con picado, vibrado o apisonado. El concreto autocompactante se compactará mediante su propio peso.

No se permitirá trasladar el concreto mediante el vibrado.

15.3.7. Temperatura

Cuando la temperatura ambiente durante el colado o poco después sea inferior a 278 K (5 °C), se tomarán las precauciones especiales tendientes a contrarrestar el descenso en resistencia y el retardo en endurecimiento, y se verificará que estas características no hayan sido desfavorablemente afectadas.

15.3.8. Morteros aplicados neumáticamente

El mortero aplicado neumáticamente satisfará los requisitos de compacidad, resistencia y demás propiedades que especifique el proyecto. Se aplicará perpendicularmente a la superficie en cuestión, la cual deberá estar limpia y húmeda (ver 12.6).

15.3.9. Curado

El concreto debe mantenerse en un ambiente húmedo por lo menos durante siete días en el caso de cemento ordinario y tres días si se empleó cemento de alta resistencia inicial. Estos lapsos se aumentarán si la temperatura desciende a menos de 278 K (5 °C); en este caso

también se observará lo dispuesto en el inciso 15.3.7.

Para acelerar la adquisición de resistencia y reducir el tiempo de curado, puede usarse el curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, o algún otro proceso que sea aceptado. El proceso de curado que se aplique debe producir concreto cuya durabilidad sea por lo menos equivalente a la obtenida con curado en ambiente húmedo prescrito en el párrafo anterior.

15.3.10. Juntas de colado

Las juntas de colado se ejecutarán en los lugares y con la forma que indiquen los planos estructurales. Antes de iniciar un colado las superficies de contacto se limpiarán y saturarán con agua. Se tomará especial cuidado en todas las juntas de columnas y muros en lo que respecta a su limpieza y a la remoción de material suelto o poco compacto.

15.3.11. Tuberías y ductos incluidos en el concreto

Con las excepciones indicadas en el párrafo que sigue, se permitirá la inclusión de tuberías y ductos en los elementos de concreto, siempre y cuando se prevean en el diseño estructural, sean de material no perjudicial para el concreto y sean aprobados por el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable.

No se permitirá la inclusión de tuberías y ductos de aluminio en elementos de concreto, a menos que se tengan cubiertas o protecciones especiales para evitar la reacción aluminio-concreto y la reacción electrolytica entre aluminio y acero de refuerzo. No se permitirá la inclusión de tuberías y ductos longitudinales en columnas y en elementos de refuerzo en los extremos de muros.

Las tuberías y los ductos incluidos en los elementos no deberán afectar significativamente la resistencia de dichos elementos ni de la construcción en general. Asimismo, no deberán impedir que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersticios.

Excepto cuando se haya establecido en los planos o haya sido aprobado por el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable, las tuberías y los ductos incluidos en losas, muros y traveses de concreto deberán cumplir con lo siguiente:

- a) El diámetro exterior no será mayor que $1/3$ del espesor de la losa o del ancho del muro y de la trabe;
- b) Estarán colocados con una separación, medida centro a centro, mayor que 3 veces el diámetro de los ductos; y
- c) No deberán afectar significativamente la resistencia estructural de los elementos de concreto.

Las tuberías y los ductos deberán diseñarse para resistir los efectos del concreto, la presión y la temperatura a la que estarán expuestos al quedar incluidos en el concreto.

Las tuberías no deberán contener líquidos, gas, vapor ni agua a altas temperaturas ni a altas presiones, hasta que el concreto haya alcanzado completamente la resistencia de diseño.

En losas, las tuberías y los ductos deberán quedar incluidos entre el acero de refuerzo inferior y superior, a menos que sean para captar agua o materiales exteriores.

El recubrimiento mínimo para tuberías y ductos no será menor que 40 mm para elementos expuestos a la intemperie o en contacto con el terreno, ni menor que 20 mm para elementos no expuestos a la intemperie y que no están en contacto con el terreno.

Las tuberías y ductos deberán construirse y colocarse de tal manera que no se requiera cortar, doblar, ni mover de su posición original el acero de refuerzo.

15.4. Requisitos para concreto presforzado

15.4.1. Prácticas de Construcción

Los equipos de tensado deberán de calibrarse por lo menos una vez al año o cada 100 usos.

Los moldes y cimbras deberán de quedar limpios después de cada uso y se deberá de revisar y asegurar su alineamiento.

Todos los dispositivos y anclajes de presfuerzo deben de inspeccionarse y estar limpios antes de usarse y se deben de remover con métodos y herramientas adecuados.

Las contraflechas después de la transferencia del presfuerzo deben de medirse y compararse con las calculadas.

En el caso de piezas postensadas se deberá de medir y comparar la longitud inicial con la final (acortamiento). El anclaje se debe de sellar y proteger de manera adecuada.

Es obligatorio llevar registros exactos de cada pieza que incluyen: inspección de camas, moldes y cimbras, registros de tensado, registros de calidad iniciales y finales de los materiales, evaluación del producto final, dimensiones finales y comparativa con tolerancias.

15.4.2. Lechada para tendones adheridos

La lechada para inyección debe ser de cemento portland y agua, o de cemento portland, arena y agua. Para mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado y la contracción, pueden usarse aditivos que no sean dañinos a la lechada, al acero, ni al concreto. No debe utilizarse cloruro de calcio.

El proporcionamiento de la lechada debe basarse en lo señalado en alguno de los dos incisos siguientes:

- a) Resultados de ensayos sobre lechada fresca y lechada endurecida realizados antes de iniciar las operaciones de inyección; o
- b) Experiencia previa documentada, con materiales y equipo semejantes y en condiciones de campo comparables.

El contenido de agua será el mínimo necesario para que la lechada pueda bombearse adecuadamente, pero no será mayor de 0.50 con relación al cementante, en peso.

La lechada debe mezclarse con equipo capaz de suministrar mezclado y agitación mecánicos continuos que den lugar a una distribución uniforme de los materiales; asimismo, debe cribarse y bombearse de modo que llene completamente los ductos de los tendones.

La temperatura del elemento presforzado, cuando se inyecte la lechada, debe ser mayor de 275 K (2 °C), y debe mantenerse por encima de este valor hasta que la resistencia de cubos de 50 mm, fabricados con la lechada y curados en la obra, llegue a MPa (55 kg/cm²). Las características de la lechada se determinarán de acuerdo con la norma NMX-C-061-ONNCCE. Durante el mezclado y el bombeo, la temperatura de la lechada no debe exceder de 303 K (30 °C).

15.4.3. Tendones de presfuerzo

Las operaciones con soplete y las de soldadura en la proximidad del acero de presfuerzo deben realizarse de modo que éste no quede sujeto a temperaturas excesivas, chispas de soldadura, o corrientes eléctricas a tierra.

15.4.4. Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo

La fuerza de presfuerzo se determinará con un dinamómetro o una celda de carga, o midiendo la presión en el aceite del gato con un manómetro y, además, midiendo el alargamiento del tendón. Debe determinarse y corregirse la causa de toda discrepancia mayor de 5 por ciento entre la fuerza determinada a partir del alargamiento del tendón y la obtenida con el otro procedimiento. Para determinar a qué alargamiento corresponde una cierta fuerza de presfuerzo se usarán las curvas medias fuerza–alargamiento de los tendones empleados.

Cuando la fuerza de pretensado se transfiera al concreto cortando los tendones con soplete, la localización de los cortes y el orden en que se efectúen deben definirse de antemano con el criterio de evitar esfuerzos temporales indeseables. Los tramos largos de torones expuestos se cortarán cerca del elemento presforzado para reducir al mínimo el impacto sobre el concreto.

La pérdida total de presfuerzo debida a tendones rotos no repuestos no debe exceder de dos por ciento del presfuerzo total.

15.5. Requisitos para estructuras prefabricadas

El Corresponsable en Seguridad Estructural deberá aprobar el procedimiento constructivo establecido y los planos y documentos con las secuencias y limitaciones de erección y montaje, desarrolladas en conjunto por el Proyectista, el montador, el constructor y el Director Responsable de Obra, con el fin de garantizar la estabilidad total de la estructura. Debe verificarse que los dispositivos y procedimientos constructivos empleados garanticen que los miembros prefabricados y el conjunto de la estructura, se mantengan correctamente y de forma estable en su posición, durante todas las etapas constructivas.

Los medios de sujeción o rigidización temporales, el equipo de izado, los apoyos provisionales,

y demás componentes y elementos necesarios para la construcción deben diseñarse para las fuerzas que puedan presentarse durante el montaje, incluyendo los efectos de sismo y viento (según las Normas Técnicas Municipales correspondientes), así como las deformaciones que se prevea ocurrirán durante estas operaciones. Los factores de carga serán los determinados por las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. En caso de ser necesario y para asegurar la estabilidad durante todas las etapas constructivas se deberán proporcionar elementos estructurales temporales o conexiones a desarrollar en etapas.

Se deberá demostrar que las conexiones de los elementos estructurales durante la construcción son seguras y estables en todo momento de modo que la trasmisión de esfuerzos permita el izaje y montaje de elementos de los siguientes niveles.

Adicionalmente a las notas en los planos, el Corresponsable en Seguridad Estructural deberá aprobar los protocolos de seguridad diseñados conjuntamente por el Proyectista, el montador, el constructor y el Director Responsable de Obra para

todas las etapas de construcción, a fin de evitar accidentes y salvaguardar vidas. Estos protocolos deberán indicar preparaciones, distancias de acercamiento y alejamiento, posiciones permitidas de personal para ayuda en maniobras de montaje, zonas de acordonamiento y prohibición, desalojos, etc.

15.6. Tolerancias

15.6.1. Tolerancias en elementos colados en sitio

Las tolerancias que a continuación se señalan rigen con respecto a los planos constructivos del proyecto ajustado como se especifica en el Título Séptimo del Reglamento.

a) Las dimensiones de la sección transversal de un miembro no excederán de las del proyecto en más de $10 \text{ mm} + 0.05x$, siendo x la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las del proyecto en más de $3 \text{ mm} + 0.03x$.

b) El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no excederá al de proyecto en más de $5 \text{ mm} + 0.05t$, siendo t el espesor de proyecto, ni será menor que éste en más de $3 \text{ mm} + 0.03t$.

c) En cada planta se trazarán los ejes de acuerdo con el proyecto ajustado, con tolerancia de un centímetro. Toda columna quedará desplantada de tal manera que su eje no diste, del que se ha trazado, más de 10 mm más dos por ciento de la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación. Además, no deberá excederse esta cantidad en la desviación del eje de la columna, con respecto al de la columna inmediata inferior.

d) La tolerancia en desplomo de una columna será de 5 mm más dos por ciento de la dimensión de la sección transversal de la columna paralela a la desviación.

e) El eje centroidal de una columna no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de 5 mm más uno por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación.

f) La posición de los ejes de vigas con respecto a los de las columnas donde apoyan no deberá diferir de la de proyecto en más de 10 mm más dos por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación, ni más de 10 mm más dos por ciento del ancho de la viga.

g) El eje centroidal de una viga no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de 10 mm más dos por ciento de la dimensión de la viga paralela a la desviación.

h) En ningún punto la distancia medida verticalmente entre losas de pisos consecutivos, diferirá de la de proyecto más de 30mm, ni la inclinación de una losa respecto a la de proyecto más de uno por ciento.

i) La desviación angular de una línea de cualquier sección transversal de un miembro respecto a la dirección que dicha línea tendría según el proyecto no excederá de cuatro por ciento.

j) La localización de dobleces y cortes de barras longitudinales no debe diferir en más de 10 mm + 0.01L de la señalada en el proyecto, siendo L el claro, excepto en extremos discontinuos de miembros donde la tolerancia será de 10 mm.

k) La posición de refuerzo de losas, zapatas, muros, cascarones, arcos y vigas será tal que no reduzca el peralte efectivo, d , en más de 3 mm + 0.03d ni reduzca el recubrimiento en más de 5 mm. En columnas rige la misma tolerancia, pero referida a la mínima dimensión de la sección transversal, en vez del peralte efectivo. La separación entre barras no diferirá de la de proyecto más de 10 mm más diez por ciento de dicha separación, pero en todo caso respetando el número de barras y su diámetro, y de tal manera que permita pasar al agregado grueso.

l) Las dimensiones del refuerzo transversal de vigas y columnas, medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederá a las del proyecto en más de 10 mm + 0.05x, siendo x la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de 3 mm + 0.03x.

m) La separación del refuerzo transversal de vigas y columnas no diferirá de la de proyecto más de 10 mm más diez por ciento de dicha separación, respetando el número de elementos de refuerzo y su diámetro.

n) Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga, se aplicarán las tolerancias relativas a columnas, con las adaptaciones que procedan si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable, y las correspondientes a trabes en caso contrario. En cascarones rigen las tolerancias relativas a losas, con las adaptaciones que procedan.

15.6.2. Tolerancias en elementos prefabricados

El proyecto estructural de las estructuras prefabricadas deberán de contener los tres grupos de tolerancias: tolerancias de producto, tolerancias de erección y tolerancias de interfaces.

Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspecto, o colocación de acabados, puede ser necesario imponer tolerancias más estrictas que las arriba prescritas.

De no satisfacerse cualquiera de las tolerancias especificadas, el Corresponsable en

Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, estudiará las consecuencias que de ahí deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura.

16. EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN

16.1. Definiciones

Evaluación. Conclusiones sobre la condición, comportamiento, integridad y conveniencia de rehabilitar, reparar o reforzar una estructura o partes de ella basadas en investigaciones, inspecciones y aplicaciones de conocimientos de ingeniería estructural.

Reforzamiento. Incremento de la capacidad para resistir cargas de una estructura o de una parte de una estructura.

Rehabilitación. Proceso de reparación o modificación de una estructura para que alcance los estados límite de resistencia y servicio establecidos.

Reparación. Reemplazar o corregir materiales, componentes o elementos de una estructura que se encuentren dañados o deteriorados.

16.2. Alcance

Estas disposiciones son complementarias al Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

16.3. Evaluación

16.3.1. Necesidad de evaluación

Se deberá revisar la seguridad estructural de una edificación cuando se tengan indicios de que ha sufrido algún daño, presente problemas de servicio o de durabilidad, vaya a sufrir alguna modificación, cambiar su uso o bien, cuando se requiera verificar el cumplimiento del nivel de seguridad establecido en el título Sexto del Reglamento.

16.3.2. Proceso de evaluación

El proceso de evaluación deberá incluir:

- a) Investigación y documentación de la estructura, incluyendo daños causados por sismos u otras acciones.
- b) Si es aplicable, clasificación del daño en cada elemento de la edificación (estructural y no estructural) según su severidad y modo de comportamiento.
- c) Si aplica, estudio de los efectos del daño en los elementos estructurales en el desempeño futuro de la edificación.

16.3.3. Investigación y documentación de la edificación y de las acciones que la dañaron

Se deberá recolectar información básica de la edificación y de las acciones que la dañaron; en particular se procurará:

- a) Recopilar memorias, especificaciones, planos arquitectónicos y estructurales, así como informes y dictámenes disponibles.
- b) Inspeccionar la edificación, así como reconocer su edad y calidad de la construcción.
- c) Estudiar el Reglamento y normas de construcción en vigor en la fecha de diseño y construcción de la estructura.
- d) Determinar las propiedades de los materiales y del suelo.
- e) Definir el alcance y magnitud de los daños.
- f) Tener entrevistas con los propietarios, ocupantes, así como con los constructores y diseñadores originales.
- g) Obtener información sobre las acciones que originaron el daño, tal como su magnitud, duración, espectros de respuesta u otros aspectos relevantes.

Al menos, se debe realizar una inspección en sitio con el fin de identificar el sistema estructural, su configuración y condición. Si es necesario, se deben retirar los recubrimientos y demás elementos que obstruyan la revisión visual del concreto.

16.3.4. Determinación de las propiedades de los materiales

La determinación de las propiedades de los materiales podrá efectuarse mediante procedimientos no destructivos o destructivos, siempre que por estos últimos no se deteriore la capacidad de los elementos estructurales. En caso de que se tengan daños en la cimentación o modificaciones en la estructura que incidan en ella, será necesario verificar las características del sub suelo mediante un estudio geotécnico.

16.3.5. Clasificación del daño en los elemento de la edificación

16.3.5.1. Modo de comportamiento

Atendiendo al modo de comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales, se deberá clasificar el tipo y magnitud del daño. El modo de comportamiento se define por el tipo de daño predominante en el elemento y dependerá de la resistencia relativa del elemento a las distintas acciones mecánicas que actúen en él.

16.3.5.2. Magnitud de daño

La magnitud o severidad del daño en elementos estructurales se podrá clasificar en cinco niveles:

- a) Insignificante, que no afecta de manera relevante la capacidad estructural (resistencia y deformación). La reparación será de tipo superficial.

b) Ligerero, cuando afecta ligeramente la capacidad estructural. Se requieren medidas de reparación sencillas para la mayor parte de los elementos sin afectar el modo de comportamiento.

c) Moderado, cuando afectan medianamente la capacidad estructural. La rehabilitación de los elementos dañados depende del tipo de elemento y modo de comportamiento.

d) Severo, cuando el daño afecta significativamente la capacidad estructural. La rehabilitación implica una intervención amplia, con reemplazo o refuerzo de algunos elementos.

e) Grave, la rehabilitación implica una intervención amplia, con reemplazo o refuerzo de algunos elementos.

f) Muy grave, cuando el daño ha deteriorado a la estructura al punto que su desempeño no es confiable. Abarca el colapso total o parcial. La rehabilitación involucra el reemplazo o refuerzo de la mayoría de los elementos, o incluso la demolición total o parcial.

Si el daño observado es clasificado como de moderado, severo, grave o muy grave, se deberá notificar a la autoridad para que especifique si es necesaria la evacuación del edificio. Todo a juicio del Corresponsable en Seguridad Estructural.

16.3.6. Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación

16.3.6.1. Impacto del daño

Se deberá evaluar el efecto de grietas u otros signos de daño en el desempeño futuro de una edificación, en función de los posibles modos de comportamiento de los elementos dañados, sean estructurales o no estructurales.

16.3.6.2. Edificación sin daño estructural

Si la edificación no presenta daño estructural alguno se deberán estudiar los diferentes modos posibles de comportamiento de los elementos, y su efecto en el desempeño futuro de la edificación.

16.3.6.3. Capacidad remanente

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación será necesario determinar la capacidad remanente en cada elemento para cada modo de comportamiento posible o predominante. Dicha capacidad estará definida por el nivel de acciones con el cual el elemento, de la estructura o de la cimentación, alcanza un primer estado límite de falla o de servicio, dependiendo del tipo de revisión que se lleve a cabo.

16.3.6.4. Cálculo de la capacidad estructural

Para obtener la capacidad estructural se podrán usar los métodos de análisis elásticos convencionales, así como los requisitos y ecuaciones aplicables de estas Normas o de otras Normas Técnicas Municipales. Cuando en la inspección en sitio no se observe daño

estructural alguno, se puede suponer que la capacidad original del elemento estructural está intacta. En edificaciones con daños estructurales, se deberá considerar la participación de los elementos dañados, afectando su capacidad individual según el tipo y nivel de daño. En edificaciones inclinadas debe incluirse el efecto del desplomo en el análisis.

16.3.6.5. Consideraciones para evaluar la seguridad estructural

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación se deberán considerar, entre otros, su deformabilidad, los defectos e irregularidades en la estructuración y cimentación, el riesgo inherente a su ubicación, la interacción con las estructuras vecinas, la calidad del mantenimiento y el uso al que se destine.

16.4. Determinación de la necesidad de rehabilitar

16.4.1. Daño ligero

Si como resultado del proceso de evaluación de la seguridad estructural se concluye que cumple con la normativa vigente y sólo presenta daños estructurales insignificantes o ligeros, deberá hacerse un proyecto de rehabilitación que considere la restauración o reparación de dichos elementos.

16.4.2. Daño mayor

Si se concluye que no cumple con el Reglamento, se presentan daños estructurales moderados o de mayor nivel, o se detectan situaciones que pongan en peligro la estabilidad de la estructura, deberá elaborarse un proyecto de rehabilitación que considere, no solo la reparación de los elementos dañados, sino la modificación de la capacidad de toda la estructura. La

evaluación podrá igualmente recomendar la demolición total o parcial de la estructura. En este caso la edificación deberá ser desalojada.

16.5. Rehabilitación

16.5.1. Apuntalamiento, rehabilitación temporal y demolición

16.5.1.1. Control del acceso

Si se detectan daños en la estructura que puedan poner en peligro su estabilidad, deberá controlarse el acceso a la misma y proceder a su rehabilitación temporal en tanto se termina la evaluación. En aquellos casos en que los daños hagan inminente el derrumbe total o parcial, con riesgo para la construcción o vías de comunicación vecinas, será necesario proceder a la demolición urgente de la estructura o de la zona que representa riesgo.

16.5.1.2. Rehabilitación temporal

Cuando el nivel de daños observados en una edificación así lo requiera, será necesario rehabilitar temporalmente, o apuntalar, de modo que se proporcione la rigidez y resistencia provisionales necesarias para la seguridad de los trabajadores que laboren en el inmueble, así como de los vecinos y peatones en las zonas adyacentes. La rehabilitación temporal será

igualmente necesaria cuando se efectúen modificaciones a una estructura que impliquen la disminución transitoria de la rigidez o capacidad resistente de algún elemento estructural.

16.5.1.3. Seguridad durante la rehabilitación

Las obras de rehabilitación temporal, o apuntalamiento, deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad de la estructura. Antes de iniciar las obras de rehabilitación deberá demostrarse que el edificio cuenta con la capacidad de soportar simultáneamente las acciones verticales estimadas (cargas muerta y viva) y 30 por ciento de las accidentales obtenidas de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con las acciones permanentes previstas durante la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha capacidad será necesario, en los casos que se requiera, recurrir a la rigidización temporal de algunas partes de la estructura.

16.5.1.4. Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos.

Las conexiones entre elementos existentes y los materiales o elementos nuevos se deben diseñar y ejecutar de manera que se logre un comportamiento monolítico y se asegure la transmisión de fuerzas entre ellos. Se admitirá usar anclas, fijadores o pernos adhesivos o de percusión.

16.5.2. Generalidades

Cuando de la evaluación definitiva de una estructura se concluya que no es suficiente el reforzamiento de sus elementos para cumplir con la capacidad sismo-resistente exigida por este Reglamento, la forma de corregir la estructura se podrá llevar a cabo mediante la inclusión de nuevos elementos que aumenten y balanceen la resistencia y rigidez.

Al incluir nuevos elementos es importante garantizar la compatibilidad de la estructura original y la de los nuevos elementos.

Se deberá garantizar la continuidad de las conexiones entre nuevos elementos y la estructura original. Así como verificar la adecuada transmisión de las cargas de los nuevos elementos a la cimentación.

16.5.2.1. Muros de rigidez

Se pueden usar estos elementos de concreto reforzado para reducir de una forma efectiva las excentricidades de una estructura y aumentar su capacidad sismo-resistente. El concreto deberá tener una resistencia a la compresión mínima de 250 kg/cm².

Se podrán colocar los muros en la periferia del edificio sin interferir con el funcionamiento del mismo. La conexión con la estructura original se puede efectuar mediante estribos anclados en el sistema de piso, o bien a través del colado de una losa adicional de unión.

Cuando la colocación de los muros sea en el interior de la estructura, la conexión con las losas se efectuará a través de perforaciones en ellas que permitan el paso del refuerzo longitudinal de los extremos del muro y parte del refuerzo intermedio, así mismo estas perforaciones servirán para la colocación del concreto.

16.5.2.2. Muros de relleno

Son muros de concreto reforzado ubicados en los ejes de las columnas de una estructura. El comportamiento de los muros de relleno puede ser semejante al de los muros de rigidez, cuyo refuerzo en los extremos lo constituyen las columnas de la estructura original, siempre y cuando la unión entre muros y las vigas y columnas garanticen la continuidad. En caso contrario, el muro se comporta como un diafragma que introduce grandes fuerzas cortantes en las columnas y en las vigas, lo que puede hacer necesario el refuerzo de estos elementos.

En los casos en que los muros de relleno deban permitir el paso por la crujía, se podrán colocar en ambos lados de la columna en su eje. En este caso se deberá revisar el efecto sobre las trabes que reducirán su claro significativamente.

El concreto deberá tener una resistencia a la compresión mínima de 250 kg/cm².

16.5.2.3. Marcos y contraventeos

Cuando se rehabilite con marcos o contravientos, éstos se deberán conectar a la estructura original lo cual se puede efectuar mediante estribos anclados en el sistema de piso, o bien a través del colado de una losa adicional de unión.

Si la resistencia de la estructura es suficiente, sobre todo por cortante, se puede recurrir a la inclusión únicamente del contraventeo para rigidizar la estructura.

16.6. Reparación

16.6.1. Alcance

Para recuperar la capacidad original de un elemento será necesaria su reparación o restauración. Aquellos elementos dañados que adicionalmente serán reforzados deberán ser reparados antes.

Se deberán considerar todos los factores que intervengan para lograr una reparación adecuada como magnitud del daño, tipo y calidad de materiales, calidad de la ejecución y ensayos de control de calidad.

Se debe considerar en el análisis y en la evaluación de la edificación, que el nivel de restitución de la capacidad estructural que sea factible alcanzar y satisfaga el modo de comportamiento requerido desde la parte estructural y servicio marcados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

16.6.2. Reemplazo de concreto

En elementos con daño severo y muy grave, puede ser necesario sustituir el concreto dañado por concreto nuevo, previo apuntalamiento de los elementos a reparar.

Se deberá promover la buena adherencia entre los concretos existentes y los nuevos, utilizando aditivos especiales para unir concreto fresco a concreto endurecido, o conectores, así como aditivos o cementantes para evitar los pequeños cambios volumétricos debidos a la contracción por secado. Se usarán concretos del mismo tipo y con una resistencia de 50 kg/cm² superior a la del concreto original.

16.6.3. Reparación de grietas mediante inyección de resina epóxica

Se permitirá recurrir a la inyección de resinas o fluidos a base de polímeros. La viscosidad y tipo de la resina epóxica se determinará en función del ancho de la fisura por obturar. Se deberá impedir que se realicen perforaciones sobre las fisuras para evitar que se tapen impidiendo la penetración de la resina.

Se permitirá inyectar una fisura con resina epóxica hasta con un ancho de 10 mm. Cuando el ancho sea superior se deberán utilizar fluidos a base de cementos hidráulicos de contracción compensada.

En todos los casos se debe tener el concreto libre de acabados en por lo menos 300mm adyacentes a la fisura.

16.6.4. Reparación de daños por corrosión

Se deberá retirar el concreto, exponer totalmente las barras de refuerzo corroídas y sanas que estén dentro de la zona afectada.

Para asegurar la adherencia entre los materiales nuevos, las barras de refuerzo y el concreto endurecido, se deberán limpiar las barras y las superficies del material existente. Si las barras corroídas han perdido más de 25 por ciento de su sección transversal, se deben reemplazar o bien colocar barras suplementarias que representen el doble del área perdida, ancladas adecuadamente.

El nuevo concreto que se coloque deberá tener una menor permeabilidad que la del concreto existente. Se deberá considerar la conveniencia de proteger de la corrosión al refuerzo expuesto a través de medidas activas o pasivas.

16.7. Pruebas al concreto

La inspección y evaluación tiene la finalidad de determinar la calidad de una estructura o un elementos de concreto reforzado o presforzado, ya sea en su etapa de construcción, o en servicio, o por tener duda de su estabilidad.

La inspección se considera compleja y requiere frecuentemente de la práctica de ensayos para conocer la calidad del concreto. La necesidad de los ensayos puede ser necesaria debido a:

- 1) Se estima que la resistencia del concreto es menor a la resistencia especificada en el diseño. lo que obliga a realizar un examen y comprobación estructural.
- 2) Cambio de uso de la estructura que ocasione solicitaciones superiores sobre los elementos estructurales y que obligue al conocimiento de la capacidad resistente actual a fin de determinar si es preciso o no un refuerzo.
- 3) Comportamiento inadecuado de una estructura en servicio presentando deficiencias, fisuras o deformaciones superiores a las del proyecto, obligando al conocimiento de las causas que producen dichas alteraciones.

4) Determinación de la capacidad residual de una estructura que ha sufrido una acción peligrosa accidental, tal como: incendio, sobrecarga, impacto etc.

Los ensayos podrán ser semidestructivos y no destructivos.

16.7.1. Pruebas con esclerómetro

El ensaye con esclerómetro es un método no destructivo, con el cual se puede estimar la resistencia del concreto a través de su dureza superficial. Estas pruebas tienen la limitación de que la predicción que se hace de la resistencia es a través de la dureza superficial de una capa superficial de concreto.

La realización de esta prueba se deberá llevar a cabo siguiendo lo especificado en la norma vigente: NMX-C-192-ONNCCE. "Determinación del número de rebote utilizando el dispositivo conocido como esclerómetro".

16.7.2. Prueba con ultrasonido

Las pruebas con ultrasonido se fundamentan en la propagación de una onda elástica a través del concreto. La finalidad de esta prueba es determinar el módulo de elasticidad dinámico del concreto, su compactación, existencia de fisuras, y su profundidad, a través del tiempo que tarda un grupo de ondas en atravesar un espesor determinado de concreto que forma parte de una estructura.

La realización de la prueba con ultrasonido debe atender a lo especificado en la norma vigente: NMX-C-275 ONNCCE "Determinación de la velocidad de pulso a través del concreto método de ultrasonido".

16.7.3. Prueba de resistencia por medio de corazones de concreto

Los corazones son piezas de forma cilíndrica que se extraen del concreto mediante el corte con una broca hueca de diámetro específico.

Mediante la extracción y ensaye a compresión simple del corazón pueden determinarse la resistencia del concreto, módulo de elasticidad y el diagrama esfuerzo deformación. Para la aplicación de esta prueba se deben aplicar las especificaciones de la norma vigente NMX-C-169-1997 ONNCCE "Obtención y prueba de corazones y vigas extraídos de concreto endurecido", NMX-C-128-ONNCCE "Determinación del Módulo de elasticidad estático y relación de Poisson", NMX-C-083-ONNCCE "Determinación de la resistencia a compresión de cilindros de concreto" (ver sección 15.3.4.3).

Se deberán obtener como mínimo tres corazones por elemento a evaluar.

16.7.4. Análisis petrográfico

Este análisis se realiza mediante la inspección microscópica de la micro estructura de la pasta de cemento, la composición de los agregados y la unión agregado – pasta. El análisis se lleva a cabo en una lámina delgada de concreto de 20 micras de espesor. Este análisis se basa en la aplicación de la norma ASTM – C-856 "Practice of Petrographic Examination. Examination of Hardened Concrete", vigente.

16.7.5. Pruebas de carga

Esta prueba se realiza aplicando a los elementos de concreto la carga de diseño y analizando su comportamiento, midiendo su deformación máxima y capacidad de recuperación. El modo de llevar cabo esta prueba se describe en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Capítulo X11, Artículo 183.

Por lo complejo de la inspección de una estructura no se deberá basar la decisión que se tome de los resultados de la aplicación de una sola prueba, se deberá hacer un análisis comparativo de resultados obtenidos con otros métodos.

16.8. Reforzamiento

16.8.1. Generalidades

Cuando se requiera modificar las capacidades resistentes o de deformación de un elemento estructural, será necesario recurrir a su reforzamiento. El reforzamiento de un elemento suele producir cambios en su rigidez que deberán tomarse en cuenta en el análisis estructural. Se debe revisar que la modificación de los elementos sujetos a refuerzo no produzca que los elementos no intervenidos alcancen prematuramente, estados límite de servicio o de falla, que puedan conducir a comportamientos desfavorables y no estables.

El análisis estructural podrá efectuarse suponiendo el comportamiento monolítico del elemento original y su refuerzo, si el diseño y ejecución de las conexiones entre los materiales así lo aseguran.

16.8.2. Encamisado de elementos de concreto

Los elementos de concreto se pueden reforzar colocando barras ó perfiles de acero, mallas metálicas o plásticas recubiertas con mortero, concreto, o fibra de carbón o de vidrio adheridos con resinas especialmente diseñadas.

Cuando el reforzamiento de un elemento estructural se realice mediante encamisado con elementos hechos con fibras de carbón o fibras de vidrio, deberá prepararse la superficie del elemento para que sea lisa y se deben retirar los recubrimientos que afecten la adherencia del concreto y las resinas. Las aristas de los elementos deben redondearse para evitar la rotura de las fibras. Se debe garantizar la compatibilidad entre las resinas y fibras. Se deberán recubrir con un material protector aquellos elementos que estén expuestos directamente a la radiación solar y rayos ultravioleta.

Si solo se encamisa la columna en el entre piso se incrementa su resistencia ante carga axial y fuerza cortante, quedando con un comportamiento más dúctil, pero no se altera su resistencia a flexión original. Para mejorar ésta resistencia es necesario extender el encamisado a través de la losa, pasando las barras a través de la losa.

16.8.3. Reforzamiento de muros de concreto

Con el aumento de espesor de un muro de concreto se incrementa su resistencia a fuerza cortante. Si se requiere además incrementar su capacidad para resistir la flexión, se debe

umentar particularmente la sección de sus extremos, concentrando en ellos la mayor parte del refuerzo adicional. El concreto nuevo deberá anclarse al viejo mediante conectores ahogados en éste con un mortero epóxico, o que atraviesen el muro si el refuerzo se requiere en ambas caras.

Para transmitir las fuerzas cortantes entre los muros y las losas, así como para lograr la continuidad necesaria para el trabajo a flexión, se puede recurrir a perforaciones en las losas que permitan el paso del refuerzo y faciliten el colado. El refuerzo deberá llegar a la cimentación.

APÉNDICE A. PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR FACTORES DE REDUCCIÓN Y LAS CANTIDADES MÁXIMAS DE ACERO A FLEXIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN

Alternativamente a las disposiciones del cuerpo de estas Normas, se permite el cálculo de la capacidad a flexión y a flexocompresión de elementos de concreto reforzado de acuerdo con este apéndice.

El diseño de las secciones transversales sometidas a cargas de flexión, cargas axiales, o a la combinación de ambas (flexo- compresión) debe basarse en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones utilizando las hipótesis de 3.5.

La condición de deformación balanceada existe en una sección transversal cuando el refuerzo en tensión alcanza la deformación unitaria correspondiente a f_y al mismo tiempo que el concreto en compresión alcanza su deformación unitaria última supuesta de 0.003.

Las secciones se denominan controladas por compresión si la deformación unitaria neta de tensión en el acero extremo en tensión, ϵ_t , es igual o menor que la deformación unitaria neta de tensión del refuerzo en condiciones de deformación unitaria balanceada. Para refuerzo con esfuerzo especificado de fluencia de 420 MPa (4 200 kg/cm²) y para todo acero de presfuerzo, se permite fijar el límite de deformación unitaria controlada por compresión en 0.002.

Las secciones son controladas por tensión si la deformación unitaria neta de tensión en el refuerzo de acero extremo en tensión, ϵ_t , es igual o mayor a 0.005, justo cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación unitaria asumido de 0.003. Las secciones con ϵ_t entre el límite de deformación unitaria controlada por compresión y 0.005 constituyen una región de transición entre secciones controladas por compresión y secciones controladas por tensión.

Para elementos no presforzados en flexión y elementos no presforzados con carga axial factorizada de compresión menor a $0.10f_c A_g$, ϵ_t en el estado de resistencia nominal no debe ser menor que 0.004. El factor de reducción de resistencia, F_R , debe ser el establecido como sigue:

- a) Secciones controladas por tensión, 0.90
- b) Secciones controladas por compresión:
 - b.1) Elementos con refuerzo helicoidal según 7.3.4.4, 0.75
 - b.2) Otros elementos reforzados, 0.65
- c) Cortante y torsión, 0.75
- d) Aplastamiento en el concreto (excepto para anclajes de postensado y modelos de puntales)

y tensores), 0.65

e) Zonas de anclaje de postensado, 0.85

f) Modelos de puntales y tensores (Apéndice B) y puntales, tensores, zonas de nodos y áreas de apoyo en esos modelos, 0.75

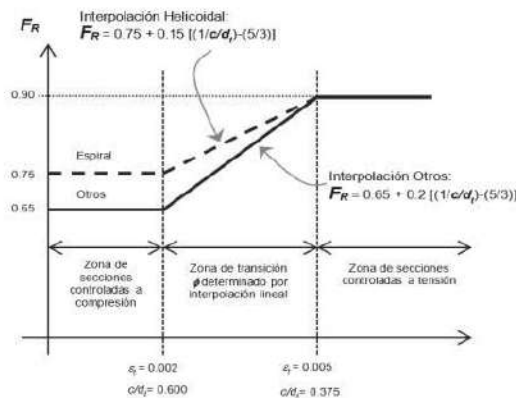
g) Las secciones a flexión en los elementos pretensados donde la longitud embebida del torón es menor que la longitud de desarrollo establecida en 11.6.2:

g.1) Desde el extremo del elemento hasta el extremo de la longitud de transferencia, 0.75

g.2) Desde el extremo de la longitud de transferencia hasta el extremo de la longitud de desarrollo, debe permitirse que F_R sea incrementado linealmente de 0.75 hasta 0.9.

Donde la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del elemento, se debe asumir que el embebido del torón se inicia en el extremo de la longitud no adherida.

Para las secciones en las que la deformación unitaria neta a la tensión en el acero extremo en tensión en el estado de resistencia nominal, ϵ_t , se encuentra entre los límites para secciones controladas por compresión y las secciones controladas por tensión, se permite que F_R aumente linealmente desde el valor correspondiente a las secciones controladas por compresión hasta 0.90, en la medida que ϵ_t aumente desde el límite de deformación unitaria controlado por compresión hasta 0.005.



Interpolación en c/d_t :

Helicoidal: $F_R = 0.75 + 0.15 [(1/c/d_t) - (5/3)]$

Otros: $F_R = 0.65 + 0.2 [(1/c/d_t) - (5/3)]$

Donde c es la distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro en el estado de resistencia nominal y d_t es la distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la capa extrema de acero longitudinal en tensión.

Figura A.1 Variación de F_R con la deformación unitaria neta a tensión ϵ_t y c/d_t , para acero de refuerzo grado 420 y para acero de presfuerzo

APÉNDICE B. MÉTODO DE PUNTALES Y TENSORES

B.1 Notación

s_i	Espaciamiento
a	claro de cortante, igual a la distancia entre una carga y un apoyo en una estructura, cm
A_{cs}	área efectiva de la sección transversal en un extremo del puntal en un modelo de puntales y tensores, tomada perpendicularmente al eje del puntal, cm^2
A_n	área de una cara de una zona nodal o de una sección a través de una zona nodal, cm^2
A_{si}	área del refuerzo de superficie a una separación s_i en el i -ésimo lecho que cruza un puntal a un ángulo α_i con el eje del puntal, cm^2
A'_s	área del refuerzo de compresión en un puntal, cm^2
A_{tp}	área del refuerzo presforzado en un tirante, cm^2
A_{ts}	área del refuerzo no presforzado en un tirante incluyendo barras o perfiles de acero, cm^2
d	distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en tensión, cm
f_c'	resistencia especificada a la compresión del concreto, kg/cm^2
f_{cu}	resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal o una zona nodal, kg/cm^2
f'_s	esfuerzo en el refuerzo a compresión, kg/cm^2
f_{se}	esfuerzo efectivo después de las pérdidas en el refuerzo presforzado, kg/cm^2
f_y	esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo no presforzado, kg/cm^2
F_n	resistencia nominal de un puntal, tensor o zona nodal, kg
F_{nn}	resistencia nominal de una cara de una zona nodal, kg
F_{ns}	resistencia nominal de un puntal, kg
F_{nt}	resistencia nominal de un tensor, kg
F_u	fuerza factorizada que actúa en un puntal, tensor, área de contacto, o zona nodal, en un modelo de puntales y tensores, kg
h	altura del elemento
l	claro libre, cm
l_{anc}	longitud de anclaje
l_b	ancho de la placa de apoyo
w_s	ancho efectivo del puntal perpendicular a su eje, cm
w_t	ancho efectivo del tensor perpendicular a su eje, cm
F_R	factor de reducción de la resistencia
α_i	ángulo entre el eje de un puntal y las barras en el i -ésimo lecho de refuerzo que cruza ese puntal
f_i	incremento en el esfuerzo en los cables presforzados debido a las cargas factorizadas, kg/cm^2
α	ángulo ente el eje del puntal y la barra de refuerzo
Θ	ángulo entre el eje del puntal o campo de compresión y la cuerda de tensión del elemento

B.2 Introducción

Las estructuras de concreto pueden dividirse en regiones en las que es válida la hipótesis de una distribución lineal de deformaciones y en las que por lo tanto se puede aplicar la teoría de flexión de la sección 3.5, y regiones en las que ocurren perturbaciones en la distribución de esfuerzos debidas a cambios geométricos abruptos o a la presencia de cargas concentradas y reacciones. Las primeras se denominan Regiones B (de la palabra *Beam*, y las segundas, regiones D (de la palabra *Discontinuity*). En la figura B1-a se muestran ejemplos de

discontinuidades por cambios abruptos de sección, y en la figura B1-b, de discontinuidades geométricas y de perturbaciones causadas por cargas concentradas. En las regiones B se pueden aplicar la teoría tradicional de flexión de concreto reforzado y el enfoque de diseño tradicional de resistencia a fuerza cortante ($V=V_c + V_s$).

En las regiones D, una porción grande de la carga se transfiere de manera directa a los apoyos por fuerzas de compresión en el concreto y fuerzas de tensión en el refuerzo, por lo que se debe de utilizar un enfoque de diseño distinto. Las regiones D se pueden modelar utilizando una "armadura" hipotética consistente de puntales de concreto con esfuerzos a compresión, y tensores de acero con esfuerzos a tensión, unidos en nodos. A estas "armaduras" se les refiere como modelos de puntales y tensores.

La falla de los modelos de puntales y tensores puede ocurrir por :

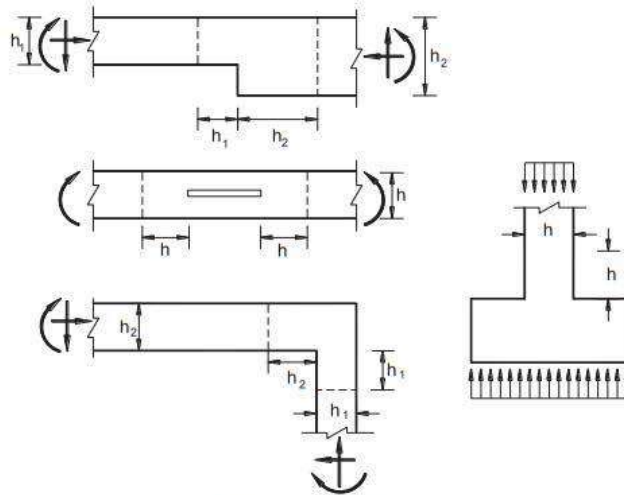
- fluencia de los tensores,
- aplastamiento de los puntales,
- falla de la conexión en las zonas de nodos que conectan los puntales y los tensores,
- falla de anclaje de los tensores.

Las zonas nodales y los puntales alcanzan sus resistencias cuando las fuerzas a compresión que actúan en los extremos de los puntales o en las caras de las zonas nodales alcanzan la resistencia efectiva a compresión f_{cu} . Los tensores la alcanzan cuando fluye el acero que los constituye. La falla por anclaje se presenta cuando los tensores no tienen suficiente longitud de anclaje.

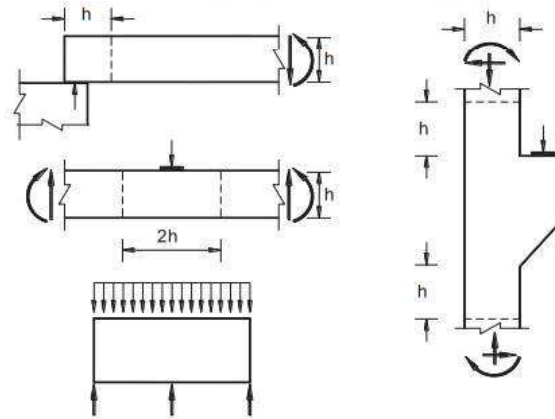
Tanto el análisis de esfuerzos elásticos, como el principio de St. Venant, indican que el efecto localizado de las cargas concentradas o de las discontinuidades geométricas se disipan a un peralte de la carga o de la discontinuidad. Por ello, se asume que la región D se extiende aproximadamente una distancia igual al peralte del miembro a partir de la carga o discontinuidad, figura B.1.

Si dos regiones D, cada una de una longitud h o menor, se juntan o se superponen, en este apéndice se considera que actúan como una región D combinada.

Para el caso de cortante en una viga de gran peralte, la región D combinada tiene un peralte h y una longitud de $2h$ en una o dos direcciones de la perturbación. Esto establece el menor ángulo entre el puntal y el tensor unidos en el final del puntal en un $\arctan (h/2h) = 26.5^\circ$, redondeado a 25° , figura B.2.

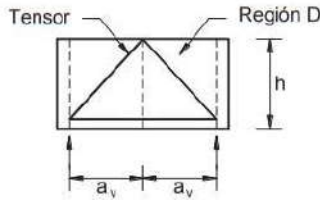


a) Discontinuidad geométrica

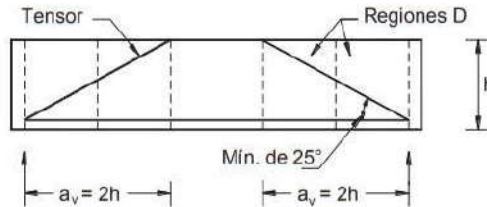


b) Discontinuidad geométrica y en cargas

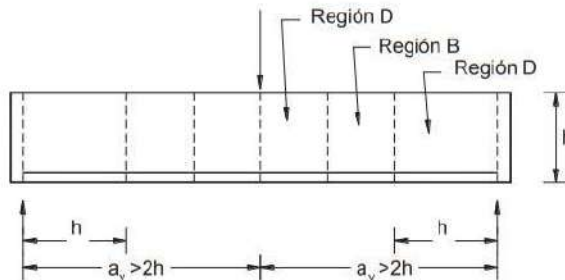
Figura B.1 Regiones D y discontinuidades



a) Claro de cortante, $a_v < 2h$, viga de gran peralte



b) Claro de cortante, $a_v = 2h$, límite para una viga de gran peralte



c) Claro de cortante, $a_v > 2h$, viga esbelta

Figura B.2 Descripción de vigas de gran peralte y vigas esbeltas

Al aplicar este apéndice, se debe poner especial cuidado en la selección del modelo y su representación gráfica.

B.3 Definiciones

Discontinuidad. Cambio abrupto en la geometría o en las cargas que ocasiona un cambio en la distribución de esfuerzos.

Modelo de puntales y tensores. Un modelo tipo "armadura" de un elemento estructural, o de una región D de ese elemento, hecho con puntales y tensores conectados en los nodos,

capaces de transferir las cargas factorizadas a los apoyos o hacia las regiones B adyacentes.

Nodo. Lugar donde se intersectan y conectan los ejes de los puntales, tensores y fuerzas concentradas. *Puntal.* Un elemento que representa la resultante de un campo de compresión paralelo o en forma de abanico. *Puntal en forma de botella.* Un puntal que es más ancho en el centro que en sus extremos.

Región B. Parte de un elemento en la que pueden aplicarse los supuestos de la teoría convencional de diseño de concreto reforzado de secciones planas, mencionadas de la teoría de flexión en 5.3.

Región D. La parte de un elemento dentro de una distancia h de una discontinuidad de fuerza o una discontinuidad geométrica.

Tensor. Un elemento a tensión.

Viga de gran peralte. Ver capítulo 10.

Zona nodal. El volumen de concreto alrededor de un nodo que se supone transfiere las fuerzas de los puntales y tensores a través del nodo.

Zona nodal hidrostática. Tipo de zona nodal que tiene caras cargadas perpendiculares a los ejes de los puntales y tensores que actúan en el nodo y presenta esfuerzos iguales sobre dichas caras.

Zona nodal extendida. Parte de un elemento acotada por la intersección del ancho efectivo del puntal, w_s , y el ancho efectivo del tensor, w_t , figura B.3.

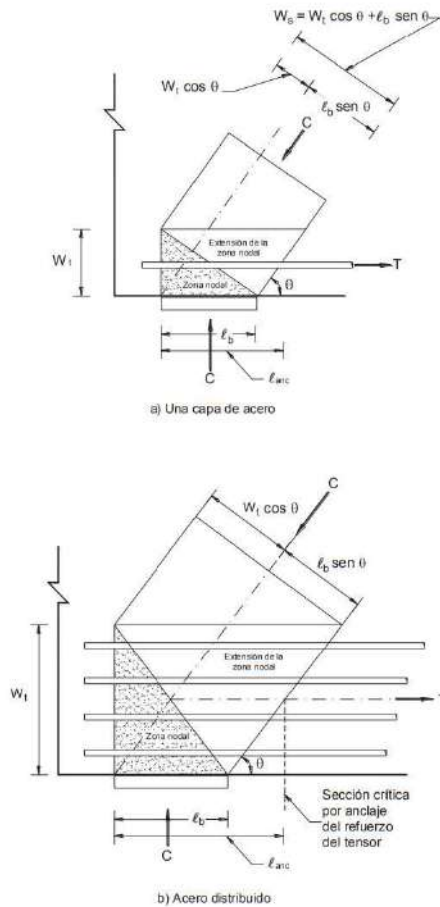


Figura B.3 Zona extendida del nodo mostrando el efecto de la distribución de las fuerzas

B.4 Procedimiento de diseño del modelo puntal-tensor

B.4.1. Se permite diseñar elementos de concreto estructural, o regiones-D específicas en estos elementos, modelando el elemento o región como una armadura idealizada formada por puntales, tensores y nodos, como se definen en B.2. El modelo de armadura debe ser capaz de transferir todas las cargas factorizadas hacia los apoyos o regiones B adyacentes, figura B.4.

B.4.2. El modelo puntal-tensor debe estar en equilibrio con las cargas factorizadas aplicadas y las reacciones. El cálculo de las reacciones y de las fuerzas de los puntales y tensores debe satisfacer las leyes de la estática. Para determinar la geometría de la armadura, se deben considerar las dimensiones de los puntales, tensores y zonas nodales.

B.4.3. Las resistencias de los puntales, tensores, y zonas nodales deben ser iguales o mayores que las fuerzas que actúan en estos miembros. Si la resistencia de todas las secciones transversales es igual o mayor que la resistencia requerida por el análisis de la armadura, se dice que dicha estructura tiene una distribución de resistencias segura.

B.4.4. Los puntales no pueden cruzarse o traslaparse entre ellos, excepto en los nodos. Los anchos de los puntales se determinan para que puedan resistir las fuerzas que actúan en ellos usando la resistencia efectiva del concreto de los puntales. Si los puntales se traslapan, las partes comunes tendrían esfuerzos mayores que los calculados.

B.4.5. Se permite que los tensores se crucen con puntales o con otros tensores.

B.4.6. El ángulo θ , entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor que concurran a un solo nodo no debe ser menor de 25° .

B.4.7. El diseño de los puntales, tensores y zonas nodales debe basarse en la relación:

$$F_R F_n \geq F_u \quad (\text{B.4.1})$$

donde F_u es la fuerza factorizada que actúa en un puntal, en un tensor o en una cara de una zona nodal; F_n es la resistencia nominal del puntal, tensor o zona nodal; y F_R es el factor de reducción de resistencia para cortante definido en la sección 3.6.

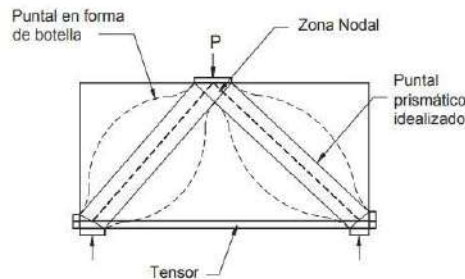


Figura B.4 Descripción de un modelo puntal-tensor

B.5 Resistencia de los puntales

B.5.1. La resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal, F_n , debe tomarse como el menor valorde:

$$F_n = f_{ce} A_{cs} \quad (\text{B.5.1})$$

en los dos extremos del puntal, donde A_{cs} es el área de la sección transversal en un extremo del puntal, y, f_{ce} es el menor valor entre la resistencia efectiva a la compresión del concreto en el puntal, definida en B.5.2, y la resistencia efectiva a la compresión del concreto en la zona

nodal definida en B.7.

B.5.2. La resistencia efectiva a la compresión del concreto, f_{ce} , en un puntal debe ser:

$$f_{ce} = 0.85\beta_s f'_c \quad (\text{B.5.2})$$

donde:

$\beta_s = 1.0$ para puntales de sección transversal uniforme a lo largo de toda su longitud.

Para puntales ubicados de tal manera que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos (puntales en forma de botella):

$\beta_s = 0.75$ con el refuerzo mínimo especificado en B.5.4,

$\beta_s = 0.60$ sin el refuerzo mínimo especificado,

$\beta_s = 0.40$ para los puntales en elementos sometidos a tensión, o patines en tensión de los elementos.

$\beta_s = 0.60$ para todos los demás casos.

B.5.3. Si se emplea el valor de $\beta_s = 0.75$ especificado en el inciso B.5.2, el eje del puntal debe ser cruzado por barras de refuerzo capaces de resistir la fuerza de tensión transversal resultante de la inclinación de la fuerza de compresión en el puntal. Se permite suponer que la fuerza de compresión en los puntales se inclina con una pendiente de 2 longitudinal a 1 transversal respecto al eje del puntal.

B.5.4. Para f'_c no mayor a 42 MPa (420 kg/cm²), se admite que se cumple el requisito de B.5.3 si el eje del puntal queda cruzado por capas de refuerzo que cumplan con:

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \text{sen} \alpha_i \geq 0.003 \quad (\text{B.5.3})$$

donde A_{si} es el área total del refuerzo de superficie con un espaciamiento s_i en la capa i de refuerzo con barras a un ángulo α_i con respecto al eje del puntal, figura B.5.

B.5.5. El refuerzo especificado anteriormente en B.5.4 debe colocarse en alguna de las siguientes formas: en direcciones ortogonales en ángulos α_1 y α_2 con respecto al eje del puntal, o en una sola dirección a un ángulo α con respecto al eje del puntal. Si el refuerzo se coloca en una sola dirección, α no debe ser menor de 40°.

B.5.6. Si se encuentra documentado mediante ensayos y análisis, se permite usar una resistencia efectiva a la compresión incrementada del puntal debida a refuerzo de confinamiento.

B.5.7. Se permite el uso de refuerzo de compresión para aumentar la resistencia de un puntal. El refuerzo de compresión debe colocarse dentro de él, paralelo al eje del puntal, anclarse adecuadamente, y rodearse por estribos o hélices que cumplan con

7.3.4. En estos casos, la resistencia nominal de un puntal reforzado longitudinalmente es:

$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs} + A'_s f'_s \quad (\text{B.5.4})$$

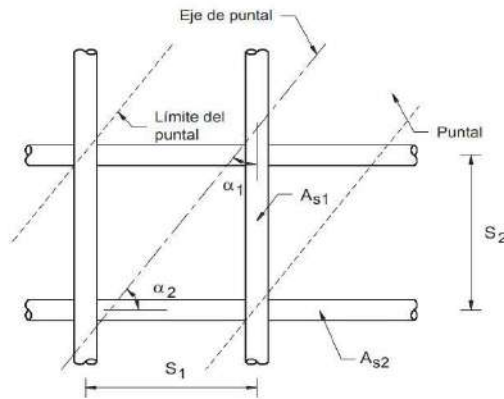


Figura B.5 Refuerzo cruzando un puntal

B.6 Resistencia de los tensores

B.7.4. La resistencia nominal de un tensor, F_{nt} , debe calcularse como:

$$F_{nt} = A_{ts}f_y + A_{tp}(f_{se} + \Delta f_p) \quad (\text{B.6.1})$$

donde $(f_{se} + \Delta f_p)$ no debe exceder f_{py} , y A_{tp} es igual a cero para los elementos no presforzados. En la ecuación B.6.1, se permite tomar Δf_p igual a 420 MPa (4200 kg/cm²) para el refuerzo presforzado adherido, o 70 MPa (700 kg/cm²) para el refuerzo presforzado no adherido. Se permiten otros valores de Δf_p cuando se justifiquen por medio de análisis.

B.7.5. El eje del refuerzo en un tensor debe coincidir con el eje del tensor en el modelo de puntales y tensores.

B.7.6. El refuerzo del tensor debe anclarse mediante dispositivos mecánicos, dispositivos de anclaje de tendones postensados, ganchos estándar o mediante longitud de desarrollo de barra recta, como se especifica a continuación:

a) Las zonas nodales deben desarrollar la diferencia entre la fuerza en el tensor en un lado del nodo y la fuerza en el tensor en el otro lado del nodo.

b) En las zonas nodales que anclan un solo tensor, la fuerza en el tensor debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida y entra al claro del elemento.

c) En las zonas nodales que anclan dos o más tensores, la fuerza del tensor en cada dirección debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida, figura B.6.

d) El refuerzo transversal requerido por la ecuación B.5.3 debe anclarse de acuerdo con lo especificado en 2.1.4.

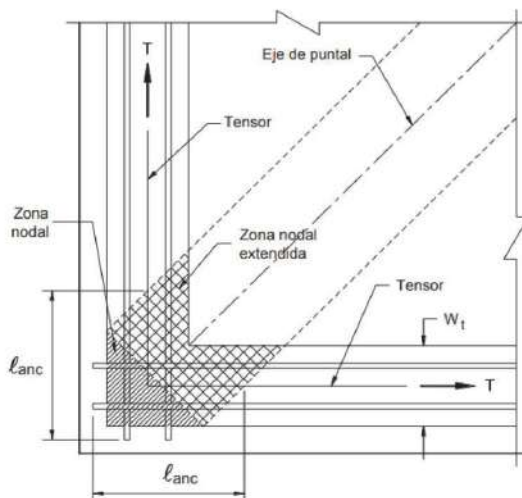


Figura B.6 Zona nodal extendida anclada a dos tensores

B.7 Resistencia de las zonas nodales

B.7.1. La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal, F_{nn} , debe ser:

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad (B.7.1)$$

donde f_{ce} es la resistencia efectiva a compresión del concreto en la zona nodal, como se especifica en B.7.2, y A_{nz} es la menor de (a) o (b):

- (a) el área de la cara de la zona nodal en donde actúa F_u , tomada en forma perpendicular a la línea de acción de F_u , o
- (b) el área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

B.7.2. A menos que se coloque refuerzo de confinamiento dentro de la zona nodal y que sus efectos sean respaldados por ensayos y análisis, los esfuerzos de compresión efectivos, f_{ce} calculados en una cara de la zona nodal debidos a las fuerzas del modelo de puntales y tensores, no deben exceder el valor dado por:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n f'_c \quad (B.7.2)$$

donde el valor de β_n está dado de acuerdo con lo siguiente:

- a) $\beta_n = 1$ en zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas,
- b) $\beta_n = 0.8$ en zonas nodales que anclan un tensor,
- c) $\beta_n = 0.60$ en zonas nodales que anclan dos o más tensores.

En un modelo de puntales y tensores tridimensional, el área de cada cara de una zona nodal no debe ser menor a la dada en el inciso B.7.1. a) anterior, y la forma de cada cara de las zonas nodales debe ser similar a la forma de la proyección del extremo de los puntales sobre las caras correspondientes de las zonas nodales.

APÉNDICE C. ARCOS Y CASCARONES

C.1 Análisis

Los arcos, cascarones y losas plegadas se analizarán siguiendo métodos reconocidos. En el análisis de cascarones delgados y losas plegadas puede suponerse que el material es elástico, homogéneo e isótropo y que la relación de Poisson es igual a cero. El análisis que se haga debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones, y tomará en cuenta las condiciones de frontera que se tengan. Deben, asimismo, considerarse las limitaciones que imponga el pandeo del cascarón o losa y se investigará la posible reducción de las cargas de pandeo causada por deflexiones grandes, flujo plástico y diferencias entre la geometría real y la teórica. Se prestará especial atención a la posibilidad de pandeo de bordes libres de cascarones y losas.

C.2 Simplificaciones en el análisis de cascarones y losas plegadas

Se podrán aplicar métodos aproximados de análisis que cumplan las condiciones de equilibrio aunque no satisfagan las de compatibilidad de deformaciones, a condición de que la experiencia haya demostrado que conducen a diseños seguros.

Podrá no tomarse en cuenta la influencia de fenómenos tales como pandeo o flujo plástico del concreto, siempre que se demuestre analítica o experimentalmente, o por comparación con estructuras existentes de comportamiento satisfactorio, que tales influencias no tienen importancia.

C.3 Dimensionamiento

Los arcos, cascarones y losas plegadas se dimensionarán de acuerdo con las disposiciones de las secciones 2.3 y 2.5 para flexocompresión y cortante, respectivamente.

El refuerzo de cascarones y losas plegadas se dimensionará para resistir la totalidad de los esfuerzos de tensión que se obtengan del análisis y debe cumplir con los requisitos de la sección 5.7 para refuerzo por cambios volumétricos.

APÉNDICE D. DIAGRAMAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA QUE TOMAN EN CUENTA EL GRADO DE CONFINAMIENTO DEL CONCRETO Y EL DETERIORO ACUMULADO

En el inciso 3.6.1 se presentaron dos opciones para modelar las zonas de articulaciones

plásticas cuando se utilizan los métodos de análisis no lineal prescritos en el Capítulo 6 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo: utilizando diagramas momento-curvatura y longitudes de articulaciones plásticas, y utilizando diagramas momento-rotación. En este apéndice se incluye información complementaria para utilizar estas opciones. Una presentación más detallada de esta información así como otras opciones para llevar a cabo análisis no lineales pueden encontrarse en PEER (2010).

La primera opción se basa en que se pueden modelar las gráficas esfuerzo deformación de los materiales constituyentes incluyendo los efectos del confinamiento y del deterioro del material por cargas cíclicas, para el caso del concreto, y determinar los diagramas momento-curvatura con estas gráficas. En el caso del acero de refuerzo, se considera que no hay deterioro por cargas cíclicas. En la segunda opción se determinan directamente diagramas momento-rotación a partir de ecuaciones obtenidas analíticamente y en forma experimental que incluyen algunos efectos como el confinamiento del concreto o el fenómeno de deslizamiento por falla de adherencia. Estos diagramas, conocidos como curvas básicas (Backbone curves, en inglés), se modifican para tomar en cuenta el efecto del deterioro producido por cargas cíclicas.

Es importante tener presente que en ambas opciones se supone que los miembros trabajan predominantemente a flexión y que se utilizan criterios de diseño por capacidad para evitar fallas prematuras por fuerza cortante en miembros y nudos, así como fallas por adherencia o por confinamiento insuficiente del concreto.

D.1 Diagramas momento-curvatura

Existen varias propuestas para determinar las gráficas esfuerzo deformación del acero de refuerzo y del concreto, y a partir de estas gráficas calcular los diagramas momento-curvatura con las hipótesis del inciso 3.6.1. En este apéndice se presentan las gráficas propuestos por Mander (1988) y, para el caso de aceros nacionales, por Mendoza (2013) y Rodríguez (1995).

D.1.1 Modelo elastoplástico del acero de refuerzo con endurecimiento curvo

El acero de refuerzo se modelará utilizando una curva esfuerzo – deformación idealizada en tres tramos. Tanto el intervalo elástico como el de fluencia se representarán por tramos rectos mientras que el endurecimiento por una parábola ver figura D.1.1.

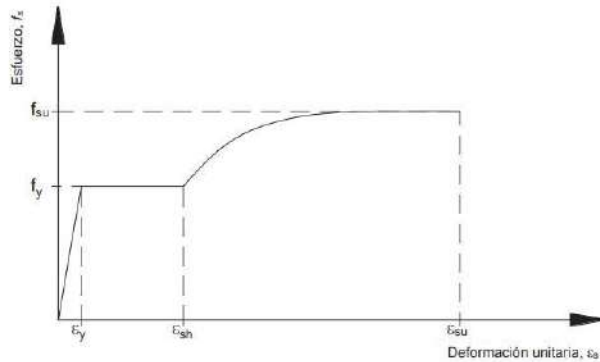


Figura D.1.1 Modelo elastoplástico del acero de refuerzo con endurecimiento curvo.

Las tres zonas representadas en la figura serán:

1.- Zona elástica, primer tramo ascendente que ocurre en el intervalo $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ donde ε_s es la deformación de la barra de refuerzo, calculándose el esfuerzo en este intervalo de deformaciones con:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (\text{D.1.1})$$

2.- Zona de fluencia, segundo tramo recto horizontal, que ocurre en el intervalo $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$, en el que ε_{sh} es la deformación del acero correspondiente al inicio de la zona de endurecimiento por deformación. El esfuerzo en esta zona se calculará como:

$$f_s = f_y \quad (\text{D.1.2})$$

3.- Zona de endurecimiento por deformación, que ocurre en el intervalo $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ donde se considera que la deformación última ε_{su} en la ruptura de la barra, corresponde al esfuerzo máximo que se puede alcanzar f_{su} . El esfuerzo en esta zona debe calcularse con:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left[\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right]^F \quad (\text{D.1.3})$$

donde

$$F = \frac{\log \frac{f_{su} - f_{sh1}}{f_{su} - f_y}}{\log \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh1}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}} \quad (\text{D.1.4})$$

y f_{sh1} y ε_{sh1} son datos de un punto de la curva esfuerzo-deformación en la zona de endurecimiento por deformación. En la tabla D.1.1 (Mendoza, 2013) se presentan valores de los parámetros requeridos para utilizar las ecuaciones D.1.3 y D.1.4 con aceros de fabricación nacional. Se incluye el valor de F propuesto por Rodríguez (1995) en un estudio amplio de los aceros de refuerzo de fabricación nacional. Estos parámetros pueden usarse cuando no se

tengan curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo obtenidas experimentalmente para los materiales utilizados.

Tabla D.1.1 Parámetros para modelar la gráfica esfuerzo-deformación de barras de acero de refuerzo

Parámetro	Grado 42		Grado 52		Grado 56*	
	MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
f_y	457	4487	590	5787	611	5995
f_{su}	742	7280	832	8160	797	7820
f_{sh1}	612	6000	815	7500	764	7200
E_s	209218	2052433	207563	2036195	207224	2032867
ϵ_y	0.0022		0.0028		0.0029	
ϵ_{sh}	0.0066		0.0101		0.0093	
ϵ_{su}	0.1100		0.0977		0.1001	
ϵ_{sh1}	0.0248		0.0406		0.0375	
F	4.03 (3.47)**		2.99		2.90	

* Acero de baja aleación (NMX-B-457-CANACERO)**

** Valor del parámetro F calculado por Rodríguez (1995) con valores reales de los otros parámetros en muestras de aceros nacionales.

D.1.2 Modelo elastoplástico para concreto confinado

El concreto se modelará utilizando una curva esfuerzo-deformación continua construida con la siguiente ecuación propuesta por Mander (1988) ver figura D.1.2. En todas las figuras y ecuaciones subsiguientes de esta sección se utiliza el término f' para la resistencia del concreto sin confinar, respetando la notación de los trabajos originales de Mander et al. Sin embargo, para la utilización de estas gráficas y ecuaciones en las Normas Técnicas Municipales, debe sustituirse el término f' por la resistencia media del concreto f_c , ya que los análisis inelásticos se llevan a cabo con los valores reales esperados.

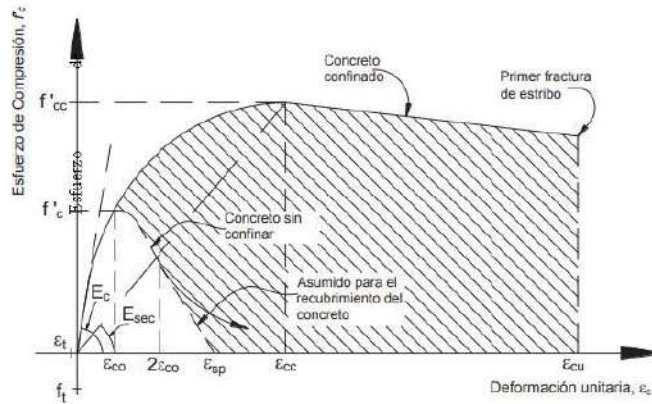


Figura D.1.2 Gráfica esfuerzo-deformación del concreto sin confinar y confinado

El esfuerzo a compresión f_c estará dado por:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (D.1.5)$$

donde:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (D.1.6)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}} \quad (D.1.7)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (D.1.8)$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 fl}{f'_c} - \frac{2 fl}{f'_c}} \right) \quad (D.1.9)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_{st} f_y \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (D.1.10)$$

ε_c Deformación unitaria del concreto a compresión.

ε_{co} Deformación unitaria correspondiente a la resistencia del concreto sin confinar, generalmente se asume igual a 0.002.

ε_{cu} Deformación unitaria última del concreto a compresión.

f'_{cc} Resistencia a la compresión máxima del concreto confinado.

ε_{cc} Deformación unitaria en el punto de mayor esfuerzo a la compresión.

fl Esfuerzo de confinamiento efectivo lateral.

Para secciones circulares y rectangulares fl está en función del coeficiente de confinamiento efectivo k_e , que relaciona el área mínima del núcleo efectivamente confinado y el área del núcleo rodeado del centro de la línea del estribo del área transversal.

Para secciones circulares:

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \quad (D.1.11)$$

$$fl = \frac{1}{2} k_e \rho_{st} f_y \quad (D.1.12)$$

donde:

d_s y s' Diámetro del estribo circular entre centros de varilla y separación libre de estribo respectivamente, figura D.1.3.

ρ_{cc} Relación del área de refuerzo longitudinal A_s , y el área del núcleo de concreto de la sección encerrada por los centros de línea de los estribos, A_c .

ρ_{st} Cuantía transversal.

f_y Esfuerzo de fluencia del acero transversal.

Para secciones rectangulares:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i)^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (D.1.13)$$

$$fl_x = k_e \rho_x f_y = \frac{k_e A_{sx}}{s d_c} f_y \quad (D.1.14)$$

$$fl_y = k_e \rho_y f_y = \frac{k_e A_{sy}}{s d_c} f_y \quad (D.1.15)$$

donde:

b_c y d_c Dimensión del núcleo de concreto a centros de varilla del estribo perimetral en dirección en x y dirección y, respectivamente, donde $b_c \geq d_c$, figura D.1.4.

ρ_{cc} Relación del área de refuerzo longitudinal A_s , y el área del núcleo de concreto de la sección encerrada por los centros de línea de los estribos, A_c .

ρ_{sx} Cuantía transversal en dirección x.

ρ_{sy} Cuantía transversal en dirección y.

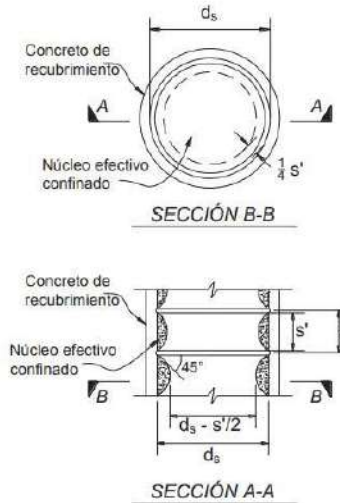


Figura D.1.3. Núcleo confinado efectivo para estribos de refuerzo circulares.

A partir del esfuerzo lateral de confinamiento en cada dirección f_{lx} , f_{ly} se determina la relación entre los esfuerzos máximos del concreto confinado y sin confinar $\frac{f'_{cc}}{f'_c}$ utilizando el diagrama de la figura D.1.5.

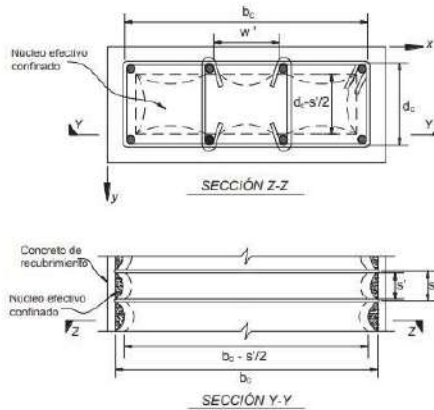


Figura D.1.4 Núcleo confinado efectivo para estribos de refuerzo rectangulares.

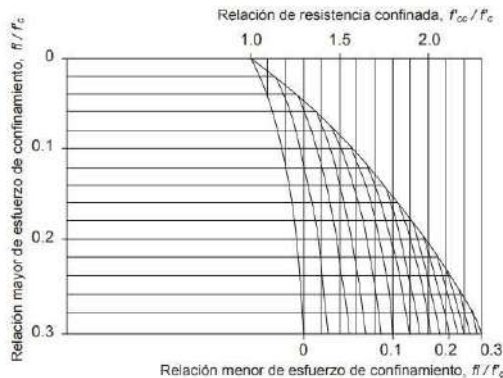


Figura D.1.5 Determinación de resistencia confinada a partir del esfuerzo de confinamiento lateral para secciones rectangulares.

D.1.3 Relación esfuerzo deformación para cargas cíclicas a bajos rangos de deformación.

Se podrá considerar, en general, que las estructuras que cumplan con las distorsiones máximas medias establecidas en la Tabla

4.2.1 se las Normas Técnicas Municipales de Diseño por Sismo trabajan a bajos rangos de deformación. Sin embargo, en estructuras con relaciones largo/ancho muy grandes, con efectos importantes de torsión en planta, se deberán tomar precauciones especiales, ya que pueden tener deformaciones para las cuales no sean aplicables las disposiciones de este inciso.

D.1.3.1 Descarga en compresión.

En la Figura D.1.6 se muestra una curva esfuerzo-deformación incluyendo una rama de descarga. Es necesario determinar las coordenadas del punto de inversión de la descarga ϵ_{un} , ϵ_{fu} .

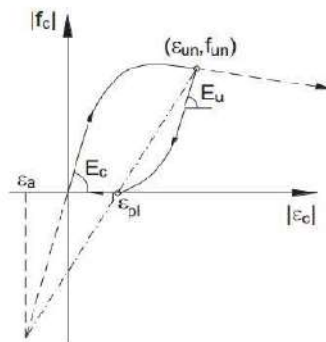


Figura D.1.6 Curva esfuerzo deformación para una rama de descarga y determinación

de una deformación plástica ε_{pl} de una deformación común ε_a

La deformación plástica ε_{pl} se presenta en la pendiente secante de la descarga que a su vez es dependiente de la de deformación

$$\varepsilon_a = a\sqrt{\varepsilon_{un}\varepsilon_{cc}} \quad (D.1.16)$$

La constante a será el máximo valor de:

$$a = \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cc} + \varepsilon_{un}} \quad (D.1.17)$$

ó

$$a = \frac{0.09\varepsilon_{un}}{\varepsilon_{cc}} \quad (D.1.18)$$

La deformación plástica en la línea secante entre ε_a y ε_{un} se calculará con:

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{(\varepsilon_{un} + \varepsilon_a)f_{un}}{f_{un} + E_c\varepsilon_a} \quad (D.1.19)$$

La curva de descarga mostrada en la figura D.1.6, queda definida por la ecuación:

$$f_c = f_{un} - \frac{f_{un}x^r}{r - 1 + x^r} \quad (D.1.20)$$

en la cual:

$$r = \frac{E_u}{E_u - E_{sec}} \quad (D.1.21)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{un}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_{pl}} \quad (D.1.22)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{un}}{\varepsilon_{pl} - \varepsilon_{un}} \quad (D.1.23)$$

donde E_u es el módulo de elasticidad al inicio de la descarga y será:

$$E_u = bcE_c \quad (D.1.24)$$

donde:

$$b = \frac{f_{un}}{f'_c} \geq 1 \quad (D.1.25)$$

$$c = \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{un}}\right)^{0.5} \leq 1 \quad (D.1.26)$$

D.1.3.2 Descarga en tensión

Se asume una deterioración en la resistencia a la tensión debido a una previa compresión, la historia de la deformación está idealizada en la figura D.1.7.

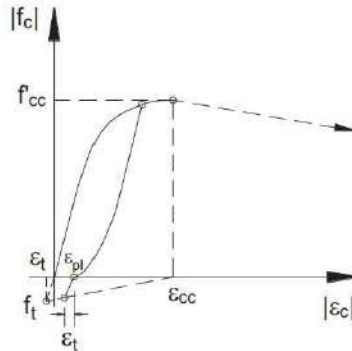


Figura D.1.7. Deterioración asumida en la resistencia a tensión del concreto debido a una carga de compresión a priori.

$$f_t = f_l \left(1 - \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{cc}} \right) \tag{D.1.27}$$

Si $\varepsilon_{pl} < \varepsilon_{cc}$ entonces $f_t = 0$. De este modo la relación esfuerzo-deformación se convierte:

$$f_t = E_t(\varepsilon_c - \varepsilon_{pl}) \tag{D.1.28}$$

donde:

$$E_t = \frac{f_t}{\varepsilon_t} \tag{D.1.29}$$

$$\varepsilon_t = \frac{f_l}{E_c} \tag{D.1.30}$$

Cuando la deformación a tensión excede la resistencia de deformación a tensión, por ejemplo $\varepsilon_c > (\varepsilon_t - \varepsilon_{pl})$, se generangrietas y la resistencia a tensión del concreto para todas las cargas subsecuentes se asume igual a cero.

D.1.3.3 Ramas de recargas

La figura D.1.8 muestra la curva esfuerzo deformación incluyendo ramas de carga y descarga. Las coordenadas del punto derecarga (ε_{ro} , f_{ro}) puede ser en cada curva de descarga, o del estado agrietado en el cual $\varepsilon_{ro} = \varepsilon_{pl} - \varepsilon_t$ y $f_{ro} = 0$. Se asume una relación lineal entre ε_{ro} y ε_{un} para una revisión de la magnitud del esfuerzo ante una degradación cíclica. El nuevo punto de esfuerzo (f_{new}) se asume con la ecuación:

$$f_{new} = 0.92f_{un} + 0.08f_{ro} \tag{D.1.31}$$

Una curva de transición parabólica es usada entre la relación lineal:

$$f_c = f_{ro} + E_r(\varepsilon_c - \varepsilon_{ro}) \quad (D.1.32)$$

donde:

$$E_r = \frac{f_{ro} - f_{new}}{\varepsilon_{ro} - \varepsilon_{un}} \quad (D.1.33)$$

y la curva esfuerzo deformación monótonica regresa a sus coordenadas $(\varepsilon_{re}, f_{re})$.

La deformación de regreso ε_{re} se asume con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{re} = \varepsilon_{un} + \frac{f_{un} - f_{new}}{E_r \left(2 + \frac{f'_{re}}{f'_c} \right)} \quad (D.1.34)$$

La curva de transición parabólica se describe por:

$$f_c = f_{re} + E_{re}x + Ax^2 \quad (D.1.35)$$

donde:

$$x = (\varepsilon_c + \varepsilon_{re}) \quad (D.1.36)$$

$$A = \frac{E_r - E_{re}}{-4[(f_{new} - f_{re}) - E_r(\varepsilon_{un} - \varepsilon_{re})]} \quad (D.1.37)$$

E_{re} y f_{re} son el módulo y el esfuerzo en el punto tangente de regreso, respectivamente, determinados de la deformación de regreso, ε_{re} , usando la relación monótonica esfuerzo-deformación.

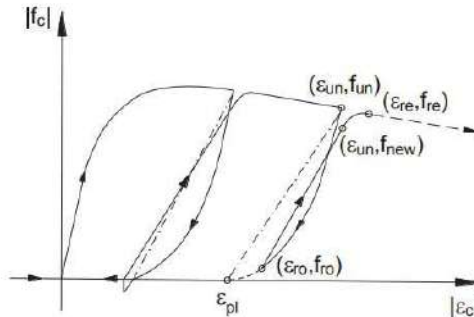


Figura D.1.8 Curva esfuerzo-deformación para rama de recarga.

D.1.4 Efecto de la velocidad de la deformación en la curva esfuerzo-deformación

El concreto exhibe un incremento significativo tanto en la resistencia como en la rigidez cuando

es cargado con un incrementode velocidad de deformación, figura D.1.9.

Las ecuaciones anteriores son aplicadas para bajas velocidades de deformación (cargas cuasi-estáticas), sin embargo, estas mismas ecuaciones pueden ser aplicadas cuando el concreto es cargado con velocidades altas de deformación, siempre que los parámetros de control del concreto sin confinar f'_c , E_c y E_{CO} sean modificados para aplicar la velocidad adecuada $\dot{\epsilon}_c$.

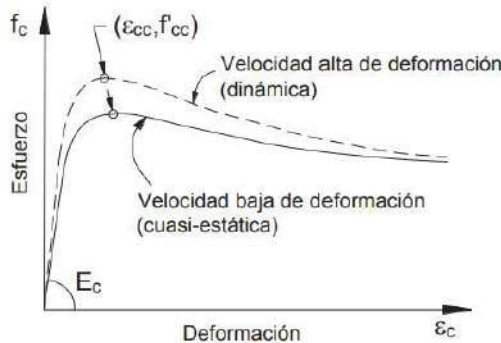


Figura D.1.9. Efecto de la velocidad de deformación en una curva esfuerzo-deformación del concreto.

Los factores de modificación son los siguientes:

- Resistencia dinámica

$$(f'_c)_{dyn} = D_f f'_c \tag{D.1.38}$$

$$D_f = \frac{1 + \left[\frac{\dot{\epsilon}_c}{0.035(f'_c)^2} \right]^{\frac{1}{6}}}{1 + \left[\frac{0.00001}{0.035(f'_c)^2} \right]^{\frac{1}{6}}} \tag{D.1.39}$$

donde:

$\dot{\epsilon}_c$ es la velocidad con que se aplica la deformación ϵ_c en s^{-1} .

- Rigidez dinámica

$$(E'_c)_{dyn} = D_E E_c \tag{D.1.40}$$

$$D_E = \frac{1 + \left[\frac{\dot{\epsilon}_c}{0.035(f'_c)^3} \right]^{\frac{1}{6}}}{1 + \left[\frac{0.00001}{0.035(f'_c)^3} \right]^{\frac{1}{6}}} \tag{D.1.41}$$

- Deformación dinámica en el esfuerzo máximo del concreto sin confinar.

$$(\epsilon_{co})_{dyn} = D_z \epsilon_{co} \quad (D.1.42)$$

$$D_z = \frac{1}{3D_f} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{3D_f^2}{D_B}} \right) \quad (D.1.43)$$

D.2 Diagramas momento rotación

En esta opción el comportamiento a flexión o flexo compresión de los miembros estructurales se representa con un diagrama como el mostrado en la figura 3.6.1 (reproducido aquí como figura D.2.1). La rama inicial OA corresponde a momentos flexionantes menores que el momento de fluencia M_y ; este momento flexionante puede calcularse con los métodos usuales del bloque equivalente de esfuerzos, pero debe usarse la resistencia esperada del concreto \bar{f}_c y el esfuerzo de fluencia esperado del acero \bar{f}_y . La rigidez de la rama inicial debe tomar en cuenta el agrietamiento de las secciones, la contracción y el flujo plástico. Para esto pueden usarse los momentos de inercia efectivos del inciso 3.2.1 de estas normas. También pueden estimarse los momentos de inercia efectivos con la ecuación D.2.1 propuesta por Haselton (2008).

$$I_{efec} = I_g \left(-0.02 + 0.98 \left(\frac{P}{A_g \bar{f}_c} \right) + 0.09 \left(\frac{L_g}{H} \right) \right) \text{ donde } 0.351 \leq I_{efec} \leq 0.8 I_g \quad (D.2.1)$$

Esta ecuación toma en cuenta el deslizamiento del refuerzo longitudinal en la interfaz de los elementos por ruptura de la adherencia. Ese fenómeno es importante ya que el deslizamiento de las barras dentro del nudo puede contribuir hasta en más de 30% a la deformación total del nudo, Hwang (2015).

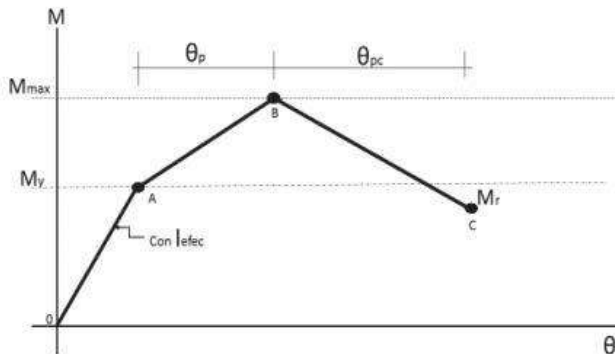


Figura D.2.1 Gráfica Momento-Rotación Idealizada

Para definir la rama AB de la figura D.2.1 es necesario calcular el momento máximo, M_{max} , y la rotación posterior a la fluencia, θ_p . El momento máximo puede obtenerse con las hipótesis usuales para flexión y flexocompresión, pero debe incluirse el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo. La rotación θ_p se puede calcular con la siguiente ecuación propuesta también por Haselton (2008):

$$\theta_p = 0.12(1 + 0.55a_{sl})0.16^{\theta}(0.02 + 40\rho_{sh})^{0.43}(0.54)^{0.01c_u}f_c'(0.66)^{0.1s_n}(2.27)^{10.0\rho} \quad (D.2.2)$$

Donde $a_{sl} = 1$, a menos que se evite el deslizamiento por falla de adherencia; $\theta = P/f_c' A_g$, es el índice de carga axial; $\rho_{sh} = A_s h / s b$, es la relación de refuerzo transversal en la zona de articulación plástica; c_u es un factor de conversión de unidades igual a 1 para unidades en sistema internacional e igual a 0.1 para sistema métrico decimal; $s_n = (s/d_b) (f_y/100)^{0.5}$ es un factor para considerar el pandeo de los estribos (s es la separación de estribos, d_b es el diámetro de los estribos y $f_y/100$ debe cambiarse a $f_y/1000$ en unidades del sistema métrico; y ρ es la relación de refuerzo longitudinal. Esta ecuación no toma en cuenta el deterioro de los elementos estructurales ante cargas repetidas.

La ecuación D.2.2 puede aplicarse tanto a vigas como a columnas, pero cuando el refuerzo longitudinal de los elementos no sea simétrico debe introducirse un factor de corrección de acuerdo con la ecuación D.2.3:

$$\theta_{p(\text{asimétrico})} = \frac{\left[\max \left(0.001 \frac{\rho' f_y}{f_c'} \right) \right]}{\left[\max \left[0.001 \frac{\rho f_y}{f_c'} \right] \right]} \theta_{p(\text{simétrico})} \quad (D.2.3)$$

Para la rama final, BC, del diagrama momento rotación se deben estimar el momento final, M_r , y la rotación posterior al momento máximo, θ_{pc} , figura D.2.1. El momento M_r es muy pequeño y conservadoramente se debe despreciar. La rotación θ_{pc} se puede calcular con la ecuación D.2.2, Haselton (2008):

$$\theta_{pc} = (.76)(0.031)^{\theta}(0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.10 \quad (D.2.4)$$

D.3 Deterioro

La gráfica de la figura D.2.1 definida con los valores de momentos y rotaciones obtenidos de la manera descrita en la sección D.2 es lo que se conoce como curva básica (en inglés backbone curve), pero debe modificarse para tomar en cuenta el deterioro bajo cargas cíclicas. El deterioro en un determinado ciclo i se define con un parámetro β_i dado por la ecuación D.2.5:

$$\beta_i = \left(\frac{E_i}{E_i - \sum_{j=1}^i E_j} \right)^c \quad (D.3.1)$$

donde:

E_i = energía histerética disipada en el ciclo i

E_t = capacidad referente de rotación plástica, expresada como $E_t = \lambda \theta_p M_y$

$\sum E_j$ = energía histerética disipada en todos los ciclos anteriores

c = exponente que define la velocidad de deterioro y que se toma igual a 1.0

λ = parámetro que define la capacidad media de disipación de energía y que Haselton (2010) propone como: $\lambda = (30)(0.03)^{\theta}$

donde θ es el índice de carga axial.

Referencias Apéndice D

- Haselton, C. B.; Liel, A. B.; Taylor Lange, S, and Deierlein, G. G. (2008). "Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings". Peer Report 2007/03.
- Haselton, C. B.; Liel, A. B.; Taylor Lange, S, and Deierlein, G. G. (2010). "Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings". (Updated Report).
- Hwang, H. J.; Eom, T. S., and Park, H. G. (2015). "Bond-Slip Relationship of Beam Flexural Bars in Interior Beam-Column Joints". ACI Structural Journal. November-December.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) (2010). "Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings. Task 7 Report for the Tall Buildings Initiative". PEER Report 2010/111 (También publicado como PEER/ATC-72-1).
- Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; and Park, R. (1988). "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete". Journal of Structural Engineering, V. 114, No. 8., ASCE, August.
- Mendoza, C. J.; Aire, C.; López, J.; Hernández, F. (2013), "Propiedades mecánicas de barras de refuerzo grados 42, 52 y 56", Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Rodríguez, Mario E. y Botero, Juan Carlos. (1995). "Comportamiento Sísmico de Estructuras Considerando Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Mexicanos." Revista de Ingeniería Sísmica, No. 49, 39-50.



PERIÓDICO OFICIAL



ÓRGANO DEL GOBIERNO DEL ESTADO LIBRE Y SOBERANO DE ZACATECAS, SON OBLIGATORIAS LAS LEYES Y DEMÁS DISPOSICIONES DEL GOBIERNO POR EL SOLO HECHO DE PUBLICARSE EN ESTE PERIÓDICO.

TOMO CXXXIII

Núm. 83

Zacatecas, Zac., miércoles 18 de octubre de 2023

SUPLEMENTO

3 AL No. 83 DEL PERIÓDICO OFICIAL DEL GOBIERNO DEL ESTADO
CORRESPONDIENTE AL DÍA 18 DE OCTUBRE DE 2023

NORMAS.- Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Municipio de Guadalupe, Zacatecas.

NORMAS TÉCNICAS MUNICIPALES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

ÍNDICE

NOTACIÓN

1. CONSIDERACIONES GENERALES

- 1.1. Alcance
- 1.2. Unidades

2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

- 2.1. Investigación de las colindancias
- 2.2. Reconocimiento del sitio
- 2.3. Exploraciones
- 2.4. Determinación de las propiedades en el laboratorio

3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

- 3.1. Acciones de diseño
- 3.2. Factores de carga y de resistencia
- 3.3. Cimentaciones someras (zapatas y losas)
 - 3.3.1. Estados límite de falla
 - 3.3.2. Estados límite de servicio
 - 3.3.3. Uso de correlaciones
- 3.4. Cimentaciones compensadas
 - 3.4.1. Estados límite de falla
 - 3.4.2. Estados límite de servicio
 - 3.4.3. Presiones sobre muros exteriores de la subestructura
- 3.5. Cimentaciones con pilotes o pilas
 - 3.5.1. Estados límite de falla
 - 3.5.2. Estados límite de servicio
 - 3.5.3. Estimación de la fricción negativa
- 3.6. Cimentaciones especiales

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

- 4.1. Condiciones de diseño
- 4.2. Cimentaciones someras
- 4.3. Pilas o pilotes

5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

- 5.1. Estados límite de falla
 - 5.1.1. Taludes
 - 5.1.2. Falla por subpresión en estratos permeables
 - 5.1.3. Estabilidad de excavaciones ademadas
 - 5.1.4. Estabilidad de estructuras vecinas
 - 5.1.5. Fricción negativa
- 5.2. Estados límite de servicio
 - 5.2.1. Expansiones instantáneas y diferidas por descarga
 - 5.2.2. Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

6. MUROS DE CONTENCIÓN

- 6.1. Estados límite de falla
 - 6.1.1. Restricciones del movimiento del muro
 - 6.1.2. Tipo de relleno
 - 6.1.3. Compactación del relleno
 - 6.1.4. Base del muro
- 6.2. Estados límite de servicio

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

- 7.1. Procedimiento constructivo de cimentaciones
 - 7.1.1. Cimentaciones someras
 - 7.1.2. Plataformas de trabajo
 - 7.1.3. Cimentaciones con pilotes o pilas
- 7.2. Excavaciones
 - 7.2.1. Consideraciones generales
 - 7.2.2. Control del flujo de agua
 - 7.2.3. Tablestacas y muros colados en el lugar
 - 7.2.4. Secuencia de excavación
 - 7.2.5. Protección de taludes permanentes

8. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN**9. CIMENTACIONES ABANDONADAS****10. CIMENTACIONES SOBRE RELLENOS CONTROLADOS****11. RECIMENTACIONES****12. MEMORIA DE DISEÑO****APÉNDICE A. CORRELACIONES QUE SE PUEDEN EMPLEAR**

- A.1 Suelos friccionantes
- A.2 Suelos cohesivos
- A.3 Deformación de un estrato de suelo

**NORMAS TÉCNICAS MUNICIPALES PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES**

NOTACIÓN

A	área del cimientto
A'	área efectiva del cimientto
A_L	área lateral de un pilote
A_p	área transversal de la base de la pila o del pilote
A_T	área tributaria de pilotes o pilas
B	ancho de la cimentación o diámetro equivalente de la base de los pilotes o pilas
B'	ancho efectivo de la cimentación
C_f	capacidad de carga por adherencia lateral, para suelos cohesivos, o capacidad de carga por fricción lateral, para suelos friccionantes
C_p	capacidad de carga por punta
C_R	coeficientes de reducción para el cálculo de la fricción negativa sobre pilas o pilotes apoyados en un estrato duro
c_u	cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU)

D	diámetro del pilote o pila
D_f	profundidad de desplante
D_{prev}	diámetro de perforación previa
D_r	compacidad relativa
E	módulo de elasticidad del pilote
e	distancia a partir del eje longitudinal del cimientado en la que actúa la fuerza excéntrica resultante de las acciones sobre dicho cimientado
e_0	relación de vacíos inicial
F_C	factor de carga
F_R	factor de resistencia, especificado en la sección 3.2
FN	fricción negativa a lo largo del fuste de un pilote o pila
FP	fricción positiva a lo largo del fuste de un pilote o pila
G	módulo de rigidez al cortante del suelo
H	espesor de un estrato de suelo
h_c	altura de la construcción
h_i	espesor de una capa impermeable
h_w	altura piezométrica en el lecho inferior de una capa impermeable
I	momento de inercia de la sección transversal de un pilote
K	coeficiente de reacción horizontal del suelo
L	longitud del pilote o pila
L'	longitud efectiva de una cimentación
L_e	longitud de un pilote o pila empotrada en el estrato resistente
m	número de estratos a lo largo del fuste del pilote o pila
N	número entero determinado por tanteo que genere el menor valor de P_c
N_c	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_c = 5.14(1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L)$
N_c^*	coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de ϕ_u
$N_{máx}, N_{mín}$	coeficientes para el cálculo de N_q^*
N_P	número de pilotes o pilas
N_q	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$
N_q^*	coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de ϕ y de la relación L_e/B
N_γ	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$
P	perímetro de la construcción
P_c	fuerza crítica para revisión por pandeo de pilotes de pequeño diámetro
P_P	perímetro del pilote o pila o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas
p_v	presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo
\bar{p}_v	presión vertical efectiva a la profundidad de desplante
R	capacidad de carga reducida del pilote o pila o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas
r	capacidad de carga reducida de cimentaciones someras o compensadas
S	separación entre pilotes o pilas
V_s	velocidad de propagación de onda de corte
w	peso unitario medio de la estructura
Z	profundidad del nivel freático bajo el nivel de desplante de la cimentación
z	profundidad a la que se realiza el cálculo de Δe
z_i	profundidad media del estrato i
z_0	profundidad del eje neutro en un pilote o pila
α	coeficiente de adherencia lateral pilote-suelo o pila-suelo

Corregido en la fe de erratas publicado en el POG de fecha 16 de marzo de 2024

β	coeficiente de fricción lateral pilote-suelo o pila-suelo
γ	peso volumétrico del suelo
γ'	peso volumétrico sumergido del suelo
γ_m	peso volumétrico total del suelo
γ_w	peso volumétrico del agua
Δe	variación de 1a relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical efectivo Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial
ΔH	asentamiento de un estrato de espesor H
Δp	Incrementos de presión vertical inducidos por la carga superficial
$\Delta \sigma_{z_0}$	incremento del esfuerzo efectivo a la profundidad z_0
Δz	espesores de sub-estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos verticales pueden considerarse uniformes
δ	inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical
λ	coeficiente para el cálculo de ϕ
ξ	porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico
ΣQFc	suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por sus respectivos factores de carga
ΣqFc	suma de las sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga
ϕ	ángulo de fricción interna del material
ϕ_v	ángulo de fricción aparente
ϕ^*	ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1. Alcance

Las presentes Normas no son un manual de diseño y por tanto no son exhaustivas. Sólo tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos mínimos definidos en el Título Tercero De la seguridad de las construcciones. Los aspectos no cubiertos por ellas quedan a criterio del Director Responsable de Obra y, en su caso, del Corresponsable en Seguridad Estructural y serán de su responsabilidad. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan también puede ser aceptable, pero requerirá la aprobación expresa de la Administración.

1.2. Unidades

En los estudios para el diseño de cimentaciones, se usará un sistema de unidades coherente, de preferencia el Sistema Internacional (SI). Sin embargo, en este último caso, respetando la práctica común en mecánica de suelos en México, será aceptable usar como unidad de fuerza la tonelada métrica, que se considerará equivalente a 10 kN.

2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

2.1. Investigación de las colindancias

Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en cuanto a estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y

desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la construcción no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

2.2. Reconocimiento del sitio

Para fines de las presentes Normas, el subsuelo se divide en los siguientes terrenos:

- a) Tipo I. Suelo firme. Formado por materiales cohesivos cuya resistencia al corte en prueba no consolidada-no drenada es mayor que 50 kPa, o por suelos friccionantes cuyo ángulo de fricción interna sea mayor que 36°;
- b) Tipo II. Suelo medianamente firme. Formado por materiales cohesivos cuya resistencia al corte es mayor que 25 kPa y menor o igual que 50 kPa, o por suelos friccionantes cuyo ángulo de fricción interna sea mayor que 32° y menor o igual que 36°;
- c) Tipo III. Suelo poco firme. Formado por materiales cohesivos cuya resistencia al corte es menor o igual que 25 kPa, o por suelos friccionantes cuyo ángulo de fricción interna sea menor o igual que 32°.

La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio se apoyará en el conocimiento geológico e histórico general y local que se tenga de la zona de interés y deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación y la variación de los mismos en el predio. Además, deberá permitir obtener información suficiente sobre los aspectos siguientes:

Se averiguará si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas y, en caso afirmativo, se obtendrá la información requerida para su apropiado tratamiento.

Los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes, así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas limpias o rellenas con material de baja resistencia, que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes, debida a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen.

Asimismo, en estas zonas se deberá investigar la existencia de grietas en el terreno.

Los predios ubicados cerca de las fronteras entre dos de las zonas se supondrán ubicados en la más desfavorable. En cualquier otro caso, la zona se definirá a partir de exploraciones directas del subsuelo.

La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio se apoyará en el conocimiento geológico e histórico general y local que se tenga de la zona de interés y deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación y la variación de los mismos en el predio. Además, deberá permitir obtener información suficiente sobre los aspectos siguientes:

Se averiguará la historia de carga del predio y la existencia de cimentaciones antiguas, restos arqueológicos, rellenos superficiales antiguos o recientes, variaciones fuertes de estratigrafía, suelos inestables o colapsables, o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño. Asimismo, en estas zonas se deberá investigar la existencia de grietas en el terreno.

2.3. Exploraciones.

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar serán las que se indican en la tabla 2.3.1. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicados en esta tabla no liberará al Director Responsable de la Obra, ni al Corresponsable de Seguridad Estructural, de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales, y sobre todo en terrenos afectados por irregularidades, serán generalmente muy superiores a las indicadas en la tabla 2.3.1.

Para la aplicación de la tabla 2.3.1, se tomará en cuenta lo siguiente:

a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura, w , la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, y en particular en unidades habitacionales, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.

La investigación del suelo deberá abarcar todas las formaciones que sean relevantes para el comportamiento de las cimentaciones. El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la tabla 2.3.1) será de una por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción. Para el caso de fraccionamientos de interés social se aceptará hacer una intensidad de 3 sondeos por hectárea. La profundidad de las excavaciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante en terreno firme, o, en suelos compresibles, no será inferior a una profundidad igual a 1.5 veces el ancho del cimiento, o a la profundidad máxima a la que los incrementos de esfuerzos en el terreno sean significativos. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles deberán, además, penetrar en el estrato incompresible al menos 3 m y, en su caso, en las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, deberán realizarse exploraciones suficientemente profundas para poder estimar los asentamientos inducidos por la carga combinada del conjunto de las estructuras individuales.

Corregido en la fe de erratas publicado en el POG de fecha 16 de marzo de 2024

Tabla 2.3.1 Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo**a) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras**

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 40$ kPa (4 t/m²)

Perímetro de la construcción:

$P \leq 80$ m en las zonas I y II; o

$P \leq 120$ m en la zona III

Profundidad de desplante $Df \leq 2.5$ m

Suelo tipo 1

- 1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras irregularidades.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 80 kPa (8 t/m²), el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

Suelo tipo 2

- 1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras irregularidades.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 50 kPa (5 t/m²), bajo zapatas o de 20 kPa (2 t/m²), bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de análisis basados en los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

Suelo tipo 3

- 1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras irregularidades.
- 2) Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones más profundas, por ejemplo, con posteadora, para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 50 kPa (5 t/m²), bajo zapatas o de 20 kPa (2 t/m²), bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de análisis basados en los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

b) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características: Peso unitario medio de la estructura $w > 40$ kPa (4 t/m²)

Perímetro de la construcción:

$P > 80$ m en las Zonas I y II; o

$P > 120$ m en la Zona III

Profundidad de desplante $Df > 2.5$ m

Suelo tipo I

- 1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
- 2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

Suelo tipo II y III

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despilme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

b) Los procedimientos para localizar rellenos artificiales, galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos, incluyendo los geofísicos, solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

c) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:

1) Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o compacidad de los estratos resistentes. También se emplearán en las arcillas blandas con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua y otras propiedades índice. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.

2) Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.

3) Exploración continua o selectiva, mediante una determinada prueba de campo, con o sin recuperación de muestras, respetando en cada caso los procedimientos de ensaye e interpretación generalmente aceptados. Las pruebas de campo serán indispensables para los suelos en los que el muestreo de tipo inalterado resulte muy difícil o deficiente y en

construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas. Las pruebas podrán consistir en medir:

– El número de golpes requeridos para lograr, mediante impactos, cierta penetración de un muestreador estándar (prueba SPT) o de un dispositivo mecánico cónico (prueba dinámica de cono). En la interpretación de los resultados se aplicarán los factores de corrección apropiados para tomar en cuenta la energía efectivamente aplicada, la presencia del nivel freático, la profundidad de la prueba y otros factores.

– La resistencia a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar (prueba estática de cono o prueba penetrométrica). Al ejecutar este tipo de prueba de campo, deberán respetarse los procedimientos generalmente aceptados, en particular en cuanto a la velocidad de penetración, la cual estará comprendida entre 1 y 2 cm/s.

– La respuesta esfuerzo–deformación del suelo registrada al provocar la expansión de una cavidad cilíndrica, constituyendo un ensaye de carga estática en el sondeo en el que se conocen las condiciones en los límites (prueba presiométrica). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para suelos firmes (tipo I). Permite obtener dos características del suelo, una de ruptura caracterizada por la presión límite y otra de deformación representada por el módulo presiométrico. A partir de estas características se podrá estimar la resistencia y deformabilidad de los materiales del subsuelo.

– El coeficiente de esfuerzos horizontales y un módulo de deformación, a partir del hincado de una paleta gruesa de acero que se expande a presión en el suelo (dilatómetro). Este tipo de prueba queda limitado por la posibilidad del hincado de la paleta de acero.

– La resistencia al corte del suelo al extraer una sonda, que previamente se expande dentro del sondeo, midiendo la fuerza necesaria que induce la falla del suelo en una condición de deformación controlada (ficómetro). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para determinar las características de los suelos firmes de la zona I o de los estratos duros de las zonas II y III.

– La resistencia al cortante del suelo, deducida al hincar en el suelo un dispositivo que se hace girar y moviliza la resistencia al corte del cilindro de revolución que se genera en la masa de suelo (prueba de veleta o similar). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable a los suelos blandos de los suelos tipo II y III.

– La velocidad de propagación de ondas en el suelo. Se podrá recurrir a ensayos de campo para estimar el valor máximo del módulo de rigidez al cortante, G , a partir de la velocidad de propagación de las ondas de corte, V_s , que podrá obtenerse de ensayos geofísicos de campo como los de pozo abajo, pozo arriba, el ensaye de cono sísmico, el de sonda suspendida o el ensaye de pozos cruzados. En este tipo de pruebas es generalmente recomendable emplear un inclinómetro para conocer y controlar la posición de los geófonos para el registro de vibraciones y la de la fuente emisora de vibraciones.

Las pruebas anteriores podrán usarse para fines de verificación estratigráfica, con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor. Sus resultados también podrán emplearse para fines de estimación de las propiedades mecánicas de los suelos siempre que

se cuente con una calibración precisa y reciente del dispositivo usado, y se disponga de correlaciones confiables con resultados de pruebas de laboratorio establecidas o verificadas localmente.

4) Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente. Asimismo, se podrán utilizar para obtener muestras en las capas duras en terreno firme (suelo tipo I).

5) Sondeos de percusión o de avance midiendo variables de perforación controladas con registros continuos de la presión vertical en las tuberías o en las mangueras de la máquina de perforación, de la velocidad de avance, de la torsión aplicada, del gasto del fluido de perforación y de la velocidad instantánea de penetración. Serán aceptables para identificar tipos de material, variaciones estratigráficas o descubrir oquedades.

2.4. Determinación de las propiedades en el laboratorio

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos, se harán por lo menos dos clasificaciones y determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos de laboratorio aceptados. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga que se desean evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de tres pruebas de resistencia y dos de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Para determinar en el laboratorio las propiedades dinámicas del suelo, y en particular el módulo de rigidez al cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, β , a diferentes niveles de deformación, podrán emplearse los ensayos de columna resonante o él de péndulo de torsión, el ensaye triaxial cíclico o cíclico torsionante, o él de corte simple cíclico. Los resultados de estos ensayos se interpretarán siguiendo métodos y criterios reconocidos, de acuerdo con el principio de operación de cada uno de los aparatos. En todos los casos, se deberá tener presente que los valores de G y β obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato y pueden diferir de los prevalecientes en el campo.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente.

La especificación y el control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compactación relativa.

3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

En el diseño de toda cimentación se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

a) De falla:

- 1) Flotación;
- 2) Falla local y general del suelo bajo la cimentación; y
- 3) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá en comparar para cada elemento de la cimentación, y para ésta en su conjunto, la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos, numéricos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales locales o a partir de pruebas de campo o de carga como se señala en las secciones 3.3 a 3.5. Tal capacidad se calculará a partir de la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo de falla más crítico.

En el cálculo se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación, así como entre ésta y las cimentaciones vecinas.

Cuando en el subsuelo del sitio o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras oquedades, éstos deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

b) De servicio:

- 1) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante;
- 2) Inclinación media de la construcción, y
- 3) Deformación diferencial de la propia estructura y otras que pudieran resultar afectadas.

En cada uno de los movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá garantizar que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

Se prestará gran atención a la compatibilidad a corto y largo plazo del tipo de cimentación seleccionado con el de las estructuras vecinas.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla 3.1.1.

3.1. Acciones de diseño

De acuerdo con lo señalado en el inciso 2.3 de las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

a) Primer tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

Tabla 3.1.1 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación¹

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto	Límite	
En suelo tipo I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	50 mm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	25 mm
En suelo tipo II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	100 mm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	50 mm
Emersión :	Construcciones aisladas	100 mm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	50 mm
Velocidad del componente diferido	10 mm/semana	
b) Inclinación media de la construcción		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	100/ (100+ 3h _c) por ciento	h _c = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas (véase tabla 6.2 de las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones)		

¹ Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se

especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Municipales. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados al principio de este Capítulo.

² En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

b) Segundo tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura se obtendrá en primera aproximación como resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la estructura y de la cimentación, la fijación de la magnitud de todas las acciones pertinentes y de su distribución será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la estructura y de la cimentación. Se estimarán con especial cuidado las concentraciones de carga que pueden generar en ciertas partes específicas de la cimentación los elementos más pesados de la estructura (salientes, muros de fachada, cisternas, etc.) y que son susceptibles de inducir fallas locales o generales del suelo.

Congruentemente con lo especificado en las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo respecto a efectos bidireccionales, para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo este tipo de sollicitación, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: **100** por ciento del sismo en una dirección y **30** por ciento en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo al nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo–estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin. Se podrá usar en particular el método del capítulo 8 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo.

Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño el cortante en la base de la estructura y los momentos de volteo debidos tanto a excentricidad de cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación como a sollicitaciones horizontales.

c) Fricción negativa

En el caso de cajones de cimentación, estructuras permanentes de sistemas de retención para las excavaciones y cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I deberá tomarse en cuenta la fricción negativa que pueda desarrollarse en sus paredes. Esta fricción deberá considerarse exclusivamente en la revisión

de la seguridad por falla estructural y para la estimación de los desplazamientos diferidos de la cimentación (asentamientos o emersiones).

Para el caso de pilotes o pilas, el procedimiento recomendado para estimar la fricción negativa se presenta en el inciso 3.5.3.

Tanto para la revisión de la seguridad por falla estructural como para la estimación de los desplazamientos diferidos, se utilizará la primera combinación de acciones agregando la fricción negativa que puede desarrollarse en las paredes de los elementos estructurales combinada con acciones variables con su intensidad media.

3.2. Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga, FC , que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en la sección 3.4 de las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones. La acción del peso propio del suelo y de la subpresión se tomará con un factor de carga unitario.

Se tomará un factor de resistencia $FR \leq 0.45$, para el cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo, ante cualquier combinación de acciones.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

3.3. Cimentaciones someras (zapatas y losas)

3.3.1. Estados límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos, se verificará el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

$$\frac{\Sigma QF_c}{A} < r \quad (3.1)$$

donde:

ΣQF_c es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por su respectivo factor de carga;

A es el área del elemento de cimentación;

r es la capacidad de carga unitaria reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente) de la cimentación.

Para evaluar r , se recurrirá a por lo menos dos de los métodos siguientes:

A) Métodos analíticos.

Este enfoque será aplicable solamente a suelos sensiblemente uniformes. En este caso, tomando en cuenta la existencia, especialmente en las zonas I y II, de materiales cementados

frágiles que pueden perder su cohesión antes de que se alcance la deformación requerida para que se movilice su resistencia por fricción, se considerará en forma conservadora que los suelos son de tipo puramente cohesivo o puramente friccionante, dependiendo del nivel de deformación esperado. Se tendrá:

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$r = [c_u N_c] F_R + p_v \quad (3.2)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$r = \left[\bar{p}_v (N_q f_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma f_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \quad (3.3)$$

donde:

- γ es el peso volumétrico del suelo;
- c_u es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU);
- B es el ancho de la cimentación;
- p_v es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;
- \bar{p}_v es la presión vertical efectiva a la misma profundidad
- N_c es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f / B + 0.25 B / L) \quad (3.4)$$

para $D_f / B < 2$ y $B / L < 1$;

donde D_f es la profundidad de desplante y L la longitud del cimienta; en caso de que D_f / B y B / L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente;

N_q es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (3.5)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante.

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi \quad (3.6)$$

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (3.7)$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4(B/L) \quad (3.8)$$

Al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

a) El parámetro λ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang tan}(\lambda \tan \phi^*) \quad (3.9)$$

donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo. Esta prueba deberá considerar la posibilidad de que el suelo pierda parte de su resistencia.

Para suelos arenosos con compacidad relativa D_r menor o igual a 30 por ciento, el coeficiente λ será igual a 0.67.

Para suelos con compacidad relativa D_r entre 30 y 70 por ciento, el coeficiente λ será igual a $0.67 + 0.825 (D_r - 0.3)$.

Para suelos con compacidad mayores o iguales a 70 por ciento, λ será igual a 1.

b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho E de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ecuación 3.3.3 será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B)(\gamma_m + \gamma') \quad (3.10)$$

$$E = \frac{B \cos \phi \exp \left[\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi \right]}{2 \cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} \quad (3.11)$$

donde:

γ' es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades Z y $(B/2) \tan(45^\circ + \phi/2)$; y

γ_m es el peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.

B ancho del cimiento

En suelos cohesivos que presenten cierta resistencia adicional por fricción, o suelos friccionantes que exhiban cierta resistencia adicional por cementación de los granos, se puede emplear las siguientes expresiones:

$$q_R = \left(c N_c f_c + p_v N_q f_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \right) F_R \quad (3.12)$$

Donde

p_v presión vertical total a la profundidad de desplante, por peso propio del suelo;

c cohesión del suelo, determinada a partir de ensayos de campo o de laboratorio, para la condición más desfavorable durante la vida útil de la cimentación

$$N_c = \frac{n_q^{-1}}{\tan \phi} \quad (3.13)$$

$$f_c = 1 + 0.25(B/L) \quad (3.14)$$

c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a fuerzas resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad (3.15)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. Cuando se presente doble excentricidad (alrededor de los ejes X y Y), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimiento será $A' = B' L'$.

Para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza cortante al nivel de la cimentación, se multiplicarán los coeficientes N_q y N_c de las ecuaciones 3.3.4 y 3.3.5 por $(1 - \tan \alpha)^2$, donde α es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical.

d) En el caso de cimentaciones sobre un estrato de suelo uniforme de espesor H bajo el nivel de desplante y que a su vez esté apoyado sobre un estrato blando, se seguirá el criterio siguiente:

- 1) Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.
- 2) Si $3.5B > H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B+H$.
- 3) Si $H < 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es:

$$B[1 + 2/3(H/B)^2] \quad (3.16)$$

4) En el caso de cimientos rectangulares se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.

B) Métodos basados en pruebas de campo

Para evaluar la capacidad de carga unitaria reducida de las cimentaciones, será también aceptable recurrir a los resultados de pruebas de campo respaldados por evidencias experimentales confirmadas en los suelos (inciso 2.3.d.3). Estas pruebas podrán usarse para determinar los valores de los parámetros del suelo a introducir en las ecuaciones del apartado A) o, en caso de que la prueba lo permita, directamente para obtener el valor de la capacidad de carga unitaria, la cual se afectará por el factor de resistencia que señala la sección 3.2 para obtener el valor de r .

C) Métodos de análisis límite

En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general implícito en las ecuaciones del

apartado A), se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos.

En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará asimismo la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente.

En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente será afectado por el factor de resistencia que señala la sección 3.2. Las fuerzas motrices asociadas a peso propio del suelo serán afectadas por un factor de carga unitario. Las fuerzas sísmicas serán por su parte afectadas por el factor de carga indicado en 3.2.

D) Métodos de modelación numérica.

Convendrá recurrir a modelaciones numéricas (método de los elementos finitos o similares) para revisar la seguridad de las cimentaciones cuando las condiciones geométricas y estratigráficas del problema sean complejas. Las acciones asociadas a peso propio del suelo se considerarán con factor de carga unitario. Las demás acciones serán afectadas por el factor de carga indicado en 3.2. La resistencia límite se determinará aumentando las acciones por ensaye y error para definir la carga que provoca un mecanismo de falla. La carga unitaria alcanzada será afectada por el factor de reducción de la sección 3.2 para obtener el valor de r .

El modelo constitutivo que se emplee debe ser representativo del comportamiento de los suelos involucrados en el análisis. Asimismo, todas las propiedades que se utilicen deben estar respaldadas experimentalmente mediante pruebas de laboratorio, de campo y/o de carga.

E) Métodos de pruebas de carga en campo

Será aceptable estimar la resistencia unitaria reducida del suelo a partir de pruebas de carga realizadas in situ, siempre que la homogeneidad del suelo y el número de pruebas realizadas permitan extender los resultados a todos los elementos de la cimentación.

F) Métodos basados en la experiencia local

La revisión de la seguridad de cimentaciones no podrá basarse solamente en la experiencia local. Sin embargo, los resultados obtenidos por los métodos de los incisos anteriores deberán siempre compararse con la práctica local. Si los valores estimados de la capacidad de carga unitaria reducida r de la cimentación difieren significativamente de los valores generalmente aceptados, deberán presentarse en forma explícita los elementos que justifican esta diferencia.

Consideraciones adicionales:

No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos

o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por generación de presión de poro o deformaciones volumétricas importantes bajo solicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia o cambios volumétricos ocasionados por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecuaciones 3.3.2 y 3.3.3, deberá tomarse igual a la mitad del definido en 3.2 para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción de la Administración, a partir de ensayos de laboratorio en muestras de suelo representativas, que es aplicable otro valor.

En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:

- 1) Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.;
- 2) Demolición o refuerzo de bóvedas; y/o
- 3) Desplante bajo el piso de las cavidades.

3.3.2. Estados límite de servicio

Los asentamientos inmediatos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas podrán calcularse en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. En arcillas totalmente saturadas se calcularán bajo solicitaciones estáticas los asentamientos inmediatos y los asentamientos diferidos, considerando en estos últimos la consolidación primaria y la consolidación secundaria del suelo.

En arcillas parcialmente saturadas, se estimarán las deformaciones por el incremento de carga ocasionado por la edificación, así como el cambio de volumen debido a variaciones del contenido natural de agua del terreno.

Para suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, será aceptable despreocuparse de la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo correspondientes al segundo tipo de combinación de acciones, se calcularán, cuando proceda, como se indica en las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en

construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en un número suficiente de puntos ubicados dentro y fuera del área cargada.

Como alternativa al procedimiento simplificado anterior, se podrá recurrir a modelado numérico para estimar los asentamientos, especialmente cuando las condiciones geométricas y de carga resulten complejas.

3.3.3. Uso de correlaciones

Para la estimación de las propiedades mecánicas del suelo, se podrá hacer uso de las correlaciones que se presentan en el Apéndice de estas Normas.

3.4. Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobre-compensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario. El cálculo anterior deberá realizarse con precisión tomando en cuenta que los asentamientos son muy sensibles a pequeños incrementos de la carga neta. Además, en esta evaluación, deberán tomarse en cuenta los cambios posibles de materiales de construcción, de solución arquitectónica o de usos de la construcción susceptibles de modificar significativamente en el futuro dicha carga neta. Cuando la incertidumbre al respecto sea alta, la cimentación compensada deberá considerarse como poco confiable y deberá aplicarse un factor de carga mayor que la unidad, cuidando al mismo tiempo que no pueda presentarse una sobre-compensación excesiva, o adoptarse otro sistema de cimentación.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de esta deberá sumarse al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

3.4.1. Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala el inciso 3.3.1. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. De ser necesario, se lastrará la construcción o se instalarán válvulas de alivio o dispositivos semejantes que garanticen que no se pueda producir la flotación. En la revisión por flotación, se considerará una posición conservadora del nivel freático.

Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo.

3.4.2. Estados límite de servicio

Para este tipo de cimentación se calcularán:

a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación, incluyendo los debidos a la recarga del suelo anteriormente descargado por la excavación.

b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo el segundo tipo de combinación de acciones. Se tomará en cuenta que las deformaciones permanentes tienden a ser críticas para cimentaciones con escaso margen de seguridad contra falla local o general y que los suelos arcillosos tienden a presentar grandes deformaciones permanentes bajo la combinación de carga estática más carga sísmica cíclica cuando se alcanza un esfuerzo cortante superior al 90 por ciento de la resistencia estática no-drenada.

c) Los movimientos diferidos debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en el inciso 3.3.1.

En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán en gran medida del cuidado puesto al hacer la excavación (Capítulo 5).

3.4.3. Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y del suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a cimientos vecinos y a sobrecargas permanentes y accidentales en la superficie del terreno. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 50 por ciento de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para rellenos compactados contra muros, caso en el que se considerará por lo menos 70 por ciento de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa solicitud.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrollen fuerzas que puedan dañar a cualquiera de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

3.5. Cimentaciones con pilotes o pilas

Los pilotes y pilas son cimentaciones del tipo profundo que generalmente complementan una cimentación somera o semiprofunda. Comúnmente, en la ciudad de México se emplean para

este fin pilotes de concreto prefabricados e hincados con o sin perforación previa y pilotes o pilas colados en perforación previa con o sin ademe. Generalmente, se llama pilas a los elementos de más de 600 mm de diámetro colados en perforación previa.

En suelos blandos los pilotes o pilas se usan comúnmente como complemento de cimentaciones parcialmente compensadas para reducir asentamientos, transfiriendo parte de la carga a los estratos más profundos (diseño en términos de deformaciones). En este caso, los pilotes o pilas no tienen generalmente la capacidad para soportar por sí solos el peso de la construcción y trabajan al límite en condiciones estáticas, por lo que no pueden contribuir a tomar solicitaciones accidentales.

En cualquier caso, se verificará que la cimentación no exceda los estados límites de falla ni los de servicio.

3.5.1. Estados límite de falla

Se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes o pilas y para cada elemento individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente ante las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

donde:

$$\Sigma QF_C < R \quad (3.17)$$

ΣQF_C es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas;

R es la capacidad de carga reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente), cuyo valor será:

- 1) Para la revisión de cada pilote o pila individual, igual a la capacidad de carga de punta más la capacidad de adherencia del elemento considerado;
- 2) Para la revisión de los diversos subgrupos de pilotes o pilas en que pueda subdividirse la cimentación, igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del subgrupo de elementos considerados; y
- 3) Para la revisión de la cimentación en su conjunto, igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes o pilas más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de elementos considerados.

Para evaluar R , se recurrirá a alguno, y de preferencia a varios, de los métodos siguientes:

A) Métodos analíticos

a) La capacidad de carga por adherencia lateral, C_f , para suelos cohesivos se calculará como:

$$C_f = P_P F_R \sum_{i=1}^m \alpha_i c_{ui} L_i \quad (3.18)$$

donde:

P_P es el perímetro del pilote o pila o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas;

F_R se tomará igual a 0.65, salvo para pilotes hincados en perforación previa (inciso 7.1.3.2);

m número de estratos cohesivos a lo largo del fuste del pilote o pila;

α_i es el coeficiente de adherencia lateral elemento-suelo del estrato i ;

c_{ui} es la cohesión media aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado (UU) del estrato i ;

L_i es la longitud del pilote o pila correspondiente al estrato i ;

El coeficiente α_i se calculará como:

$$\alpha_i = 0.5 \sqrt{\frac{\overline{p_{vi}}}{c_{ui}}} \quad (3.19)$$

donde:

$\overline{p_{vi}}$ es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad media del estrato i ;

Los valores mínimos y máximos de α_i serán de 0.3 y 1, respectivamente.

b) La capacidad de carga por fricción lateral, C_f , para suelos friccionantes, se calculará como:

$$C_f = P_P F_R \sum_{i=1}^m \overline{p_{vi}} \beta_i L_i \quad (3.20)$$

donde:

F_R se tomará igual o menor a 0.65;

m número de estratos friccionantes a lo largo del fuste del pilote o pila;

K' es el coeficiente de fricción elemento-suelo en el estrato i , que se estimará como

$$K' = 16.04 - 0.926\phi^* + 0.0144(\phi^*)^2 \quad (3.21)$$

Deberá considerarse que el valor límite de la resistencia unitaria en el fuste ($\overline{p_{vi}} L_i$, de la ecuación 3.5.4) no podrá ser superior a **200** kPa.

Para rellenos sueltos, basureros y en general para suelos de baja compactación, no será aplicable la ecuación 3.5.5. En tales casos no se considerará el aporte de la fricción lateral a la capacidad de los pilotes o pilas.

c) La capacidad de carga por punta, C_p , para suelos cohesivos se calculará como:

$$C_p = (5.4c_{uf} F_R + p_v) A_p \quad (3.22)$$

donde:

A_p es el área transversal de la base de la pila o del pilote;
 p_v es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes o pilas;
 F_R se tomará igual a 0.65;
 c_u es la cohesión aparente del suelo de apoyo determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado (UU) y
 $f_c = 1 + 0.25 (B/L) + 0.25 (D/B)$

para $D/B < 2$ y $B/L < 1$; donde D es la profundidad de empotramiento del cimientto en el estrato de apoyo. En caso de que D/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

d) La capacidad de carga de un pilote o pila, C_p , apoyado en un estrato friccionante, se calculará de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes o pilas (Método D). En las situaciones en las que se cuente con suficientes resultados de pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras de buena calidad y que exista evidencia de que la capa de apoyo sea homogénea, la capacidad de carga podrá estimarse como sigue:

$$C_p = (\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (3.23)$$

donde:

p_v es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes o pilas;
 N_q^* es el coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N_{min} + L_e (N_{max} - N_{min}) \quad (3.24)$$

$$L_{max} = \frac{B \tan \phi}{2} e^{\left(\frac{3\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi} \quad (3.25)$$

Para $L_e \geq L_{max}$

$$N^* = N_{min} + \frac{L_e}{L_{max}} (N_{max} - N_{min}) \quad (3.26)$$

Para $L_e < L_{max}$

donde

$$N_{min} = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \phi\right) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (3.27)$$

$$N_{max} = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} + \phi\right) \tan \phi} \cos^2 \phi}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (3.28)$$

- L_e es la longitud del pilote o pila empotrada en el estrato friccionante;
 B es el ancho o diámetro equivalente de los pilotes;
 ϕ es el ángulo de fricción interna, con la definición del inciso 3.3.1.A.a; y
 F_R se tomará igual a **0.45**.

B) Métodos basados en pruebas de campo

Para evaluar la capacidad de carga reducida de cimentaciones a base de pilotes o pilas, será también aceptable recurrir a los resultados de pruebas de campo respaldados por evidencias experimentales confirmadas en los suelos de la Municipio de Guadalupe, Zac. (inciso 2.3.d.3). Estas pruebas podrán usarse para determinar los valores de los parámetros del suelo por usarse en las ecuaciones del apartado A) o, en caso de que la prueba lo permita, directamente para obtener el valor de la capacidad de carga, la cual se afectará por el factor de resistencia que señala la sección 3.2 para obtener el valor de **R**.

C) Métodos de análisis límite

En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general implícito en las ecuaciones del apartado A), se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos.

En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará asimismo la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente.

En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente será afectado por el factor de resistencia que señala la sección 3.2. Las fuerzas motrices asociadas a peso propio del suelo serán afectadas por un factor de carga unitario. Las fuerzas sísmicas serán por su parte afectadas por el factor de carga indicado en 3.2.

D) Métodos de modelación numérica

Convendrá recurrir a modelaciones numéricas (método de los elementos finitos o similares) para revisar la seguridad de las cimentaciones a base de pilotes o pilas cuando las condiciones geométricas y estratigráficas del problema sean complejas. Las acciones asociadas a peso propio del suelo se considerarán con factor de carga unitario. Las demás acciones serán afectadas por el factor de carga indicado en 3.2. La resistencia límite se determinará aumentando las acciones por ensaye y error para definir la carga que provoca un mecanismo de falla. La carga alcanzada será afectada por el factor de reducción de la sección 3.2 para obtener el valor de **R**.

El modelo y las relaciones constitutivas que se empleen deben ser representativos del comportamiento de los suelos involucrados en el análisis. Asimismo, todas las propiedades que se utilicen deben estar respaldadas experimentalmente mediante pruebas de laboratorio,

de campo y/o de carga.

E) Métodos basados en pruebas de carga en campo

Las estimaciones de la resistencia reducida de pilotes o pilas basadas en pruebas de campo o en cálculos analíticos se verificarán mediante pruebas de carga cuando exista incertidumbre excesiva sobre las propiedades de los suelos involucrados y la edificación sea de los grupos A o B1. Los pilotes o pilas ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada. En las zonas II y III, la prueba se realizará al menos dos meses después de la hincada, con el objeto de permitir la disipación del exceso de presión de poro que se induce al instalar los pilotes y la recuperación de la resistencia del suelo en su estado natural por efectos tixotrópicos. En pruebas de pilotes o pilas que recargan su punta en un estrato friccionante, deberá aislarse la punta del fuste para medir en forma separada la fricción o adherencia lateral, o bien instrumentarse la punta para medir la carga en la punta.

F) Métodos basados en la experiencia local

La revisión de la seguridad de cimentaciones sobre pilotes o pilas no podrá basarse solamente en la experiencia local. Sin embargo, los resultados obtenidos por los métodos de los incisos anteriores deberán siempre compararse con la práctica local. Si los valores estimados de la capacidad de carga reducida R del pilote o pila difieren significativamente de los valores generalmente aceptados, deberán presentarse en forma explícita los elementos que justifican esta diferencia.

Consideraciones adicionales:

La capacidad de carga considerada no deberá rebasar la capacidad estructural intrínseca del pilote o pila calculada con la resistencia admisible del material constitutivo del elemento.

En suelos blandos tipo III, la revisión de los estados límite de falla consistirá en lo siguiente: el peso total del edificio se tomará en parte con el cajón de cimentación y en parte con los pilotes de fricción, trabajando éstos con un factor de resistencia unitario.

a) Capacidad de carga del sistema suelo-zapatillas o suelo-losa de cimentación.

Despreciando la capacidad de los pilotes o pilas, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad 3.3.1. En tal caso, la losa o las zapatas y las contratrabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más las concentraciones locales de carga correspondientes a la capacidad de carga total de cada pilote o pila dada por la ecuación 3.5.1 con un factor de resistencia F_R igual a 1.0.

b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes o suelo-pilas.

Considerando la carga que toman los pilotes, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad 3.5.1.

Se revisará además el estado límite de falla de una pila de cimentación formada por el sistema suelo-losa de cimentación y el conjunto de pilotes. El perímetro de esta losa será el de la

planta de la cimentación y su profundidad de desplante será la de los pilotes.

En la revisión de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas, las cargas recibidas por cada uno de los pilotes o pilas individuales o subgrupos se estimarán con base en la teoría de la elasticidad o a partir de un estudio explícito de interacción suelo-estructura. Se despreciará la capacidad de carga de los pilotes o pilas sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para trabajar en estas condiciones.

Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de pilotes o pilas, deberá verificarse que el espesor H de suelo resistente es suficiente en comparación con el ancho o diámetro B del elemento de cimentación. Se seguirá el criterio siguiente:

- 1) Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga;
- 2) Si $3.5B > H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B+H$;
- 3) Si $H < 1.5B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

$$B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right] \quad (3.29)$$

El criterio anterior se aplicará también a grupos o subgrupos de pilotes o pilas.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para soportar los esfuerzos inducidos por los pilotes o pilas sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de estos elementos para transmitir dichas solicitaciones horizontales.

3.5.2. Estados límite de servicio

Deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas. En estas determinaciones, se tomará en cuenta el efecto restrictivo de los pilotes o pilas.

Cuando los pilotes o pilas se desplanten en un estrato duro, los asentamientos se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidos, incluyendo, en su caso, la fricción negativa, y la deformación de los estratos localizados bajo el nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

3.5.3. Estimación de la fricción negativa

La fricción negativa es la tracción descendente que se genera en el fuste de pilotes o pilas cuando el terreno que los circunda se consolida por el abatimiento piezométrico en el interior del suelo o por una carga superficial aplicada sobre el mismo. Las acciones que entonces se

oponen a la penetración de los pilotes o pilas son la fricción positiva y la resistencia por punta, figura 3.5.1. Se denomina nivel neutro a la elevación donde los desplazamientos relativos entre el pilote o pila y el suelo son nulos, es decir donde la fricción pasa de negativa a positiva.

Siendo la estimación de la fricción negativa un problema complejo, es recomendable recurrir a la modelación numérica explícita del problema. En esta modelación se adoptarán hipótesis conservadoras en cuanto a la evolución previsible de la consolidación del subsuelo. Alternativamente, esta estimación podrá efectuarse de la forma siguiente:

1) La magnitud de la fricción negativa deberá considerarse nula cuando la combinación de las acciones permanentes más las acciones variables (con su intensidad media) sea igual o mayor a la capacidad de carga de la pila o pilote (inciso 3.5.1) considerando un factor de resistencia F_R unitario.

2) En pilas o pilotes apoyados sobre un estrato duro, con separación S (de centro a centro) y ancho o diámetro B , deberá considerarse que la magnitud de la fricción negativa será igual a la capacidad de carga por adherencia lateral (ecuación 3.5.2, con factor de resistencia F_R unitario), considerando los coeficientes de reducción (C_R) que se indican en la tabla 3.5.1.

Tabla 3.5.1 Coeficientes de reducción para el cálculo de la fricción negativa sobre pilas o pilotes apoyados sobre un estrato duro

Tipo de pila o pilote	S/B	C_R
Individual	---	1.0
	-	
De esquina	2.5	0.5
	5	0.9
De borde	2.5	0.4
	5	0.8
Interior	2.5	0.15
	5	0.5

3) En pilas o pilotes interiores que no alcanzan a apoyarse en un estrato duro, la magnitud de la fricción negativa deberá estimarse por tanteos, variando la profundidad del nivel neutro (z_0), hasta que se cumpla la siguiente ecuación, figura 3.5.1

$$\frac{\Sigma Q}{N_P} + FN = FP + C_p \quad (3.30)$$

donde:

ΣQ acciones permanentes más acciones variables con intensidad media;
 N_P número de pilotes o pilas;
 $FP = C \int_{z_0}^{D_f + L_P}$ fricción positiva igual a la capacidad de carga por adherencia lateral (ecuación 3.5.2), desde z_0 hasta la profundidad de la punta del pilote o pila ($D_f + L_P$), considerando un factor de resistencia unitario;
 C_p capacidad de carga por punta (ecuación 3.5.6), considerando un factor de resistencia unitario;
 L_P longitud del pilote o pila;
 D_f profundidad de desplante de la zapata, losa o cajón de cimentación; y
 FN fricción negativa, igual a:

$$FN = \min \left\{ \begin{array}{l} C_f \frac{z_0}{D_f} \\ \Delta\sigma_{z_0} A_T \end{array} \right. \quad (3.31)$$

donde:

C_f capacidad de carga por adherencia lateral (ecuación 3.5.2) desde D_f hasta z_0 , considerando un factor de resistencia unitario.

$\Delta\sigma_{z_0}$ incremento del esfuerzo efectivo a la profundidad z_0 (sin considerar la presencia de los pilotes o pilas) generado por: a) el abatimiento de la presión de poro en el futuro que se considere más probable; o b) una sobrecarga en el terreno circundante; y

A_T área tributaria entre pilotes o pilas.

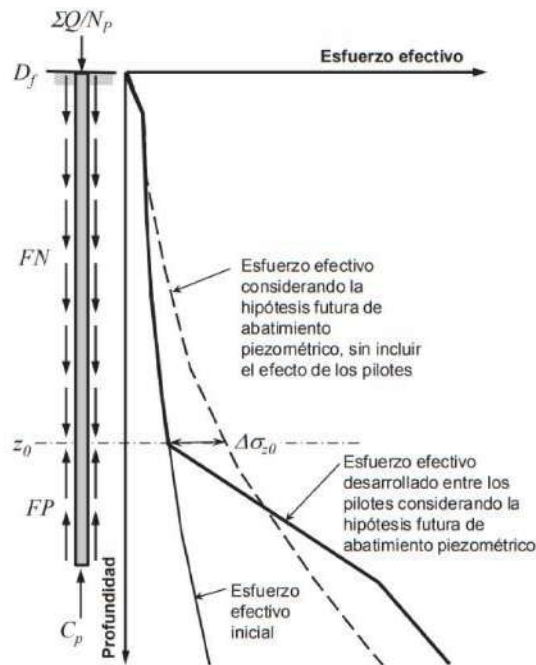


Figura 3.1 Consideraciones para la estimación de la fricción negativa.

4) Para el caso de pilas o pilotes perimetrales o independientes que no alcanzan a apoyar su punta en un estrato duro, la fricción negativa podrá estimarse con el criterio establecido en el punto 3), considerando que

$$FN = C_f \left| \frac{z_o}{b_f} \right|.$$

3.6. Cimentaciones especiales

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa de la Administración. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayos a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las presentes Normas, en particular ante solicitaciones sísmicas.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

El diseño estructural de la cimentación deberá ajustarse a lo especificado en el Reglamento y en las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y de Estructuras Metálicas. Se tomará además muy en cuenta lo señalado en el inciso 1.2.3 de las Normas Técnicas para Diseño por Sismo.

4.1. Condiciones de diseño

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes laterales, etc.) a usar en el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señalada en la sección 3.1.

4.2. Cimentaciones someras

El análisis y el diseño de los elementos de la cimentación como: zapatas, contratraves, traves de liga y losas, se realizarán tomando en cuenta la rigidez relativa de la estructura y del suelo. Para dimensionar la subestructura, las presiones de contacto, principalmente en cimentaciones continuas, deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura–superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

- a) Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y entre las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura;
- b) Que con las presiones de contacto consideradas los hundimientos diferenciales inmediatos más diferidos sean aceptables en términos de las presentes Normas (tabla 3.1.1); y
- c) Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura–superestructura sean aceptables en términos de las presentes Normas.

La distribución de esfuerzos de contacto podrá determinarse para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y largo plazos, con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras o mediante estudios explícitos de interacción suelo- estructura.

4.3. Pilas o pilotes

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder soportar las fuerzas transmitidas por la estructura que incluyen carga axial, fuerza cortante y momento flexionante en la cabeza del elemento; asimismo se considerará el peso propio del pilote. En pilotes prefabricados deberán revisarse además las condiciones de esfuerzos durante el manejo, el transporte y el izaje, así como las que se presentan en el hincado. Los pilotes deberán poder soportar estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con factor de resistencia unitario.

La protección de pilotes y pilas ante la agresividad del medio ambiente deberá cumplir con los requisitos de durabilidad señalados en las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes o pilas que recarguen su punta en un estrato duro, en las zonas II y III, se tomará en cuenta que, por la consolidación regional, los pilotes o pilas pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional de los estratos del subsuelo a todo lo largo del elemento. La subestructura deberá entonces diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte del suelo bajo las zapatas o losas de cimentación como sin él, es decir, en este último caso, apoyada solamente en los pilotes o pilas.

5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

a) De falla: colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías.

b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación del suelo por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplanten en el sitio.

Para realizar la excavación, se podrán usar pozos de bombeo con objeto de reducir las filtraciones y mejorar la estabilidad. Sin embargo, la duración del bombeo deberá ser tan corta como sea posible y se tomarán las precauciones necesarias para que sus efectos queden prácticamente circunscritos al área de trabajo. En este caso, para la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo.

Los análisis de estabilidad se realizarán con base en las acciones aplicables señaladas en las Normas correspondientes, más las sobrecargas permanentes y accidentales que puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación.

5.1. Estados límite de falla

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la

estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. Se tomarán en cuenta las sobrecargas existentes en zonas próximas a excavaciones con su respectivo factor de carga. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública será de 15 kPa (1.5 t/m²).

5.1.1. Taludes

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de la presión y el flujo del agua en el subsuelo, así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento, especialmente en la proximidad de la corona, y la presencia de otras discontinuidades. Se tomará en cuenta que la cohesión de los materiales arcillosos tiende a disminuir con el tiempo en una proporción que puede alcanzar 30 por ciento en un plazo de pocas semanas.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles y que tomen en cuenta en su caso las discontinuidades del suelo. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes. Al evaluar estos últimos mecanismos se tomará en cuenta que la resistencia de la arcilla puede alcanzar su valor residual correspondiente a grandes deformaciones.

En la revisión de la estabilidad del talud, los momentos o fuerzas motoras asociados a peso propio del suelo se afectarán de un factor de carga unitario y las resistentes de un factor de resistencia de 0.6.

Se prestará especial atención a la estabilidad a largo plazo de excavaciones o cortes permanentes que se realicen en el predio de interés, especialmente en la zona I. Se tomarán las precauciones necesarias para que estos cortes no limiten las posibilidades de construcción en los predios vecinos o el uso de los espacios públicos, ni presenten peligro de falla local o general ni puedan sufrir alteraciones en su geometría por intemperización y erosión. Además del análisis de estabilidad, el estudio geotécnico deberá incluir en su caso una justificación detallada de los medios de estabilización y protección de los cortes propuestos y del procedimiento constructivo especificado (inciso 7.2.5).

5.1.2. Falla por subpresión en estratos permeables

En el caso de excavaciones en suelos sin cohesión, se revisará la estabilidad del fondo de la excavación en presencia de flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio. El nivel dinámico al que debe mantenerse dicho bombeo por debajo del fondo de la excavación será expresamente determinado al diseñar la obra.

Cuando una excavación corte una capa impermeable que a su vez descansa sobre un estrato permeable, deberá considerarse que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, no obstante, el bombeo superficial. El espesor mínimo necesario, hi, del estrato impermeable para evitar inestabilidad del fondo se considerará:

$$h_t > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m}\right) h_w \quad (5.1)$$

donde:

h_w es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable;

γ_w es el peso volumétrico del agua; y

γ_m es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor h_t resulte insuficiente para asegurar la estabilidad con un amplio margen de seguridad, será necesario reducir la carga hidráulica en el estrato permeable por medio de bombeo.

5.1.3. Estabilidad de excavaciones ademadas

En caso de usar elementos estructurales como tablestacas o muros colados en el lugar para soportar las paredes de la excavación, se revisará la estabilidad general de una masa de suelo que incluirá el propio elemento, ante la posibilidad de falla de fondo y falla estructural del sistema de troquelamiento.

La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de análisis límite. Se evaluará también el empotramiento y el momento resistente mínimo requeridos para garantizar la estabilidad del elemento estructural.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que al nivel de fondo de la excavación:

$$\sum (\gamma H + q F_c) \leq \sum \left[5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H}{B'} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B'}{L} \right) c_{u2} + \frac{\alpha c_{u1} H}{B'} + \frac{2M_r}{h_m^2} \right] F_R \quad (5.2)$$

donde:

$$B' = \sqrt{\frac{(1.028 c_{u2} + \alpha c_{u1}) H L}{1.028 c_{u2}}} \quad (5.3)$$

Al nivel de desplante de la tablaestaca

$$\sum (\gamma H + q F_c) \leq \sum \left[5.14 c_{u4} \left(1 + 0.24 \frac{B'}{L} \right) + c_{u3} \left(\frac{H_m + \alpha H_p}{B'} + \frac{2H_m}{L} \right) \right] F_R \quad (5.4)$$

Donde

$$B' = \sqrt{\frac{(H_m + \alpha H_p) L c_{u3}}{1.234 c_{u4}}} \quad (5.5)$$

c_{u1} = cohesión aparente del material arriba del fondo de la excavación, en condiciones no consolidadas - no drenadas

c_{u2} = cohesión aparente del material abajo del fondo de la excavación, en condiciones no consolidadas - no drenadas

- c_{u3} = cohesión aparente del material arriba del nivel de desplante de la tablaestaca, en condiciones no consolidadas - no drenadas
 c_{u4} = cohesión aparente del material abajo del nivel de desplante de la tablaestaca, en condiciones no consolidadas - no drenadas
 q_{Fc} son las sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga; y
 F_R se tomará igual a 0.7

Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones basada en modelaciones analíticas o numéricas y en la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, su grado de fisuramiento y su posible reducción de resistencia con el tiempo. Con el nivel freático a poca profundidad, los empujes sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el período de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1. En el caso de troqueles precargados, se tomará en cuenta que la precarga aplicada inicialmente puede variar con el tiempo por relajación y por efecto de cambios de temperatura.

Los elementos de soporte deberán diseñarse estructuralmente para resistir los empujes y las reacciones de los troqueles y de su apoyo.

5.1.4. Estabilidad de estructuras vecinas

De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

En caso de usar anclas temporales para el soporte de ademes deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas y/o servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse para asegurar su debido funcionamiento. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor-lechada, de la adherencia lechada-terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Los anclajes temporales instalados en terrenos agresivos podrán requerir una protección especial contra corrosión.

5.1.5. Fricción negativa

De acuerdo con la sección 3.1, deberá considerarse en el diseño estructural, la fricción negativa que pueda generarse en las paredes de cajones de cimentación, estructuras permanentes de sistemas de retención para las excavaciones y cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I.

Para el caso de pilotes o pilas, el procedimiento recomendado para estimar la fricción negativa se presenta en el inciso 3.5.3. Para los demás casos podrán emplearse las expresiones 3.5.2 y 3.5.3.

5.2. Estados límite de servicio

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye.

5.2.1. Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ecuación 3.3.11 a partir de los decrementos de esfuerzo vertical calculados aplicando también la teoría de la elasticidad.

Para reducir los movimientos inmediatos, la excavación y la construcción de la cimentación se podrán realizar por partes, sustituyendo en plazos cortos el peso del suelo excavado por el de la subestructura construida.

En el caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles.

5.2.2. Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones ademadas en las áreas vecinas, deberá recurrirse a una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente el procedimiento constructivo. Estos movimientos deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales en caso necesario.

6. MUROS DE CONTENCIÓN

Las presentes Normas se aplicarán a los muros de gravedad (de mampostería, de piezas naturales o artificiales, o de concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso propio, así como a los muros de concreto reforzado empotrados en su base, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo.

Los muros de contención exteriores construidos para dar estabilidad al terreno en desniveles, deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite

a) de falla: la rotura estructural, el volteo, el desplazamiento horizontal de la base del muro, la falla por capacidad de carga de la cimentación del mismo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.

b) de servicio: asentamiento, inclinación o deformación excesiva instantánea o diferida del

muro.

Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que impida el desarrollo de empujes de agua superiores a los de diseño. Para ello, los muros de contención deberán siempre dotarse de un filtro colocado atrás del muro con lloraderos y/o tubos de desagüe perforados. El filtro deberá diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para garantizar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas. Se tomará en cuenta que, aún con un sistema de drenaje, el efecto de las fuerzas de filtración sobre el empuje recibido por el muro puede ser significativo.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración en su caso, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas.

Los empujes desarrollados en condiciones sísmicas se evaluarán en la forma indicada en las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo.

6.1. Estados límite de falla

La capacidad de carga de la cimentación del muro se revisará en la forma indicada en el capítulo 3.

Para combinaciones de carga clasificadas en la sección 2.3.a de las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones en la revisión del muro al volteo los momentos motores serán afectados por el factor de carga indicado en la sección 3.4 de dichas normas y los momentos resistentes por un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento, los momentos o fuerzas motores serán afectados por el mismo factor de carga que en el caso anterior y las resistentes por un factor de resistencia de 0.9; en la revisión de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motoras serán afectados por un factor de carga unitario y las resistentes por un factor de resistencia de 0.5.

Para combinaciones de cargas clasificadas en el inciso 2.3.b de las Normas citadas, en la revisión del muro al volteo, los momentos motores serán afectados por el factor de carga indicado en la sección 3.4 de las mismas normas mencionadas en esta sección y los momentos resistentes por un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento los momentos o fuerzas motores serán afectados por el mismo factor de carga que en el caso anterior y las resistentes por un factor de resistencia de 0.9; en la revisión de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motoras serán afectados por un factor de carga unitario y las resistentes por un factor de resistencia de 0.8.

Para muros de menos de 6 m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semi-empírico de Terzaghi, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de existir una sobrecarga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.

En el caso de muros que excedan la altura especificada en el párrafo anterior, se realizará un

estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los aspectos que se indican a continuación:

6.1.1. Restricciones del movimiento del muro

Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En caso contrario y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos los del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.

6.1.2. Tipo de relleno

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones estructurales alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

6.1.3. Compactación del relleno

Para especificar y controlar en el campo la compactación por capas de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiéndose vigilar el espesor y contenido de agua de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compacidad relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

6.1.4. Base del muro

La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales y de rellenos. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro y/o profundizar o ampliar la base del mismo. La capacidad de carga en la base del muro se podrá revisar por los métodos indicados en las presentes Normas para cimentaciones superficiales.

6.2. Estados límite de servicio

Se revisarán los estados límite de servicio: asentamiento, inclinación o deformación excesiva instantánea o diferida del muro. Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo. Se recurrirá a los métodos aplicables a cimentaciones superficiales.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Como parte del estudio de mecánica de suelos, deberá definirse un procedimiento constructivo

de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas y a los servicios públicos por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

Cualquier cambio significativo que se pretenda introducir en el procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico deberá analizarse con base en la información contenida en dicho estudio o en un estudio complementario si éste resulta necesario.

7.1. Procedimiento constructivo de cimentaciones

7.1.1. Cimentaciones someras

El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar al concreto o al acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad. Se prestará especial atención a la protección de los pilotes en la parte oriente de la zona III de la Municipio de Guadalupe, Zac. donde el subsuelo presenta una alta salinidad.

7.1.2. Plataformas de trabajo

Las plataformas de trabajo en el sitio deberán diseñarse para soportar la carga de los equipos de construcción que realizarán los trabajos. Deberá revisarse el espesor de la plataforma, así como su grado de compactación, para las diferentes operaciones posibles: izaje, tránsito, maniobras, penetración y extracción.

Los factores que se deben considerar deben incluir, al menos: peso y dimensiones del equipo y sus componentes, brazo de palanca al centro de gravedad, fuerzas de tirón y fuerzas descendentes.

7.1.3. Cimentaciones con pilotes o pilas

La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar la integridad de estos elementos y que no se ocasione daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del

suelo. Cada pilote, sus tramos y las juntas entre estos, en su caso, deberán diseñarse y realizarse de modo que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

Los pilotes de diámetro menor de 400 mm deberán revisarse por pandeo verificando que la fuerza axial a la que se encontrarán sometidos, con su respectivo factor de carga, no rebasará la fuerza crítica P_c definida por:

$$P_c = F_R \left(\frac{N^2 \pi^2 EI}{4L^2} + \frac{4KDL^2}{N^2 \pi^2} \right) \quad (7.1)$$

donde:

- K es el coeficiente de reacción horizontal del suelo;
- D es el diámetro del pilote;
- E es el módulo de elasticidad del material del pilote;
- I es el momento de inercia de la sección transversal del pilote;
- N es el número entero, determinado por tanteo, que genere el menor valor de P_c ;
- L es la longitud del pilote; y
- F_R se tomará igual a **0.35**.

7.1.3.1. Pilas o pilotes colados en el lugar

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico, el constructor no podrá verterlo en el drenaje urbano, por lo que deberá destinar un área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún tiradero ex profeso.

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), la perforación de la misma se hará verticalmente en los primeros **200** mm para después formar con la horizontal un ángulo no menor de **60** grados: el peralte de la campana será por lo menos de **500** mm. No deben construirse campanas bajo agua o lodos, ya que los sistemas empleados para esta operación no garantizan la colocación de concreto sano en esta zona que es donde se desarrollará la capacidad de carga.

Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, así como el recubrimiento y la separación mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado.

Para desplantar la cimentación sobre el concreto sano de la pila, se deberá dejar en la parte

superior una longitud extra de concreto, equivalente al **90** por ciento del diámetro de la misma; este concreto, que acarrea las impurezas durante el proceso de colado, podrá ser removido con equipo neumático hasta **200** mm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos **200** mm se deberán quitar en forma manual procurando que la herramienta de ataque no produzca fisuras en el concreto que recibirá la cimentación.

En el caso de pilas coladas en seco, la longitud adicional podrá ser de **50** por ciento del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el "sangrado" del concreto se efectúe en dicha zona. Esta parte se demolerá siguiendo los lineamientos indicados en el punto anterior.

En cualquier tipo de pila, será necesario construir un brocal antes de iniciar la perforación a fin de preservar la seguridad del personal y la calidad de la pila por construir.

No deberán construirse pilotes de menos de **600** mm de diámetro hasta **20** m de profundidad, ni pilas de menos de **800** mm hasta **30** m de profundidad, ni de menos de **1000** mm hasta profundidades mayores. En la misma forma, las pilas de sección no circular deberán tener dimensiones suficientes para garantizar una buena colocación del concreto.

Los pilotes o pilas deberán ser construidos con ademe o estabilizados con lodos a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable.

Respecto a la localización de las pilas o pilotes se aceptará una tolerancia de **10** por ciento de su diámetro. La tolerancia en la verticalidad será de **2** por ciento de su longitud hasta **25** m de profundidad y de **3** por ciento para mayor profundidad.

Se deberán realizar pruebas para verificar la integridad de pilotes o pilas, de acuerdo con lo especificado en la tabla 7.1.1.

Los ensayos de integridad deberán ser realizados por métodos reconocidos, cuya validez haya sido confirmada por la experiencia local. Se podrán emplear métodos geofísicos como pulso simple o combinado, pozo-abajo, pozos cruzados, gama-gama o térmicos.

7.1.3.2. Pilotes hincados a percusión

Se preferirá la manufactura en fábrica de tramos de pilotes a fin de controlar mejor sus características mecánicas y geométricas y su curado. En pilotes de concreto reforzado, se prestará especial atención a los traslapes en el acero de refuerzo longitudinal.

Tabla 7.1.1 Número mínimo de pruebas de integridad para pilotes o pilas colados en el lugar

Edificación, de acuerdo con el Art. 139 del RCDF	Número de ensayos mínimo, en % del total de pilotes o pilas
Grupo A	100
Grupo B1: Zona III	75
Grupo B1: Zonas I y II	50
Grupo B2	30

Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos de las mesas de colado, transportarlos e izarlos.

El estudio de mecánica de suelos deberá definir si se requiere perforación previa, con o sin extracción de suelo, para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico. En el caso de pilotes hincados en suelos cohesivos blandos como los de las zonas II y III, el diámetro de la perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos no deberá ser mayor que 75 por ciento del diámetro o lado del pilote. Si con tal diámetro máximo de la perforación no se logra hacer pasar el pilote a través de capas duras intercaladas, exclusivamente estas deberán rimarse con herramientas especiales a un diámetro igual o ligeramente mayor que el del pilote. En caso de recurrir a perforación previa, el factor de reducción F_R de la ecuación 3.5.2 se reducirá multiplicando el valor aplicable en ausencia de perforación por la relación $(1-0.4D_{\text{perf}}/D)$ donde D_{perf} y D son respectivamente el diámetro de la perforación previa y el del pilote.

Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta ni de 6/100 en los otros casos.

El equipo de hincado se especificará en términos de su energía en relación con la masa del pilote y del peso de la masa del martillo golpeador en relación con el peso del pilote, tomando en cuenta la experiencia local. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 200 mm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoya en ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además, se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración a través de los estratos superiores al de apoyo y el número de golpes por cada **100** mm de penetración en el estrato de apoyo, así como el número de golpes y la penetración en la última fracción de decímetro penetrada.

En el caso de pilotes hincados a través de un suelo compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote, mediante nivelaciones, si se ha presentado emersión por la hinca de los pilotes adyacentes y, en caso afirmativo, los pilotes afectados se volverán a hincar hasta la elevación especificada.

Los métodos usados para hincar los pilotes deberán ser tales que no mermen la capacidad estructural de éstos. Si un pilote que se apoya en un estrato duro se rompe o daña estructuralmente durante su hincado, o si por excesiva resistencia a la penetración, queda a

una profundidad menor que la especificada y en ella no se pueda garantizar la capacidad de carga requerida, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

Si el diseño de la cimentación prevé que la punta del pilote quede separada del estrato resistente y si dicho pilote se rechaza por daños estructurales durante su hincado, se deberá extraer totalmente y rellenar el hueco formado con otro pilote de mayor dimensión o bien con un material cuya resistencia y compresibilidad sean equiparables con las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.

7.1.3.3. Pruebas de carga en pilotes o pilas

En caso de realizarse pruebas de carga, se llevará registro por lo menos de los datos siguientes:

- a) Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba;
- b) Descripción del pilote o pila y datos obtenidos durante la instalación;
- c) Descripción del sistema de carga y del método de prueba;
- d) Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote o pila;
- e) Representación gráfica de la curva asentamientos–tiempo para cada incremento de carga;
- f) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba; y
- g) Representación gráfica de la curva asentamientos-carga.

7.2. Excavaciones

7.2.1. Consideraciones generales

Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones podrán delimitarse con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con el Capítulo 5.

Si, por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte constituido por ademes, tablestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas instaladas en suelos firmes. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua en el subsuelo y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas y servicios públicos.

Los análisis de las condiciones de flujo de agua en excavaciones se realizarán recurriendo a

métodos analíticos o numéricos adaptados a la permeabilidad de los materiales del subsuelo, tomando en cuenta que, según el caso, pueden presentarse condiciones de flujo establecidas o transitorias.

7.2.2. Control del flujo de agua

Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante la teoría del flujo de agua transitorio en el suelo. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los ademes, y del espesor y de la composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles, se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación y de usar pantallas impermeables que la aislen.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto ampliamente superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento continuo de todo el sistema.

En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las zonas II y III, el nivel piezométrico tiende a abatirse espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- a) Dar a las fuerzas de filtración una dirección favorable a la estabilidad de la excavación;
- b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo; e
- c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo superficial que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos. El agua bombeada arrojada al sistema de drenaje público deberá estar libre de sedimentos y contaminantes.

7.2.3. Tablestacas y muros colados en el lugar

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablestacas hincadas en la periferia de la excavación

o muros colados in situ o prefabricados. Las tablestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el Capítulo 5. El sistema de apuntalamiento podrá también ser constituido por anclas horizontales instaladas en suelos firmes o muros perpendiculares colados en el lugar o prefabricados.

7.2.4. Secuencia de excavación

El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores tolerables por la propia estructura o edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en planta en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

7.2.5. Protección de taludes permanentes

En el diseño de los sistemas de protección de taludes naturales o cortes artificiales permanentes, se tomará en cuenta que las deformaciones del suelo protegido deben ser compatibles con las del sistema de protección empleado. Se tomará asimismo en cuenta el efecto del peso del sistema de protección sobre la estabilidad general o local del talud durante y después de la construcción. Por otra parte, los sistemas de protección deberán incluir elementos que garanticen un drenaje adecuado y eviten el desarrollo de presiones hidrostáticas que puedan comprometer la estabilidad del sistema de protección y del propio talud.

En caso de usar anclas pasivas o activas para la estabilización del talud deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las construcciones vecinas y/o en los servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse para asegurar su debido funcionamiento. Las anclas activas deberán analizarse e instalarse tomando en cuenta lo señalado en 5.1.4. Por otra parte, se tomarán las precauciones necesarias para proteger las anclas contra corrosión, con base en pruebas que permitan evaluar la agresividad del terreno, principalmente en cuanto a resistividad eléctrica, pH, cantidad de sulfuros, sulfatos y cloruros. Se prestará particular atención a la protección de los elementos que no se encuentran dentro del barreno y en especial en la zona del brocal (placas de apoyo, cuñas, tuercas, zona terminal del elemento tensor, etc.).

8. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

En las edificaciones del grupo A y subgrupo B1 a que se refiere el artículo 139 del Capítulo I del Título Sexto del Reglamento, deberán hacerse nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la propia construcción, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos. Será obligación del propietario o poseedor de la edificación, proporcionar copia de los resultados de estas mediciones, así como de los planos, memorias de cálculo y otros documentos sobre el diseño de la cimentación a la Administración cuando ésta lo solicite y a los diseñadores de inmuebles que se construyan en predios contiguos.

En las edificaciones con peso unitario medio mayor de 40 kPa (4 t/m²) o que requieran excavación de más de 2.5 m de profundidad, y en las que especifique la Administración, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros seis meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Después de este lapso, será obligación realizar las mediciones que señala el artículo 176 del Capítulo IX del Título Sexto del Reglamento por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

9. CIMENTACIONES ABANDONADAS

Al demoler edificios, se tomarán las precauciones necesarias para que los elementos de cimentación dejados en el suelo no causen daños a las construcciones vecinas, a los servicios públicos o a las edificaciones que se construirán en el futuro en el mismo predio. Se tomará en cuenta que la presencia de una cimentación abandonada en un subsuelo sometido a consolidación regional tiende a generar una emersión del terreno a largo plazo, similar a la inducida por cimentaciones sobre-compensadas. Deberá demostrarse, a satisfacción de la Administración, que las precauciones tomadas garantizan que estos elementos de cimentación no tendrán efectos indeseables. En caso contrario, deberá procederse a su extracción y a la restitución de condiciones análogas a las del suelo natural.

10. CIMENTACIONES SOBRE RELLENOS CONTROLADOS

En ningún caso será aceptable cimentar sobre rellenos naturales o artificiales que no hayan sido colocados en condiciones controladas o estabilizados.

Será aceptable cimentar sobre terraplenes de suelos no orgánicos compactados, siempre que estos hayan sido contruidos por capas de espesor no mayor de 300 mm, con control del contenido de agua y del peso volumétrico seco en las condiciones marcadas por el estudio de mecánica de suelos.

La construcción de terraplenes con suelos estabilizados con cemento u otro cementante deberá basarse en pruebas mecánicas y de intemperización realizadas en el laboratorio. Estas pruebas deberán permitir definir los porcentajes de cementante requeridos, así como las condiciones de colocación y compactación. Las características de los materiales colocados en la obra deberán ser verificadas por muestreo y/o pruebas de campo en el sitio. Las propiedades del material estabilizado deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad del

terraplén y de las cimentaciones que descansen sobre él a corto y a largo plazo, aun bajo el efecto de infiltraciones de agua y de otros agentes de intemperización.

Al cimentar sobre rellenos controlados, deberán revisarse los estados límites de servicio y de falla de la cimentación del terraplén, del terraplén mismo y de la propia cimentación, con base en los criterios definidos en las presentes Normas.

11. RECIMENTACIONES

La recimentación de una estructura será obligatoria cuando existan evidencias observacionales o analíticas que indiquen que no cumple con las presentes Normas. La recimentación o renivelación podrá ser exigida por la Administración en el caso de construcciones que hayan sido dictaminadas como inseguras y riesgosas para las construcciones vecinas y/o los servicios públicos.

Los trabajos de recimentación o de renivelación deberán basarse en un estudio estructural y de mecánica de suelos formal. Se verificará la adecuación de la estructura existente y de la nueva cimentación. Los elementos de cimentación agregados a los existentes deberán ser precargados para asegurar su trabajo conjunto con el resto de la cimentación.

Los trabajos de recimentación o de renivelación deberán realizarse por etapas de tal forma que, en ningún instante se ponga en peligro la seguridad ni se causen daños en la propia construcción, en las construcciones adyacentes y/o en los servicios públicos.

12. MEMORIA DE DISEÑO

Todo estudio o diseño geotécnico deberá incluir una memoria detallada con la información suficiente para que pueda ser fácilmente verificada. La memoria de diseño incluirá una descripción detallada de las características del subsuelo, la justificación del tipo de cimentación o recimentación proyectado y de los procedimientos de construcción especificados, así como una exposición de los métodos de análisis usados y sus resultados de acuerdo con las presentes Normas en cuanto a estados límites de falla y de servicio. También incluirá una descripción clara del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicado en las presentes Normas. Se anexarán los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y de campo y otras determinaciones y análisis, las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño, los cálculos realizados, así como el comportamiento futuro esperado de la construcción y de las cimentaciones de los inmuebles colindantes. Se especificarán también las distancias dejadas entre estas cimentaciones y la que se proyecta.

En el caso de edificios cimentados en terrenos agrietados, sobre taludes o donde existan rellenos o antiguas minas subterráneas, se agregará a la memoria una descripción detallada de estas condiciones y la manera como se tomaron en cuenta en el diseño de la cimentación.

APÉNDICE A. CORRELACIONES QUE SE PUEDEN EMPLEAR

A.1 Suelos friccionantes

Cuando existe en el subsuelo un estrato de arena limosa o de limo arenoso, hay que hacer la siguiente corrección para $N > 15$ golpes

$$N^* = 15 + a (N - 15) \quad (\text{A. 1})$$

N = número de golpes en el campo

$$D_r = 0.124 + 0.0194N^* - 0.000117(N^*)^2 \quad (\text{A. 2})$$

$$\phi^* = 25.42 + 0.438N^* - 0.00265(N^*)^2 \quad (\text{A. 3})$$

	a
Arena gruesa	1
Arena limosa, arriba del NAF	0.7
Arena limosa, abajo del NAF	0.5

$$E_s = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (\text{A. 4})$$

σ_3 = presión de confinamiento promedio sobre el suelo

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_{3o} + \sigma_{3f}}{2} \quad (\text{A. 5})$$

$$\sigma_{3o} = \frac{1 + 2K_o}{3} p_v' \quad (\text{A. 6})$$

$$p_v' = \sum (Y_m \Delta z) - u_w \quad (\text{A. 7})$$

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi^*) (OCR)^{\text{sen } \phi^*} \quad (\text{A. 8})$$

OCR = grado de precarga (o de preconsolidación del suelo)

$$\sigma_{3f} = \sigma_{3o} + \frac{\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y}{3} \quad (\text{A. 9})$$

σ_z , σ_x y σ_y son los incrementos de esfuerzo ocasionados por la obra de ingeniería
 p_a = presión atmosférica = 101.3 kPa

$$K = 19.37 N^* + 32.33 \quad (\text{A. 10})$$

$$n = -0.0021 N^* + 0.648 \quad (\text{A. 11})$$

O bien

$$E_s = C \sqrt{N^*} \quad [\text{kPa}] \quad (\text{A.})$$

12)

C = 7000 kPa

Correlación del número de golpes N (SPT) con la resistencia en la punta del cono qc

$$N = 0.0025q_c - 0.601 \quad (\text{A. 13})$$

qc = resistencia en la punta del cono, en kPa

A.2 Suelos cohesivos

$$c = 6.73N - 1.92 \quad (\text{A. 14})$$

N = número de golpes de la prueba SPT, en el campo

c = cohesión natural del suelo, en kPa

$$E_s = f p_a \left(\frac{c}{p_a} \right)^n \quad (\text{A. 15})$$

c = cohesión del suelo

f = 105, n = 0.6

pa = presión atmosférica = 101.3 kPa

Correlación de la cohesión del suelo con la resistencia en la punta del cono qc

$$c = \frac{q_c}{N_k} \quad (\text{A. 16})$$

	N _k
Suelo tipo I	20
Suelo tipo II	17
Suelo tipo III	14

A.3 Deformación de un estrato de sueloLa deformación vertical de un estrato de suelo de espesor Δz_o vale

$$\Delta\delta_z = \frac{\Delta z_o}{E_s} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (\text{A. 17})$$

Los esfuerzos normales bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniformemente repartida q valen:

Esfuerzo normal vertical σ_z, figura A.1

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{B} + \tan^{-1} \frac{xy}{zB} \right] \quad (\text{A. 18})$$

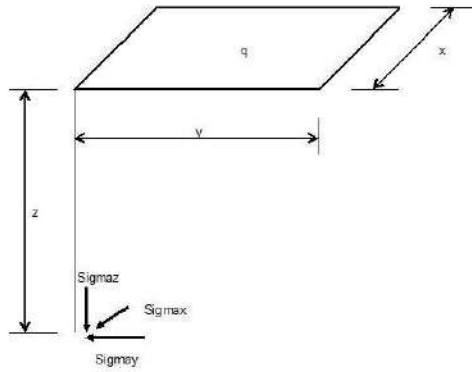


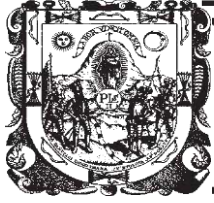
Figura A.1 Incrementos de Esfuerzo bajo la esquina de un rectángulo cargado

Esfuerzos normales horizontales σ_x y σ_y , figura A.1

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)B} - \tan^{-1} \frac{zB}{xy} + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \frac{x}{y} - \tan^{-1} \frac{xB}{yz} \right) \right] \quad (\text{A. 19})$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2 + z^2)B} - \tan^{-1} \frac{zB}{xy} + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \frac{y}{x} - \tan^{-1} \frac{yB}{xz} \right) \right] \quad (\text{A. 20})$$

$$B = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2} \quad (\text{A. 21})$$



PERIÓDICO OFICIAL



ÓRGANO DEL GOBIERNO DEL ESTADO LIBRE Y SOBERANO DE ZACATECAS, SON OBLIGATORIAS LAS LEYES Y DEMÁS DISPOSICIONES DEL GOBIERNO POR EL SOLO HECHO DE PUBLICARSE EN ESTE PERIÓDICO.

TOMO CXXXIII

Núm. 83

Zacatecas, Zac., miércoles 18 de octubre de 2023

SUPLEMENTO

2 AL No. 83 DEL PERIÓDICO OFICIAL DEL GOBIERNO DEL ESTADO
CORRESPONDIENTE AL DÍA 18 DE OCTUBRE DE 2023

NORMAS.- Técnicas Municipales para el Proyecto Arquitectónico en el Municipio de Guadalupe, Zacatecas.

NORMAS TÉCNICAS MUNICIPALES PARA EL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

ÍNDICE 1. INTRODUCCIÓN

2. OBJETIVO

3. CAMPO DE APLICACIÓN

4. TERMINOLOGÍA

1. PERFIL DE LAS FACHADAS A LA VÍA PÚBLICA

1.1. Elementos que sobresalen del paramento

1.1.1. Fachadas

1.1.2. Balcones

1.1.3. Marquesinas

1.2. Estacionamientos

1.2.1. Cajones de estacionamiento

1.2.2. Ancho de los pasillos de circulación

2. HABITABILIDAD, ACCESIBILIDAD Y FUNCIONAMIENTO

2.1. Dimensiones y características de los locales en las edificaciones

2.1.1. Condiciones complementarias a la tabla 2.1

2.2. Accesibilidad en las edificaciones

2.2.1. Accesibilidad a los servicios en edificios de atención al público

2.2.2. Accesibilidad a inmuebles habitacionales

2.3. Accesibilidad a espacios de uso común

2.3.1. Vía pública, espacios abiertos, áreas verdes, parques y jardines

2.3.2. Circulación peatonal en espacios exteriores

2.3.3. Áreas de descanso

2.3.4. Banquetas

2.3.5. Camellones

2.3.6. Cruce peatonal entre banquetas

2.3.7. Pavimento táctil

2.3.8. Teléfonos públicos

2.3.9. Pasamanos y barandales

2.3.10. Elementos que sobresalen.

2.3.11. Pavimentos en rampas

2.3.12. Alfombras en rampas

3. HIGIENE, SERVICIOS Y ACONDICIONAMIENTO AMBIENTAL

3.1. Provisión mínima de agua potable

3.1.1. Condiciones complementarias a la tabla 3.1

3.2. Servicios sanitarios

3.2.1. Muebles sanitarios

3.2.2. Dimensiones mínimas de los espacios para muebles sanitarios

3.3. Depósito y manejo de residuos

- 3.3.1. Residuos sólidos
- 3.3.2. Residuos sólidos peligrosos
- 3.4. Iluminación y ventilación
 - 3.4.1. Generalidades
 - 3.4.2. Iluminación y ventilación naturales
 - 3.4.3. Iluminación artificial
 - 3.4.4. Ventilación artificial
 - 3.4.5. Iluminación de emergencia
- 3.5. Eficiencia energética en edificaciones
- 3.6. Locales para servicio médico

4. COMUNICACIÓN, EVACUACIÓN Y PREVENCIÓN DE EMERGENCIAS

- 4.1. Elementos de comunicación y circulaciones
 - 4.1.1. Puertas
 - 4.1.2. Pasillos
 - 4.1.3. Escaleras
 - 4.1.4. Rampas peatonales
 - 4.1.5. Elevadores
 - 4.1.6. Escaleras eléctricas
 - 4.1.7. Bandas transportadoras para personas
- 4.2. Señalización informativa y comunicación sensorial
- 4.3. Rutas de evacuación y salidas
 - 4.3.1. Rutas de evacuación
 - 4.3.2. Salidas
- 4.4. Previsiones contra incendio
 - 4.4.1. Grado de riesgo de incendio en las edificaciones
 - 4.4.2. Resistencia al fuego
 - 4.4.3. Confinación del fuego
 - 4.4.4. Áreas de resguardo
 - 4.4.5. Dispositivos para prevenir y combatir incendios
- 4.5. Dispositivos de seguridad y protección
 - 4.5.1. Locales para guarda y exhibición de animales
 - 4.5.2. Muros y elementos divisorios
 - 4.5.3. Albercas
- 4.6. Visibilidad
 - 4.6.1. Cálculo de la isóptica
- 4.7. Control de ruido y audición

5. INTEGRACIÓN AL CONTEXTO E IMAGEN URBANA

6. INSTALACIONES

- 6.1. Instalaciones hidráulicas y sanitarias
 - 6.1.1. Instalaciones hidráulicas
 - 6.1.2. Instalaciones de drenaje pluvial y sanitario
- 6.2. Instalaciones eléctricas
 - 6.2.1. Instalaciones especiales
 - 6.2.2. Pararrayos
 - 6.2.3. Condiciones de seguridad para prevenir los riesgos por electricidad estática

6.3. Instalaciones de combustibles

6.4. Instalaciones telefónicas, de voz y datos

6.5. Instalaciones de acondicionamiento de aire y de expulsión de aire

APÉNDICE NORMATIVO A MÉTODO ALTERNATIVO

A.1. Anchos de los elementos de comunicación y circulaciones

NORMA TÉCNICA MUNICIPAL PARA EL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

SECCIÓN PRIMERA

CAPÍTULO ÚNICO CONSIDERACIONES

1. INTRODUCCIÓN

Las presentes Normas se refieren al Título Quinto relativo al Proyecto Arquitectónico del Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipios de Zacatecas ; también satisfacen lo dispuesto en la Ley para la Integración al Desarrollo de las Personas con Discapacidad del Distrito Federal en lo que se refiere a la accesibilidad y establecen las bases para facilitar el Dictamen de Prevención de Incendios a que se refiere la Ley del Heroico Cuerpo de Bomberos del Distrito Federal.

Estas Normas son de aplicación general para todo tipo de edificación con las especificaciones y excepciones que en ellas se indican, se incluyen las edificaciones prefabricadas permanentes destinadas a vivienda.

Señalan la aplicabilidad de otras disposiciones, tales como las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) y las Normas Mexicanas (NMX) cuando así procede. El cumplimiento de estas Normas queda bajo la responsabilidad de los Directores Responsables de Obra y de los Corresponsables, en su caso.

El proyecto arquitectónico para las edificaciones en el Municipio de Guadalupe, Zac. debe prever las condiciones, elementos y dispositivos de apoyo para diversos grupos de la sociedad como: personas con discapacidad, menores, gestantes, adultos mayores, y personas de talla baja, considerando los conceptos de accesibilidad y diseño universal.

Se recomienda consultar el Manual Técnico de Accesibilidad, editado por la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda del Gobierno del Distrito Federal y la NMX-R-050-SCFI, "Accesibilidad de las personas con discapacidad a espacios construidos de servicio al público - Especificaciones de seguridad".

2. OBJETIVO

Con estas Normas se pretende fijar los requisitos mínimos para el diseño y ejecución de las obras e instalaciones de edificación en el Municipio de Guadalupe, Zac., a fin de asegurar su buen funcionamiento y accesibilidad, respecto de la habitabilidad, higiene, servicios y

acondicionamiento ambiental; comunicación, evacuación y prevención de emergencias; integración al contexto e imagen urbana y de sus instalaciones hidráulicas, sanitarias, eléctricas, combustibles, telefónicas, de voz y datos; de acondicionamiento y expulsión de aire; así como establecer las especificaciones de diseño y construcción, y proporcionar al diseñador y al constructor las bases que faciliten su trabajo dentro de la práctica recomendada internacionalmente.

3. CAMPO DE APLICACIÓN

Estas Normas se aplicarán en todos los trabajos de diseño y ejecución de obras e instalaciones que realicen o pretendan realizar el Gobierno y los particulares, dentro del Municipio de Guadalupe, Zac.. En los casos de ampliaciones, modificaciones o reparaciones que alteren las condiciones originales del inmueble en cuanto a su distribución, aplicará todo lo previsto en el Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipios de Zacatecas para obra nueva.

4. TERMINOLOGÍA

A fin de aclarar al no especialista, y evitar posibles confusiones en el significado con que se utilizan algunos de los términos que se emplean en estas Normas, a continuación, se establece su significado y se proporciona un listado de los más usuales:

Accesibilidad: combinación de elementos constructivos y operativos que permiten a cualquier persona con discapacidad, entrar, desplazarse, salir, orientarse y comunicarse con el uso seguro, autónomo y cómodo en los espacios construidos, el mobiliario y equipo, el transporte, la información y las comunicaciones.

Acceso a la salida: sección de una ruta de evacuación que conduce a una salida.

Ayudas técnicas: dispositivos tecnológicos, materiales y asistencia humana o animal, que permiten habilitar, rehabilitar o compensar una o más limitaciones funcionales, motrices, sensoriales (auditiva y visual) o intelectuales de las personas con discapacidad. Pueden incluir: andadera, aparatos ortopédicos, bastón, muletas, silla de ruedas, bastón blanco y aparatos auditivos, entre otros.

Barreras: todo aquello que impida el libre desplazamiento y movilidad, o constituya un peligro para la seguridad de las personas.

Casas de huéspedes o pensiones: edificio o parte de un edificio que no califica como vivienda unifamiliar o bifamiliar, que provee acomodo para dormir a un total de 16 personas o menos, en forma transitoria o permanente, sin servicio de asistencia personal, con comidas o sin ellas, pero sin instalaciones separadas para cocinar para ocupantes individuales.

Contraste de color: contraste significativo entre el color del fondo y el frontal de un elemento, por ejemplo claro sobre fondo oscuro u oscuro sobre fondo claro. Se considera que un contraste del 70% entre caracteres y el fondo es adecuado para personas con baja visión.

Componentes de salida: incluyen puertas, pasillos o pasadizos, escaleras y rampas, que formen parte de una ruta de evacuación.

Descarga de la salida: sección de la ruta de evacuación entre la terminación de la salida y la vía pública.

Diseño universal: diseño de productos y entornos para ser usados por todas las personas, al máximo posible, sin adaptaciones o necesidad de un diseño especializado. Este concepto comprende una definición más amplia de lo que se conoce como accesibilidad para personas con discapacidad. Abarca que los entornos, productos y servicios que se ofrecen y usamos en nuestra vida diaria, sumando el acceso a las tecnologías de la información y las comunicaciones, deben estar disponibles para todos en igualdad de condiciones; como parte esencial para la adecuada integración de los diversos grupos de la sociedad. Este concepto busca que los entornos, desde su diseño incluyan uno o más de los siguientes principios:

- a) **Uso equitativo:** que los entornos puedan ser usados por personas con distintas capacidades físicas;
- b) **Uso flexible:** que los entornos se acomoden a un amplio rango de preferencias y habilidades individuales;
- c) **Uso simple e intuitivo:** que los entornos sean fáciles de entender, sin importar la experiencia, conocimientos, habilidades del lenguaje o nivel de concentración del usuario;
- d) **Información perceptible:** que los entornos transmitan la información necesaria al usuario para su desplazamiento, de forma efectiva sin importar las condiciones del ambiente o sus capacidades sensoriales;
- e) **Tolerancia al error:** que los entornos minimicen riesgos y consecuencias adversas de acciones involuntarias o accidentales;
- f) **Mínimo esfuerzo físico:** que los entornos puedan ser usados cómodamente y eficientemente minimizando la fatiga;
- g) **Adecuado tamaño de aproximación y uso:** que los componentes de las construcciones proporcionen un tamaño y espacio adecuado para el acercamiento, alcance, manipulación y uso, independientemente del tamaño corporal, postura o movilidad del usuario.

Dormitorio: edificio o espacio en un edificio en el que se provee, en una misma habitación o en una serie de habitaciones cercanas asociadas, acomodo grupal para dormir a más de 16 personas, que no son miembros de la misma familia, bajo una administración única y para el conjunto colectivo, con comidas o sin ellas, pero sin instalaciones individuales para cocinar.

Hotel: edificio o grupo de edificios bajo la misma administración en el que existe acomodo para que duerman más de 16 personas y usado principalmente por ocupantes transitorios como alojamiento, con comidas o sin ellas.

Ocupación para reuniones públicas: una ocupación utilizada para albergar 50 o más personas, para propósitos tales como deliberaciones, ceremonias religiosas, entretenimiento, comida, bebida, diversión o sala de espera para transportes; o utilizada como edificio especial de diversión, independientemente de la carga de ocupantes.

Ocupación educativa: ocupación utilizada con fines educativos hasta el equivalente a tercer grado de preparatoria, por 6 o más personas durante 4 o más horas diarias o más de 12 horas semanales.

Ocupación para guarderías: una ocupación en la cual, 4 o más clientes reciben asistencia, cuidado y supervisión de personas que no son sus parientes o tutores legales, durante menos de 24 horas diarias.

Ocupación sanitaria: una ocupación utilizada para ofrecer tratamiento médico o de otra clase, o para el cuidado de 4 o más personas cuando son en gran parte incapaces de su propia conservación, por razones de edad, discapacidad física o mental, o debido a que las medidas de seguridad no están bajo el control de los ocupantes.

Ocupación penitenciaria y correccional: una ocupación utilizada para alojar 4 o más individuos bajo distintos grados de reclusión o seguridad donde tales ocupantes son en gran medida incapaces de su propia conservación, debido a que las medidas de seguridad no están bajo su control.

Ocupación residencial: una ocupación en la que se proporciona alojamiento para dormir con fines distintos a sanitarios o penitenciarios y correccionales.

Ocupación industrial: ocupación en la cual se manufacturan productos o destinada a actividades tales como procesamiento, ensamblado, mezclado, embalaje, acabados, decorado o reparación.

Ocupación de oficinas: una ocupación utilizada para llevar cuentas y registros o de transacciones comerciales distintas a las mercantiles.

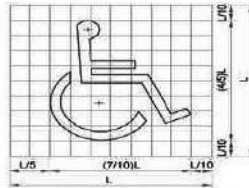
Ocupación para almacenamiento: ocupación utilizada principalmente para el almacenamiento o resguardo de bienes, mercancías, productos, vehículos o animales.

Ocupación mercantil: ocupación para la exhibición y venta de mercancías.

Pavimento táctil: elementos colocados sobre el pavimento, que forman parte integral de una ruta accesible, que presentan características estandarizadas con la finalidad de poder ser detectada por la pisada o usando bastón blanco. Deben informarle a la persona de situaciones de alerta y guiarla a lo largo de una ruta.

Persona con discapacidad: todo ser humano que presenta, temporal o permanentemente, alguna deficiencia parcial o total en sus facultades físicas, intelectuales o sensoriales, que le limitan la capacidad de realizar una o más actividades de la vida diaria, y que puede ser agravada por el entorno económico o social.

Símbolo internacional de accesibilidad: símbolo para indicar entradas accesibles, rutas accesibles, áreas de estacionamiento, sanitarios, teléfonos y demás lugares adaptados para personas con discapacidad. El símbolo consiste en una figura humana estilizada, de perfil sobre silla de ruedas y con cara hacia la derecha con las propiedades que muestra el **¡Error!** No se encuentra el origen de la referencia. de acuerdo con el ISO 7001. En su caso, se debe cumplir con lo dispuesto en las Normas Oficiales Mexicanas NOM-026-STPS, NOM-003-SEGOB y NOM-233-SSA1.



Dibujo U- A Proporción símbolo internacional de accesibilidad

Ruta accesible: camino o recorrido designado que sigue o deben seguir las personas con discapacidad.

Ruta de evacuación (o medio de egreso): un camino de recorrido continuo y sin obstrucciones desde cualquier punto en un edificio o estructura hasta una vía pública que consiste en tres partes separadas y distintas: el acceso a la salida, la salida y la descarga de salida.

Salida: sección de una ruta de evacuación que se encuentra separada de los demás espacios de un edificio mediante una construcción o un equipo para proporcionar una vía segura de recorrido hacia la descarga de la salida.

SECCIÓN SEGUNDA

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1. PERFIL DE LAS FACHADAS A LA VÍA PÚBLICA

1.1. Elementos que sobresalen del paramento

1.1.1. Fachadas

Los elementos arquitectónicos que constituyen el perfil de una fachada exterior, tales como pilastras, sardineles, marcos de puertas y ventanas situados a una altura menor de 2.50 m sobre el nivel de banqueta, podrán sobresalir del alineamiento hasta 0.10 m. Estos mismos elementos situados a una altura mayor, podrán sobresalir hasta 0.20 m.

1.1.2. Balcones

Los balcones o volúmenes situados a una altura mayor a 2.50 m podrán sobresalir del alineamiento hasta 0.60 m; cuando la banqueta tenga una anchura menor de 1.50 m los balcones podrán sobresalir del alineamiento hasta un máximo de 0.60 m, pero al igual que todos los elementos arquitectónicos deben ajustarse a las restricciones sobre distancia a líneas de transmisión que señale la Norma Oficial Mexicana NOM-001-SEDE, "Instalaciones eléctricas" y a las demás disposiciones aplicables sobre obras e instalaciones eléctricas.

Queda prohibida la construcción de balcones y volúmenes sobre las colindancias vecinas.

Queda prohibido cerrar o destinar a los balcones y los volúmenes que sobresalen del alineamiento como espacios habitables o complementarios para cualquier uso.

1.1.3. Marquesinas

Las marquesinas podrán sobresalir del alineamiento, el ancho de la banqueta disminuido en un metro, pero sin exceder de 0.75 m y no deben usarse como balcón cuando su construcción se proyecte sobre la vía pública y no se podrán construir locales cerrados sobre las mismas. Tampoco se permitirá construir marquesinas sobre los predios vecinos.

Todos los elementos de la marquesina deben estar situados a una altura mayor de 2.50 m sobre el nivel de la banqueta.

1.2. Estacionamientos

1.2.1. Cajones de estacionamiento

La cantidad de cajones que requiere una edificación estará en función del uso y destino de la misma, así como de las disposiciones que establezcan los Programas de Desarrollo Urbano correspondientes. En la Tabla 1.1 se indica la cantidad mínima de cajones de estacionamiento que corresponden al tipo y rango de las edificaciones.

Tabla 1.1

USO	RANGO O DESTINO	No. MÍNIMO DE CAJONES DE ESTACIONAMIENTO
HABITACIONAL		
UNIFAMILIAR	Hasta 120 m ²	1 por vivienda
	Más de 120 m ² hasta 250 m ²	1 por vivienda
	Más de 250 m ²	1 por vivienda
PLURIFAMILIAR (SIN ELEVADOR)	Hasta 65 m ²	1 por vivienda
	Más de 65 m ² hasta 120 m ²	1 por vivienda

	Más de 120 m2 hasta 250 m ²	1 por vivienda
	Más de 250 m ²	1 por vivienda
PLURIFAMILIAR (CON ELEVADOR)	Hasta 65 m2	1 por vivienda
	Más de 65 m 2 hasta 120 m2	1 por vivienda
	Más de 120 m2 hasta 250 m2	1 por vivienda
	Más de 250 m ²	1 por vivienda
COMERCIAL		

ABASTO Y ALMACENAMIENTO	Central de Abastos	1 por cada 150 m2 construidos
	Mercado	1 por cada 50 m2 construidos
	Bodega de productos perecederos	1 por cada 200 m2 construidos
	Bodega de productos no perecederos y bienes muebles	1 por cada 200 m2 construidos
	Depósito y comercialización de combustible	1 por cada 200 m2 de terreno
	Gasolineras y Verificentros	1 por cada 150 m2 de terreno
	Estaciones de gas carburante	1 por cada 150 m2 de terreno
	Rastros y frigoríficos	1 por cada 150 m2 construidos
	Exhibición y ferias comerciales temporales	1 por cada 70 m2 de terreno o de superficie ocupada
TIENDAS DE PRODUCTOS BÁSICOS Y DE ESPECIALIDADES	Venta de abarrotes, comestibles y comidas elaboradas sin comedor, molinos, panaderías, granos, forrajes, minisupers y misceláneas, mayores de 80 m2	1 por cada 50 m2 construidos
	Venta de artículos manufacturados, farmacias y boticas mayores a 80 m2	1 por cada 40 m2 construidos
	Venta de materiales de construcción y madererías	1 por cada 150 m2 de terreno
	Materiales eléctricos, de sanitarios, ferreterías, Vidrierías, refaccionarias y herrajes, mayores a 80 m2	1 por cada 50 m2 construidos
TIENDAS DE AUTOSERVICIO	Tiendas de autoservicio	1 por cada 40 m2 construidos
TIENDAS DEPARTAMENTALES	Tiendas de departamentos	1 por cada 40 m2 construidos
CENTROS COMERCIALES	Centro comercial	1 por cada 40 m2 construidos

AGENCIAS TALLERES DE REPARACIÓN	Y	Venta y renta de vehículos y maquinaria	1 por cada 80 m2 construidos
		Talleres automotrices, llanteras, lavado, lubricación y mantenimiento automotriz	1 por cada 80 m2 construidos
		Talleres de reparación de maquinaria, de lavadoras, de refrigeradores y de bicicletas, mayores a 80 m2	1 por cada 80 m2 construidos
TIENDAS SERVICIOS DE		Baños públicos	1 por cada 40 m2 construidos
		Gimnasios y adiestramiento físico	1 por cada 40 m2 construidos
		Salas de belleza, estéticas, peluquerías, lavanderías, tintorerías, sastrerías, laboratorios y estudios fotográficos mayores a 80 m2	1 por cada 40 m2 construidos
		Servicios de alquiler de artículos en general, mudanzas y paquetería	1 por cada 40 m2 construidos
SERVICIOS			
ADMINISTRACIÓN		Oficinas, despachos y consultorios mayores a 80 m2	1 por cada 30 m2 construidos
		Representaciones oficiales, embajadas y oficinas consulares	1 por cada 100 m2 construidos
		Bancos y casas de cambio mayores a 80 m2	1 por cada 30 m2 construidos
HOSPITALES		Hospital de urgencias, de especialidades, general y centro médico	1 por cada 50 m2 construidos
CENTROS DE SALUD		Centros de salud, clínicas de urgencias y clínicas en general	1 por cada 50 m2 construidos
		Laboratorios dentales, de análisis clínicos y radiografías	1 por cada 50 m2 construidos
ASISTENCIA SOCIAL		Asilos de ancianos, casas de cuna y otras instituciones de asistencia	1 por cada 50 m2 construidos
ASISTENCIA ANIMAL		Veterinarias y tiendas de animales	1 por cada 75 m2 construidos
		Centros antirrábicos, clínicas y hospitales veterinarios	1 por cada 75 m2 construidos
EDUCACIÓN ELEMENTAL		Guarderías, jardines de niños y escuelas para niños atípicos	1 por cada 40 m2 construidos
		Escuelas Primarias	1 por cada 60 m2 construidos
EDUCACIÓN MEDIA, MEDIA SUPERIOR,		Academias de danza, belleza, contabilidad y computación	1 por cada 60 m2 construidos

SUPERIOR E INSTITUCIONES CIENTÍFICAS	Escuelas secundarias y secundarias técnicas	1 por cada 60 m2 construidos
	Escuelas preparatorias, institutos técnicos, centros de capacitación CCH, CONALEP, vocacionales y escuelas normales	1 por cada 60 m2 construidos
	Politécnicos, tecnológicos, universidades	1 por cada 40 m2 construidos
	Centros de estudio de postgrado	1 por cada 25 m2 construidos
EXHIBICIONES	Galerías de arte, museos, centros de exposiciones permanente o temporales a cubierto	1 por cada 40 m2 cubiertos
	Exposiciones permanentes o temporales al aire libre (sitios históricos)	1 por cada 100 m2 de terreno
CENTROS DE INFORMACIÓN	Bibliotecas	1 por cada 60 m2 construidos
INSTITUCIONES RELIGIOSAS	Templos y lugares para culto	1 por cada 40 m2 construidos
	Instalaciones religiosas, seminarios y conventos	1 por cada 60 m2 construidos
ALIMENTOS Y BEBIDAS	Cafeterías, cafeterías con internet, fondas mayores de 80 m2	1 por cada 30 m2 construidos
	Restaurantes mayores de 80 m2 y hasta 200 m2	1 por cada 15 m2 construidos
	Centros nocturnos y discotecas	1 por cada 7.5 m2 construidos
	Cantinas, bares, cervecerías, pulquerías y videobares	1 por cada 10 m2 construidos
	Restaurantes mayores de 200 m2	1 por cada 10 m2 construidos
ENTRETENIMIENTO	Circos y ferias	1 por cada 70 m2 de terreno
	Auditorios, teatros, cines, salas de conciertos, cineteca, centros de convenciones	1 por cada 20 m2 construidos
RECREACIÓN SOCIAL	Centros comunitarios, culturales, salones y jardines para fiestas infantiles	1 por cada 40 m2 construidos (o de terreno en el caso de los jardines)
	Clubes sociales, salones y jardines para banquetes	1 por cada 20 m2 construidos (o de terreno en el caso de los jardines)
DEPORTES Y RECREACIÓN	Lienzos charros y clubes campestres	1 por cada 40 m2 construidos
	Centros deportivos	1 por cada 75 m2 construidos

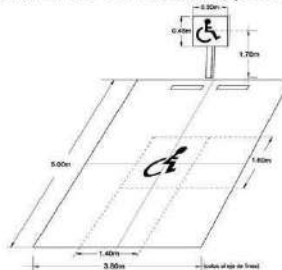
	Estadios, hipódromos, autódromos, galgódromos, velódromos, arenas taurinas y campos de tiro	1 por cada 75 m2 construidos
	Boliches y pistas de patinaje	1 por cada 40 m2 construidos
	Billares, salones de juegos electrónicos y de mesa sin apuestas, mayores de 80 m2	1 por cada 10 m2 construidos
ALOJAMIENTO	Hoteles y moteles	1 por cada 50 m2 construidos
POLICÍA	Garitas y casetas de vigilancia	1 por cada 100 m2 construidos
	Encierro de vehículos, estaciones de policía y agencias ministeriales	1 por cada 100 m2 construidos
BOMBEROS	Estación de bomberos	1 por cada 200 m2 construidos
RECLUSORIOS	Centros de readaptación social y de integración familiar y reformatorio	1 por cada 100 m2 construidos
EMERGENCIAS	Puestos de socorro y centrales de ambulancias	1 por cada 100 m2 construidos
FUNERARIOS	Cementerios y crematorios	1 por cada 200 m2 construidos (hasta 1000 fosas) y de 1 por cada 500 m2 de terreno (más de 1000 fosas)
	Agencias funerarias y de inhumación	1 por cada 30 m2 construidos
TRANSPORTES TERRESTRES	Terminal de autotransporte urbano y foráneo	1 por cada 50 m2 construidos
	Terminales de carga	1 por cada 200 m2 construidos
	Estaciones de sistema de transporte colectivo	1 por cada 200 m2 construidos
	Encierro y mantenimiento de vehículos	1 por cada 100 m2 construidos
	Terminales del sistema de transporte colectivo	1 por cada 20 m2 construidos
TRANSPORTES AÉREOS	Terminales aéreas (incluye servicio de helicóptero para renta)	1 por cada 20 m2 construidos
	Helipuertos (plataforma en azotea), no se permite en zona de estacionamiento	No requiere
COMUNICACIONES	Agencias de correos, telégrafos y teléfonos	1 por cada 30 m2 construidos
	Centrales telefónicas y de correos, telégrafos con atención al público	1 por cada 30 m2 construidos
	Centrales telefónicas sin atención al público	1 por cada 100 m2 construidos
	Estación de radio o televisión, con auditorio y estudios cinematográficos	1 por cada 30 m2 construidos

	Estaciones repetidoras de comunicación celular	No requiere
INDUSTRIA		
	Micro-industria, industria doméstica y de alta tecnología	1 por cada 100 m2 construidos
INDUSTRIA	Industria vecina y pequeña	1 por cada 100 m2 construidos
INFRAESTRUCTURA		
	Estaciones y subestaciones eléctricas	1 por cada 200 m2 construidos
INFRAESTRUCTURA	Estaciones de transferencia de basura	1 por cada 200 m2 construidos
ESPACIOS ABIERTOS		
	Plazas y explanadas	1 por cada 100 m2 construidos
	Jardines y parques	1 por cada 1000 m2 de terreno (hasta 50 ha) y 1 por cada 10,000 m2 (más de 50 ha)
SUELO DE CONSERVACIÓN		
AGROINDUSTRIA	Todas las instalaciones necesarias para la transformación industrial o biotecnológica de la producción rural de acuerdo con la normatividad vigente	1 por cada 100 m2 construidos
INFRAESTRUCTURA	Bordos y presas	No requiere
	Centrales de maquinaria agrícola	1 por cada 100 m2 construidos
FORESTAL	Campos para silvicultura	No requiere
	Campos experimentales	No requiere
	Viveros (Solo para áreas administrativas)	No requiere (1 por cada 100 m2 construidos)
PISCÍCOLA	Viveros (Solo para áreas administrativas)	No requiere (1 por cada 100 m2 construidos)
	Laboratorios	1 por cada 75 m2 construidos
	Estanques, presas y bordos	No requiere
	Bodegas para implementos y alimenticios	1 por cada 200 m2 construidos
AGRÍCOLA	Campos de cultivos anuales de estación y de plantación	No requiere
	Viveros, hortalizas, invernaderos e instalaciones hidropónicas o de cultivo biotecnológicos	1 por cada 100 m2 construidos
PECUARIA	Prados, potreros y aguajes	No requiere
	Zahúrdas, establos y corrales	No requiere
	Laboratorios e instalaciones de asistencia animal	1 por cada 100 m2 construidos

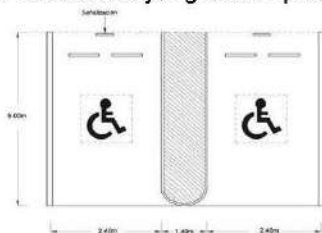
CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 1.1

- I. Cuando se hace referencia a vivienda o a metros cuadrados construidos, se considera la totalidad de la superficie construida cubierta de todos los niveles, excluyendo únicamente la destinada al estacionamiento, en su caso, las graderías se consideran como superficie construida;
- II. La demanda total de cajones de estacionamiento de un inmueble con dos o más usos, será la suma de las demandas de cada uno de ellos. Para el cálculo de la demanda el porcentaje mayor a 0.50 se considera como un cajón;
- III. La demandade cajones de estacionamiento para los usos o destinos indicados en la Tabla, será por local o cuando la suma de locales sea mayor a 80.00m²;
- IV. Las medidas de los cajones de estacionamientos para vehículos serán de 5.00m por 2.40m. Se permitirá hasta el sesenta por ciento de los cajones para automóviles chicos con medidas de 4.20m por 2.20m. Estas medidas no incluyen las áreas de circulación necesarias;
- V. Cuando el estacionamiento sea en "cordón", el espacio para el acomodo de vehiculosseráde6.00m por 2.40m. Se aceptarán hasta un sesenta por ciento de los cajones para automóviles chicos con medidas de 4.80m por 2.00m. Estas medidas no incluyen las áreas de circulación necesarias;
- VI. Los estacionamientos públicos y privados deben destinar un cajón con dimensiones de 3.80m por 5.00m de cada veinticinco o fracción a partir de doce, para uso exclusivo de personas con discapacidad. Cuando existan dos cajones juntos para uso exclusivo de personas con discapacidad se puede resolver en pares con dimensiones de cada cajón de 2.40m por 5.00m y una franja peatonal entre los dos cajones y en sentido longitudinal a ellos que deberá medir mínimo 1.40m por 5.00m siempre y cuando, dichos cajones se encuentren perpendiculares a la circulación vial. Dichos cajones deben cumplir con las siguientes condiciones:
- a) El pavimento debe ser firme, de materiales lisos y antiderrapantes. Evitar el uso de adoquines huecos tipo "adopasto";
 - b) Estar ubicados lo más cerca posible del acceso a la edificación o zona de elevadores;
 - c) Adyacentes a una ruta accesible que se dirija hacia el acceso a la edificación. Cuando la ruta, cruce el arroyo vehicular debe estar marcada con franjas peatonales diagonales de color contrastante con el pavimento;
 - d) Debe estar señalado con el símbolo internacional de accesibilidad en el pavimento con una altura de 1.60m y al centro del cajón;

- e) Contar con un letrero vertical con dimensiones mínimas de 0.30 por 0.45m a una altura de 1.70m sobre el pavimento al centro del símbolo internacional de accesibilidad. Debe estar colocado de forma que sea visible a los conductores, pero que no constituya un obstáculo;



Dibujo 1.2.1.A-A. Cajón grande – perspectiva



Dibujo 1.2.1.B Cajones pares – planta

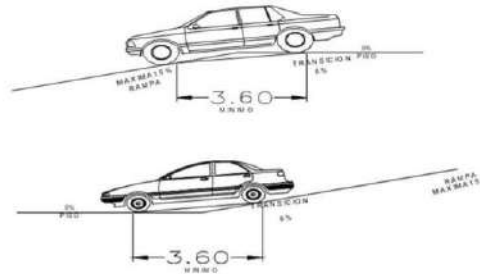
- VII. El ancho mínimo de los cajones para camiones y autobuses será de 3.50m para estacionamiento en batería o de 3.00m en cordón; la longitud del cajón debe ser resultado de un análisis del tipo de vehículos dominantes;
- VIII. En los estacionamientos públicos o privados que no sean de autoservicio, podrán permitirse que los espacios se dispongan de tal manera que para sacar un vehículo se mueva un máximo de dos;
- IX. No se permiten cajones de estacionamiento en rampas con pendiente mayor al 8%. En caso de cajones de estacionamiento exclusivos para personas con discapacidad, la pendiente máxima es del 4%;
- X. La demanda de cajones de estacionamiento de usos no establecidos en la Tabla será homologada por el Director Responsable de Obra, quien debe incluir en la Memoria Descriptiva su justificación;
- XI. Las edificaciones que requieran de estudio de impacto urbano se sujetarán al dictamen emitido por la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, de acuerdo con el procedimiento

establecido en el Reglamento de la Ley de Desarrollo Urbano del Municipio de Guadalupe, Zac.;

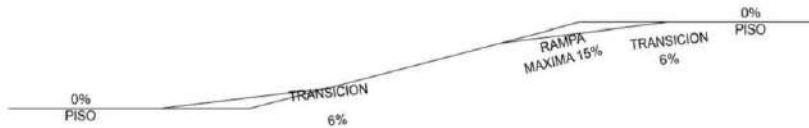
- XII. Las edificaciones existentes que pretendan cambiar el uso o destino y que no cumplan con la totalidad de los cajones de estacionamiento dentro de sus predios, podrán usar para tal efecto otros predios, siempre y cuando no se encuentren a una distancia mayor de 300.00m y no se atraviesen carriles confinados y demuestren a la Administración que cuentan con los cajones necesarios para cubrir la demanda total de estacionamiento; en ambos casos se deben colocar letreros señalando la ubicación del estacionamiento y la edificación a la que dan servicio;
- XIII. En los inmuebles y zonas declarados monumentos históricos o artísticos por el Instituto Nacional de Antropología e Historia o por el Instituto Nacional de Bellas Artes, se eximirá a juicio de la Administración, una parte o la totalidad de los cajones de estacionamiento;
- XIV. La altura libre mínima en la entrada y dentro de los estacionamientos, incluyendo pasillos de circulación, áreas de espera, cajones y rampas, será no menor de 2.20m;
- XV. Las edificaciones destinadas a agencias del ministerio público, tribunales y juzgados, deben proporcionar un área adicional para vehículos siniestrados;
- XVI. Los locales comerciales a partir de 240.00 m², las tiendas de autoservicio y departamentales, los centros comerciales y los mercados contarán con una zona de maniobra de carga y descarga de 1.00 m² por cada 40.00 m² de construcción de bodegas y/o frigoríficos, cuya superficie mínima será de 15.00 m²;
- XVII. En las edificaciones destinadas a talleres automotrices, llanteras y similares, no se considerará el área de reparación como espacio de estacionamiento;
- XVIII. Las edificaciones destinadas a la educación, excepto las guarderías, y jardines para niños, deben tener área de estacionamiento exclusiva para transporte escolar;
- XIX. En los edificios de servicio de salud y asistencia (hospitales, clínicas, centros de salud o sanatorios), cumplirán adicionalmente con las siguientes disposiciones:
- a) El servicio de urgencias debe estar provisto de un espacio independiente para ambulancias;
 - b) Las edificaciones mayores a 1,000.00m² deben contar con un estacionamiento independiente para vehículos de transporte de desechos sólidos; y
 - c) A partir de 200 camas deben contar con un helipuerto de emergencia, adicionalmente, estas edificaciones deben tener un acceso libre para vehículos desde la vía pública en el que se puedan dejar y recoger usuarios de emergencia.
- XX. Para cubrir la demanda de cajones de estacionamiento requerida y resolver adecuadamente las circulaciones, se podrán utilizar equipos mecánicos en interiores y exteriores como plataformas giratorias, eleva-autos para un auto, así como elevadores

para autos (montacargas) en lugar de las rampas. El Director Responsable de Obra debe incluir en la Memoria Descriptiva su justificación y las dimensiones de los equipos y de los espacios correspondientes;

- XXI. Las circulaciones verticales para los usuarios y para el personal de los estacionamientos públicos deben estar separadas entre sí y de las destinadas a los vehículos; deben ubicarse en lugares independientes de la zona de recepción y entrega de vehículos y deben cumplir con lo dispuesto para escaleras en estas Normas;
- XXII. Las circulaciones para vehículos en estacionamientos públicos deben estar separadas de las destinadas a los peatones;
- XXIII. Los estacionamientos públicos deben tener carriles separados debidamente señalados para la entrada y salida de los vehículos, con una anchura mínima de 2.50m cada uno, en el caso de circular autobuses o camiones éstos deben tener una anchura mínima de 3.50m; en los estacionamientos privados de hasta 60 cajones, se admite que tengan un solo carril de entrada y salida;
- XXIV. Los estacionamientos públicos tendrán áreas de espera techadas para la entrega y recepción de vehículos ubicadas a cada lado de los carriles a que se refiere la fracción anterior, con una longitud mínima de 4.50m, una anchura no menor de 1.20m y el piso terminado estará elevado por lo menos 0.15m sobre la superficie de rodamiento de los vehículos;
- XXV. Los estacionamientos públicos tendrán una caseta de control anexa a las áreas de espera para el público, situada a una distancia no menor de 4.50m del alineamiento y con una superficie mínima de 1.00m²;
- XXVI. Las rampas para los vehículos tendrán una pendiente máxima de 15%;
- XXVII. Las rampas de los estacionamientos tendrán una anchura mínima en rectas de 2.50m y en curvas de 3.50m, el radio mínimo en curvas medido al eje de la rampa será de 7.50m. Las rampas con pendientes superiores al 12%, al inicio y al término de la pendiente donde los planos de cada piso se cruzan con el piso de la rampa, deben tener una zona de transición con una pendiente intermedia del 6% en un tramo horizontal de 3.60 m de longitud (ver Dibujos 1.2.1-C y 1.2.1-D);



Dibujo 1.2.1.C. Transición en rampas



Dibujo 1.2.1.D. Transición en rampas

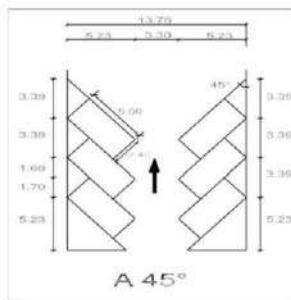
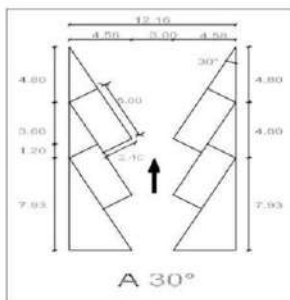
- XXVIII. En los estacionamientos deben existir protecciones adecuadas en rampas, colindancias, fachadas y elementos estructurales, con dispositivos capaces de resistir los posibles impactos de los automóviles;
- XXIX. Las rampas estarán delimitadas por una guarnición con una altura de 0.15m y una banqueta de protección con una anchura mínima de 0.30m en rectas y de 0.50m en curva; en este último caso, debe existir un pretil de 0.60m de altura por lo menos;
- XXX. Las columnas y muros que limiten los carriles de circulación de vehículos deben tener una banqueta de 0.15m de altura y 0.30m de anchura, con los ángulos redondeados;
- XXXI. Las rampas en los estacionamientos no deben sobresalir del alineamiento;
- XXXII. Todos los estacionamientos públicos deben tener servicios sanitarios de acuerdo a la Tabla 3.2 correspondiente de esta Norma;
- XXXIII. Los predios que se ubiquen en esquina deben tener la entrada y salida para vehículos sobre la calle de menor flujo vehicular y quedar lo más alejado posible de la esquina; la entrada debe estar antes de la salida según el sentido del tránsito de la calle; y
- XXXIV. En los estacionamientos, excepto los destinados a vivienda, se debe colocar señalamiento horizontal y vertical relativo a los sentidos de la circulación vehicular y de información al peatón.

1.2.2. Ancho de los pasillos de circulación

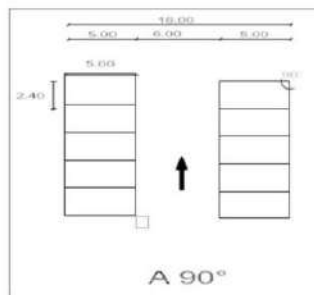
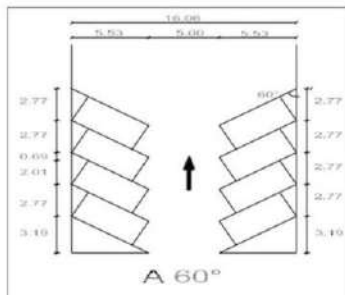
En los estacionamientos se debe dejar pasillos para la circulación de los vehículos de conformidad con lo establecido en la Tabla 1.2 (ver Dibujos 1.2.2-A al 1.2.2-D).

TABLA 1.2

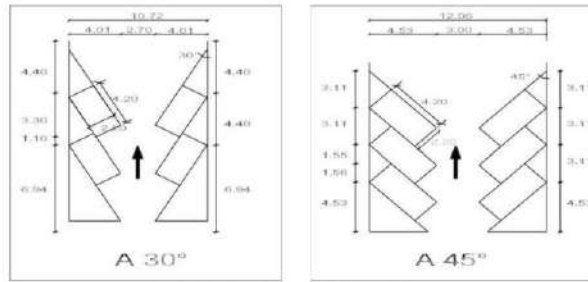
ANGULO DEL CAJÓN	AUTOS GRANDES (ancho en metros)	AUTOS CHICOS (ancho en metros)
30°	3.00	2.70
45°	3.30	3.00
60°	5.00	4.00
90°	6.00	5.00
90°	6.50 (en los dos sentidos)	5.50 (en los dos sentidos)



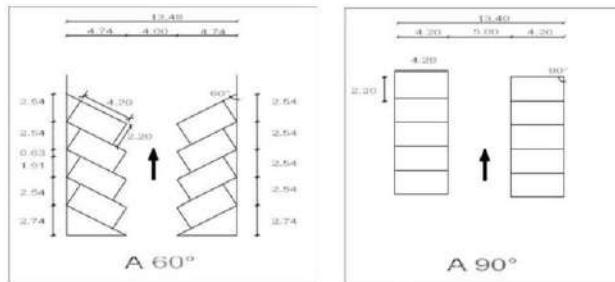
Dibujos 1.2.2.A. Autos grandes



Dibujos 1.2.2.B. Autos grandes



Dibujo 1.2.2.C. Autos chicos



Dibujo 1.2.2.D Autos chicos

NMX-R-050-SCFI Accesibilidad de las personas con discapacidad a espacios construidos de servicio al público - Especificaciones de seguridad

NOM-233-SSA1 Que establece los requisitos arquitectónicos para facilitar el acceso, tránsito, uso y permanencia de las personas con discapacidad en establecimientos de atención médica ambulatoria y hospitalaria del Sistema Nacional de Salud.

CAPÍTULO 2

2. HABITABILIDAD, ACCESIBILIDAD Y FUNCIONAMIENTO

2.1. Dimensiones y características de los locales en las edificaciones

La altura máxima de entrepiso en las edificaciones será de 3.60m, excepto los casos que se señalen en la Tabla 2.1 y en los estacionamientos que incorporen eleva-autos. En caso de exceder esta altura se tomará como equivalente a dos niveles construidos para efectos de la clasificación de usos y destinos y para la dotación de elevadores.

Las dimensiones y características mínimas con que deben contar los locales en las edificaciones según su uso o destino se determinan conforme a los parámetros que se establecen en la siguiente tabla.

Tabla 2.1

TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	Área mínima (En m ² o indicador mínimo)	Lado mínimo (En metros)	Altura mínima (En metros)	Obs.
HABITACIONAL					
VIVIENDA UNIFAMILIAR VIVIENDA PLURIFAMILIAR	Recámara principal	7.30	2.70	2.30	
	Recámaras adicionales, alcoba, cuarto de servicio y otros espacios habitables	7.30	2.7	2.30	
	Sala o estancia	7.30	3.2	2.30	
	Comedor	6.30	3.20	2.30	
	Sala-comedor	13.00	3.20	2.30	
	Cocina	3.00	1.75	2.30	
	Cocineta integrada a estancia o a comedor	-	2.00	2.30	(a)
	Cuarto de lavado	1.68	1.40	2.10	
	Baños y sanitarios	-	-	2.10	(b)
Estancia o espacio único habitable	25.00	2.70	2.30		
COMERCIAL					
ABASTO Y ALMACENAMIENTO	Bodegas	9.00	2.60	2.70	
	Mercado: Puestos sin preparación de alimento Puestos con preparación de alimento	2.25	1.50	3.00	
		3.00	1.50	3.00	
	Locales	6.00	2.00	2.50	
	Gasolineras con bombas de servicio al público	Pemex	Pemex	Pemex	
TIENDAS DE PRODUCTOS BÁSICOS Y	Locales hasta 250m ²	-	-	2.30	
	de más de 250m ²	-	-	2.50	
ESPECIALIDADES					

TIENDAS DE AUTOSERVICIO	Área de ventas: hasta 250m ²	-	-	2.50	
	de 251 a 2500m ²	-	-	2.70	
	más de 2500m ²	-	-	3.00	
TIENDAS DE DEPARTAMENTOS Y CENTROS COMERCIALES	Área de ventas hasta 2,500m ²	-	-	2.70	
	de 2,501 a 5,000m ²	-	-	3.00	
	de 5,001 a 10,000m ²	-	-	4.00	
	más de 10,000m ²	-	-	5.00	
AGENCIAS Y TALLERES DE REPARACIÓN (venta o renta de materiales y vehículos)	Ventas a cubierto hasta 50m ² más de 250m ²	-	-	2.50	
		-	-	2.70	
	Áreas de trabajo a cubierto hasta 250m ² más de 250m ²	10.00m ³ /trabajador	DRO	DRO	
		10.00m ³ /trabajador	DRO	DRO	
TIENDAS DE SERVICIOS	Baños públicos: regaderas individuales y vestidores individuales	2.00m ²	0.90	2.50	
	Otros servicios: hasta 250m ²	-	-	2.50	
SERVICIOS					
ADMINISTRACIÓN (bancos, casas de bolsa, casas de cambio y oficinas privadas y públicas)	Suma de áreas de trabajo en el mismo nivel:				(c)
	Hasta 250m ²	5.00m ² /empleado	-	2.30	
	de 251 a 2,500m ²	6.00m ² /empleado	-	2.50	
	de 2,501 a 5,000m ²	7.00m ² /empleado	-	2.70	
	más de 5,000m ²	8.00m ² /empleado	-	3.00	
HOSPITALES Y CENTROS DE SALUD	Consultorios	6.00	2.40	2.30	
	Cuartos de encamados individuales	7.30m ² /cama	2.70	2.30	
	comunes 2 a 3 camas	6.00m ² /cama	3.30	2.30	

	comunes 4 o más camas	5.50m ² /cama	5.00	2.40	
	Salas de operación, laboratorios y demás locales	DRO	DRO	DRO	
	Servicios médicos de urgencia (públicos y privados)	DRO	DRO	2.40	
ASISTENCIA SOCIAL	Asilos de ancianos, casas de cuna y otras instituciones de asistencia	DRO	DRO	2.30	
ASISTENCIA ANIMAL	Áreas de trabajo	DRO	DRO	DRO	
EDUCACIÓN ELEMENTAL (preescolar)	Áreas de lactantes	0.50m ² /lactante	-	2.30	
	Aulas preescolares	0.60m ² /alumno	-	2.50	
	Áreas de esparcimiento al aire libre	0.60m ² /alumno	-	2.30	
EDUCACIÓN PRIMARIA Y MEDIA	Superficie del predio	2.50m ² /alumno	-	-	
	Aulas	0.90m ² /alumno	-	2.70	
EDUCACIÓN MEDIA SUPERIOR, SUPERIOR Y EDUCACIÓN INFORMAL E INSTITUCIONES CIENTÍFICAS	Superficie del predio	3.00m ² /alumno	-	-	
	Aulas	0.90m ² /alumno	-	2.70	
	Áreas de esparcimiento al aire libre	1.00m ² /alumno	-	-	
	Cubículos cerrados	6.00m ² /alumno	-	2.30	

	Cubículos abiertos	5.00m ² /alumno	-	2.30	
	Laboratorios	DRO	DRO	-	
EXHIBICIONES	Galerías y museos	-	-	3.00	(i)
CENTROS DE INFORMACIÓN (Bibliotecas)	Hasta 250m ²		-	2.30	
	Más de 250m ²		-	2.50	
INSTITUCIONES RELIGIOSAS	Hasta 250 personas	0.50m ² /asiento 1.75m ³ /asiento	0.45m / asiento	2.50	(f, g)
	Más de 250 personas	0.70m ² /asiento 3.00m ³ /asiento	0.50 m / asiento	3.00	
ALIMENTOS Y BEBIDAS	Bares y locales de comida rápida:	0.50m ² /comensal	-	2.50	(e)
	Área de comensales	0.10 m ² /comensal	-	2.30	

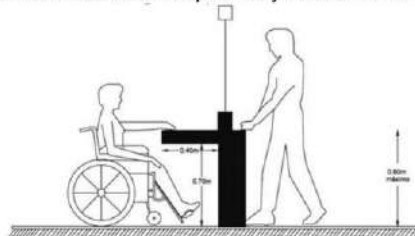
	Área de cocina y servicios				
	Los demás locales de alimentos:	1.00 m2/comensal	-	2.70	
	Área de comensales sentados	0.40 m2/comensal	-	2.30	
	Área de servicios				
ENTRETENIMIENTO	Auditorios, teatros, cines, salas de concierto, centros de convenciones Hasta 250 personas	0.50 m2/persona 1.75 m3/persona	0.45m/asiento	2.50	(g, h, i)
	Más de 250 personas	0.70 m2/persona 3.00 m3/persona	0.50m/asiento	3.00	
DEPORTES RECREACIÓN	Canchas o Instalaciones de prácticas y exhibiciones	DRO	DRO	DRO	
	Graderías	0.50 m2/asiento	0.45m/asiento	2.50	
ALOJAMIENTO	Hoteles y moteles: Cuartos	7.00m2	2.40	2.30	
	Residencias colectivas y casa de huéspedes: Dormitorios individuales	6.00	2.20	2.30	
	Dormitorios comunes: hasta 250 personas	10.00m3/persona	-	2.30	(d)
	más de 250 personas	12.00 m3/persona	-	2.30	
	Albergues juveniles Dormitorios comunes	10.00 m3/persona	-	2.30	
	Campamentos para remolques y campismo	DRO	DRO	DRO	
POLICÍA BOMBEROS	Áreas administrativas	5.00m2/empleado		2.30	
	Dormitorios comunes	10.00m3 /persona		2.30	

RECLUSORIOS	Celdas individuales	5.00m ²	2.00	2.30	
	Celdas comunes	3.00m ³ /interno	2.70	2.30	
EMERGENCIAS		DRO	DRO	DRO	
FUNERARIOS					
AGENCIAS FUNERARIAS	Salas de velación, crematorios y mausoleos	1.00 m ² /persona	-	2.70	
TRANSPORTES TERRESTRES	Estacionamientos privados y públicos	-	-	2.20	
	Estacionamiento para autobuses y ambulancias, en hoteles, centros escolares u hospitales	DRO	DRO	DRO	
COMUNICACIONES		DRO	DRO	2.30	
INDUSTRIA					
	Todo tipo de industria	2.00m ² /trabajador	DRO	DRO	
	Área de trabajo	o 10.00m ³ /trabajador			

2.1.1. Condiciones complementarias a la tabla 2.1

I. En comedores de uso público, restaurantes, y bares, así como comedores para empleados, en donde existan mesas, se destinará una por cada 10 y al menos dos mesas, lo que sea mayor para el uso de personas con discapacidad; adyacentes a una ruta accesible.

II. En lugares de uso público donde se proporcione atención, información, recepción de pagos o similares, se contará al menos con un módulo o taquilla, con un espacio libre inferior de 0.40m de profundidad por 0.70m de altura y una altura a la cubierta superior de máximo 0.80m para uso de personas en silla de ruedas, niños y personas de talla baja la cual estará adyacente a una ruta accesible desde la vía pública y estacionamiento;



Dibujos 2.1.1.A. Mostrador - vista lateral

III. En los pasillos entre asientos (sillas, butacas o gradas) deben destinarse dos espacios por cada cien asistentes o fracción, a partir de sesenta, para uso exclusivo de personas en silla de ruedas y cumplir las siguientes características:

- a) Cada espacio medirá 0.80m de frente y 1.30m de longitud, libre de butacas fijas. Se pueden colocar asientos removibles o abatibles en dicho espacio para que pueda ser utilizado en caso de que no asistan personas en silla de ruedas;
- b) El piso debe ser horizontal, antiderrapante, no invadir las circulaciones y estar adyacente a una ruta accesible conectada con los accesos o las salidas;
- c) Los espacios ubicados junto a un cambio de nivel deben contar con una protección a mínimo 0.05m de altura;
- d) Si se colocan pasamanos o barandales, no deben interferir con la línea de visión;
- e) Deben estar señalizados en el piso con el símbolo internacional de accesibilidad;
- f) Se debe proporcionar al menos un asiento para acompañante junto al espacio para silla de ruedas. Estos asientos deben ser equivalentes en tamaño, calidad, confort y amenidades a los demás asientos. La ubicación del asiento para acompañantes no debe interrumpir el acceso al espacio sobre silla de ruedas desde la ruta accesible; y
- g) Los espacios para silla de ruedas pueden agruparse en pares. Cuando la capacidad de la edificación es mayor a 300 espectadores se proporcionará más de una ubicación para dichos espacios. Los espacios para silla de ruedas deben formar parte integral de la planeación, y evitar ser relegados al frente y a la parte trasera de toda el área de asientos.

IV. Las literales que aparecen en la columna de observaciones indican lo siguiente:

- a) La dimensión de lado se refiere a la longitud de la cocineta;
- b) Las dimensiones libres mínimas para los espacios de los muebles sanitarios se establecen en la Tabla 3.3 de estas Normas;
- c) Se incluyen privados, salas de reunión, áreas de apoyo y circulaciones internas entre las áreas amuebladas para el trabajo de oficina;
- d) El factor de cálculo en m³, permitirá dimensionar el espacio mínimo necesario considerando indistintamente, personas en camas, catres o literas;
- e) El factor de cálculo considera comensales en mesas. Serán aceptables los factores de cálculo menores en casos de comensales en barras, o de pie, cuando el proyecto identifique y numere los lugares respectivos;

- f) El factor de cálculo en m^2 /persona, incluye áreas de concurrentes sentados, espacios de culto tales como altares y circulaciones dentro de las áreas de culto, sin incluir presbiterio, coro, santuarios o altares laterales;
- g) Determinada la capacidad del templo, o centro de entretenimiento, aplicando el factor de cálculo de m^2 /persona, la altura promedio se determinará aplicando el factor de cálculo de m^3 /persona, sin perjuicio de observar la altura mínima aceptable;
- h) El factor de cálculo de m^2 /persona, incluye áreas de escena o representación, áreas de espectadores sentados, y circulaciones dentro de las salas;
- i) El factor de cálculo se refiere a la concentración máxima simultánea de visitantes y personal previsto, e incluye áreas de exposición y circulaciones; y
- j) Las taquillas tendrán un área mínima de $1.00m^2$ y una altura de $2.10m$ y se colocarán ajustándose al factor de cálculo de una por cada 1500 personas o fracción sin dar directamente a la calle y sin obstruir la circulación de los accesos;

v. Las siglas DRO indican que el Director Responsable de Obra debe fundamentar expresamente las dimensiones de los locales característicos que definen el uso principal del inmueble, consignando su razonamiento en la Memoria Descriptiva a que se refiere el Título III del Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipios de Zacatecas, en su caso, debe contar con la aprobación del Corresponsable en Diseño Urbano y Arquitectónico; y

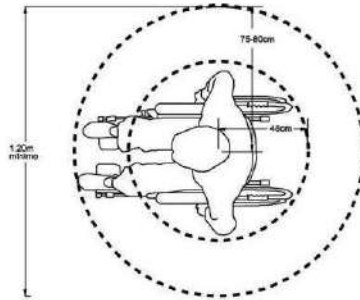
vi. En los casos que se señalan dos o más indicadores para un mismo tipo de local, el dimensionamiento mínimo debe responder a todos los parámetros.

2.2. Accesibilidad en las edificaciones

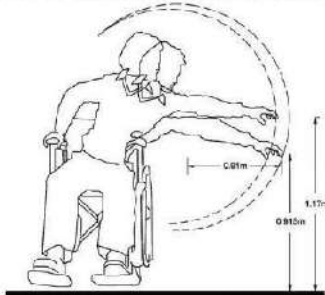
Las características de accesibilidad para personas con discapacidad se establecen en los apartados de estacionamientos en el Capítulo 1, habitabilidad, accesibilidad y funcionamiento, en el Capítulo 2, servicios sanitarios en el Capítulo 3 y comunicación, evacuación y prevención de emergencias en el Capítulo 4.

2.2.1. Accesibilidad a los servicios en edificios de atención al público

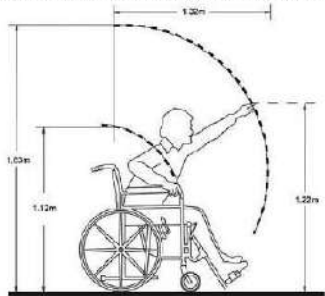
Los edificios de atención al público deben garantizar que las personas con discapacidad puedan acceder mediante una ruta accesible, utilizando los mismos servicios que las otras personas ya sean visitantes o empleados del inmueble considerando las medidas antropométricas indicadas en los Dibujos 2.2.1-A al 2.2.1-G.



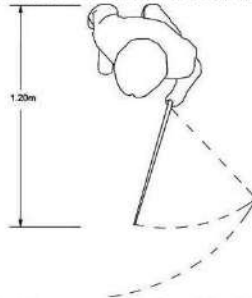
Dibujo 2.2.1.A. Persona en silla de ruedas - planta



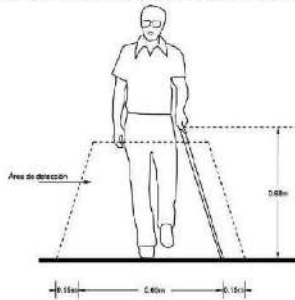
Dibujo 2.2.1.B. Persona en silla de ruedas - vista frontal



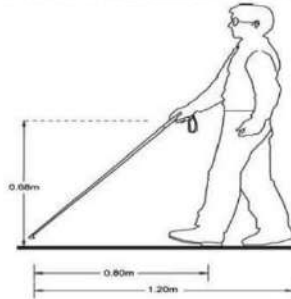
Dibujo 2.2.1.C. Persona en silla de ruedas - vista lateral

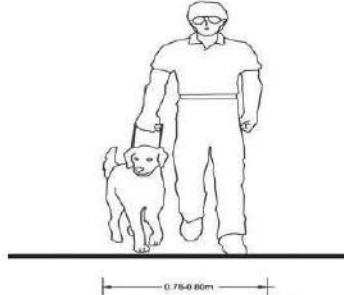


Dibujo 2.2.1.D. Persona con bastón blanco – planta



Dibujo 2.2.1.E. Persona con bastón blanco - vista frontal



Dibujo 2.2.1.F. Persona con bastón blanco - vista lateral**Dibujo 2.2.1.G. Persona con perro guía - vista frontal**

Las características de accesibilidad para personas con discapacidad deben considerar los siguientes requisitos mínimos:

- a) Acceso: llegar por lo menos a una entrada accesible de la o las edificaciones, desde el alineamiento del inmueble y el área de estacionamiento accesible;
- b) Ruta o rutas accesibles dentro del inmueble, a las diferentes edificaciones en un conjunto, a los diferentes niveles y a las áreas que se requieran;
- c) Sanitarios accesibles;
- d) Espacios accesibles: para las personas sobre silla de ruedas en lugares donde existan posiciones para espectadores y áreas de estar;
- e) Señalización visual, auditiva y táctil para la movilidad interna, según numeral 4.2;
- f) Pavimento táctil de advertencia y de dirección según numeral 2.3.7. Se indicará la ruta accesible para personas con discapacidad visual con pavimento táctil como mínimo hasta el primer punto de comunicación del edificio (módulo de atención, personal, etc.) o información interactiva, según numeral 2.3.7 de pavimento táctil; y
- g) Cuando no es requisito contar con dispositivos mecánicos de circulación vertical, deberá ser accesible la planta que comunique la edificación con la vía pública.

En el diseño y construcción de los elementos de comunicación en los edificios destinados al sector salud, se debe cumplir con la Norma Oficial Mexicana NOM-233-SSA1, "Que establece los requisitos arquitectónicos para facilitar el acceso, tránsito, uso y permanencia de las personas con discapacidad en establecimientos de atención médica ambulatoria y hospitalaria del Sistema Nacional de Salud".

2.2.2. Accesibilidad a inmuebles habitacionales

En el diseño y construcción de los elementos de comunicación en las edificaciones con uso habitacional será accesible la planta que comunique la edificación con la vía pública y en su caso hasta el acceso al elevador.

2.3. Accesibilidad a espacios de uso común

2.3.1. Vía pública, espacios abiertos, áreas verdes, parques y jardines

El proyecto, las obras y los permisos para la utilización en la vía pública, en los espacios abiertos, en las áreas verdes, parques y jardines o en los exteriores de conjuntos habitacionales deben satisfacer lo siguiente:

- a) Las obras o trabajos que se realicen en guarniciones y banquetas no deben obstaculizar la libre circulación de las personas, en condiciones de seguridad;
- b) Los permisos en vía pública no deben, impedir el paso a las personas con discapacidad;
- c) Las rampas en banquetas no deben constituir un riesgo para estas personas; y
- d) Tanto postes como el mobiliario urbano y los puestos fijos y semifijos deben ubicarse en la banqueta, de manera que no se impida el libre uso de la misma a las personas con discapacidad.

2.3.2. Circulación peatonal en espacios exteriores

La circulación debe cumplir con lo siguiente:

- a) Rutas accesibles que garanticen el desplazamiento continuo sin barreras para la movilización horizontal o vertical a las personas con discapacidad;
- b) En el caso de que existan construcciones o entornos urbanos con una sola ruta, ésta será la accesible;
- c) Las rutas pueden ser cubiertas como no cubiertas;
- d) Una ruta accesible puede ser un corredor, pasillo o andador, puertas y vanos; o bien una serie interconectada de los mismos y contar con rampas o dispositivos mecánicos accesibles para salvar las diferencias de cota vertical;
- e) La pendiente máxima para la circulación horizontal es de 4% y un ancho mínimo de 1.20m, libre de cualquier obstáculo hasta una altura mínima de 2.20m;
- f) La superficie del piso debe ser firme; de materiales lisos y antiderrapantes;
- g) Los desniveles menores a 2cm deben salvarse con un chaflán;

- h) Los desniveles hasta de 0.30m y pendiente menor o igual al 4% pueden ser salvados con rampas sin pasamanos. Los demás casos deben ser considerados rampas, de acuerdo a lo indicado en el apartado de rampas de esta Norma;
- i) Debe estar señalizada con el símbolo internacional de accesibilidad, siempre y cuando no sea la ruta natural de desplazamiento de todas las personas; y
- j) Deben contar con pavimentos táctiles, según el numeral 2.3.7.

2.3.3. Áreas de descanso

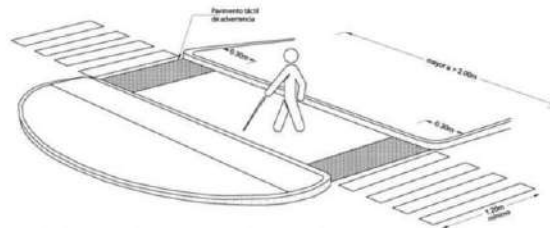
Cuando así lo prevea el proyecto urbano, éstas se podrán localizar adyacentes a una ruta accesible junto a los andadores de las plazas, parques y jardines con una separación máxima de 30.00m y en banquetas o camellones, cuando el ancho lo permita, en la proximidad de cruceros o de áreas de espera de transporte público; se ubicarán fuera de la circulación peatonal, pero lo suficientemente cerca para ser identificadas por los peatones.

2.3.4. Banquetas

Se reservará en ellas un ancho mínimo de 1.20m sin obstáculos para el libre y continuo desplazamiento de peatones. En esta área no se ubicarán puestos fijos o semi-fijos para vendedores ambulantes ni mobiliario urbano. Cuando existan desniveles para las entradas de autos, se resolverán con rampas laterales en ambos sentidos.

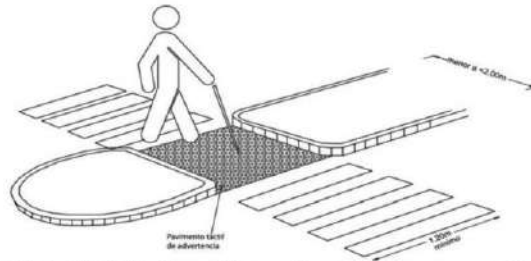
2.3.5. Camellones

Los camellones de ancho mayor a 2.00m deben tener pavimentos táctiles de advertencia en los extremos en el borde con el arroyo, de 0.30m por todo el ancho del cruce peatonal pero no menor de 1.20m.



Dibujo 2.3.5.A. Camellón ancho mayor - perspectiva

En los camellones de ancho menor a 2.00m, el corte del camellón debe de estar a nivel del arroyo y tener el mismo ancho que el cruce peatonal, pero no menor de 1.20m. Debe contar con pavimentos táctiles de advertencia, tal como lo indica el Dibujo 2.3.5-B.



Dibujo 2.3.5.B. Camellón ancho menor – perspectiva

2.3.6. Cruce peatonal entre banquetas

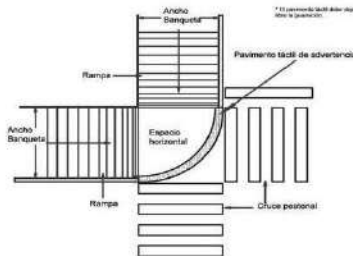
Se garantizará rutas accesibles en los puntos de cruce peatonal entre banquetas incluyendo el arroyo vehicular, pasos subterráneos y elevados; existiendo varias soluciones que pueden abarcar rampas o cruces a nivel de banqueta.

Las rampas se colocarán a lo largo de las rutas accesibles y deben coincidir con las franjas reservadas en el arroyo para el cruce de peatones con un ancho igual al de la banqueta en su sentido transversal pero no menor a 1.20m. Tendrán una pendiente máxima del 8% para peraltes hasta de 0.18m así como pavimentos táctiles, según lo indicado en el numeral 2.3.7. Las rampas en banqueta ubicadas en ambos lados de la calle deben estar alineadas en línea recta con respecto a la rampa opuesta y el cruce debe estar sin barreras.

Adicionalmente deben cumplir con lo siguiente:

- I. La superficie de la rampa debe ser antiderrapante;
- II. Los laterales de las rampas deben ser alabeados, de forma que los peatones puedan atravesar la rampa sin encontrar el obstáculo de un borde;
- III. Cuando una rampa se encuentra entre mobiliario urbano, postes u otro tipo de obstáculo, no es necesario alabear sus bordes;
- IV. Los lados alabeados de una rampa deben estar localizados fuera de las líneas de cruce peatonal;
- V. Las rampas en banqueta y los lados alabeados deben estar ubicados de forma que no se proyecten hacia los carriles vehiculares, espacios de estacionamiento, pasillos de acceso al estacionamiento;
- VI. Las rampas en banqueta no requieren pasamanos;
- VII. Las rampas en banqueta deben estar libres de cualquier obstrucción como postes y/o señalamientos, mobiliario urbano y objetos similares;

- VIII. Cuando así lo permita la geometría del lugar, estas rampas se resolverán mediante alabeo de las banquetas hasta reducir la guarñición al nivel del arroyo;
- IX. Las guarñiciones que se interrumpen por la rampa, se rematarán con bordes boleados con un radio mínimo de 0.25m en planta; las aristas de los bordes laterales de las rampas secundarias deben ser boleadas con un radio mínimo de 0.05m;
- X. No se ubicarán rampas cuando existan registros, bocas de tormenta o coladeras o cuando el paso de peatones esté prohibido en el cruceo;
- XI. Las rampas deben señalizarse con una franja color amarillo de 0.10m en todo su perímetro;
- XII. Se permiten rampas con abanico en las esquinas de las calles, tal como lo indica el Dibujo 2.3.6A;



Dibujo 2.3.6.A. Rampa con abanico - planta

- XIII. Se permiten rampas paralelas a la banqueta cuando el ancho de la misma sea por lo menos 2.00m;
- XIV. Se señalizará una rampa con el símbolo internacional de accesibilidad, para indicar su ubicación, si se encuentra desfasada de la ruta accesible, ruta natural peatonal u oculta por las características del contexto en que se encuentre, como mobiliario urbano, postes u otros elementos;
- XV. La rampa deberá iniciar y terminar a nivel de piso terminado;
- XVI. El espacio horizontal al inicio y al final de la rampa deberá diseñarse para evitar la acumulación de agua.

2.3.7. Pavimento táctil

Los pavimentos táctiles deben ser de color contrastante, pueden estar integrados al acabado del piso, ser un elemento tipo loseta o sobrepuestos. Se dividen en dos: indicador de advertencia y guía de dirección, se colocarán de acuerdo a lo siguiente:

I. El pavimento de advertencia se utiliza para indicar: zona de alerta o peligro, aproximación a un objeto u obstáculo, cambio de dirección, cambio de nivel y fin de recorrido. Se compone de patrones de conos truncados con las siguientes especificaciones:

H = altura del cono 5mm

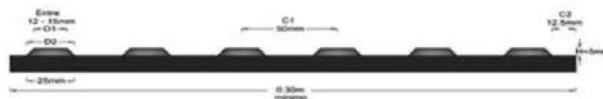
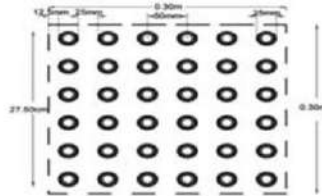
D1 = diámetro del cono entre 12 y 15mm en la parte superior

D2 = diámetro del cono 25mm en la base

C1= separación entre centros de los conos 50mm

C2= separación entre borde del cono al borde del módulo 12.5mm

Dimensión del módulo mínimo 30 por 30cm;



Dibujos 2.3.7.A. Pavimento de advertencia - planta y corte

II. El pavimento de guía de dirección se utiliza para indicar el recorrido para una persona ciega o débil visual, se compone de barras paralelas a la dirección de marcha con las siguientes especificaciones:

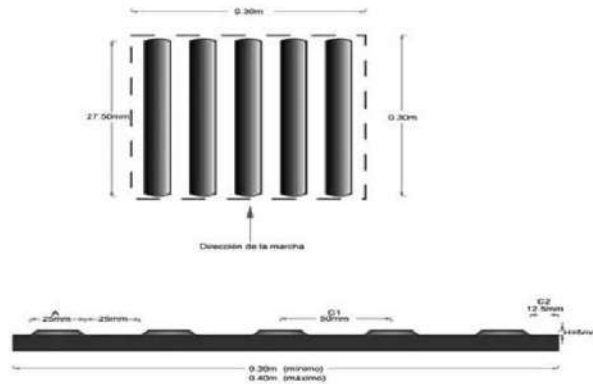
H = altura de la barra 5mm A = ancho de la barra 25mm

L = longitud de la barra en la dirección de la marcha boleada 27.50cm

C1 = separación entre centros de las barras 50mm

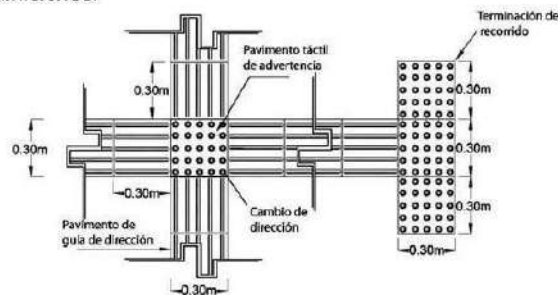
C2 = separación entre el borde de la barra al borde del módulo 12.5mm.

Dimensión del módulo mínimo 30 por 30cm y máximo 40 por 40cm;

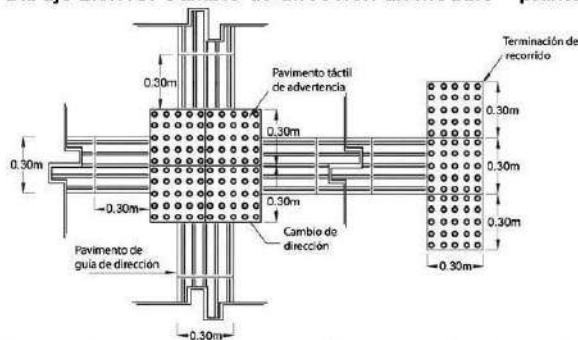


Dibujo 2.3.7.B. Pavimento de guía de dirección - planta y corte

III. En una edificación o conjunto de edificaciones, los pavimentos táctiles deberán seguir un mismo criterio en su disposición, forma y dimensión de módulos, independientemente de los materiales utilizados. Los pavimentos táctiles a lo largo de la ruta accesible se componen de la combinación de indicador de advertencia y guía de dirección. Deben estar colocados en entornos urbanos, como lo son en cruces peatonales o en conjuntos de edificios que involucren recorridos exteriores. Deben estar colocados mínimo a 0.40m del paramento vertical al centro de la guía. A lo largo de la ruta accesible deben colocarse preferentemente al centro, respetando el espaciamiento señalado. La terminación de una guía de dirección debe constar de una franja perpendicular de mínimo tres módulos de pavimento indicador de advertencia. Los cambios de dirección deben indicarse con un módulo (ver Dibujo 2.3.7-C) o cuatro módulos de indicadores de advertencia dispuestos en forma cuadrada (ver Dibujo 2.3.7-D), en el eje del cruce que forman las guías direccionales. El límite de una banqueta con el cruce peatonal debe señalarse con la disposición de la marcha con indicadores de advertencia, colocando mínimo tres módulos a la terminación de la guía de dirección o límite de banqueta; puede ser de mayor número si el ancho del cruce es mayor. Los pavimentos táctiles deben dejar libre las guarniciones.



Dibujo 2.3.7.C. Cambio de dirección un módulo – planta



Dibujo 2.3.7.D. Cambio de dirección cuatro módulos – planta

NMX-R-050-SCFI Accesibilidad de las personas con discapacidad a espacios construidos de servicio al público - Especificaciones de seguridad.

2.3.8. Teléfonos públicos

En áreas de teléfonos públicos cuando menos un teléfono debe permitir que el área de accionamiento superior se encuentre a una altura de 1.20m.



Teléfono –Dibujo 2.3.8.A vista lateral

NMX-R-050-SCFI Accesibilidad de las personas con discapacidad a espacios construidos de servicio al público - Especificaciones de seguridad.

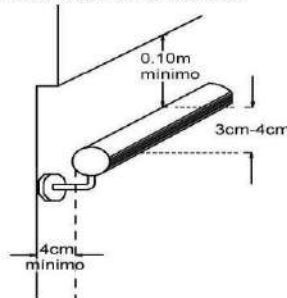
2.3.9. Pasamanos y barandales

Los pasamanos deben ser redondos u ovalados. Pueden ser de cualquier material que resista el uso y la presión que se ejercerá sobre ellos, siendo los metálicos los más recomendables.

Deben tener un color contrastante con su entorno inmediato. El diámetro debe ser de mínimo 3cm y máximo de 4cm.

Los pasamanos se colocarán a una altura de 0.90m. En ocupaciones educativas, guarderías, sanitarias y de reuniones públicas, se contará con dos pasamanos, en escaleras y rampas, uno superior a una altura de 0.90m y el inferior a 0.75m del nivel de piso.

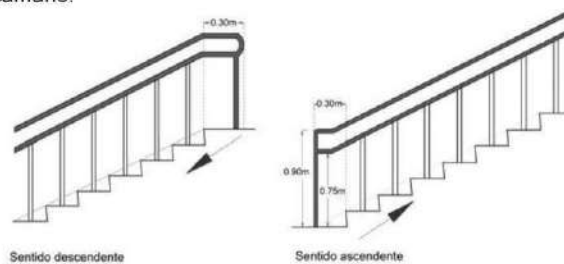
La separación del pasamano respecto al paramento o cualquier elemento debe ser mínimo de 4cm en el plano horizontal y mínimo 10cm en el vertical.



Dibujo 2.3.9.A. Pasamanos - perspectiva

Los pasamanos deben estar libres de elementos que obstruyan la sujeción para que una persona pueda deslizar su mano a todo lo largo continuamente. Los pasamanos en escaleras y rampas deben ser continuos entre los tramos, abarcando descansos y cambios de dirección. Las terminaciones de los pasamanos deben ser redondeadas o doblarse hacia el piso o la pared.

Los pasamanos deben extenderse horizontalmente mínimo 0.30m a una altura de 0.90m, más allá de los límites de la escalera o rampa. La extensión de los pasamanos en el sentido descendente deberá coincidir el cambio de nivel del escalón o rampa con el cambio de dirección del pasamano.



Dibujo 2.3.9.B. Extensión pasamanos - vista lateral

Los barandales en escaleras, rampas o adyacentes a un espacio abierto deben ser diseñados de manera que impidan el paso de una esfera de 0.10m de diámetro por ellos, exceptuando

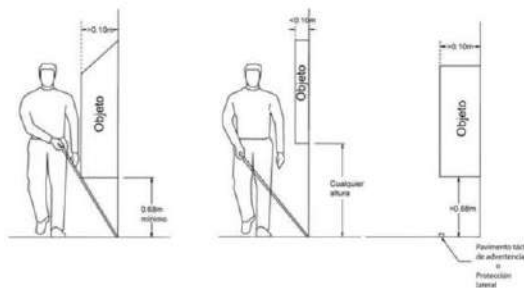
en ocupaciones industriales y de almacenamiento donde se permitirá una distancia máxima entre las barras intermedias de 0.50m.

Los vidrios y cristales en guardas y pasamanos, incluyendo la soportería cuando es de cristal, debe cumplir con la Norma Oficial Mexicana NOM-146-SCFI, "Productos de vidrio - Vidrio de seguridad usado en la construcción - Especificaciones y métodos de prueba".

2.3.10. Elementos que sobresalen.

Cualquier objeto que sobresalga de los paramentos más de 0.10m, su base debe empezar a 0.68m o menos del piso y no debe reducir el ancho mínimo reglamentario del pasillo. Si sobresale menos de 0.10m, no importará la altura de la base del objeto. En caso de que exceda éstas medidas se instalará pavimento táctil de advertencia, protecciones laterales o cualquier otro elemento que permita su detección con el pie o bastón blanco, debajo del objeto.

NOM-233-SSA1 Que establece los requisitos arquitectónicos para facilitar el acceso, tránsito, uso y permanencia de las personas con discapacidad en establecimientos de atención médica ambulatoria y hospitalaria del Sistema Nacional de Salud NMX-R-050-SCFI Accesibilidad de las personas con discapacidad a espacios construidos de servicio al público - Especificaciones de seguridad.



Dibujo 2.3.10.A. Elementos que sobresalen - vista frontal

2.3.11. Pavimentos en rampas

Todos los pavimentos, tanto interiores como exteriores, deben tener una superficie firme, plana y antiderrapante.

2.3.12. Alfombras en rampas

Deben ser de un espesor máximo, considerando el bajo-alfombra, de 1.3cm. El tejido debe ser bajo, firme y nivelado. Deben estar fijadas adecuadamente. Los bordes expuestos deben tener ribetes los cuales deben ser achaflanados.

CAPÍTULO 3

3. HIGIENE, SERVICIOS Y ACONDICIONAMIENTO AMBIENTAL

3.1. Provisión mínima de agua potable

La provisión de agua potable en las edificaciones no será inferior a la establecida en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1

TIPO DE EDIFICACIÓN	DOTACIÓN MÍNIMA (En litros)
HABITACIONAL	
Vivienda	150 L/hab./día
COMERCIAL	
Abasto y almacenamiento	
Mercados públicos	100 L/puesto/día
Locales comerciales en general	6 L/m ² /día
Baños públicos	300 L/bañista/día
Servicios sanitarios públicos	300 L/mueble/día
Lavanderías	40 L/kg Ropa seca
Agencias y talleres	100 L/trabajador/día
SERVICIOS	
Administración	
Oficinas de cualquier tipo	50 L/persona/día
Otros servicios	100 L/trabajador/día
Hospitales y centros de salud	
Atención médica a usuarios externos	12 L/sitio/paciente
Servicios de salud a usuarios internos	800 L/cama/día
Asistencia social	
Asilos y orfanatos	300 L/huésped/día
Asistencia animal	
Dotación para animales en su caso	25 L/animal/día
Educación e instituciones científicas	
Educación preescolar	20 L/alumno/turno
Educación básica y media básica	25 L/alumno/turno
Educación media superior y superior	25 L/alumno/turno

Institutos de investigación	50 L/persona/día
Exhibición e información	
Museos y centros de información	10 L/asistente/día
Instituciones religiosas	
Lugares de culto Templos, iglesias y sinagogas	10 L/concurrente/día
Alimentos y bebidas	
Cafés, restaurantes, bares, etc.	12 L/comensal/día
Entretenimiento	
Espectáculos y reuniones	10 L/asistente/día
Recreación Social	
Centros comunitarios, sociales, culturales, salones de fiestas, etc.	25 L/asistente/día
Deportes y Recreación	
Prácticas deportivas con sanitarios con regadera y vestidores	150 L/asistente/día
Espectáculos deportivos	10 L/asiento/día
Alojamiento	
Hoteles, moteles, albergues y casas de huéspedes	300 L/huésped/día
Campamentos para remolques	200 L/persona/día
Policía y bomberos	
Policía y bomberos	200 L/persona/día
Reclusorios	
Centros de readaptación social, de integración familiar y reformatorios	200 L/interno/día
Funerarios	
Agencias funerarias	10 L/sitio/visitante
Cementerios, crematorios y mausoleos	100
Visitantes a cementerios, crematorios y mausoleos	L/trabajador/día 3 L/visitante/día
Transportes y comunicaciones	
Estacionamientos	8 L/cajón/día
Sitios, paraderos y estaciones de transferencia	100 L/trabajador/día
Estaciones de transporte, terminales de autobuses foráneos	10 L/pasajero/día
Estaciones del sistema de transporte colectivo	2 L/m2/día

INDUSTRIA	
Todo tipo de Industria	100 L/trabajador/día
INFRAESTRUCTURA	
Equipamiento e infraestructura	
Aplica las necesidades de uso y funcionamiento y además los factores de cálculo de los locales correspondientes.	100 L/trabajador/día
ESPACIOS ABIERTOS	
Jardines y parques	100 L/trabajador/día 5 L/m ² /día

3.1.1. Condiciones complementarias a la tabla 3.1

- i. En los centros de trabajo donde se requieran sanitarios con regadera para empleados o trabajadores, se considerará a razón de 100L/trabajador/día y en caso contrario será de 40L/trabajador/día; y
- ii. En jardines y parques de uso público se debe utilizar agua tratada para el riego.

3.2. Servicios sanitarios

3.2.1. Muebles sanitarios

El número de muebles sanitarios que deben tener las diferentes edificaciones no será menor al indicado en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2

TIPOLOGÍA	MAGNITUD	ESCUSADOS	LAVABOS	REGADERAS
COMERCIAL				
Todo tipo de comercios y bodegas	Hasta 25 empleados	2	2	0
	De 26 a 50	3	2	0
	De 51 a 75	4	2	0
	De 76 a 100	5	3	0
	Cada 100 adicionales o fracción	3	2	0
Bodegas y almacenes mayores a 200m ² donde se manipulen materiales y sustancias que ocasionen manifiesto desaseo	Hasta 25 personas	2	2	2
	De 25 a 50	3	3	3
	De 51 a 75	4	4	4
	De 76 a 100	5	4	4

	Cada 100 adicionales o fracción	3	3	3
Otras bodegas y almacenes mayores a 300 m ²	Hasta 25 personas	2	1	1
	De 25 a 50	3	2	2
	De 51 a 75	4	3	2
	De 76 a 100	5	3	3
	Cada 100 adicionales o fracción	3	2	2
Venta y renta de vehículos	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200 personas	3	2	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	1	0
Baños públicos	De 5 a 10 usuarios	2	2	1
	De 11 a 20 usuarios	3	3	4
	De 21 a 50 usuarios	4	4	8
	De 51 adicionales o fracción	3	3	4
SERVICIOS				
Administración y Servicios Financieros				
Oficinas de Cualquier tipo	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200 personas	3	2	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	1	0
Hospitales y Servicios de Salud y Asistencia				
Salas de espera	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200	3	2	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	1	0
Cuartos de camas	Hasta 10 camas	1	1	1
	De 11 a 25	3	2	2
	Cada 25 adicionales o fracción	1	1	1
Empleados:	Hasta 25 empleados	2	2	0
	De 26 a 50	3	2	0
	De 51 a 75	4	2	0
	De 76 a 100	5	3	0
	Cada 100 adicionales o fracción	3	2	0
Educación e investigación				

Educación Preescolar, Básica y Media Básica	Cada 50 alumnos	2	2	0
	Hasta 75 alumnos	3	2	0
Media Superior y Superior	De 76 a 150	4	2	0
	Cada 75 adicionales o fracción	2	2	0
Institutos de Investigación	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200	3	2	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	1	0
Exhibiciones e información				

Museos y Centros de Información	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 400	4	4	0
	Cada 200 adicionales o fracción	1	1	0

Instituciones religiosas

Lugares de culto, (templos, iglesias y sinagogas)	Hasta 100 asistentes	2	2	0
	De 101 a 200	4	4	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	2	0

Alimentos y bebidas

Servicios de Alimentos y bebidas	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200	4	4	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	2	0

Entretenimiento

Auditorios, teatros, cines, salas de conciertos, centros de convenciones	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200	4	4	0
	Cada 200 adicionales o fracción	2	2	0

Recreación social

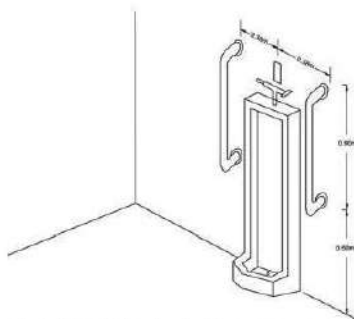
Centros culturales, clubes sociales, salones de fiestas y para banquetes	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200	4	4	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	2	0
Deportes y recreación (centros deportivos, estadios, hipódromos, gimnasios)	Hasta 100 personas	2	2	2
	De 101 a 200	4	4	4
	Cada 200 adicionales o fracción	2	2	2

Alojamiento				
Hoteles, moteles y albergues	Hasta 10 huéspedes	2	2	0
	De 11 a 25	4	4	0
	Cada 25 adicionales o fracción	2	2	0
Policía y bomberos				
Centrales de policía, estaciones de bomberos y cuarteles	Hasta 10 personas	1	1	1
	De 11 a 25	2	2	2
	Cada 25 adicionales o fracción	1	2	1
Reclusorios				
	Centros de readaptación social, de integración familiar y reformatorios	DRO	DRO	DRO
Funerarios				
Agencias funerarias	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200 personas	4	4	0
	Cada 200 adicionales o fracción	2	2	0
Transportes y Comunicaciones				
Estacionamientos	Empleados	1	1	0
	Público	2	2	0
Estaciones de transporte	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200 personas	3	2	0
	Cada 200 adicionales o fracción	2	1	0
INDUSTRIA				
Industrias donde se manipulen materiales y sustancias que ocasionen manifiesto desaseo	Hasta 25 personas	2	2	2
	De 25 a 50	3	3	3
	De 51 a 75	4	4	4
	De 76 a100	5	4	4
	Cada 100 adicionales o fracción	3	3	3
Otras Industrias	Hasta 25 personas	2	1	1
	De 25 a 50	3	2	2
	De 51 a 75	4	3	2
	De 76 a100	5	3	3

	Cada 100 adicionales o fracción	3	2	2
ESPACIOS ABIERTOS				
Jardines y parques	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 400	4	4	0
	Cada 200 adicionales o fracción	1	1	0

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 3.2

- I. En lugares de uso público, en los sanitarios para hombres, donde sea obligatorio el uso de mingitorios, se colocará al menos uno a partir de cinco, con barras de apoyo verticales a ambos lados colocados a máximo 0.38m del centro del mueble con una longitud mínima de 0.90m colocadas a partir de 0.60m de altura del nivel del piso; NOM-233-SSA1 Que establece los requisitos arquitectónicos para facilitar el acceso, tránsito, uso y permanencia de las personas con discapacidad en establecimientos de atención médica ambulatoria y hospitalaria del Sistema Nacional de Salud
 NOMX-R-050-SCFI Accesibilidad de las personas con discapacidad a espacios construidos de servicio al público - Especificaciones de seguridad.



Dibujo 3.2.1.A. Mingitorio barras – perspectiva

- II. Todas las edificaciones, excepto de habitación y alojamiento, contarán con bebederos o con depósitos de agua potable en proporción de uno por cada treinta trabajadores o fracción que exceda de quince, o uno por cada cien alumnos, según sea el caso; se instalará por lo menos uno en cada nivel con una altura máxima de 0.78m a la salida del agua para su uso por personas sobre silla de ruedas, niños y personas de talla baja;

En instalaciones deportivas, baños públicos, tiendas y almacenes de ropa, debe existir por lo menos un vestidor o probador para personas con discapacidad, con acceso libre de obstáculos

y fácilmente identificable con el símbolo internacional de accesibilidad, de mínimo 1.70m x 1.80m. La puerta debe abatir hacia el exterior y cumplir con el numeral 4.1.1 de puertas; NMX-R-050-SCFI Accesibilidad de las personas con discapacidad a espacios construidos de servicio al público - Especificaciones de seguridad

NOM-003-SEGOB Señales y avisos para protección civil - Colores, formas y símbolos a utilizar.

III. Los baños públicos y centros deportivos deben contar, además, con un vestidor, un casillero o canastilla por cada regadera;

IV. En baños de vapor o aire caliente, se tendrá que colocar adicionalmente regadera de agua caliente, fría y una de presión;

V. Los escusados, lavabos, regaderas a los que se refiere la Tabla 3.2, se distribuirán por partes iguales en locales separados para hombres y mujeres. En los casos en que se demuestre el predominio numérico de un género entre los usuarios, podrá hacerse la proporción equivalente, señalándolo así en el proyecto;

VI. Los sanitarios se ubicarán de manera que no sea necesario para cualquier usuario subir o bajar más de un nivel o recorrer más de 50m para acceder a ellos;

VII. En los casos de sanitarios para hombre, donde existan dos escusados se debe agregar un mingitorio; a partir de locales con tres escusados podrá sustituirse uno de ellos. El procedimiento de sustitución podrá aplicarse a locales con mayor número de escusados, pero la proporción entre éstos y los mingitorios no excederá de uno a tres;

VIII. En industrias y lugares de trabajo donde el trabajador esté expuesto a contaminación por venenos, materiales irritantes o infecciosos, se colocará por lo menos un lavabo y una regadera adicional por cada diez personas y, en su caso, se debe cumplir con lo dispuesto en la Norma Oficial Mexicana NOM-018-STPS, "Sistema para la identificación y comunicación de peligros y riesgos por sustancias químicas peligrosas en los centros de trabajo"; y

IX. El Director Responsable de Obra debe fundamentar expresamente la cantidad de muebles sanitarios, consignando su razonamiento en la Memoria Descriptiva a que se refiere el Título III del Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipios de Zacatecas, en su caso, debe contar con la aprobación del Corresponsable en Diseño Urbano y Arquitectónico.

3.2.2. Dimensiones mínimas de los espacios para muebles sanitarios

Las dimensiones que deben tener los espacios que alojan a los muebles o accesorios sanitarios en las edificaciones no deben ser inferiores a las establecidas en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3

LOCAL	MUEBLE O ACCESORIO	ANCHO	FONDO
		(en m)	(en m)
Usos domésticos y baños en cuartos de hotel.	Escusado	0.70	1.05
	Lavabo	0.70	0.70
	Regadera	0.80	0.80
Baños públicos	Escusado	0.75	1.10
	Lavabo	0.75	0.90
	Regadera	0.80	0.80
	Regadera a presión	1.20	1.20
	Escusado para personas con discapacidad	1.70	1.50
	Lavabo para persona con discapacidad	0.75	0.90
	Mingitorio para personas con discapacidad	0.90	0.40
Escusado y lavabo para personas con discapacidad	1.70	1.70	
Sanitario familiar	Escusado y lavabo para personas con discapacidad y cambiador para infantes	1.80	1.70

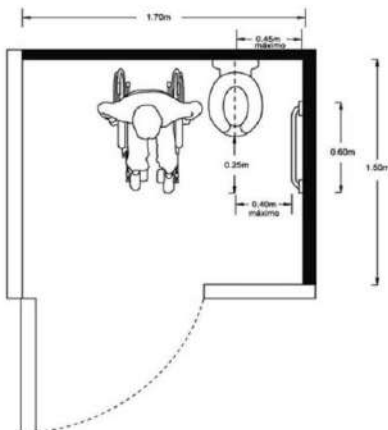
CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 3.3

I. En los sanitarios de uso público indicados en la tabla, se debe destinar, por lo menos, un espacio para escusado de cada cinco, ubicados dentro de los locales para hombres y mujeres respectivamente, para uso prioritario de personas con discapacidad. En estos casos, las medidas del espacio para escusado serán de 1.70m por 1.50m, con las siguientes características:

- a) El escusado deberá tener una altura entre 0.45m y 0.50m respecto al piso terminado, a un lado deberá contar con un área mínima de 0.90m de ancho por un fondo de 1.50m, a lo largo del escusado. El centro del escusado debe estar a una distancia máxima de 0.45m al paramento lateral corto;
- b) Debe colocarse en el paramento lateral más cercano mínimo una barra de apoyo horizontal de 0.60m de longitud que sobresalga un mínimo de 0.25m del borde frontal del escusado, con su centro a un máximo de 0.40m del eje del escusado, la barra debe estar a una altura de 0.80m sobre el nivel del piso;

Los accesorios del escusado no deben de colocarse a una altura mayor de 1.20 m y menor a 0.35 m en su área superior de accionamiento ni a una distancia mayor a 0.15m del escusado;

NMX-R-050-SCFI Accesibilidad de las personas con discapacidad a espacios construidos de servicio al público - Especificaciones de seguridad.

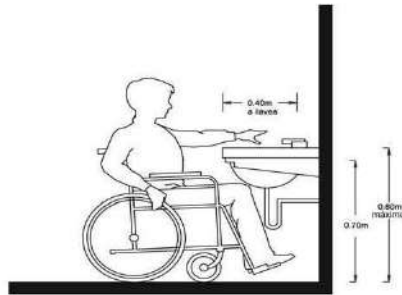


Dibujo 3.2.2.A. Escusado accesible – planta

II. En estos mismos casos y en la misma proporción en el área de lavabos se debe colocar un lavabos para uso por personas sobre silla de ruedas con las siguientes características:

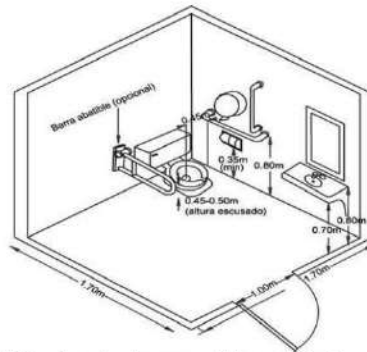
- a) Debe contar con espacio libre inferior para las rodillas de máximo 0.70m de altura y una altura de la superficie superior de máximo 0.80m;
- b) Contar con llaves (manerales) tipo palanca a máximo 0.40m de profundidad desde el borde frontal del lavabos al dispositivo de accionamiento;

Los accesorios como jaboneras, dispensadores de papel o toallas, deben colocarse entre 0.90m y 1.20m de altura al dispositivo de accionamiento, en caso de encontrarse fuera del área del lavabos. En caso de que los accesorios se encuentren sobre el área del lavabos se colocarán a máximo 0.40m de profundidad a partir del borde frontal del lavabos al dispositivo de accionamiento y a una altura entre 0.90m y 1.00m; NMX-R-050-SCFI Accesibilidad de las personas con discapacidad a espacios construidos de servicio al público - Especificaciones de seguridad



Dibujos 3.2.2.B. Lavabo accesible-vista lateral

III. Se puede optar por colocar un escusado y un lavabo para personas con discapacidad en un mismo cubículo dentro de los locales para hombres y mujeres respectivamente, para estos casos las medidas de espacio serán de 1.70m por 1.70m, contando con muebles que tengan las características señaladas en el numeral I y II;

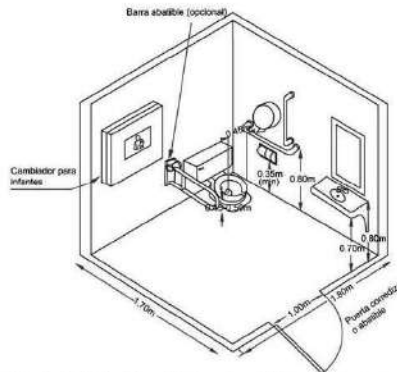


Dibujos 3.2.2.C. . Sanitario accesible cubículo – perspectiva

IV. Los sanitarios familiares deberán proporcionarse como mínimo uno por cada núcleo de sanitarios públicos en ocupaciones de reuniones públicas (lugares de espectáculos masivos, parques de diversión, museos, centros comerciales y terminales de transporte). Podrán sustituir la dotación de un lavabo y un escusado accesible para hombres, y un lavabo y un escusado accesible para mujeres. Dichos sanitarios tendrán las siguientes características:

- a) Los sanitarios familiares constarán de un cubículo que puede ser utilizado por ambos sexos con un escusado (misma especificación que I), un lavabo (misma especificación que II) y un cambiador para infantes. Puede contener un mingitorio, siempre y cuando su ubicación no interfiera con el área libre para transferencia al escusado;
- b) Área mínima del cubículo 1.80m de ancho por 1.70m de longitud;

- c) La puerta debe ser corrediza o abatir hacia el exterior con un ancho de mínimo 1.00m y cumplir con el numeral 4.1.1 de puertas;
- d) Debe contar con señalización junto o sobre la puerta, que indique que puede ser utilizado por personas con discapacidad solos o acompañados, adultos mayores y familias con infantes, con el símbolo de sanitario familiar;



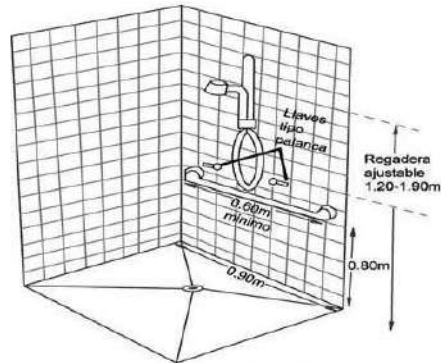
Dibujo 3.2.2.D. Sanitario familiar - perspectiva



Dibujo 3.2.2.E. Símbolo sanitario familiar

V. En baños públicos, hoteles con más de 25 habitaciones e instalaciones similares, se contará como mínimo una habitación con baño accesible para personas con discapacidad, con puerta de ancho mínimo libre de 1.00m y cumplir con el numeral 4.1.1 de puertas, barras de apoyo horizontales de mínimo 0.60m de longitud y 0.80m de altura en escusado y regadera, pisos antiderrapantes, ruta accesible hasta la regadera. La regadera deberá ser de tipo teléfono de mínimo 1.50m de largo, deberá permitir su uso en posición fija y montada, en forma que se ajuste a partir de una altura de 1.20m del nivel de piso hasta 1.90m con llaves (manerales) tipo palanca. Las características del escusado deben ser las mismas señaladas en el numeral I y las del lavabo de acuerdo con el numeral II. La puerta debe ser corrediza o abatir hacia el

exterior en caso de que el diseño del cuarto permita hacerlo sin constituir una barrera para el acceso de una persona en silla de ruedas, o hacia el interior siempre y cuando no interfiera con el área libre para el acceso al escusado, lavabo y regadera. Es opcional contar con una banca o asiento a una altura entre 0.45m y 0.50m, en una posición que permita alcanzar y operar los manerales;



Dibujó 3.2.2.F. Sanitario con regadera - perspectiva

VI. En sanitarios con regadera, sanitarios de uso doméstico y cuartos de hotel, los espacios libres que quedan al frente y a los lados de escusados y lavabos podrán ser comunes a dos o más muebles;

VII. Los sanitarios deben tener pisos impermeables y antiderrapantes y los muros de las regaderas deben tener materiales impermeables hasta una altura de 1.50m; y

El acceso de cualquier sanitario público se hará de tal manera que al abrir la puerta no se tenga a la vista regaderas, escusados y mingitorios.

NMX-C-374-ONNCCE Industria de la construcción - Tinacos prefabricados especificaciones y métodos de prueba

NMX-C-415-ONNCCE Válvulas para agua de uso doméstico- Especificaciones y métodos de prueba

3.3. Depósito y manejo de residuos

3.3.1. Residuos sólidos

Las edificaciones contarán con uno o varios locales ventilados y a prueba de roedores para almacenar temporalmente bolsas o recipientes para basura, de acuerdo a los indicadores mínimos únicamente en los siguientes casos:

I. Vivienda plurifamiliar con más de 50 unidades a razón de 40L/habitante; y

- ii. Otros usos no habitacionales con más de 500m², sin incluir estacionamientos, a razón de 0.01m²/m² construido.

Adicionalmente, en las edificaciones antes especificadas se deben clasificar los desechos sólidos en tres grupos: residuos orgánicos, reciclables y otros desechos. Cada uno de estos grupos debe estar contenido en celdas o recipientes independientes de fácil manejo, y los que contengan desechos orgánicos deben estar provistos con tapa basculante o algún mecanismo equivalente que los mantenga cerrados. NOM-011-ENER-2006 (PDF) Eficiencia energética en acondicionadores de aire tipo central, paquete o dividido. Límites, métodos de prueba y etiquetado.

3.3.2. Residuos sólidos peligrosos

Los espacios y dispositivos necesarios para almacenar temporalmente desechos contaminantes diferentes a los definidos en el inciso 3.3.1, tales como residuos sólidos peligrosos, químicos-tóxicos y radioactivos generados por hospitales e industrias deben fundamentarse por el Director Responsable de Obra y el Corresponsable en Diseño Urbano y Arquitectónico, tomando en cuenta la Ley Federal de Salud Ley Ambiental del Municipio de Guadalupe, Zac. y las Normas Oficiales Mexicanas aplicables. NOM-018-STPS Sistema Para La Identificación Y Comunicación De Peligros Y Riesgos Por Sustancias Químicas Peligrosas En Los Centros De Trabajo.

3.4. Iluminación y ventilación

3.4.1. Generalidades

Los locales habitables y complementarios deben tener iluminación diurna natural por medio de ventanas que den directamente a la vía pública, azoteas, superficies descubiertas o patios que satisfagan lo establecido en el inciso 3.4.2.2. Se consideran locales habitables: las recámaras, alcobas, salas, comedores, estancias o espacios únicos, salas de televisión y de costura, locales de alojamiento, cuartos para encamados de hospitales, clínicas y similares, aulas de educación básica y media, vestíbulos, locales de trabajo y de reunión. Se consideran locales complementarios: los sanitarios, cocinas, cuartos de lavado y planchado doméstico, las circulaciones, los servicios y los estacionamientos. Se consideran locales no habitables: los destinados al almacenamiento como bodegas, closets, despensas, roperías.

Se permite que los locales habitables y los complementarios tengan iluminación y ventilación artificial de conformidad a los puntos 3.4.3 y 3.4.4 de estas Normas, excepto las recámaras, salas, comedores, alcobas, salas de televisión y de costura, estancias o espacios únicos, locales de alojamiento, cuartos para encamados de hospitales, clínicas y similares y aulas de educación básica, así como las cocinas domésticas. En los locales no habitables, el Director Responsable de Obra definirá lo pertinente.

3.4.2. Iluminación y ventilación naturales

3.4.2.1. Ventanas

Para el dimensionamiento de ventanas se tomará en cuenta lo siguiente:

- I. El área de las ventanas para iluminación no será inferior al 17.5% del área del local en todas las edificaciones a excepción de los locales complementarios donde este porcentaje no será inferior al 15%;
- II. El porcentaje mínimo de ventilación será del 5% del área del local;
- III. Los locales cuyas ventanas estén ubicadas bajo marquesinas, techumbres, balcones, pórticos o volados, se considerarán iluminadas y ventiladas naturalmente cuando dichas ventanas se encuentren remetidas como máximo lo equivalente a la altura de piso a techo del local;
- IV. Se permite la iluminación diurna natural por medio de domos o tragaluces en los casos de sanitarios, incluyendo los domésticos, cocinas no domésticas, locales de trabajo, reunión, almacenamiento, circulaciones y servicios; en estos casos, la proyección horizontal del vano libre del domo o tragaluz puede dimensionarse tomando como base mínima el 4% de la superficie del local, excepto en industrias que será del 5%. El coeficiente de transmisibilidad del espectro solar del material transparente o translúcido de domos y tragaluces en estos casos no debe ser inferior al 85%;
- V. No se permite la iluminación y ventilación a través de fachadas de colindancia, el uso de bloques prismáticos no se considera para efectos de iluminación natural;
- VI. No se permiten ventanas ni balcones u otros voladizos semejantes sobre la propiedad del vecino prolongándose más allá de los linderos que separen los predios. Tampoco se pueden tener vistas de costado u oblicuas sobre la misma propiedad, si no hay la distancia mínima requerida para los patios de iluminación;
- VII. Las escaleras, excepto en vivienda unifamiliar, deben estar ventiladas en cada nivel hacia la vía pública, patios de iluminación y ventilación o espacios descubiertos, por medio de vanos cuya superficie no será menor del 10% de la planta del cubo de la escalera; en el caso de no contar con ventilación natural se debe satisfacer lo dispuesto en la fracción II correspondiente a las condiciones complementarias de la Tabla 3.6; y
- VIII. Los vidrios o cristales de las ventanas de piso a techo en cualquier edificación deben cumplir con la Norma Oficial NOM-146-SCFI, excepto aquellos que cuenten con barandales y manguetas a una altura de 0.90 m del nivel del piso, diseñados de manera que impidan el paso de niños a través de ellos, o estar protegidos con elementos que impidan el choque del público contra ellos.

3.4.2.2. Patios de iluminación y ventilación natural

Las disposiciones contenidas en este inciso se refieren a patios de iluminación y ventilación natural con base de forma cuadrada o rectangular, cualquier otra forma debe considerar un área equivalente; estos patios tendrán como mínimo las proporciones establecidas en la Tabla 3.4, con dimensión mínima de 2.50m medida perpendicularmente al plano de la ventana sin considerar remetimientos.

Tabla 3.4

TIPO DE LOCAL	PROPORCIÓN MÍNIMA DEL PATIO DE ILUMINACIÓN Y VENTILACIÓN (con relación a la altura de los paramentos del patio)
Locales habitables	1 / 3
Locales complementarios e industria	1 / 4

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 3.4

- I. Si la altura de los paramentos del patio fuera variable se tomará el promedio de los dos más altos; los pretilos y volúmenes en la parte superior de estos paramentos, podrán remeterse un mínimo del equivalente a su altura con el propósito de no ser considerados para el dimensionamiento del patio;
- II. En el cálculo de las dimensiones mínimas de los patios podrán descontarse de la altura total de los paramentos que lo confinan, las alturas correspondientes a la planta baja y niveles inmediatamente superiores a ésta, que sirvan como vestíbulos, estacionamientos o locales de máquinas y servicios;
- III. Para determinar las dimensiones mínimas de los patios, se tomará como cota de inicio 0.90m de altura sobre el piso terminado del nivel más bajo que tenga locales habitables o complementarios;
- IV. En cualquier orientación, se permite la reducción hasta de una quinta parte en la dimensión mínima del patio, siempre y cuando la dimensión ortogonal tenga por lo menos una quinta parte más de la dimensión mínima correspondiente;
- V. En los patios completamente abiertos por uno o más de sus lados a vía pública, se permite la reducción hasta la mitad de la dimensión mínima en los lados perpendiculares a dicha vía pública;
- VI. Los muros de patios que se limiten a las dimensiones mínimas establecidas en esta Norma y hasta 1.3 veces dichos valores, deben tener acabados de textura lisa y colores claros;

VII. Los patios podrán estar techados por domos o cubiertas transparentes o traslúcidos siempre y cuando tengan una transmisibilidad mínima del 85% del espectro solar y una área de ventilación en la cubierta no menor al 10% del área del piso del patio; y

VIII. En las zonas históricas y patrimoniales los inmuebles sujetos a reparación, adecuación y modificación podrán observar las dimensiones de los patios de iluminación y ventilación del proyecto original o construcción existente siempre y cuando cuenten con la aprobación del Instituto Nacional de Antropología e Historia o del Instituto Nacional de Bellas Artes, según corresponda.

3.4.3. Iluminación artificial

Los niveles mínimos de iluminación artificial que deben tener las edificaciones se establecen en la Tabla 3.5, en caso de emplear criterios diferentes, el Director Responsable de Obra debe justificarlo en la Memoria Descriptiva.

Tabla 3.5

TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	NIVEL DE ILUMINACIÓN
HABITACIONAL		
Vivienda unifamiliar Vivienda plurifamiliar	Circulaciones horizontales y verticales	50 luxes
COMERCIAL		
Abasto y almacenamiento	Almacenes	50 luxes
	Circulaciones	100 luxes
Mercados públicos	Naves	75 luxes
Venta de combustibles y explosivos	Áreas de servicio	70 luxes
	Áreas de bombas	200 luxes
Tiendas de productos básicos y especialidades	En general	250 luxes
Tiendas de autoservicio		
Tiendas departamentales y centros comerciales		
Agencias y talleres de reparación		
Tiendas de servicios y servicios diversos	Baños	100 luxes
Baños públicos	Sanitarios	75 luxes
Gimnasios y adiestramiento físico	En general	250 luxes
SERVICIOS		
Administración		
Bancos, casas de bolsa y casas de cambio	Áreas y locales de trabajo	250 luxes

	Circulaciones	100 luxes
	Cuando sea preciso apreciar detalles	100 luxes
	Cuando sea preciso apreciar detalles: Toscos o burdos	200 luxes
	Medianos	300 luxes
	Muy finos	500 luxes
Oficinas privadas y públicas		
Hospitales y centros de salud		
Atención médica o dental a usuarios externos	Consultorios y salas de curación	300 luxes
	Salas de espera	125 luxes
Atención a usuarios internos	Circulaciones	100 luxes
	Salas de encamados	75 luxes
Servicios médicos de urgencia (públicos y privados)	Emergencia en consultorios y salas de curación	300 luxes
Asistencia social		
Residencias colectivas	Circulaciones horizontales y verticales	50 luxes
Asistencia animal		
Centros antirrábicos, clínicas y hospitales veterinarios	Salas de curación	300 luxes
Educación e instituciones científicas		
Atención y educación preescolar	Aulas	250 luxes
Educación formal básica y media	Aulas y laboratorios	300 luxes
	Circulaciones	100 luxes
Educación formal media-superior y superior, y educación informal	Aulas y laboratorios	300 luxes
	Circulaciones	100 luxes
Institutos de investigación	Aulas y cubículos	250 luxes
Exhibiciones		
Galerías de arte, museos, centros de exposiciones	Salas de exposición	250 luxes
	Vestíbulos	150 luxes
	Circulaciones	100 luxes
Centros de información	Salas de lectura	250 luxes
Instituciones religiosas		

Lugares de culto, (templos, iglesias y sinagogas)	Áreas de reunión	100 luxes
Alimentos y bebidas		
Servicios de alimentos y bebidas con o sin esparcimiento	En general	250 luxes
	Restaurantes	50 luxes
	Centros nocturnos	30 luxes
	Cocinas	200 luxes
Entretenimiento y recreación social		
Espectáculos y reuniones	Salas durante la función	1 lux
	Iluminación de emergencia	25 luxes
	Salas durante los intermedios	50 luxes
	Vestibulos	150 luxes
	Circulaciones	100 luxes
Espectáculos y reuniones	Emergencia en circulaciones y sanitarios	30 luxes
Deportes y recreación		
Prácticas y/o espectáculos deportivos	Circulaciones	100 luxes
Alojamiento		
Hoteles y moteles	Habitaciones	75 luxes
Casas de huéspedes	Circulaciones	100 luxes
Albergues turísticos juveniles	Vestibulos	150 luxes
	Áreas y locales de trabajo	250 luxes
Campamentos para remolques y campismo	Estacionamiento de vehículos	30 luxes
	Circulaciones	75 luxes
Policía y bomberos		
Centrales de policía, estaciones de bomberos y cuarteles	Áreas y locales de trabajo	250 luxes
Funerarios		
Agencias funerarias	Velatorios	125 luxes
Transportes		
Estacionamientos privados y públicos, incluyendo encierros de vehículos	Entrada y salida	300 luxes
	Espacio de circulación, pasillos, rampas y zonas peatonales	100 luxes

	Espacios para estacionamientos (cajones)	50 luxes
	Caseta de control	200 luxes
	Zona de espera	50 luxes
	Pasillos y cajones	50 luxes
Servicios de mudanzas	En general	250 luxes
INDUSTRIA		
Para todo tipo de industria	Áreas de trabajo en que no sea preciso apreciar detalles	100 luxes
	Áreas de trabajo en que sea preciso apreciar detalles: toscos o burdos	200 luxes
	medianos	300 luxes
	muy finos	500 luxes
	Área de almacenamiento	50 luxes
	Circulaciones	100 luxes
	Comedores	150 luxes
Comunicaciones		
Servicio al público de correos y telégrafos, mensajería y paquetería.	En general	250 luxes
INFRAESTRUCTURA		
Infraestructura		De acuerdo a los locales de que se trate
ESPACIOS ABIERTOS		
Plazas y explanadas	Circulaciones	75 luxes
Parques y jardines	Estacionamientos	30 luxes

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 3.5

- I. El nivel de iluminación artificial para circulaciones verticales y horizontales, así como elevadores en todas las edificaciones, excepto en la de la habitación será de 100 luxes;
- II. El porcentaje de iluminación de emergencia debe realizarse conforme a la Tabla 3.7, y
- III. El Director Responsable de Obra debe cumplir, en su caso, con lo dispuesto en las siguientes Normas Oficiales Mexicanas:

NOM-001-SEDE, "Instalaciones eléctricas (utilización)";

NOM-007-ENER, "Eficiencia energética para sistemas de alumbrado en edificios no residenciales";

NOM-009-STPS Condiciones de seguridad para realizar trabajos en altura.

NOM-013-ENER, "Eficiencia energética en sistemas de alumbrado para vialidades y exteriores de edificios";

NOM-022-STPS Electricidad estática en los centros de trabajo-Condiciones de seguridad

NOM025-STPS, "Condiciones de iluminación en los centros de trabajo".

NOM-028-ENER, "Eficiencia energética de lámparas para uso general. Límites y métodos de prueba".

NOM-030-ENER," Eficacia luminosa de lámparas de diodos emisores de luz (led) integradas para iluminación general. Límites y métodos de prueba.

NOM-031-ENER-2019. Eficiencia energética para luminarios con led para iluminación de vialidades y áreas exteriores públicas. Especificaciones y métodos de prueba.

NOM-100-STPS Seguridad - Extintores contra incendio a base de polvo químico seco con presión contenida.

NOM-104-STPS Agentes extinguidores - Polvo químico seco tipo ABC a base de fosfato mono amónico

3.4.4. Ventilación artificial

Los locales de trabajo, reunión o servicio en todo tipo de edificación tendrán ventilación natural con las mismas características que lo dispuesto en 3.4.2, o bien, se ventilarán con medios artificiales que garanticen durante los periodos de uso los cambios indicados en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6

LOCAL	CAMBIOS POR HORA
Vestíbulos, locales de trabajo, reunión en general, sanitarios de uso público y baños domésticos	6
Baños públicos, cafeterías, restaurantes, cines, auditorios y estacionamientos	10
Cocinas en comercios de alimentos	20

Centros nocturnos, bares y salones de fiesta	25
--	----

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 3.6

I. En los locales en que se instale un sistema de aire acondicionado que requiera condiciones herméticas, se instalarán ventilas de emergencia hacia el exterior con un área mínima del 10% de lo dispuesto en la fracción II del inciso 3.4.2.1;

II. Las escaleras en cubos cerrados podrán estar ventiladas mediante ductos adosados a los paramentos verticales que la circundan, cuya área en planta debe responder a la siguiente función:

$$A h / 200$$

En donde:

A= área en planta del ducto de ventilación en metros cuadrados h= altura del edificio, en metros lineales s= área en planta del cubo de la escalera, en metros cuadrados

III. Las aberturas de los cubos de escaleras a estos ductos deben tener un área entre el 15% y el 8% de la planta del cubo de la escalera en cada nivel y estar equipadas con persianas de cierre hermético controladas por un fusible de calor; y,

IV. En todos los casos, el cubo de la escalera no estará ventilado al exterior en su parte superior, para evitar que funcione como chimenea, la puerta para azotea debe contar con cierre automático, cerrar herméticamente y tener la siguiente leyenda "ESTA PUERTA DEBE PERMANECER CERRADA".

NOM-011-ENER-2006 (PDF) Eficiencia energética en acondicionadores de aire tipo central, paquete o dividido. Límites, métodos de prueba y etiquetado.

NFPA 14 Norma para la instalación de sistemas de tubería vertical y de mangueras

NOM-021-ENER/SCFI-2017 (PDF) Eficiencia energética y requisitos de seguridad al usuario en acondicionadores de aire tipo cuarto. Límites, métodos de prueba y etiquetado.

NOM-023-ENER-2018 (PDF) Eficiencia energética en acondicionadores de aire tipo dividido, descarga libre y sin conductos de aire. Límites, métodos de prueba y etiquetado.

NOM-026-ENER-2015 (PDF) Eficiencia energética en acondicionadores de aire tipo dividido (Inverter) con flujo de refrigerante variable, descarga libre y sin ductos de aire. Límites, métodos de prueba y etiquetado.

3.4.5. Iluminación de emergencia

Los locales indicados en la Tabla 3.7, deben tener iluminación de emergencia en los porcentajes mínimos que en ella se establecen.

Tabla 3.7

TIPOS DE EDIFICACIÓN	UBICACIÓN	ILUMINACIÓN DE EMERGENCIA (en por ciento)
COMERCIAL		
Comercios en general	Zonas de venta en tiendas de especialidades, autoservicio, departamentales y centros comerciales	10
SERVICIO		
Administración	Mayores a 80 m2 construidos	10
Hospitales y centros de salud		
Atención a usuarios internos.	Recepción, vestíbulos y salas de espera	30
	Locales comerciales (servicios)	50
	Salas de preparación operatoria, recuperación, curaciones y terapias	100
	Salas de operación y de expulsión, laboratorios y cuarto séptico	100
	Morgue	20
Atención médica o dental a usuarios externos	Servicios sanitarios	50
	Central de esterilización y equipos	20
	Urgencias	70
	Consultorios	50
	Elevadores	50
	Encamados	30
Asistencia social		
Asilos, casas de cuna y asistencia	Vestíbulos, salas de espera, servicios sanitarios y pasillos	5
Asistencia animal		
Atención veterinaria	Bioterio	50
Educación e instituciones científicas		
Laboratorios en centros de educación e institutos de investigación, centros de información	Pasillos y bioterios	5
Exhibiciones		

Galerías de arte, museos y salas de exposición de más de 40 m ² construidos	Circulaciones y servicios	10
Zonas de galerías en edificaciones de deportes y recreación	Circulaciones y servicios	5
Centros de información	Bibliotecas	5
Instituciones religiosas		
Templos	Pasillos	5
Alimentos y bebidas		
(con o sin esparcimiento)	Zonas de comensales en locales de alimentos y bebidas con una superficie mayor a 40 m ² construidos	5
Entretenimiento y recreación social		
Entretenimiento	Zona de público en auditorios, salas de teatro, cines y conciertos, cinescopia	5
Recreación social	Centros culturales, salones de fiestas	5
Deportes y recreación		
Prácticas y espectáculos deportivos	Circulaciones y servicios sanitarios	5
Alojamiento		
Hoteles y moteles	Circulaciones y servicios sanitarios	5
Policía, bomberos y reclusorios		
Centrales de policía, estaciones de bomberos y cuarteles	Circulaciones y servicios sanitarios	5
Funerarios, transportes y comunicaciones		
Atención al público	Circulaciones y servicios sanitarios	10
INDUSTRIA		
Para todo tipo de industria	Zonas de trabajo y servicios sanitarios	5

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 3.7

I. El proyecto debe prever que estas áreas correspondan a las zonas prioritarias que permitan el desalojo normal en condiciones de seguridad;

II. Cuando no exista una planta de emergencia propia, se deben instalar sistemas automáticos e independientes que permitan el funcionamiento y la iluminación de las áreas prioritarias; y

III. En todos los géneros de edificios de más de 5 niveles, con excepción de las de uso habitacional, se debe alimentar con circuitos de emergencia al menos un 10% del total de la carga eléctrica de iluminación y fuerza que permita la operación de los vestíbulos, baños, circulaciones horizontales y verticales, incluyendo elevadores y áreas de resguardo.

NOM-001-SEDE Instalaciones Eléctricas (Utilización)

NOM-022-STPS Electricidad estática en los centros de trabajo-Condiciones de seguridad

NOM-029-ENER-2017 (PDF) Eficiencia energética de fuentes de alimentación externa. Límites, métodos de prueba, marcado y etiquetado.

NFPA 110 Norma para los sistemas de energía de emergencia y de reserva.

3.5. Eficiencia energética en edificaciones

En las edificaciones, excepto las destinadas a vivienda, para optimizar el diseño térmico y lograr la comodidad de sus ocupantes con el mínimo consumo de energía, se debe considerar lo dispuesto en la Norma Oficial Mexicana NOM008- ENER- "Eficiencia energética en edificios, envolvente de edificios no residenciales".

3.6. Locales para servicio médico

Las siguientes edificaciones deben contar con local de servicio médico con un sanitario con lavabo y escusado y la cantidad de mesas de exploración señaladas en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8

TIPO DE EDIFICACIÓN	NÚMERO MÍNIMO DE MESAS DE EXPLORACIÓN
Educación elemental, centros culturales de más de 500 ocupantes	Una por cada 500 alumnos o fracción, a partir de 501
Deportes y recreación de más de 10,000 concurrentes (excepto centros deportivos)	Una por cada 10,000 concurrentes
Centros deportivos de más de 1,000 concurrentes	Una por cada 1,000 concurrentes

Centros comerciales de más de 1,000 concurrentes	Una por cada 1,000 concurrentes
De alojamiento de 100 cuartos o más	Una por cada 100 cuartos o fracción, a partir de 101
Industrias de más de 50 trabajadores	Una por cada 100 trabajadores o fracción, a partir de 51

CAPÍTULO 4

4. COMUNICACIÓN, EVACUACIÓN Y PREVENCIÓN DE EMERGENCIAS

4.1. Elementos de comunicación y circulaciones

En el diseño y en la construcción de los elementos de comunicación se debe cumplir con las disposiciones que se establecen en este capítulo, y en su caso, con lo dispuesto en las Normas Oficiales Mexicanas:

NOM-233-SSA1, "Que establece los requisitos arquitectónicos para facilitar el acceso, tránsito, uso y permanencia de las personas con discapacidad en establecimientos de atención médica ambulatoria del Sistema Nacional de Salud", NOM-026-STPS, "Colores y señales de seguridad e higiene, e identificación de riesgos por fluidos conducidos en tuberías" y

NOM-003-SEGOB, "Señales y avisos para protección civil - Colores, formas y símbolos a utilizar".

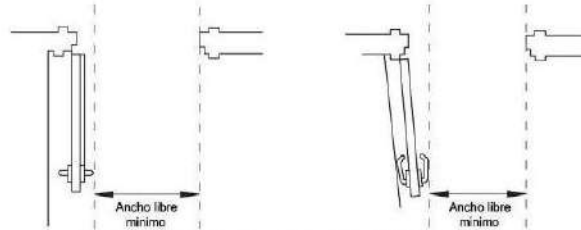
NMX-R-050-SCFI Accesibilidad de las personas con discapacidad a espacios construidos de servicio al público - Especificaciones de seguridad.

NFPA 101 Código de seguridad humana.

Adicionalmente a lo dispuesto en este subcapítulo, se debe observar lo establecido en 4.3 (Rutas de evacuación y salidas). El cálculo de los elementos de comunicación y circulaciones podrá realizarse de manera alternativa en función a los factores de carga de ocupantes indicados en el Apéndice Normativo A.

4.1.1. Puertas

Las puertas de acceso, intercomunicación y salida deben tener una altura mínima de 2.10m y una anchura libre que cumpla con la medida de 0.60m por cada 100 personas o fracción, pero sin reducir las dimensiones mínimas que se indica en la Tabla para cada tipo de edificación. En los casos donde no se especifique el ancho en dicha tabla, deberá tener un ancho mínimo de 0.90m.



Dibujo 4.1.1.A. Puerta ancho libre - planta

Tabla 4.1

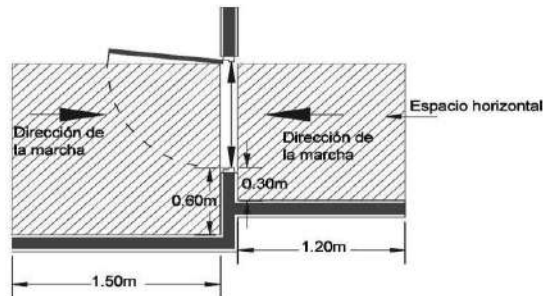
TIPO DE EDIFICACIÓN	TIPO DE PUERTA	ANCHO MÍNIMO (en metros)
HABITACIONAL		
Vivienda unifamiliar y plurifamiliar	Acceso principal	0.90
	Locales habitables	0.90
	Cocinas y baños	0.80
COMERCIAL		
Almacenamiento y abasto		
Mercados públicos	Acceso principal	1.50
Tiendas de productos básicos y especialidades	Acceso principal	1.20
Tiendas de autoservicio	Acceso principal	1.50
Tiendas de departamentos y centros comerciales	Acceso principal	2.20
Agencias y talleres de reparación y mantenimiento	Acceso principal de vehículos	2.50
	Acceso principal peatonal	1.20
Tiendas de servicios	Acceso principal	1.20
SERVICIOS		
Administración		
Bancos, casas de bolsa y de cambio	Acceso principal	1.20
Oficinas privadas y públicas	Acceso principal	0.90
Servicios diversos	Acceso principal	0.90
Hospitales y centros de salud		

Atención médica o dental a usuarios externos	Acceso principal Consultorios	1.20 0.90
	Acceso principal	1.20
Atención a usuarios internos	Cuarto de encamados	0.90
	Sala de operaciones	1.20
Servicios médicos de urgencia (público y privados)	Acceso principal	1.50
Asistencia social		
Residencias colectivas	Acceso principal	1.20
	Dormitorios, cocinas y baños	0.90
Asistencia animal	Acceso principal	0.90
Educación e instituciones científicas		
De todo tipo	Acceso principal	1.20
	Aulas	0.90
Exhibiciones		
Exhibiciones (museos, galerías, etc.)	Acceso principal	1.20
Centros de información	Acceso principal	1.20
Instituciones religiosas		
Lugares de culto, templos y sinagogas	Acceso principal	1.20
Alimentos y bebidas		
De todo tipo	Acceso principal	1.20
	Cocina y sanitarios	0.90
Entretenimiento y recreación social		
De todo tipo	Acceso principal y entre vestíbulo y	1.20
	Sanitarios	0.90
Deportes y recreación		
Prácticas y espectáculos deportivos	Acceso principal	1.20
Alojamiento		
Hoteles, moteles, albergues turísticos juveniles	Acceso principal	1.20
	Cuartos para alojamiento	0.90
Casas de huéspedes	Acceso principal	0.90

Policía y bomberos		
Estaciones, garitas, oficinas ministeriales y juzgados	Acceso principal	1.20
Reclusorios	Celdas	0.90
Emergencias	Acceso principal	1.20
Funerarios		
Agencias funerarias, mausoleos y crematorios	Acceso principal	1.20
	Paso de féretros	1.10
Transportes y comunicaciones		
Estacionamientos privados y públicos, incluyendo encierros de vehículos	Acceso peatonal	0.90
	Acceso de vehículos	2.50
Terminales de autobuses foráneos	Acceso principal	1.20
Estaciones del Sistema de Transporte Colectivo	Acceso principal	2.40
Terminales ferroviarias	Acceso principal	1.20
Aeropuertos	Acceso principal	2.40
Helipuertos	Acceso principal	1.20
INDUSTRIA		
Para todo tipo de industria	Acceso principal peatonal	1.20
Para todo tipo de industria	Acceso a equipos industriales	0.60

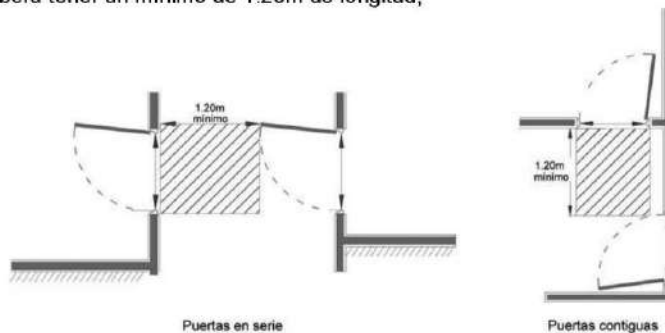
CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 4.1

I. Las puertas contarán con un espacio horizontal al mismo nivel en ambos lados igual al ancho de la puerta más mínimo 0.30m adicionales del lado de la manija por mínimo 1.20m de longitud cuando el abatimiento sea opuesto al usuario (empujar) y mínimo 0.60m adicionales del lado de la manija por mínimo 1.50m de longitud cuando el abatimiento sea hacia el usuario (jalar) para permitir la aproximación y maniobra de las personas con discapacidad (ver Dibujo 4.1.1B);



Dibujo 4.1.1.B. Puerta espacio horizontal - planta

II. La distancia libre entre dos puertas en serie, contiguas u opuestas y completamente abatidas deberá tener un mínimo de 1.20m de longitud;



Dibujo 4.1.1.C. Distancia entre dos puertas – planta

III. En el umbral de las puertas, la elevación de las superficies de pisos a ambos lados no deberá exceder de 13mm de altura y deberá biselarse;

IV. Las manijas de puertas destinadas a espacios para personas con discapacidad serán de tipo palanca o de apertura automática colocadas a una altura entre 0.90m y 1.00m;

V. Cuando se utilicen puertas giratorias o torniquetes, el acceso o circulación debe contar con una puerta abatible a un lado con un ancho mínimo de 0.90m;

VI. Para el cálculo del ancho mínimo del acceso principal podrá considerarse solamente la población del piso o nivel de la edificación con mayor número de personas sin perjuicio de que se cumpla con los valores mínimos indicados en la Tabla 4.1;

VII. La fuerza máxima para operar una puerta debe ser de 20Kgf sin mecanismos cierra-puertas y 67Kgf con cierra-puertas. En las puertas de sanitarios para personas con

discapacidad tendrán una fuerza máxima de 20Kgf cuando se utilicen mecanismos cierra-puertas;

VIII. Las puertas de vidrio deben contar con vidrio de seguridad que cumpla con la Norma Oficial Mexicana NOM-146-SCFI Productos De Vidrio;

IX. Las puertas de vidrio o cristal en cualquier edificación deben contar con protecciones o estar señalizadas con elementos que impidan el choque del público contra ellas con una señalización a una altura entre 1.20 y 1.50 m de al menos 78.5 cm²;

X. El abatimiento de las puertas deberá dejar libre por lo menos la mitad del ancho reglamentario de un pasillo, pasadizo o descanso sin obstruir. En pasillos, el ancho libre con las puertas abatidas no deberá ser menor a 0.90m;

XI. A efecto de permitir el uso de otros cubos de escalera en caso de emergencia, deberá permitirse que las puertas en dichos cubos de escaleras puedan permitir el reingreso al interior del edificio cuando menos cada 4 pisos; y

XII. Para el caso de puertas giratorias; de acceso controlado; accionadas mecánica, eléctrica o neumáticamente; torniquetes; corredizas horizontales y en divisiones plegables, podrá consultarse el "NFPA, 101 Código de Seguridad Humana" vigente.

4.1.2. Pasillos

Los pasillos deben tener un ancho libre que cumpla con la medida de 0.60m por cada 100 personas o fracción, sin reducir las dimensiones mínimas que se indican en la Tabla 4.2 para cada tipo de edificación. En los casos donde no se especifique el ancho en dicha tabla, deberá tener un ancho mínimo de 0.90m.

Tabla 4.2

TIPO DE EDIFICACIÓN	CIRCULACIÓN HORIZONTAL	ANCHO (en metros)	ALTURA (en metros)
HABITACIONAL			
Vivienda unifamiliar y plurifamiliar	Pasillos	0.75	2.30
	Comunes a dos o más viviendas	0.90	2.30
Residencias colectivas	Pasillos comunes a dos o más cuartos	0.90	
COMERCIAL			
Abasto y almacenamiento			
Mercados, tiendas de productos básicos y de autoservicio,	Pasillos en áreas de venta	1.20	2.30

tiendas departamentales y centros comerciales			
Agencias y talleres de reparación	Pasillo principal	1.20	2.30
SERVICIOS			
Administración			
Bancos, oficinas, casas de bolsa y casas de cambio	Circulación principal Circulación secundaria	1.20 0.90	2.30 2.30
Hospitales y centros de salud			
Atención médica a usuarios externos	Circulación en área de pacientes	1.20	2.30
Atención a usuarios internos	Circulaciones por las que circulen camillas	1.80	2.30
Servicios médicos de urgencias	Circulaciones por las que circulen camillas	1.80	2.30
Asistencia animal			
Áreas de trabajo	Áreas de trabajo	DRO	DRO
Educación e instituciones científicas			
De todo tipo	Corredores o pasillos comunes a dos o más aulas o salones	1.20	2.30
Exhibiciones			
Museos, galerías de arte, etc.	En áreas de exhibición	1.20	2.30
Centros de información			
Bibliotecas	Pasillos	1.20	2.30
Instituciones religiosas			
Lugares de culto Templos, iglesias y sinagogas	Pasillos centrales y laterales	1.20	2.50
Alimentos y bebidas			
Cafés, restaurantes, bares, etc.	Circulaciones de servicio y autoservicio.	1.20	2.30
Entretenimiento y Deportes			
Espectáculos y reuniones	Túneles	1.80	2.30
Recreación social			

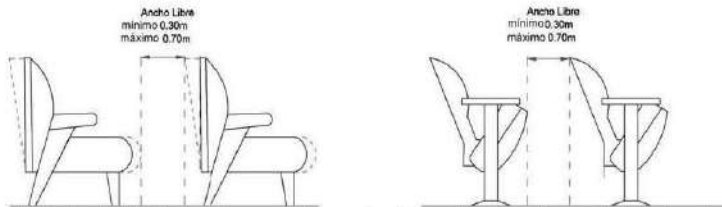
Centros comunitarios, sociales, culturales, salones de fiestas, etc.	Pasillos principales	1.20	2.40
Alojamiento			
Hoteles y moteles	Pasillos comunes a dos o más cuartos	1.20	2.30
Casas de huéspedes	Pasillos comunes a dos o más cuartos	0.90	2.30
Albergues turísticos juveniles	Pasillos comunes a dos o más cuartos	1.20	2.30
Policía y bomberos			
Policía y bomberos	Pasillos principales	1.20	2.30
Reclusorios			
Centros de readaptación social, de integración familiar y reformatorios	Circulaciones para interiores	1.20	2.40
Funerarios			
Agencias funerarias, cementerios, crematorios y mausoleos	Pasillos en donde circulen personas	1.20	2.30
	Pasillos en donde circulen féretros	1.80	2.30
Transportes y comunicaciones			
INDUSTRIA			
Para todo tipo de industria	Acceso a equipos industriales	0.60	2.03

CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 4.2

- I. La altura libre en pasillos deberá tener mínimo 2.30m y se permiten elementos desde el techo no inferiores a 2.03m de altura con respecto al piso terminado, excepto lo indicado en la Tabla 4.2;
- II. En edificios públicos, los pisos de los pasillos deben ser de materiales antiderrapantes;
- III. Los pasillos deben estar libres de cualquier obstáculo;
- IV. Un pasillo que sirve como continuación desde el cubo de una escalera deberá tener la misma clasificación de resistencia al fuego, indicadas en el numeral 4.4.2.

v. Los pasillos entre los asientos (sillas, butacas o gradas), para todos los usuarios incluyendo a las personas con discapacidad, deberán tener un ancho libre mínimo de 0.30m y este mínimo deberá incrementarse en función de la longitud de la fila de acuerdo con lo siguiente:

- a) Cuando los asientos desembocan a dos pasillos laterales deberá contar con máximo 100 asientos por fila;
- b) Cuando los asientos desembocan a dos pasillos laterales deberá incrementarse en 8mm por cada asiento adicional a 14, con un ancho máximo de 0.70m;
- c) Cuando los asientos desemboquen a un sólo pasillo lateral deberán tener un recorrido máximo de 9.00m de longitud entre cualquier asiento y un pasillo;
- d) Cuando los asientos desemboquen a un sólo pasillo lateral deberá incrementarse en 16mm por cada asiento adicional a 8;
- e) Cuando los asientos no se encuentren fijos al piso, deberán respetarlas disposiciones anteriores y deberán estar unidos entre si evitando su desplazamiento;



Dibujo 4.1.2.A. Ancho pasillos entre filas de asientos - vista lateral

VI. Los anchos libres mínimos de los pasillos laterales y otros componentes de la ruta de evacuación que se utilizan hacia asientos dispuestos en filas (sillas, butacas o gradas), para todos los usuarios incluyendo a las personas con discapacidad, no deberán ser menores a lo siguiente:

- a) 1.20m para escaleras con asientos a ambos lados o 0.90m cuando el pasillo sirve a máximo 50 asientos;
- b) 0.90m para escaleras con asientos en uno de sus lados;
- c) 1.10m para pasillos horizontales o con pendiente que tengan asientos a ambos lados, o 0.90m cuando el pasillo sirva a máximo 50 asientos;
- d) 0.90 m para pasillos horizontales o con pendiente que tengan asientos en uno de sus lados;
y

VII. Las gradas en las edificaciones para deportes y teatros al aire libre deben cumplir con las siguientes disposiciones:

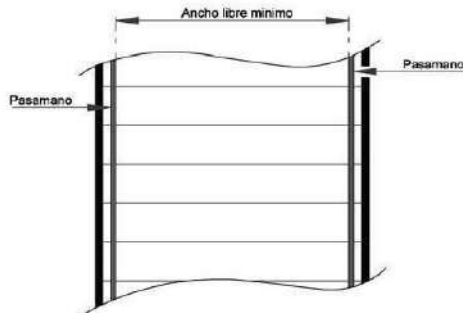
- a) El peralte máximo será de 0.45m y la profundidad mínima de 0.70m, excepto cuando se instalen butacas sobre las gradas, en cuyo caso se ajustará a lo dispuesto en las fracciones que anteceden;
- b) Debe existir una escalera con ancho mínimo de 0.90m por cada 9.00m de desarrollo horizontal de gradería; y
- c) Cada 10 filas habrá pasillos paralelos a las gradas, con anchura mínima igual a la suma de las anchuras reglamentarias de las escaleras que desemboquen a ellas entre dos puertas o salidas contiguas.

4.1.3. Escaleras

El ancho libre de las escaleras para cualquier edificación no será menor que los valores establecidos en la Tabla 4.3, que se incrementarán en 0.60m por cada 75 personas o fracción, con excepción de las siguientes:

Tabla 4.3. A

TIPO DE EDIFICACIÓN	INCREMENTO
Asilos y centros de asistencia	0.80 m por cada 75 personas o fracción
Sanitarias sin rociadores automáticos	1.20 m por cada 75 personas o fracción
Con contenidos o procesos que pueden generar un incendio con extrema rapidez u ocasionar explosiones	1.42 m por cada 75 personas o fracción



Dibujo 4.1.3.A. Escalera ancho libre – planta

En los casos donde no se especifique el ancho mínimo en la Tabla 4.3, se deberá considerar un ancho mínimo de 0.90m.

Tabla 4.3

TIPO DE EDIFICACIÓN	TIPO DE ESCALERA	ANCHO MÍNIMO (en m)
HABITACIONAL		
Vivienda unifamiliar y plurifamiliar Residencias colectivas	Privada o interior con muro en un solo costado	0.75
	Privada o interior confinada entre dos muros.	0.90
	Común a dos o más viviendas	0.90
COMERCIAL		
Almacenamiento y abasto		
Mercados públicos	Hacia tapanco o similar	0.60
Tiendas de productos básicos	Para público	0.90
Tiendas de especialidades. Tiendas de autoservicio Tiendas de departamentos y centros comerciales y de servicios	Para público (hasta 250 m2)	0.90
	Para público (más de 250 m2)	1.20
Agencias y talleres de reparación de vehículos Venta de combustibles y explosivos	Para público	0.90
SERVICIOS		
Administración		
Bancos, casas de bolsa y casas de cambio	Para público	1.20
Oficinas privadas y públicas	Para público hasta 5 niveles	0.90
	Para público más de 5 niveles	1.20
Tiendas de servicios y baños públicos	Para público	0.90
Hospitales y centros de salud		
Atención médica o dental a usuarios externos	Para público	0.90
Atención a pacientes internos	En las que se pueden transportar camillas	1.20
	En descansos, en donde gire la camilla	1.80
Servicios médicos de urgencia (públicos y privados)	En descansos, en donde gire la camilla	1.80

Asistencia animal		
	Áreas de trabajo	0.90
Educación, exhibiciones y centros de información		
	En zona de aulas y salones	1.20
	Pasillos interiores	0.90
Atención y educación preescolar. Educación formal básica y media. Educación formal, media superior y superior, y educación informal. Institutos de investigación Museos y exhibiciones Centros de información	Para público	1.20
Instituciones religiosas, alimentos y bebidas, entretenimiento, recreación social y deportes	Para público	1.20
Alojamiento		
Hoteles y moteles Casas de huéspedes Albergues turísticos juveniles	Para público en zona de habitaciones	1.20
	Para público	0.90
Policía y bomberos		
	Para uso de internos	1.20
Funerarios		
Agencias funerarias Cementerios Crematorios y mausoleos	En donde se puedan transportar féretros	1.20
	Los descansos en donde gire el féretro	1.80
Transportes y comunicaciones		
Estacionamientos privados y públicos, incluyendo encierros de vehículos	Para público	1.20
Sitios, paraderos y estaciones de transferencia de autobuses urbanos y suburbanos, microbuses, trolebuses y tranvías Terminales de autobuses foráneos Estaciones del Sistema de Transporte Colectivo Terminales ferroviarias	Para público	1.50
Embarcaderos Aeropuertos y helipuertos Comunicaciones	Para público	1.20
INDUSTRIAL		

Para todo tipo de industria	Para público	0.90
Para todo tipo de industria	Acceso a equipos industriales	0.60
INFRAESTRUCTURA		
Infraestructura	Para público	0.90
ESPACIOS ABIERTOS		
	Para público	1.20

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 4.3

I. Las dimensiones de diseño de escaleras deberán cumplir con lo siguiente:

Tabla 4.3. B

CARACTERÍSTICA	DIMENSIÓN
Altura máxima de peraltes	0.18 m
Altura mínima de peraltes	0.10 m
Altura máxima de peraltes en escaleras de servicio de uso limitado	0.20 m
Profundidad mínima de la huella	0.25 m (entre las proyecciones verticales de dos narices contiguas)
Altura máxima entre descansos	2.70 m
Ancho de descanso	Igual o mayor al ancho libre mínimo de la escalera.
Longitud del descanso	El correspondiente al ancho libre mínimo reglamentario de la escalera y mínimo 1.20 m.

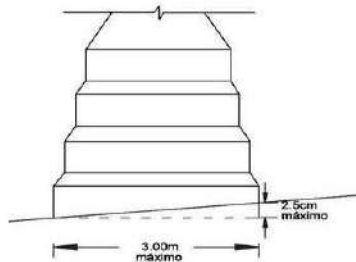
II. En el caso de las escaleras de acceso a equipos industriales deberán cumplir con lo siguiente:

Tabla 4.3. C

CARACTERÍSTICA	DIMENSIÓN
Altura máxima de peraltes	0.23 m
Altura mínima de peraltes	0.10 m
Profundidad mínima de la huella	0.25 m (entre las proyecciones verticales de dos narices contiguas)
Altura máxima entre descansos	3.66 m

Ancho de descanso	Igual o mayor al ancho libre mínimo de la escalera.
Longitud del descanso	El correspondiente al ancho libre mínimo reglamentario de la escalera y mínimo 0.60 m.

III. En el peralte adyacente a un descanso o circulación con pendiente deberá permitirse una variación máxima de 2.5cm por cada 3.00m del ancho de la escalera;

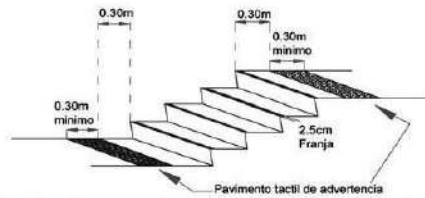


Dibujo 4.1.3.B. Escalón y descanso con pendiente - vista frontal

IV. En cada tramo de escalera, no debe existir una variación mayor a 5mm en las huellas de escalones adyacentes o en los peraltes de escalones adyacentes. En ningún tramo de la escalera debe existir una diferencia mayor a 1cm entre la altura del peralte más alto y el más bajo o entre la profundidad de la huella más grande y la más pequeña;

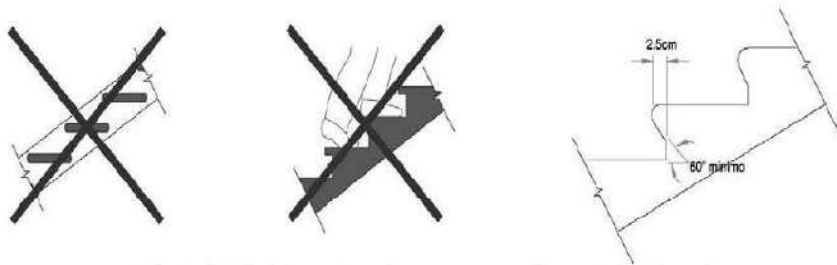
V. En las edificaciones donde las escaleras constituyen el único medio de comunicación entre los pisos y formen parte de una ruta para personas con discapacidad, con excepción de vivienda unifamiliar y bifamiliar deben cumplir con las siguientes condiciones:

- a) Las escaleras o escalinatas de más de tres escalones deben contar con pasamanos en ambos lados y cumplir con el numeral 2.3.9 de pasamanos y barandales;
- b) Al principio y final de un tramo de escaleras se contará con un espacio horizontal de cuando menos el ancho de la escalera por mínimo 1.20m de longitud;
- c) Se debe tener pavimento táctil de advertencia al principio y final de un tramo de escaleras con una longitud mínima de 0.30m por todo el ancho colocado a 0.30m antes del cambio de nivel del arranque y la llegada de la escalera;



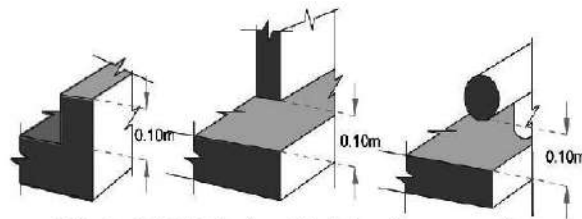
Dibujo 4.1.3.C. Escalera pavimento táctil y franja color - perspectiva

- d) Los escalones deben contar con piso firme, antiderrapante, con contraste entre huellas y peraltes y una franja de 2.5cm de ancho en el borde de la huella de color contrastante a lo largo del escalón;
- e) Los peraltes no deberán ser abiertos, exceptuando las ocupaciones industriales, penitenciarias y correccionales, y de reuniones públicas en los pasos de gato. Las narices no deben proyectarse horizontalmente del peralte a más de 2.5cm y la nariz se unificará con el peralte en un ángulo no menor a 60° con respecto a la horizontal;



Dibujo 4.1.3.D. Escalera huellas y peraltes - vista lateral

- f) Cuando existan escaleras con alguno de sus lados abiertos, se debe contar con una protección lateral de por lo menos 0.10m de altura a todo lo largo de la escalera incluyendo los descansos.

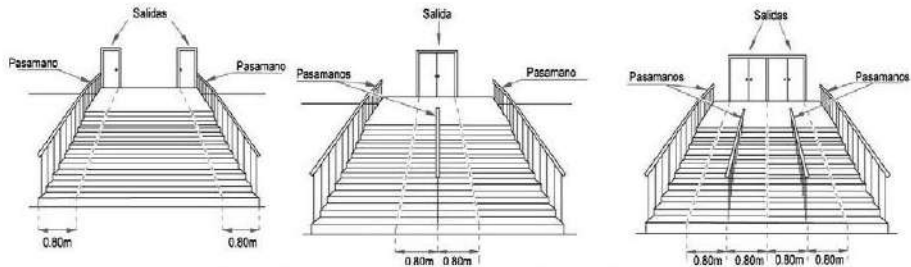


Dibujo 4.1.3.E. Protección lateral - perspectiva

- VI Los descansos deben permanecer libres para la circulación y el abatimiento de las puertas no debe invadir el espacio mínimo del descanso;

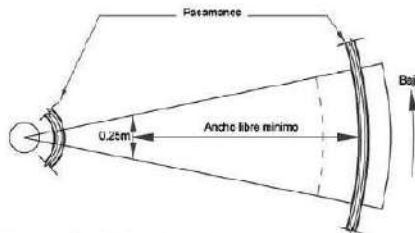
VII. Todas las escaleras deben contar con pasamanos y/o barandales en ambos lados y deben cumplir con el numeral 2.3.9;

VIII. Las escaleras interiores y exteriores mayores a 2.00m de ancho que formen parte de una ruta de evacuación, deberán contar con pasamanos en el recorrido natural inducido por cada componente de salida, asumiendo un ancho de 0.80m a partir de cada pasamano. Los tramos de escaleras que no formen parte de una ruta de evacuación, con anchos mayores a 2.00m deben contar con pasamanos en ambos lados y los anchos mayores a 4.00m deben contar adicionalmente con pasamanos intermedios;



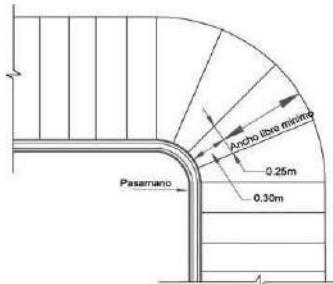
Dibujo 4.1.3.F. Escalera pasamanos intermedio - perspectiva

IX. Las escaleras de caracol se permitirán en ocupaciones de reunión (en los pasos de gato o parrillas de personal), en correccionales (para el acceso hacia y entre puestos de personal), en vivienda unifamiliar, bifamiliar y plurifamiliar dentro de cada unidad de vivienda; industriales; oficinas; almacenamiento y mercantiles. El ancho libre mínimo reglamentario de la escalera deberá medirse a partir del punto donde la profundidad de la huella mida 0.25m, hasta el pasamanos externo. Debe contar con pasamanos a ambos lados de la escalera. El giro de la escalera deberá ser tal que los usuarios al descender tengan el pasamano externo del lado derecho;



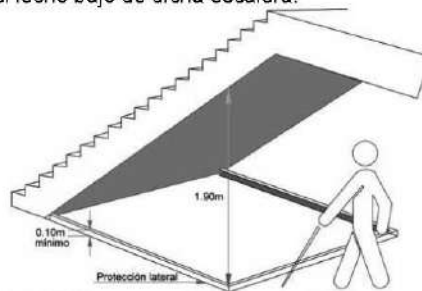
Dibujo 4.1.3.G. Escalera de caracol - planta

X. El ancho libre mínimo reglamentario de los escalones en abanico, deberá ser medido a partir de un punto ubicado a 0.30m del pasamanos del lado interior de la escalera con una huella de 0.25m como mínimo; y



Dibujo 4.1.3.H. Escalera en abanico - planta

XI. En escaleras con circulación bajo éstas, se colocará una protección horizontal a una altura mínima de 0.10m perimetralmente o en los lados abiertos bajo la escalera, a partir de una altura menor a 1.90m del lecho bajo de dicha escalera.



Dibujo 4.1.3.I. protección bajo abierto - perspectiva

4.1.3.1. Escaleras industriales

En espacios con uso industrial y bodegas se permite el uso de escaleras para uso interno con peraltes hasta de 0.23m, huellas de 0.25m como mínimo y con acabado antiderrapante.

4.1.3.2. Escalas

En espacios con uso industrial y bodegas, se permite el uso de escalas exclusivamente para mantenimiento y acceso a equipos con peralte máximo de 0.30m, huella no menor de 0.12m y una longitud máxima de 3.00m; siempre estarán dotadas de pasamanos a ambos lados. Cuando la longitud sea mayor de 3.00m, se colocarán protecciones para el usuario de forma circular y rigidizadas verticalmente entre sí a toda su longitud a partir de una altura de 2.20m.

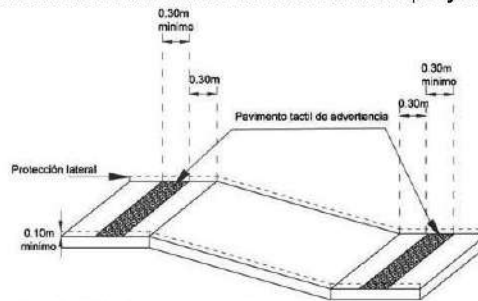
4.1.3.3. Escalas marinas

La escala marina será vertical con peralte máximo de 0.30m, permitiéndose la huella sin el acabado antiderrapante. Cuando la longitud sea mayor de 3.00m se colocarán protecciones para el usuario de forma circular y rigidizadas verticalmente entre si a toda su longitud a partir de una altura de 2.20m.

4.1.4. Rampas peatonales

Las rampas peatonales que se proyecten en las edificaciones deben cumplir con las siguientes condiciones de diseño:

- I. Los pasillos con desniveles hasta de 0.30m y pendiente menor o igual al 4% no deben ser considerados rampas;
- II. Los anchos de las rampas deberán respetar las condiciones de diseño que se establecen en el numeral 4.1.2, teniendo en todos los casos un ancho libre mínimo de 1.00m entre pasamanos;
- III. La longitud máxima de una rampa entre descansos será en relación a las siguientes pendientes máximas: 6% en una longitud entre 6.00 a 10.00m, 8% en una longitud entre 3.00 a 5.99 y con una pendiente transversal máxima del 2%;
- IV. Contar con pasamanos en ambos lados y cumplir con el numeral 2.3.9 de pasamanos y barandales;
- V. Cuando la pendiente sea mayor al 5% se debe contar con pavimento táctil de advertencia al principio y al final de un tramo de rampa, con una longitud mínima de 0.30m por todo el ancho colocado a 0.30m antes del cambio de nivel del arranque y la llegada de la rampa;



Dibujo 4.1.4.A. Rampa pavimento táctil – perspectiva

- VI. Cuando existan rampas con longitud mayor de 1.20m con alguno de sus lados abierto, se debe contar con una protección lateral (ver Dibujo 4.1.3-E) de por lo menos 0.10m de altura a todo lo largo de la rampa incluyendo los descansos;
- VII. El ancho de los descansos entre tramos de rampas debe ser cuando menos igual al ancho de la rampa por mínimo

1.20m de longitud;

- VIII. Al principio y final de un tramo de rampa se contará con un espacio horizontal de cuando menos el ancho de la rampa por mínimo 1.20m de longitud, en este espacio no se colocará ningún elemento que obstaculice su uso;
- IX. Cualquier cambio en la dirección del recorrido, deberá hacerse solamente en los descansos;
- X. Los materiales utilizados para su construcción deben ser antiderrapantes;
- XI. En rampas con circulación bajo éstas, se colocará una protección horizontal a una altura mínima de 0.10m perimetralmente o en los lados abiertos bajo la rampa, a partir de una altura menor a 1.90m del lecho bajo de dicha rampa;
- XII. Las rampas que se encuentren en rutas de evacuación deberán ser de construcción fija permanente; y
- XIII. Las rampas y descansos exteriores deberán diseñarse para evitar la acumulación de agua en su superficie.

4.1.5. Elevadores

En el diseño y construcción de elevadores, escaleras eléctricas y bandas transportadoras se debe cumplir con lo dispuesto en la Norma Oficial Mexicana NOM-053-SCFI, "Elevadores eléctricos de tracción para pasajeros y carga - Especificaciones de seguridad y métodos de prueba para equipos nuevos" y con lo establecido en el Artículo 620 "ascensores, montacargas, escaleras eléctricas y pasillos móviles, escaleras y elevadores para sillas de ruedas" de la Norma Oficial Mexicana NOM-001- SEDE "Instalaciones eléctricas (utilización)".

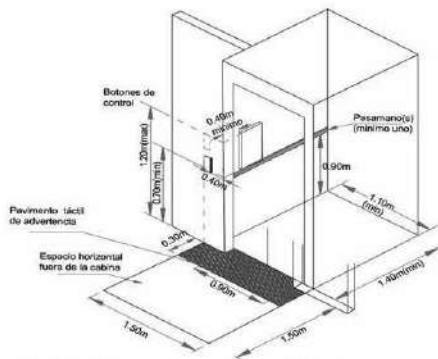
Cuando existan 4 cabinas en un edificio, deberán dividirse de manera tal que se provean por lo menos dos cubos de elevador separados. De existir más de 4, la cantidad de cabinas dentro de un único cubo no deberá exceder de 4.

4.1.5.1. Elevadores para pasajeros

Las edificaciones deberán contar con un elevador o sistema de elevadores para pasajeros que tengan una altura o profundidad vertical mayor a 13.00m desde el nivel de acceso de la edificación, o más de cuatro niveles, además de la planta baja. Quedan exentas las edificaciones plurifamiliares con una altura o profundidad vertical no mayor de 15.00m desde el nivel de acceso o hasta cinco niveles, además de la planta baja, siempre y cuando la superficie de cada vivienda sea, como máximo 65 m2 sin contar indivisos. Los cuartos de máquinas que contengan equipamiento para elevadores deberán estar provistos con sistemas independientes de ventilación o de aire acondicionado de manera tal que se mantenga la temperatura adecuada para la operación por bomberos de los elevadores en caso de

emergencia. La temperatura de funcionamiento será establecida por el fabricante del elevador. Adicionalmente, deberán cumplir con las siguientes condiciones de diseño:

- I. Los edificios de uso público que requieran de la instalación de elevadores para pasajeros tendrán al menos un elevador accesible con capacidad para transportar a personas con discapacidad. Las dimensiones en el interior de la cabina estarán de acuerdo a la demanda, tipo de servicio (general, prioritario o exclusivo para personas con discapacidad), número y posición de las puertas (para cabinas de una puerta o dos puertas opuestas mínimo 1.10m por 1.40m de longitud y para cabinas de dos puertas en ángulo mínimo 1.40m por 1.40m de longitud);
- II. Los elevadores o plataformas accesibles cumplirán con las siguientes condiciones de diseño:
 - a) Contar con un espacio horizontal fuera de la cabina del elevador en cada piso, de 1.50m de ancho que coincida con el vano de la puerta del elevador y con el área de controles y una longitud de 1.50m. En dicho espacio no se colocará ningún elemento que obstaculice su uso, y se debe contar con pavimento táctil de advertencia paralelo a la puerta del elevador con un ancho de 1.50m que coincida con el espacio horizontal fuera de la cabina y una longitud mínima de 0.30m;
 - b) La distancia entre el piso exterior y el piso de la cabina en el plano vertical y horizontal debe ser de máximo 3.5cm;
 - c) El ancho libre mínimo de la puerta a la cabina deberá ser de 0.90m, de apertura automática y contar con un sensor capaz de detectar objetos a una altura de 0.20m y 0.70m sobre el nivel de piso terminado;
 - d) Contar con un pasamano mínimo en la pared donde están ubicados los control eso en la pared adyacente a la puerta y cumplir con el numeral 2.3.9 de pasamanos y barandales;
 - e) Los botones de control en el exterior e interior de la cabina se ubicarán entre 0.70m y 1.20m de altura. Los botones interiores deben colocarse en alguna de las paredes laterales a una distancia de mínimo 0.40m de las esquinas en el plano horizontal. Los botones estarán acompañados por caracteres o números arábigos táctiles en alto relieve y en braille con color contrastante, colocados inmediatamente a la izquierda o parte inferior del botón que representan. Los botones deben tener indicadores visuales que muestren que la llamada ha sido registrada. Dicho indicador debe apagarse cuando la cabina efectúe la acción (arribo de cabina o al piso asignado);
 - f) La cabina contará con un indicador sonoro y visual de parada y de información de número de nivel.



Dibujo 4.1.5.A. Elevador exterior e interior - perspectiva

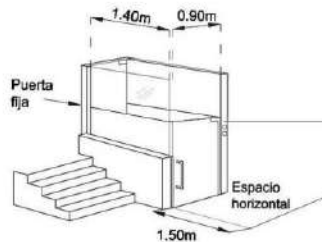
III. En edificios de uso público que por su altura no es obligatoria la instalación de elevadores para pasajeros, se debe prever la posibilidad de instalar una plataforma exclusiva para personas sobre silla de ruedas para comunicarlos niveles de uso público, en cualquiera de las siguientes categorías:

Tabla 4.4. A

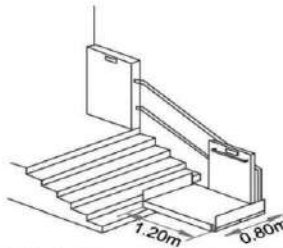
CATEGORÍA	CARACTERÍSTICAS	DIMENSIONES MÍNIMAS PLATAFORMA		
		ANCHO	LONGITUD	CONDICIÓN
Plataforma encerrada de cabina completa	Para recorridos de máximo 4.00 m de altura. Las paredes laterales de la plataforma deben ser fijas a todo lo largo de su recorrido. Deben tener puertas de cierre automático en todas las paradas. Debe contar con botones de control en el interior y exterior.	0.90 m	1.40 m	una puerta o dos puertas opuestas dos puertas en ángulo
		1.40 m	1.40 m	
Plataforma abierta de media cabina	Para recorridos de máximo 2.00m de altura. Contar con protección bajo la plataforma para evitar accidentes a terceras personas. Debe contar con puertas en sus dos accesos y paneles fijos en sus otros lados. Afuera de la plataforma, en el nivel superior deberá contar con una puerta.	0.90 m	1.40 m	una puerta o dos puertas opuestas dos puertas en ángulo
		1.40 m	1.40 m	

Plataforma salva-escalera	Deben utilizarse para edificios existentes, ubicados a la vista del personal encargado de la vigilancia o administración y estar equipados con sistemas de alarma. No deberán representar un obstáculo en una ruta de evacuación.	0.80 m	1.20 m	una persona en silla de ruedas
---------------------------	---	--------	--------	--------------------------------

Quando las plataformas de cabina completa o media cabina se instalen en ocupaciones educativas y guarderías, la cabina debe estar protegida con muros o mamparas sólidas a todo lo largo de su recorrido vertical y contar con cierres de puertas electromagnéticos. Las plataformas deberán cumplir con los requisitos de seguridad de acuerdo al ISO 9386;



Dibujo 4.1.5.B. . Plataforma abierta de media cabina - perspectiva



Dibujo 4.1.5.C. Plataforma salva-escalera - perspectiva

- IV. Para unidades hospitalarias, clínicas y edificaciones de asistencia social con más de un nivel con servicio de encamados en los niveles superiores se requerirán elevadores cuya cabina permita transportar una camilla y el personal que la acompaña con una dimensión de frente de 1.50m y de fondo 2.30m;
- V. La capacidad de transporte del elevador o sistema de elevadores será cuando menos la que permita desalojar 10% de la población total del edificio en 5 minutos; se debe indicar

claramente en el interior de la cabina la capacidad máxima de carga útil, expresada en kilogramos y en número de personas, calculada en 70 kilos cada una;

- VI. Los cables y elementos mecánicos deben tener una resistencia igual o mayor al doble de la carga útil en operación;
- VII. Los elevadores contarán con elementos de seguridad para proporcionar protección al transporte de pasajeros;
- VIII. Para el cálculo de los elevadores se considerará la mayor afluencia de personas en planta baja y se tendrá un vestíbulo al frente cuyas dimensiones dependerán de la capacidad del elevador y del número de cabinas, considerando 0.32 m² por persona;
- IX. No deben colocarse escalones anteriores a las puertas de acceso; y
- X. El intervalo máximo de espera será de 80 segundos sin menoscabo de lo que se indica en la Tabla 4.4-B.

Tabla 4.4. B

TIPO DE EDIFICACIÓN	TIEMPO DE ESPERA MÁXIMO (en segundos)
HABITACIONAL	
Cualquier edificación	60
SERVICIOS	
Servicios administrativos y financieros	
Oficinas privadas	35
Oficinas públicas	45
Servicios de salud y asistencia	
Elevadores para público	45
Elevadores para pacientes	30
Servicios turísticos	
Hoteles	50
Comunicaciones y transportes	
Edificios para estacionamiento	60

4.1.5.2. Elevadores para carga

Los elevadores de carga en edificaciones de comercio deben calcularse considerando una capacidad mínima de carga útil de 250.00kg por cada metro cuadrado de área neta de la plataforma de carga. Los monta- automóviles o eleva-autos en estacionamientos deben calcularse con una capacidad mínima de carga útil de 200.00kg por cada metro cuadrado de área neta de la plataforma de carga. Estos elevadores contarán con elementos de seguridad

para proporcionar protección al transporte de pasajeros y carga; adicionalmente se debe cumplir con las siguientes condiciones complementarias:

- I. Para elevadores de carga en otras edificaciones, se debe considerar la máxima carga de trabajo multiplicada por un factor de seguridad de 1.5 cuando menos; y
- II. No se deben colocar escalones anteriores a las puertas de acceso.

4.1.6. Escaleras eléctricas

Las escaleras eléctricas para el transporte de personas tendrán una inclinación máxima de treinta grados y una velocidad máxima de 0.60 m/seg.

4.1.7. Bandas transportadoras para personas

Las bandas transportadoras para personas tendrán un ancho mínimo de 0.60m y máximo de 1.20m, una pendiente máxima de 15° y una velocidad máxima de 0.70 m/seg.

4.2. Señalización informativa y comunicación sensorial

Todo sistema de señalización y comunicación deberá garantizar el acceso a la información y comunicación a todas las personas, incluyendo a las personas con diferentes tipos de discapacidad. La señalización de orientación (mapas y localización de un espacio), dirección (rutas) o funcional (uso de un elevador) se compondrá de elementos visuales, táctiles y/o sonoros.

Las rutas accesibles deberán tener la información necesaria para orientarse durante toda la ruta y localizar los distintos espacios, destinos o servicios. La información deberá ser comunicada con gráficos o escrita a través de un sistema de señalización distribuida de manera sistematizada, instalados y diseñados para garantizar una fácil lectura en todo momento.

La señalización visual debe cumplir con lo siguiente:

- a) La señalización debe ser constante en su ubicación, formato y altura sobre el nivel del piso;
- b) Deberá contar con señalización en puntos críticos principalmente en cambios de dirección en una ruta, los puntos de comunicación del edificio y la ubicación de servicios;
- c) La señalización debe estar firmemente sujeta, con buena iluminación a cualquier hora y visible; y
- d) La información debe contrastar con el fondo de la señalización y de su entorno inmediato.

La señalización táctil para personas con discapacidad visual deberá cumplir con lo siguiente:

- a) Deberá colocarse a una altura entre 1.25m y 1.75m en paramentos verticales y en planos horizontales entre 0.90m y 1.20m. Cuando se coloque señalización táctil junto a una puerta deberá instalarse del lado de la manija;
- b) La información gráfica o escrita estará en alto relieve con una profundidad entre 1 y 5 mm con una altura de entre 1.5cm y 5cm; y
- c) La información escrita puede ser complementada con braille y se colocará en la parte inferior de la información escrita, con excepción de la información de botones de control donde se puede colocar inmediatamente a la izquierda.

4.3. Rutas de evacuación y salidas

Las características arquitectónicas de las edificaciones deben cumplir con lo establecido para rutas de evacuación y confinación de fuego, así como cumplir con las características complementarias y disposiciones que se describen a continuación.

Para el cumplimiento de lo establecido en los artículos del Reglamento en lo relativo a rutas de evacuación y salidas de emergencia, se observarán las disposiciones contenidas en este apartado. El Director Responsable de Obra, en la Memoria Descriptiva, debe fundamentar sobre la base de estas disposiciones las soluciones adoptadas y vigilar su correcta aplicación al proyecto y a la obra.

4.3.1. Rutas de evacuación

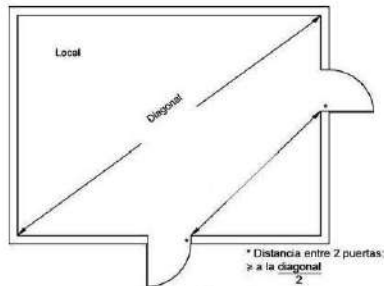
Todas las edificaciones clasificadas como de riesgo medio o alto deben garantizar el desalojo de todos sus ocupantes en caso de una emergencia por fuego, sismo o pánico, hasta que el último ocupante del local ubicado en la situación más desfavorable abandone el edificio, sin menoscabo de lo indicado en el artículo 92 del Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipios de Zacatecas . En su caso podrá contar con áreas de resguardo según se establece en 4.4.4.

En los edificios de riesgo de incendio medio y alto, el número de las rutas de evacuación desde cualquier nivel, deberá ser mínimo de dos. El número de rutas de evacuación desde cualquier planta o sección de la misma deberá ser como sigue: para carga de ocupantes superior a 500 pero no superior a 1000, será de mínimo 3 rutas y para carga de ocupantes superior a 1000, no inferior a 4 rutas (ver Apéndice Normativo A).

Además de lo indicado en el Capítulo IV del Título Quinto del Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipios de Zacatecas , en las rutas de evacuación se observarán las siguientes disposiciones:

I. Cuando en las rutas de evacuación se requieran dos puertas de "acceso a la salida", de "salida" o de "descarga de la salida", éstas deberán ubicarse entre sí a una distancia no inferior a la mitad de la longitud de la máxima dimensión diagonal del área del local o planta del edificio

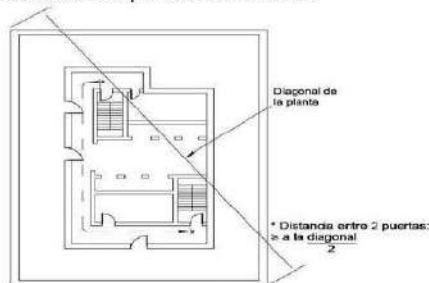
que debe ser servida, medida en línea recta entre el borde más cercano de las puertas de "acceso a la salida", "salida" o las "descarga de la salida";



Dibujo 4.3.1.A. Separación entre salidas - planta

II. En los edificios protegidos en su totalidad por un sistema de rociadores automáticos, la distancia mínima de separación entre dos puertas de "acceso a la salida", de "salida" o de "descarga de la salida", deberá ser mínimo a un tercio de la longitud de la máxima dimensión diagonal externa del local o planta del edificio que debe ser servida;

Cuando existan cubos de escalera resistentes al fuego o áreas de resguardo interconectados por un corredor con una clasificación de resistencia al fuego no inferior a 1 hora, deberá permitirse que la separación de la salida se mida a lo largo de la línea del recorrido dentro del pasillo, conforme a lo indicado en los párrafos anteriores.



Dibujo 4.3.1.B. Separación entre salidas – planta

Cuando se requieran más de dos salidas, por lo menos dos de ellas o las puertas de "acceso a las salidas" o "descarga de las salidas" deberán disponerse de manera que cumplan con el requisito de separación mínima;

III. Las áreas que deben ser accesibles para personas con discapacidad deberán tener cuando menos una ruta de evacuación accesible, incluyendo las áreas de resguardo que correspondan, con excepción de las ocupaciones sanitarias equipadas en su totalidad con sistemas de rociadores automáticos contra incendio;

- IV. Los elevadores, las escaleras eléctricas y las bandas transportadoras para personas no deben ser considerados parte de una ruta de evacuación. Los elevadores para público en todas las edificaciones, sin importar el grado de riesgo, deben contar con letreros visibles desde el vestíbulo de acceso al elevador, con la leyenda: "EN CASO DE SISMO O INCENDIO, NO UTILICE EL ELEVADOR, EMPLEE LA ESCALERA". En edificios de servicio público esta leyenda debe estar escrita en alto relieve y puede ser complementado con sistema braille a una altura de 1.20m sobre el nivel del piso;
- V. Se evitará que los tramos componentes de una ruta de evacuación, ya sea circulaciones horizontales o verticales, cuando estén confinados o cuando tengan aberturas al exterior, funcionen como tiros de aire que provoquen la propagación del fuego. Dichos tramos se diseñarán usando ventilación natural o ventilación mecánica incorporando un vestíbulo o presurizando el tramo;
- VI. La colocación de los acabados interiores deberá estar de acuerdo con la tabla siguiente:

Tabla 4.4. C

OCUPACIÓN	SALIDAS	ACCESOS A LAS SALIDAS	OTROS ESPACIOS
Reuniones públicas con carga de ocupantes mayor a 300	A I o II	A o B I o II	A o B NA
Reuniones públicas con carga de ocupantes igual o menor a 300	A I o II	A o B I o II	A, B o C NA
Educacional	A I o II	A o B I o II	A o B; C en muros bajos NA
Guarderías	A I o II	A NA	A o B NA
Guarderías en casas habitación	A o B I o II	A o B I o II	A, B o C NA
Sanitarias (rociadores obligatorios)	A I o II	A B en la parte inferior de muros de corredores I o II	A B en pequeñas habitaciones individuales NA
Penitenciaria y correccional (rociadores obligatorios)	A o B I o II	A o B I o II	A, B o C NA
Viviendas uni y bifamiliares, albergues o pensiones	A o B o C NA	A, B o C NA	A, B o C NA
Hoteles y dormitorios	A I o II	A o B I o II	A, B o C NA

Edificios de apartamentos	A I o II	A o B I o II	A, B o C NA
Asilos y centros de asistencia	A I o II	A o B I o II	A o B NA
Mercantil	A o B I o II	A o B NA	A o B NA
Oficinas y sanitaria para pacientes ambulatorios	A o B I o II	A o B NA	A, B o C NA
Industrial	A o B I o II	A, B o C I o II	A, B o C NA
Almacenamiento	A o B I o II	A, B o C NA	A, B o C NA

Notas:

1. Acabado interior de muros y techos Clase A - propagación de llama 0-25, desarrollo de humo 0-450 conforme a la NMX-C-294 o NFPA 255.
2. Acabado interior de muros y techos Clase B - propagación de llama 26-75, desarrollo de humo 0-450 conforme a la NMX-C-294 o NFPA 255.
3. Acabado interior de muros y techos Clase C - propagación de llama 76-200, desarrollo de humo 0-450 conforme a la NMX-C-294 o NFPA 255.
4. Acabado interior de pisos Clase I - flujo radiante crítico, no inferior a 0.45 watts/cm². Conforme a la NFPA 253.
5. Acabado interior de pisos Clase II - flujo radiante crítico, no inferior a 0.22 watts/cm² pero menor que 0.45 watts/cm², conforme a la NFPA 253.
6. Rociadores automáticos - cuando se instala un sistema de rociadores automáticos completo, está permitido utilizar acabados interiores de muros y techos con una clasificación de propagación de llama no superior a la Clase C en cualquier ubicación en la cual la Clase B sea requerida y con clasificación Clase B en cualquier ubicación donde la Clase A sea requerida. Estas disposiciones no se aplican a las ocupaciones penitenciarias y correccionales.
7. Están permitidas las partes expuestas de los elementos estructurales que cumplan con los requisitos para construcciones de madera pesada.

VII. Los trayectos de las rutas de evacuación deberán marcarse con señales direccionales conforme a la NOM-026- STPS y la NOM-003-SEGOB (señal de ruta de evacuación), de modo que sean fácilmente visibles en todos los casos, cuando la salida o ruta para alcanzar la salida no sea evidente para las personas. No deberán permitirse objetos que dificulten la visibilidad de una señal de salida, ni ninguna señal brillante iluminada (para propósitos distintos de los de salida), pancartas u objetos en o cerca del límite de visión de la señal de salida requerida que puedan desviarla atención de la señal de salida.

La parte inferior de las señales direccionales será ubicada a una distancia vertical no menor a 2.20 metros sobre el nivel de piso, buscando colocarlas de manera tal que su visibilidad no sea obstruida por personas o mobiliario pero lo más bajas posible para que no sean obstruidas por la concentración de humo en caso de incendio, o salgan del campo visual de las personas que atraviesen esa parte de la ruta de evacuación. En edificios de servicio público la información escrita o gráfica de la señal debe estar en alto relieve y puede ser complementado con sistema braille a una altura de 1.20 m sobre el nivel del piso;

VIII. En los locales de los edificios destinados a estacionamiento de vehículos, bodegas y espacios o áreas de circulación restringida de personas como son locales técnicos, bóvedas de seguridad, casas de bombas, subestaciones o cuartos de tableros, quedarán prohibidos los acabados o decoraciones a base de materiales inflamables; y

IX. Cuando se trate de escaleras, el letrero "RUTA DE EVACUACIÓN" se ubicará dentro del cubo en cada nivel de embarque. Adicionalmente, se añadirá esta otra leyenda: "ESTA USTED EN EL NIVEL... , FALTAN... NIVELES PARA LA SALIDA A LA VÍA PÚBLICA". En edificios de servicio público esta leyenda debe estar escrita en alto relieve y puede ser complementado con sistema braille a una altura de 1.20 m sobre el nivel del piso.

NOM-003-SEGOB Señales y avisos para protección civil - Colores, formas y símbolos a utilizar.

NOM-233-SSA1 Que establece los requisitos arquitectónicos para facilitar el acceso, tránsito, uso y permanencia de las personas con discapacidad en establecimientos de atención médica ambulatoria y hospitalaria del Sistema Nacional de Salud.

4.3.2. Salidas

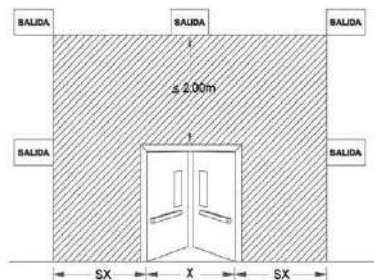
Las salidas en casos de emergencia observarán las siguientes disposiciones:

I. Las puertas en locales y circulaciones para 100 personas o más (incluyendo a personas con discapacidad), así como en locales con contenidos de alto riesgo de incendio con una población de más de 5 personas deben contar con barras antipánico. En las puertas que requieran resistencia al fuego se colocarán cierra- puertas, barras antipánico certificadas para puertas contra incendio y letreros por el interior y el exterior con la leyenda escrita: "ESTA PUERTA DEBE PERMANECER CERRADA". Cualquier puerta, pasillo o escalera que no sea un camino de acceso a la salida y que esté ubicada o dispuesta de manera tal que pueda ser confundida con una salida, deberá identificarse con un letrero con la leyenda "NO es salida"

II. Se prohíbe la instalación de cerraduras, candados o seguros en las puertas de emergencia, en las barras antipánico o adicionales a éstas.

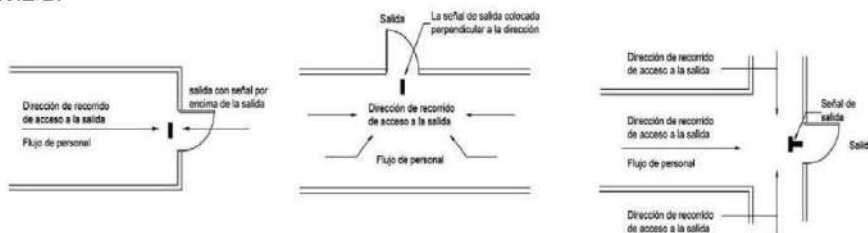
III. Deben contar con letreros, con la leyenda: "SALIDA" o "SALIDA DE EMERGENCIA". El tamaño y estilo de los caracteres debe cumplir lo dispuesto en la NOM-026-STPS y la NOM-003-SEGOB. En el caso de que la señal se coloque sobre el muro en el que se encuentra la puerta, la parte más cercana de las señales de salida deberá ubicarse a una distancia vertical

no superior a 2.00m sobre el borde superior de la abertura de egreso propuesta para ser indicada en dicha señal. Las señales de salida deberán colocarse a una distancia no mayor al ancho reglamentario para la puerta o abertura de egreso, medido desde el borde de dicha abertura indicada por la señal hasta el borde más cercano de ésta.



Dibujo 4.3.2.A. Distancia colocación de señal de salida - vista frontal

En el caso de que la señal se coloque en los pasillos deberá hacerse de acuerdo al Dibujo 4.3.2-B.



Dibujo 4.3.2.B. Orientación de señales de salida - planta

IV. La superficie de las señales foto luminiscentes deberá permanecer iluminada continuamente mientras el edificio se encuentre ocupado. La iluminación sobre la faz del cartel deberá estar de acuerdo a la NOM-003- SEGOB. En el interior de salas de reunión o de espectáculo, las leyendas de "SALIDA" o "SALIDA DE EMERGENCIA" deben estar iluminadas permanentemente, conectadas al sistema de alumbrado de emergencia, o con fuente autónoma y sistema de baterías; y

v. En su caso, las puertas de vidrio que se utilicen en las salidas de emergencia deben contar con vidrio de seguridad que cumpla con la Norma Oficial Mexicana NOM-146-SCFI.

NOM-003-SEGOB Señales y avisos para protección civil - Colores, formas y símbolos a utilizar

NOM-233-SSA1 Que establece los requisitos arquitectónicos para facilitar el acceso, tránsito, uso y permanencia de las personas con discapacidad en establecimientos de atención médica ambulatoria y hospitalaria del Sistema Nacional de Salud.

4.4. Previsiones contra incendio

El Director Responsable de Obra y los Corresponsables de Instalaciones y de Diseño Urbano y Arquitectónico deben considerar lo establecido en esta Norma e incluir los criterios de diseño y las resistencias de los materiales en la Memoria Descriptiva, en su caso, lo dispuesto en las siguientes Normas Oficiales Mexicanas relativas a la seguridad, fabricación y selección de equipos para el combate de incendios:

NOM-002-STPS, "Condiciones de seguridad – Prevención, protección y combate de incendios en los centros de trabajo".

NOM-005-STPS, "Condiciones de seguridad e higiene en los centros de trabajo para el manejo, transporte y almacenamiento de sustancias químicas peligrosas".

NOM-026-STPS, "Colores y señales de seguridad e higiene, e identificación de riesgos por fluidos conducidos en tuberías".

NOM-100-STPS, "Seguridad - Extintores contra incendio a base de polvo químico seco con presión contenida - Especificaciones".

NOM-101-STPS, "Seguridad - Extintores a base de espuma química".

NOM-102-STPS, "Seguridad - Extintores contra incendio a base de bióxido de carbono-Parte 1: recipientes".

NOM103-STPS, "Seguridad - Extintores contra incendio a base de agua con presión contenida".

NOM-104-STPS, "Agentes extinguidores - Polvo químico seco tipo ABC a base de fosfato mono amónico" vigente.

NOM-106-STPS, "Seguridad - Agentes extinguidores - Polvo químico seco tipo BC, a base de bicarbonato de sodio".

NFPA 10 Norma para extintores portátiles contra incendios

NFPA 13 Norma para la instalación de sistemas de rociadores

NFPA 14 Norma para la instalación de sistemas de tubería vertical y de mangueras

NFPA 20 Instalación de bombas estacionarias contra incendios

NFPA 24 Norma para la instalación de tuberías para servicio privado de incendios y sus accesorios

NFPA 25 Norma para la inspección, pruebas y mantenimiento de sistemas hidráulicos contra incendio

NFPA 72 Código Nacional de alarmas de incendios

NFPA 101 Código de seguridad humana

4.4.1. Grado de riesgo de incendio en las edificaciones

Con base en el artículo 90 del Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipios de Zacatecas, las edificaciones se clasifican en función al grado de riesgo de incendio, de acuerdo a sus dimensiones, uso y ocupación conforme lo que establecen las Tablas 4.5-A y 4.5-B.

Tabla 4.5. A

CONCEPTO	GRADO DE RIESGO PARA EDIFICACIONES NO HABITACIONALES		
	BAJO	MEDIO	ALTO
Altura de la edificación (en metros)	Hasta 25	No aplica	Mayor a 25
Número total de personas que ocupan el local incluyendo trabajadores y visitantes	Menor de 15	Entre 15 y 250	Mayor de 250
Superficie construida (en metros cuadrados)	Menor de 300	Entre 300 y 3000	Mayor de 3,000
Inventario de gases inflamables (en litros)	Menor de 500	Entre 500 y 3,000	Mayor de 3,000
Inventario de líquidos inflamables (en litros)	Menor de 250	Entre 250 y 1,000	Mayor de 1,000
Inventario de líquidos combustibles (en litros)	Menor de 500	Entre 500 y 2,000	Mayor de 2,000
Inventario de sólidos combustibles (en kilogramos)	Menor de 1,000	Entre 1,000 y 5,000	Mayor de 5,000
Inventario de materiales pirofóricos y explosivos	No existen	No existen	Cualquier cantidad

Tabla 4.5. B

CONCEPTO	GRADO DE RIESGO PARA EDIFICACIONES CON VIVIENDA

	BAJO	MEDIO	ALTO
Edificaciones con uso exclusivo de vivienda	Hasta seis niveles	Mas de seis y hasta diez niveles	Mas de diez niveles
Usos mixtos	De acuerdo al riesgo del uso no habitacional		

4.4.1.1. Indicaciones para la determinación del grado de riesgo:

- I. La clasificación para un inmueble se determinará por el grado de riesgo de incendio más alto que se tenga en cualquiera de los edificios, áreas o zonas que existan en un mismo predio;
- II. En caso de que un inmueble presente zonas con diversos grados de riesgo, los dispositivos o medidas de previsión y control deben aplicarse en cada zona de acuerdo a sus características constructivas y al elemento que genera el riesgo;
- III. Las edificaciones que tengan una zona clasificada con grado de riesgo alto, ésta se debe aislar de las demás zonas con riesgo medio o bajo en el mismo inmueble y con la colindancia. De la misma se debe aislar las zonas o áreas de grado de riesgo medio de las demás áreas con riesgo bajo y las colindancias. En caso de no existir este aislamiento, los dispositivos y medidas de control se deben aplicar de acuerdo al grado de riesgo más alto que se presente en toda la zona;
- IV. En cada inmueble se delimitará físicamente cada una de las áreas o zonas con características similares para los efectos de la propagación de fuego y calor, conforme a lo que se determina en estas normas, de acuerdo a la separación entre edificios, las características de las losas entre los niveles de construcción o las áreas delimitadas por muros y puertas cortafuego; y
- V. Para el cálculo de metros cuadrados, alturas, número de ocupantes en inmuebles con varios cuerpos, estos parámetros se aplicarán por edificio. En cuanto al número de personas que ocupan el lugar, se debe tomar en cuenta a la máxima población fija probable más la flotante en cada área o zona físicamente delimitada para la propagación de fuego. Los inventarios se considerarán asimismo por zona físicamente delimitada para la propagación de los efectos de explosión, fuego y calor.

4.4.2. Resistencia al fuego

Los elementos constructivos, sus acabados y accesorios en las edificaciones, en función del grado de riesgo, deben resistir al fuego directo sin llegar al colapso y sin producir flama o gases tóxicos o explosivos, a una temperatura mínima de 1200°K (927° C) durante el lapso mínimo que establece la siguiente tabla y de conformidad a la NMX-C- 307 "Industria de la construcción - edificaciones- componentes - resistencia al fuego - determinación".

La resistencia mínima al fuego de los elementos constructivos, acabados y accesorios se establece en la siguiente tabla:

Tabla 4.6

GRUPO DE ELEMENTOS	RESISTENCIA MÍNIMA AL FUEGO (en minutos)		
	Edificaciones de riesgo bajo	Edificaciones de riesgo medio	Edificaciones de riesgo alto
Elementos estructurales (Muros de carga, exteriores o de fachadas; columnas, vigas, travesaños, arcos, entrepisos, cubiertas)	60	120	180
Escaleras y rampas	60	120	180
Puertas cortafuegos de comunicación a escaleras, rampas y elevadores	60	120	180
Puertas de intercomunicación, muros divisorios y cancelas de piso a techo o plafones fijados a la estructura	60	60	120
Plafones y sus sistemas de sustentación	-	30	30
Recubrimientos a lo largo de rutas de evacuación o en locales donde se concentren más de 50 personas.	60	120	120
Campanas y hogares de fogones y chimeneas	180	180	180
Ductos de instalaciones de aire acondicionado y los elementos que los sustentan	120	120	120
Divisiones interiores y cancelas que no lleguen al techo	30	30	30
Pisos falsos para alojar ductos y cableados	60	60	60

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 4.6

- I. Los elementos estructurales de acero de las edificaciones en las áreas o zonas de un inmueble con grado de riesgo alto deben protegerse con placas o recubrimientos resistentes al fuego que cumplan con los valores especificados en esta tabla;
- II. Los elementos estructurales de madera en las edificaciones, para cualquier grado de riesgo, deben protegerse por medio de tratamiento por inmersión o desde su proceso de fabricación para cumplir con los tiempos de resistencia al fuego, en caso contrario podrán protegerse con placas o recubrimientos o refuerzos resistentes al fuego que cumplan con los valores especificados en esta tabla;
- III. Los productos ignífugos para retardar la propagación de la llama y su incandescencia posterior en tejidos textiles deben garantizar los tiempos de resistencia al fuego directo que se

señalan en esta tabla. Las características de los acabados, recubrimientos y elementos de ornato fijos a base de textiles, plásticos y madera deben ser justificadas por el Director Responsable de Obra en la memoria técnica;

IV. Los plafones y los recubrimientos térmicos o mecánicos de los ductos de aire acondicionado y de las tuberías de cualquier tipo, se construirán exclusivamente con elementos que no generen gases tóxicos o explosivos en su combustión;

V. En los locales de los edificios destinados a estacionamiento de vehículos, bodegas y espacios o áreas de circulación restringida de personas como son locales técnicos, bóvedas de seguridad, casas de bombas, subestaciones o cuartos de tableros, quedarán prohibidos los acabados o decoraciones a base de materiales inflamables; y

VI. Para determinar o evaluar la capacidad de resistencia al fuego de un material, de un producto, o de la aplicación de un producto sobre un material, se aplicarán los métodos y procedimientos de prueba que establecen las Normas Mexicanas aplicables.

NFPA 251 Métodos normalizados de ensayos de resistencia al fuego de materiales y construcción de edificios

NFPA 253 Método de prueba normalizado para el flujo radiante crítico de los sistemas de revestimiento para pisos utilizando una fuente de energía de calor radiante

4.4.3. Confinación del fuego

En las edificaciones de grado de riesgo alto para evitar la propagación del fuego y calor de cualquier zona al resto de la edificación, se debe analizar el grado de riesgo para cada área, edificación, nivel o zona del inmueble y prever que se construyan las barreras físicas necesarias o las separaciones mínimas del resto de las construcciones, bajo la hipótesis de la ocurrencia de siniestro en cualquiera de ellas, de manera que el fuego pueda ser confinado.

En particular se debe prever lo siguiente:

- I. Se construirán muros resistentes al fuego y puertas cortafuego en el perímetro que confine cada zona en estudio; y
- II. Cuando entre dos zonas de estudio contiguas existan ductos, vanos o huecos, éstos deben aislarse, rellenándose con materiales obturadores resistentes al fuego.

Para todas las edificaciones:

- I. Los ductos verticales para instalaciones, excepto los de retorno de aire acondicionado, se prolongarán y ventilarán sobre la azotea más alta. Las puertas o registros en cada nivel serán de materiales a prueba de fuego y deben cerrarse herméticamente;

- II. Las chimeneas deben proyectarse de tal manera que los humos y gases sean conducidos por medio de un tiro directamente al exterior en la parte superior de la edificación, debiendo instalarse la salida a una altura de 1.50 m sobre el nivel de la azotea;
- III. Las campanas de estufas o fogones, excepto las domésticas, estarán equipadas con detectores de fuego;
- IV. Los materiales inflamables que se utilicen en la construcción y los elementos decorativos estarán a no menos de 0.60m de las chimeneas, y en todo caso, dichos materiales se aislarán por elementos equivalentes en cuanto a resistencia al fuego;
- V. Los elementos sujetos a altas temperaturas, como tiros de chimeneas, campanas de extracción o ductos que puedan conducir gases a más de 80° C deben distar de los elementos estructurales de madera un mínimo de 0.60 m;
- VI. Los ductos de retorno de aire acondicionado estarán protegidos en su comunicación con los plafones que actúen como cámaras plenas, por medio de compuertas o persianas provistas de fusibles y construidas en forma tal que se cierren automáticamente bajo la acción de temperaturas superiores a 60° C;
- VII. Los pasos de los ductos de instalaciones en los entrepisos deben sellarse con materiales a prueba de fuego y que sean de fácil remoción para su mantenimiento, para evitar el efecto del tiro, esto también se aplicará a los ductos, huecos y vanos no utilizados;
- VIII. En los locales destinados al almacenamiento de líquidos, materias inflamables, explosivos, de maquinaria o equipo susceptibles de provocar explosión, deben evitarse acabados inflamables;
- IX. En caso de plafones falsos, el espacio comprendido entre el plafond y la losa no se debe comunicar directamente con cubos de escaleras o elevadores;
- X. Los tiros o tolvas para conducción de materiales diversos, tales como: ropa, desperdicios o basura, que unan dos o más niveles de una edificación con el nivel más alto, se prolongarán 2m por arriba de las azoteas. Sus compuertas o buzones deben ser capaces de evitar el paso del fuego o de humo de un piso a otro del edificio y se construirán con materiales a prueba de fuego;
- XI. Las casetas de proyección audiovisual o cinematográfica, tendrán su acceso y salida independientes de la sala de exhibición; no tendrán comunicación con ésta; se ventilarán por medios artificiales y se construirán con materiales que cumplan con lo especificado en esta Norma y demás disposiciones aplicables;
- XII. Las edificaciones e inmuebles destinados a estacionamiento de vehículos deben contar, además de las protecciones señaladas en esta sección, con areneros de doscientos litros de capacidad colocados a cada 10.00m entre ellos en lugares accesibles y con señalamientos que indiquen su ubicación. Cada arenero debe estar equipado con una pala, tapa embisagrada con mecanismo de cierre y tener altura máxima de 0.75m. Se permite

sustituir cada arenero por un extintor tipo A B C con capacidad mínima de 6.5 kg o otros extintores de mejor eficiencia con la misma ubicación; y

xiii. La Administración podrá autorizar otros sistemas de control de incendio, como rociadores automáticos de agua, así como exigir depósitos de agua adicionales para las redes hidráulicas contraincendios en los casos que lo considere necesario.

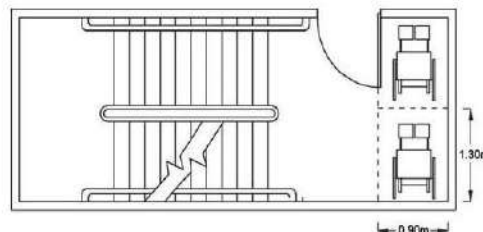
NFPA 253 Método de prueba normalizado para el flujo radiante crítico de los sistemas de revestimiento para pisos utilizando una fuente de energía de calor radiante

4.4.4. Áreas de resguardo

Las áreas de resguardo serán zonas aisladas al fuego por muros y puertas corta fuego de cierre automático, que cuenten con las condiciones de ventilación suficiente, natural o artificial que no propicien la propagación de fuego en el resto del edificio, y que permitan la protección temporal de sus ocupantes debiendo estar señalizadas. Las secciones de un área de resguardo deberán tener acceso a la vía pública mediante una salida sin requerir el regreso a los espacios del edificio a través de los que tuvo lugar el recorrido hacia el área de resguardo, con excepción de zonas completas de la planta de un edificio si dicho edificio cuenta con una cobertura completa de rociadores automáticos contra incendio.

Podrán considerarse como áreas de resguardo, los cubos de escaleras y pasillos protegidos contra fuego, o zonas completas de la planta de un edificio si dicho edificio cuenta con una cobertura completa de rociadores automáticos contra incendio.

Cada área de resguardo deberá ser accesible y poseer una dimensión para acomodar un espacio para una persona en silla de ruedas de 0.90m por 1.30m por cada 200 personas o fracción, basada en la carga de ocupantes (ver Apéndice Normativo A) servida por el área de resguardo. Así mismo cada área de resguardo deberá contar con comunicación de dos vías con un punto central de control. Las instrucciones para pedir ayuda mediante el sistema de comunicación y la identificación escrita de la ubicación del área de resguardo deberán estar exhibidas adyacentes a dicho sistema.



Dibujo 4.4.4.A. Área resguardo para persona en silla de ruedas - planta

NFPA 253 Método de prueba normalizado para el flujo radiante crítico de los sistemas de revestimiento para pisos utilizando una fuente de energía de calor radiante.

NOM-233-SSA1 Que establece los requisitos arquitectónicos para facilitar el acceso, tránsito, uso y permanencia de las personas con discapacidad en establecimientos de atención médica ambulatoria y hospitalaria del Sistema Nacional de Salud.

4.4.5. Dispositivos para prevenir y combatir incendios

Las edificaciones en función al grado de riesgo contarán como mínimo de los dispositivos para prevenir y combatir incendios que se establecen en la siguiente tabla:

Tabla 4.7

DISPOSITIVOS	GRADO DE RIESGO		
	BAJO	MEDIO	ALTO
EXTINTORES *	Un extintor, en cada nivel, excepto en vivienda unifamiliar	Un extintor por cada 300.00 m ² en cada nivel o zona de riesgo	Un extintor por cada 200 m ² en cada nivel o zona de riesgo
DETECTORES	Un detector de incendio en cada nivel -del tipo detector de humo- Excepto en vivienda.	Un detector de humo por cada 80.00 m ² o fracción o uno por cada vivienda.	Un sistema de detección de incendios en la zona de riesgo (un detector de humo por cada 80.00m ² o fracción con control central) y detectores de fuego en caso de que se manejen gases combustibles. En vivienda plurifamiliar, uno por cada vivienda y no se requiere control central.
ALARMAS	Alarma sonora asociada o integrada al detector. Excepto en vivienda.	Sistema de alarma sonoro con activación automática. Excepto en vivienda.	Dos sistemas independientes de alarma, uno sonoro y uno visual, activación automática y manual (un dispositivo cada 200.00 m ²) y repetición en control central. Excepto en vivienda.
EQUIPOS FIJOS			Red de Hidrantes, tomas siamesas y depósito de agua
SEÑALIZACIÓN DE EQUIPOS		El equipo y la red contra incendio se identificarán con color rojo	Señalizar áreas peligrosas, el equipo y la red contra incendio se identificarán con color rojo; código decoloren todas las redes de instalaciones

*De acuerdo con lo establecido en la tabla 4.9 y sus condiciones complementarias.

4.4.5.1. Extintores

Todas las edificaciones deben prever el espacio y señalización para la colocación de extintores, en función del grado de riesgo que representan.

Para seleccionar el tipo de extintores a emplear, el Director Responsable de Obra determinará el tipo de fuego que pueda producirse en función del material sujeto a combustión y la clase de agente extinguidor adecuado, conforme a lo que señala la Norma Oficial Mexicana y en las Tablas 4.8 y 4.9.

Tabla 4.8

CLASES DE FUEGO, SEGÚN EL MATERIAL SUJETO A COMBUSTIÓN	
Clase A	Fuegos de materiales sólidos de naturaleza orgánica tales como trapos, viruta, papel, madera, basura, y en general, materiales sólidos que al quemarse se agrietan, producen cenizas y brasas.
Clase B	Fuegos que se producen como resultado de la mezcla de un gas (butano, propano, etc.) o de los vapores que desprenden los líquidos inflamables (gasolina, aceites, grasas, solventes, etc.) con el aire y flama abierta.
Clase C	Fuegos que se generan en sistemas y equipos eléctricos "energizados".
Clase D	Fuegos que se presentan en metales combustibles en polvo o a granel a base de magnesio, titanio, sodio, litio, potasio, zinc u otros elementos químicos.

Tabla 4.9

TIPO DE AGENTE EXTINGUIDOR APLICABLE SEGÚN LA CLASE DE FUEGO				
Agente extinguidor	Fuego Clase A	Fuego Clase B	Fuego Clase C	Fuego Clase D
Agua	SI	NO	NO	NO
Polvo químico seco, tipo ABC	SI	SI	SI	NO
Polvo químico seco, tipo BC	NO	SI	SI	NO
Bióxido de carbono (CO ₂)	NO	SI	SI	NO
Halón	SI	SI	SI	NO
Espuma	SI	SI	NO	NO
Agentes especiales	NO	NO	NO	SI

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 4.9

- I. Se colocarán en lugares visibles, de fácil acceso y libres de obstáculos, de tal forma que el recorrido hacia el extintor más cercano no exceda de 15.00 metros desde cualquier lugar en un local, tomando en cuenta las vueltas y rodeos necesarios para llegar a uno de ellos;

- II. Se ubicarán y fijarán a una altura mínima del piso no menor de 0.10m a la parte más baja del extintor, y en caso, de encontrarse colgados, deben estar a una altura máxima de 1.50m medidos del piso a la parte más alta del extintor;
- III. Se colocarán en sitios donde la temperatura no exceda de 50°C y no sea menor de -5° C;
- IV. Estarán protegidos de la intemperie;
- V. Estarán en posición para ser usados rápidamente; y
- VI. Su señalización debe cumplir con la Norma Oficial Mexicana aplicable.

4.4.5.2. Detectores de incendio

Los detectores de incendio son dispositivos que se activan ante la presencia de humo, calor o gases predecesores de incendio y que actúan sobre un sistema de alarma tal que el personal autorizado pueda conocer la localización del evento y actuar de inmediato o sedé inicio automáticamente a las rutinas de alarma y combate de incendio previstas para tal efecto, de acuerdo con las siguientes disposiciones:

4.4.5.2.a. Detectores de humo.

Las edificaciones de grado de riesgo bajo y medio de uso no habitacional deben contar al menos con un detector de este tipo, asociado a una alarma sonora.

Las edificaciones de grado de riesgo alto de uso no habitacional deben contar con un sistema de detección de incendios en cada zona de riesgo aislada, en las cuales se colocará como mínimo un detector de este tipo por cada 80.00 m² de techo, sin obstrucciones entre el contenido del área y el detector, y una separación máxima de nueve metros entre los centros de detectores. Estas medidas pueden aumentarse o disminuirse previo estudio que considere la altura del techo o plafond y la velocidad estimada de desarrollo y propagación del fuego. Se admitirá el uso de detectores de humo que operen bajo los principios de ionización y/o de funcionamiento fotoelectrónico. En vivienda plurifamiliar, uno por cada vivienda y no se requiere control central.

Características de los sistemas de detección de incendios por presencia de humo:

- I. Los detectores deben contar con un sistema de supervisión automático que permita verificar su funcionamiento sin necesidad de desmontarlos;
- II. Activar una alarma sonora o dos sistemas de alarmas visuales y sonoras en caso de riesgo alto;
- III. Dicho sistema en edificaciones con grado de riesgo alto debe permitir la localización de la señal de alarma por medio de un tablero o monitor en algún módulo de vigilancia;

IV. Debe funcionar por medio de suministro de energía eléctrica de corriente alterna preferente y contar con un respaldo de baterías; y

v. La canalización eléctrica para el cableado de control será a prueba de explosión.

4.4.5.2.b. Sensores o detectores de calor

Se emplearán únicamente cuando exista un sistema de aspersión o una red de rociadores y actuarán de manera automática abriendo una válvula en una línea presurizada.

Para la selección de los detectores de calor se debe realizar un estudio técnico que involucre la altura de montaje del detector, la altura de los techos, la temperatura bajo el techo, la distancia a la fuente de calor y el tipo de fuego donde se establezca el tipo de sensor (rociador) que se requiere en base a la tabla 4.6.

Cumplirán con las siguientes características:

I. Deben seleccionarse para la presión de trabajo de la red; y

II. Contar el sistema con un dispositivo de alarma local y remoto activado por la baja de presión en la red o por el flujo del agua en el momento de activarse los rociadores.

Tabla 4.10

DETECTORES DE CALOR DE USO COMÚN		
CLASIFICACIÓN DE TEMPERATURA	RANGO DE DETECCIÓN °C (°F)	PARA COLOCARSE EN TEMPERATURA AMBIENTE MÁXIMA BAJO TECHO °C (°F)
Ordinaria	58 a 79 (135 a 174)	38 (100)
Intermedia	80 a 121 (175 a 249)	66 (150)
Alta	122 a 162 (250 a 324)	107 (225)

4.4.5.2.c. Detectores para gases de combustión o sensores de flama

Se deben instalar específicamente en áreas en las que se prevea la presencia significativa de fuego (flama directa) debido a procesos químicos o industriales. Para la selección y colocación de los detectores de gases de combustión, detectores de flama y otros tipos de detectores de incendio, se debe realizar un estudio técnico especializado debido a lo complejo de su selección.

4.4.5.3. Sistemas de alarmas

En edificaciones con grado de riesgo bajo y medio de uso no habitacional contarán exclusivamente con un dispositivo sonoro que permita a los ocupantes conocer el estado de alerta debido a una situación de emergencia.

En edificaciones con grado de riesgo alto de uso no habitacional contarán con dos sistemas, uno sonoro y otro luminoso, que permitan a los ocupantes conocer dicho estado de alerta; estos deben ser activados simultáneamente y deben cumplir con las Normas y disposiciones aplicables. Estarán colocados en los puntos estratégicos que aseguren que todos los concurrentes en el área de influencia del incendio se puedan percatar de la ocurrencia del evento, incluyendo todo el recorrido de las rutas de evacuación.

En edificaciones con grado de riesgo alto, excepto en instalaciones escolares, mercados populares, estadios abiertos y casos similares debidamente justificados por el Director Responsable de Obra, el sistema de alarmas debe contar con:

- I. Un local de control central o módulo de vigilancia que permita a los encargados conocer una situación de emergencia y su localización precisa dentro de la edificación;
 - II. Adicionalmente a los sistemas de alarmas de activación automática asociados a detectores, contarán con los sistemas de activación manual, es decir, dispositivos activadores locales colocados estratégicamente en las zonas de riesgo a fin de que los usuarios puedan activarlos directamente;
 - III. Los dispositivos manuales activadores de estos sistemas deben localizarse uno por cada 200.00 m² en lugares visibles, en las áreas de trabajo, de concentración de personas y en los locales de permanencias de vigilancia del edificio;
 - IV. Los locales de control central o módulos de vigilancia deben estar localizados estratégicamente de manera que exista la posibilidad de establecer contacto visual directo o a través de circuito cerrado de televisión con las áreas en que se desarrolle el incendio o de acudir a ellas directamente en un máximo de 3 minutos, contar con los equipos necesarios y suficientes de comunicación con el exterior, alumbrado con fuente autónoma de energía y estar equipadas con barreras cortafuego; y
- v. El equipo de control contará con alarma sonora y luminosa local.

Toda la instalación de la red debe hacerse con tubería y dispositivos del tipo a prueba de explosión, excepto cuando la trayectoria se aloje dentro de los muros, losas o elementos de concreto. El equipo debe contar con una fuente autónoma ininterrumpible que permita el funcionamiento del sistema durante 30 minutos como mínimo, incluyendo el consumo de las luces y bocinas de alarma; la energía eléctrica se debe suministrar por circuitos del sistema de emergencia en caso de existir una planta.

Cuando se cuente con sistemas de rociadores automáticos, se admitirá en sustitución del sistema de detección de humos el empleo de sistemas mecánicos de sirenas, campanas u otros artefactos sonoros cuya fuente de locomoción esté asociada al paso del agua en el caso de hidrantes o rociadores automáticos.

4.4.5.4. Equipos fijos

Los equipos fijos comprenden: Redes de Hidrantes, Redes de Rociadores y Redes de Inundación.

Las redes de hidrantes serán obligatorias para todas las edificaciones de grado de riesgo alto en las que se manejen almacenamientos de productos o materiales inflamables. Su uso es contraindicado en el caso de solventes, aceites y combustibles líquidos, así como en zonas de equipos eléctricos y electrónicos, por lo que se prohíbe su instalación en estaciones de servicio y en locales o áreas de equipos eléctricos.

Las redes de rociadores automáticos se permitirán con el objeto de incrementar la seguridad, que ofrecen las redes de hidrantes sin que puedan sustituir a estas últimas.

Las redes de inundación automática de gases o elementos inhibidores de la combustión, solo se permitirán para casos especiales en que se justifique plenamente su uso, en base al alto valor que representa el equipo o material a proteger y la imposibilidad de hacerlo por otros medios y cuando se garantice que se activarán las alarmas necesarias con el tiempo suficiente para el desalojo del personal en el recinto en que se apliquen.

4.4.5.4.a. Redes de hidrantes

Tendrán los siguientes componentes y características:

- I. Tanques o cisternas para almacenar agua en proporción a 5lt/m² construido, reservada exclusivamente a surtir a la red interna para combatir incendios. La capacidad mínima para este efecto será de 20,000L;
- II. Dos bombas automáticas autocebantes cuando menos, una eléctrica y otra con motor de combustión interna, con succiones independientes para surtir a la red con una presión constante entre 2.5 y 4.2 kg/cm² en el punto más desfavorable;
- III. Una red hidráulica para alimentar directa y exclusivamente las mangueras contra incendios, dotadas de tomas siamesas y equipadas con válvula de no retorno, de manera que el agua que se inyecte por la toma no penetre a la cisterna; la tubería de la red hidráulica contra incendio debe ser de acero soldable o fierro galvanizado C-40, y estar pintada con pintura de esmalte color rojo;
- IV. Tomas Siamesas de 64mm de diámetro, 7.5 cuerdas por cada 25mm, cople movable y tapón macho, equipadas con válvula de no retorno, de manera que el agua de la red no escape por las tomas siamesas. Se colocará por lo menos una toma de este tipo en cada fachada, y en su caso, una a cada 90m lineales de fachada y se ubicará al paño del alineamiento a un metro de altura sobre el nivel de la banqueta;

V. La red alimentará en cada piso, gabinetes o hidrantes con salidas dotadas con conexiones para mangueras contra incendios, las que deben ser en número tal que cada manguera cubra una área de 30m de radio y su separación no sea mayor de 60m. Uno de los gabinetes estará lo más cercano posible a los cubos de las escaleras;

VI. Las mangueras deben ser de 38mm de diámetro, de material sintético, conectadas permanentemente y adecuadamente a la toma y colocarse plegadas o en dispositivos especiales para facilitar su uso. Estarán provistas de Pitones de paso variables de tal manera que se pueda usar como chiflones de neblina, cortina o en forma de chorro directo;

VII. Deben instalarse los reductores de presión necesarios para evitar que en cualquier toma de salida para manguera de 38mm se exceda la presión de 4.2 kg/cm²;

VIII. La red de distribución debe ser calculada para permitir la operación simultánea de al menos 2 hidrantes por cada 3,000 m² en cada nivel o zona, y garantizar una presión que no podrá ser nunca menor 2.5 kg/cm² en el punto más desfavorable. En dicho cálculo se debe incluir además de la presión requerida en el sistema de bombeo, la de los esfuerzos mecánicos que resista la tubería, tales como golpe de ariete y carga estática; y

IX. El troncal principal no debe ser menor de 3" (75mm). Los ramales secundarios tendrán un diámetro mínimo de 2" (51 mm), excepto las derivaciones para salidas de hidrante que deben ser de 1½" (38 mm) de diámetro y rematar con una llave de globo en L, a 1.85 m s.n.p.t., cople para manguera de 1½" (38 mm) de diámetro y reductor de presiones, en su caso.

4.4.5.4.b. Redes de rociadores

Se instalarán únicamente con el objeto de incrementar la seguridad que ofrecen las redes de hidrantes sin que puedan sustituir a estas últimas y tendrán las siguientes características:

I. Tanques o cisternas para almacenar agua en un volumen adicional a la reserva para la red de hidrantes en función al gasto nominal del 10% del total de los hidrantes instalados en un nivel, que garantice un periodo de funcionamiento mínimo de una hora;

II. Dos bombas automáticas autocebantes cuando menos, una eléctrica y otra con motor de combustión interna, con succiones independientes para surtir a la red con la presión nominal de los rociadores, en el punto más desfavorable, que pueden ser las mismas del sistema de hidrantes. Se requiere además obligatoriamente de una bomba jockey (de presurización de línea) que mantenga presión continua en la red;

III. Una red hidráulica para alimentar directa y exclusivamente la red de rociadores, la red hidráulica contra incendio debe ser de acero soldable o fierro galvanizado C-40 y estar pintada con pintura de esmalte color rojo;

IV. La red alimentará en cada piso, o zona, líneas de rociadores que se activarán en forma automática e independiente por detectores de temperatura integrados;

V. Deben instalarse los reductores de presión necesarios para evitar que en cualquier rociador se exceda la presión de trabajo de los mismos y válvulas normalmente abiertas que permitan el mantenimiento o reposición de rociadores sin suspender el funcionamiento de la red de hidrantes;

VI. La red de distribución debe ser calculada para permitir la operación simultánea de al menos 5 hidrantes por cada 500 m² en cada nivel y garantizar una presión que no podrá ser nunca menor 2.5 kg/cm² en el punto más desfavorable, sin reducir las condiciones de operación de la red de hidrantes. En dicho cálculo se debe incluir además de la presión requerida en el sistema de bombeo, la de los esfuerzos mecánicos que resista la tubería;

VII. Las redes de rociadores automáticos deben estar provistas de sistema de alarma que permita al personal de vigilancia percatarse del evento; y

VIII. Los rociadores no deben emplearse en áreas con riesgo de shock eléctrico, como la cercanía a tableros, motores o cables eléctricos, o en la proximidad a material contraindicado para el uso de agua. El Director Responsable de Obra y el Corresponsable en Instalaciones, en su caso, deben vigilar que el funcionamiento automático de estos sistemas, no pongan en riesgo la seguridad física de las personas.

4.4.5.4.c. Redes de inundación de elementos inhibidores de la combustión

Operarán a base de bióxido de carbono, halón, polvo químico seco o espuma. Se aplicarán exclusivamente para casos especiales en que se justifique su uso en la memoria técnica correspondiente, en base al alto riesgo que representa el equipo o material a proteger y la imposibilidad de hacerlo por otros medios. Tendrán los siguientes elementos y características:

I. Tanques o depósitos para almacenar con seguridad el agente extinguidor en el volumen necesario. Queda prohibido usar Halón 1211 por su alta toxicidad; y

II. Una red para alimentar directa y exclusivamente los rociadores o aspersores y los medios para proveer presión y debe ser calculada para permitir la operación simultánea de todo el sistema, en un tiempo mínimo.

4.4.5.5. Señalización de equipos

En edificaciones de riesgo de grado medio y alto, excepto en edificaciones de vivienda, se debe aplicar el color rojo para identificar los siguientes elementos: cajas de alarmas de incendio, cajas de mangueras contra incendio, extintores contra incendio (identificación del sitio, la pared y el soporte), carretes, soportes o casetas de mangueras contra incendio, bombas y redes de tuberías contra incendio.

En industrias, bodegas, locales de equipos y las edificaciones de riesgo alto, con excepción de la de vivienda, toda la tubería de los distintos servicios debe identificarse mediante código de colores de acuerdo a la

NOM-026-STPS. Colores y señales de seguridad e higiene, e identificación de riesgos por fluidos conducidos en tuberías

NOM-101-STPS, "Seguridad - Extintores a base de espuma química".

NOM-102-STPS, "Seguridad - Extintores contra incendio a base de bióxido de carbono-Parte 1: recipientes".

NOM-103-STPS, "Seguridad - Extintores contra incendio a base de agua con presión contenida".

NOM-104-STPS, "Agentes extinguidores - Polvo químico seco tipo ABC a base de fosfato mono amónico" vigente. NOM-106-STPS, "Seguridad - Agentes extinguidores - Polvo químico seco tipo BC, a base de bicarbonato de sodio".

NFPA 10 Norma para extintores portátiles contra incendios

NFPA 13 Norma para la instalación de sistemas de rociadores

NFPA 14 Norma para la instalación de sistemas de tubería vertical y de mangueras

NFPA 20 Instalación de bombas estacionarias contra incendios

NFPA 24 Norma para la instalación de tuberías para servicio privado de incendios y sus accesorios

NFPA 25 Norma para la inspección, pruebas y mantenimiento de sistemas hidráulicos contra incendio

NFPA 72 Código Nacional de alarmas de incendios

NFPA 101 Código de seguridad humana

4.5. Dispositivos de seguridad y protección

4.5.1. Locales para guarda y exhibición de animales

Los locales destinados a la guarda y exhibición de animales y las edificaciones de deportes y recreación, deben contar con rejas y desniveles para protección al público, en el número, dimensiones mínimas y condiciones de diseño establecidas en la Tabla 4.11.

Tabla 4.11

DISPOSITIVOS DE SEGURIDAD		
TIPO DE EDIFICIO	ELEMENTO	ALTURA MÍNIMA (en metros)
Estadio	Foso	2.00
	Rejas	2.40
Hipódromo	Rejas	2.10
Galgódromo	Reja	2.10
Plaza de toros	Callejón	2.00
	Barreras	1.20
Autódromos	Reja o barrera	2.10

4.5.2. Muros y elementos divisorios

Los muros, espejos, paneles y mamparas fijos, batientes y corredizos de vidrio y cristal instalados en cualquier edificación, deben cumplir con la Norma Oficial Mexicana NOM-146-SCFI, excepto aquellos que cuenten con barandales y manguetes a una altura de 0.90m. del nivel del piso, diseñados de manera que impidan el paso de niños a través de ellos, o estar alambrados o protegidos con elementos que impidan el choque del público contra ellos.

4.5.3. Albercas

Para el diseño de las albercas, trampolines y plataformas se debe considerar lo establecido en este inciso, adicionalmente se debe cumplir con lo dispuesto en el Artículo 680 Piscinas, Fuentes e Instalaciones Similares de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-SEDE "Instalaciones eléctricas (utilización)".

4.5.3.1. Las albercas deben contar con los siguientes elementos y medidas de protección:

- I. Andadores en las orillas de las albercas con anchura mínima de 1.20m para las públicas y de 0.90m en las privadas; con superficie áspera o de material antiderrapante, construidos de tal manera que se eviten los encharcamientos;
- II. Un escalón de 0.10m de ancho a una profundidad de 1.20m con respecto a la superficie del agua en el muro perimetral de aquellas albercas públicas cuya profundidad sea mayor a 1.50m; y
- III. Una escalera por cada 23.00m lineales de perímetro, para las albercas públicas cuya profundidad sea mayor a 0.90m. Cada alberca contará con un mínimo de dos escaleras.

4.5.3.2. Las instalaciones de trampolines y plataformas reunirán las siguientes condiciones:

- I. Las alturas máximas permitidas serán de 3.00m para los trampolines y de 10.00m para las plataformas;
- II. La anchura de los trampolines será de 0.50m y la mínima de la plataforma de 2.00m. La superficie en ambos casos será antiderrapante;
- III. Las escaleras para trampolines y plataformas deben ser de tramos rectos separados de la pared como mínimo 0.12m y como máximo 0.16m; contar con escalones de material o diseño antiderrapante, huellas de 0.12m como mínimo y una separación entre peraltes no menor de 0.20m y no mayor de 0.25m, en su caso, deben satisfacerla norma mexicana aplicable; y
- IV. Colocar barandales en las escaleras y en las plataformas a una altura de 0.90m en ambos lados y en estas últimas, también en la parte posterior.

La superficie del agua debe mantenerse agitada en las albercas con plataforma, a fin de que los clavadistas la distingan claramente; deben diferenciarse con señalamientos las zonas de natación y de clavados, e indicarse en lugar visible las profundidades mínimas y máximas, así

como el punto en que la profundidad sea de 1.50m y en donde cambie la pendiente del piso del fondo.

4.5.3.3. Las condiciones para el diseño de los trampolines de las albercas se establecen en la siguiente tabla:

Tabla 4.12

Altura de los trampolines sobre el nivel del agua	Profundidad mínima del agua	Distancia a que debe mantenerse la profundidad mínima del agua a partir de la proyección vertical del centro del extremo frontal del trampolín			Volado mínimo entre el borde de la alberca y la proyección vertical del centro del extremo frontal del trampolín
		Al frente	Hacia atrás	A cada lado	
Hasta 1.00 m	3.00 m	5.30 m	1.50 m	2.20 m	1.50 m
De más de 1.00 m y hasta 3.00 m	3.50 m	6.20 m	1.50 m	2.70 m	1.50 m

4.5.1.1 Las condiciones para el diseño de las plataformas de las albercas se establecen en la siguiente tabla:

Tabla 4.13

Altura de las plataformas sobre el nivel del agua	Profundidad mínima del agua	Distancia a que debe mantenerse la profundidad mínima del agua a partir de la proyección vertical del centro del extremo de la plataforma			Volado mínimo entre el borde de la alberca y la proyección vertical del extremo frontal de la plataforma	Distancia mínima entre las proyecciones verticales de los extremos de las plataformas colocadas una sobre la otra.
		Al frente	Hacia atrás	A cada lado		
Hasta 6.50 m	4.00 m	7.00 m	1.50 m	3.00 m	1.50 m	0.75 m

De más de 6.50 m, hasta 10.00 m	4.50 m	10.00 m	1.50 m	3.00 m	1.50 m	0.75 m
---------------------------------	--------	---------	--------	--------	--------	--------

4.6. Visibilidad

Las condiciones mínimas de visibilidad se obtendrán mediante métodos matemáticos o de trazo gráfico a partir de las visuales entre los ojos del espectador, él o los puntos más desfavorables del área o plano observados y las cabezas de los espectadores o asistentes que se encuentren frente o al lado suyo, según sea el caso. Los espacios exclusivos para personas en silla de ruedas deberán contar con una condición de igualdad en cuanto al diseño de isóptica del público en general.

Para asegurar condiciones de igual visibilidad para un grupo de espectadores por encima de la cabeza de los demás, se determinará una curva conforme a cuyo trazo se escalonará el piso donde se encuentran los espectadores. La curva en cuestión se denominará Isóptica Vertical.

En edificaciones que alberguen filas o gradas de más de 20.00m de ancho, se debe estudiar la correcta visibilidad de los espectadores en sentido horizontal por medio de la Isóptica Horizontal, previendo así los movimientos hacia delante de los espectadores situados a un lado del espectador, especialmente los ubicados en las primeras filas.

4.6.1. Cálculo de la isóptica

4.6.1.1. Isóptica vertical

El cálculo de la isóptica vertical define la curva ascendente que da origen al escalonamiento del piso entre las filas de espectadores para permitir condiciones aceptables de visibilidad. Dicha curva es el resultado de la unión de los puntos de ubicación de los ojos de los espectadores de las diferentes filas con el punto observado a partir de una constante k , que es la medida promedio que hay entre el nivel de los ojos y el de la parte superior de la cabeza del espectador. Esta constante tendrá una dimensión mínima de 0.12m.

Para calcular el nivel de piso en cada fila de espectadores, se considerará que la distancia entre los ojos y el piso es de 1.10m tratándose de espectadores sentados y de 1.55m si se trata de espectadores de pie.

Para obtener la curva isóptica se deben considerar los siguientes datos:

- a) Ubicación del Punto Observado o Punto Base del trazo o cálculo de la isóptica.
- b) Las distancias en planta entre el Punto Observado y la primera fila de espectadores, así como las distancias entre las filas sucesivas.

- c) Las alturas de los ojos de los espectadores en cada fila con respecto al Punto Base del cálculo.
- d) Magnitud de la constante k empleada.

Para obtener el trazo de la isóptica por medios matemáticos, debe aplicarse la siguiente fórmula:

$$h' = \frac{d' h k}{d}$$

En la cual:

h' = altura del ojo de un espectador cualquiera. d' = distancia del mismo espectador al Punto Base para el trazo.

h = altura de los ojos de los espectadores de la fila anterior a la que se calcula. k = es una constante que representa la diferencia de nivel entre los ojos y la parte superior de la cabeza.

d = a la distancia desde el punto base para el trazo a los espectadores ubicados en la fila anterior a la que se calcula.

Para el cálculo de la isóptica podrá optarse también por un método de trazo gráfico siempre que se desarrolle en una escala adecuada que permita la obtención de datos confiables y que dé como resultado las condiciones óptimas de visibilidad.

Los niveles de piso correspondientes a cada fila de espectadores podrán redondearse al centímetro con el fin de facilitar la construcción del escalonamiento.

Los anuncios, monitores o letreros sobre las áreas de espectadores no deben obstruir la visibilidad de estos hacia el área del espectáculo.

Cuando el espectáculo se desarrolle sobre planos horizontales, debe preverse que el nivel de los ojos de los espectadores en el primer plano horizontal, no podrá ser inferior en ningún caso al del plano en que se desarrolle el evento; el trazo de la isóptica debe hacerse a partir del punto extremo del proescenio, cancha o estrado más cercano a los espectadores.

4.6.1.2. Visibilidad mínima aceptable en locales con piso horizontal

En lugares con piso horizontal y capacidad mayor a 250 espectadores, ya sea a cubierto o al aire libre, la altura de la plataforma o plano donde se desarrolla el espectáculo, o bien, la correcta altura del objeto observado, deben determinarse mediante trazos desde la altura de los ojos de cada fila de espectadores hasta el punto más bajo observado; en la fila más alejada, el valor k no debe ser menor a 0.12m.

En el caso de una sala de conferencias, la altura máxima permisible para ubicar el punto observado será el borde superior del atril del conferencista o de la mesa del presidium.

En los locales destinados a exhibiciones cinematográficas, el ángulo vertical formado por la visual del espectador y una línea normal a la pantalla en el centro de la misma, no debe exceder de 30° . El trazo de la isóptica debe hacerse a partir de la parte inferior de la pantalla.

En aulas de edificaciones de educación elemental y media, la distancia entre la última fila de bancas o mesas y el pizarrón no debe ser mayor de 12.00m.

4.6.1.3. Isóptica horizontal

En el caso de estadios o espectáculos deportivos, en los que las primeras filas de espectadores se ubiquen muy cerca de los objetos observados, o el ángulo de rotación de las visuales rebase los 90° , debe garantizarse la visibilidad hacia el espectáculo mediante el cálculo de la isóptica horizontal. Esta define la curvatura en planta que tendrá la primera fila de espectadores para permitir la adecuada visibilidad lateral. Si es necesario, se calcularán dos isópticas horizontales: una para el lado más largo de la cancha y otra para el lado más corto de la misma.

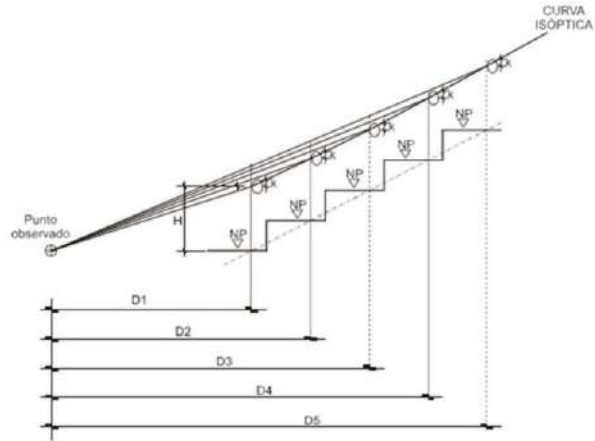
Los procedimientos de cálculo para la visibilidad horizontal son semejantes a los de la isóptica vertical, a excepción del valor de la constante k que en este caso debe tener una dimensión mínima de 0.15m, equivalente al movimiento involuntario hacia el frente que un espectador en el centro de la primera fila tendría que hacer para observar uno de los extremos de la cancha o escenario.

El punto observado para el cálculo o trazo estará sobre la esquina más alejada del borde más próximo de la cancha a la primera fila. El trazo tendrá su origen en el centro de cada fila.

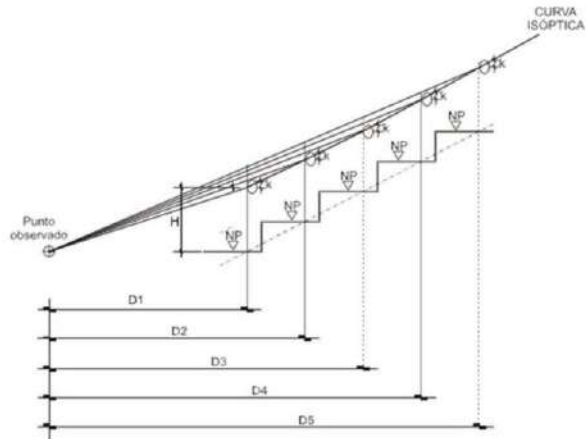
La curva en planta obtenida en el cálculo de la isóptica horizontal para las filas de espectadores podrá sustituirse para facilitar su construcción por el arco o los arcos de círculo que prácticamente coincida con la misma.

4.6.1.4. Condiciones complementarias

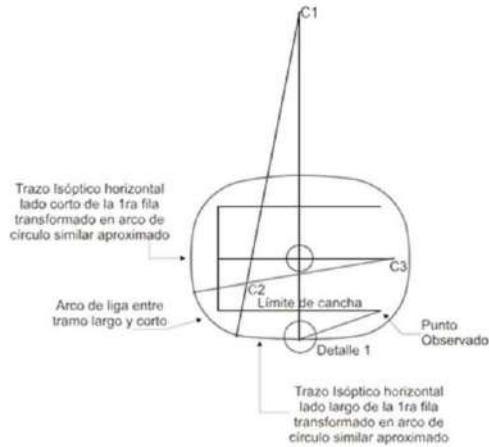
La documentación del proyecto incluirá planos y memoria de cálculo con el trazo de la o las isópticas suscrita por el Director Responsable de Obra y, en su caso, el Corresponsable en Diseño Urbano y Arquitectónico.



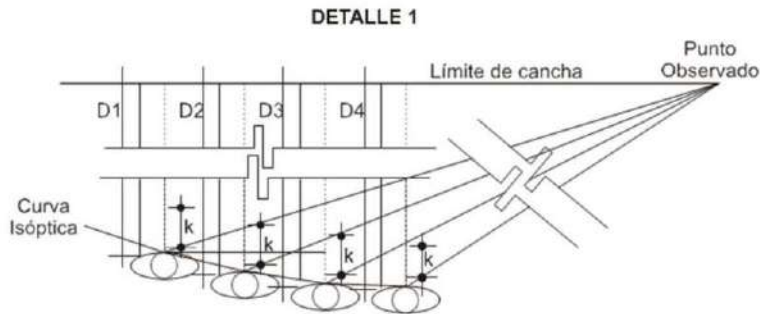
Dibujó 4.6.1.4-A. Trazo de la isóptica (ilustrativa)



Dibujó 4.6.1.4-B. Trazo de la isóptica en piso horizontal (ilustrativa)



Dibujo 4.6.1.4-C. Trazo de isóptica horizontal (ilustrativa)



Dibujo 4.6.1.4-D Trazo de isóptica horizontal, Detalle 1 (ilustrativa)

4.7. Control de ruido y audición

El Director Responsable de Obra debe presentar una Memoria Descriptiva que incluya los estudios y análisis correspondientes que justifiquen las medidas que se adopten para garantizar el cumplimiento de las siguientes disposiciones:

- I. Los equipos de bombeo, de generación y de transformación eléctrica y la maquinaria en general, que produzcan una intensidad sonora mayor de 65 decibeles, medida a 0.50m en el exterior del predio, deben estar aislados en locales acondicionados acústicamente, de manera que reduzcan la intensidad sonora a dicho valor;

II. Los establecimientos de alimentos y bebidas y los centros de entretenimiento que produzcan una intensidad sonora mayor de 65 decibeles deben estar aislados acústicamente. El sistema constructivo y el aislamiento debe ser capaz de reducir la intensidad sonora, por los menos a dicho valor, medido a siete metros en cualquier dirección fuera de los linderos del predio del establecimiento, y

III. En los locales destinados a auditorios, espectáculos, actos de culto y en general centros de reunión de más de 500 personas en las que la actividad fundamental sea auditiva, se presentará un estudio que indique las consideraciones de diseño que garanticen la condición de audición adecuada para todos los usuarios.

Así mismo se debe de considerar lo relativo a la norma NOM-011-STPS relativa a las condiciones de seguridad e higiene en los centros de trabajo donde se genere ruido.

CAPÍTULO 5

5. INTEGRACIÓN AL CONTEXTO E IMAGEN URBANA

El Director Responsable de Obra y, en su caso el Corresponsable en Diseño Urbano y Arquitectónico, deben observar lo dispuesto en las Normas de Ordenación Generales de Desarrollo Urbano, las Normas de Ordenación que aplican en Áreas de Actuación y demás disposiciones aplicables.

CAPÍTULO 6 6. INSTALACIONES

6.1. Instalaciones hidráulicas y sanitarias

6.1.1. Instalaciones hidráulicas

- I. La salida de los tinacos debe ubicarse a una altura de por lo menos 2m por arriba de la salida o regadera o mueble sanitario más alto de la edificación. Los tinacos deben cumplir la Norma mexicana NMX-C-374- ONNCCE "Industria de la construcción - Tinacos prefabricados especificaciones y métodos de prueba";
- II. Las cisternas deben ser impermeables, tener registros con cierre hermético y sanitario y ubicarse a tres metros cuando menos de cualquier tubería permeable de aguas negras;
- III. Las tuberías, conexiones y válvulas para agua potable deben ser de cobre rígido, cloruro de polivinilo, fierro galvanizado o de otros materiales que cumplan con las Normas Mexicanas correspondientes;
- IV. Los escusados no deben tener un gasto superior a los 6 litros por descarga y deben cumplir con la Norma Oficial Mexicana aplicable;
- V. Los mingitorios no deben tener un gasto superior a los 3 litros por descarga y deben cumplir con la Norma Mexicana aplicable;

- VI. Las regaderas no deben tener un gasto superior a los 10 litros por minuto y deben cumplir con la Norma Oficial Mexicana aplicable;
- VII. Las instalaciones hidráulicas de baños y sanitarios de uso público deben tener llaves de cierre automático;
- VIII. Los fluxómetros deben cumplir con la Norma Oficial Mexicana correspondiente; y
- IX. Todos los lavabos, tinas, lavaderos de ropa y fregaderos tendrán llaves que no permitan consumos superiores a diez litros por minuto y deben satisfacer la Norma Mexicana NMX-C-415-ONNCCE "Válvulas para agua de uso doméstico-Especificaciones y métodos de prueba".

6.1.2. Instalaciones de drenaje pluvial y sanitario

Las edificaciones que requieran de estudio de impacto urbano o urbano ambiental y las instalaciones públicas de infraestructura hidráulica y sanitaria estarán sujetas a los proyectos de uso racional de agua, reuso, tratamiento, regularización y sitio de descarga que apruebe la Administración y lo contenido en el Reglamento de Servicio de Agua y Drenaje para el Distrito Federal y, en su caso, a las Normas Oficiales Mexicanas aplicables. Estas edificaciones deben contar con instalaciones independientes para las aguas pluviales y las residuales (jabonosas y negras), las cuales se canalizarán por sus respectivos albañales para su uso, aprovechamiento o desalojo.

En las edificaciones ubicadas en zonas donde exista el servicio público de alcantarillado de tipo separado, los desagües serán separados, uno para aguas pluviales y otro para aguas residuales.

6.1.2.1. Tuberías y accesorios

Las tuberías, conexiones y accesorios que se utilicen en los desagües e instalaciones de los muebles sanitarios deben de ser de fierro fundido, fierro galvanizado, cobre, cloruro de polivinilo o de otros materiales que cumplan con las Normas Mexicanas aplicables.

Las tuberías de desagüe tendrán un diámetro no menor de 32mm, ni inferior al del abocadete de cada mueble sanitario. Se colocarán con una pendiente mínima de 2% en el sentido del flujo.

6.1.2.2. Líneas de drenaje

X. Las tuberías o albañales que conducen las aguas residuales de una edificación hacia fuera de los límites de su predio deben ser de 15cm de diámetro como mínimo, contar con una pendiente mínima de 2% en el sentido del flujo y cumplir con las Normas Mexicanas aplicables;

- XI. Las bajadas pluviales deben tener un diámetro mínimo de 0.10m por cada 100m² o fracción de superficie de cubierta, techumbre o azotea;
- XII. Los albañales deben estar provistas en su origen de un tubo ventilador de 0.05m de diámetro mínimo que se prolongará cuando menos 1.50m arriba del nivel de la azotea de la construcción cuando ésta sea transitable, en edificaciones de más de tres niveles se debe contar con una tubería adicional que permita la doble ventilación;
- XIII. La conexión de tuberías de muebles sanitarios y coladeras a la instalación sanitaria debe prever obturadores hidráulicos;
- XIV. Los albañales deben tener registros colocados a distancia no mayores de 10.00m entre cada uno y en cada cambio de dirección del albañal;
- XV. Los registros tendrán las siguientes dimensiones mínimas en función a su profundidad: de 0.40m por 0.60m para una profundidad de hasta 1.00m; de 0.50m por 0.70m para profundidades de 1.00 a 2.00m y de 0.60m por 0.80m para profundidades mayores a 2.00m; y
- XVI. Los registros deben tener tapas con cierre hermético a prueba de roedores. Cuando un registro deba colocarse bajo locales habitables o complementarios o locales de trabajo y reunión deben tener doble tapa con cierre hermético.

6.1.2.3. Descargas al exterior

- I. En las zonas donde no exista red de alcantarillado público, la Administración autorizará el uso de fosas sépticas de transformación rápida que cumplan con la Norma Oficial Mexicana correspondiente, siempre y cuando se demuestre la absorción del terreno. A las fosas sépticas descargarán únicamente las aguas negras que provengan de escusados y mingitorios;
- II. En el caso de zonas con suelos inadecuados para la absorción de las aguas residuales, la Administración determinará el sistema de tratamiento a instalar y lo que determine el Reglamento de Servicio de Agua y Drenaje para el Municipio de Guadalupe, Zac.;
- III. La descarga de agua de fregaderos que conduzcan a pozos de absorción o terrenos de oxidación deben contar con trampas de grasa registrables;
- IV. Las gasolineras deben contar en todos los casos con trampas de grasa en las tuberías de agua residual antes de conectarlas a colectores públicos y deben cumplir con lo dispuesto en las Normas Oficiales Mexicanas aplicables; y
- V. Se deben colocar desarenadores en las tuberías de agua residual de estacionamientos públicos descubiertos, plazas y circulaciones empedradas o adoquinadas.

VI.

6.2. Instalaciones eléctricas

El Director Responsable de Obra, y en su caso, el Corresponsable en Instalaciones deben vigilar que el proyecto y las instalaciones cumplan con lo dispuesto en el Reglamento y las Normas Oficiales Mexicanas aplicables, en particular:

Para cargas adicionales en ampliaciones y remodelaciones a partir de 5 KW se solicita la factibilidad a CFE, así como a partir de cargas mayores a 10 KW es necesario un corresponsable electromecánico.

Los equipos, materiales y componentes de las instalaciones eléctricas deben cumplir con las Normas Mexicanas aplicables.

NOM-001-SEDE, "Instalaciones eléctricas (utilización)".

NOM-025-STPS, "Condiciones de iluminación en los centros de trabajo".

NOM-007-ENER, "Eficiencia energética para sistemas de alumbrado en edificios no residenciales". NOM-008-ENER,

"Eficiencia energética en edificios, envolvente de edificios no residenciales".

NOM-013-ENER, "Eficiencia energética en sistemas de alumbrado para vialidades y exteriores de edificios".

NOM-053-SCFI "Elevadores eléctricos de tracción para pasajeros y carga-especificaciones de seguridad y métodos de prueba".

NOM-022-STPS Electricidad estática en los centros de trabajo-Condiciones de seguridad.

NOM-020-ENER-2011 Eficiencia Energética En Edificaciones. - Envolvente De Edificios Para Uso Habitacional

NFPA 101 Código de seguridad humana

6.2.1. Instalaciones especiales

El Director Responsable de Obra, y en su caso, el Corresponsable en Instalaciones deben cumplir con lo dispuesto en la Normas Oficiales Mexicanas aplicables a las instalaciones especiales y deben establecer en la Memoria Descriptiva los criterios, normas y especificaciones consideradas en su diseño.

6.2.2. Pararrayos

Las edificaciones deben estar equipadas con sistemas de protección a las descargas eléctricas atmosféricas que las protejan eficientemente contra este tipo de eventualidad, en los casos y bajo las condiciones siguientes:

- I. Todos los cuerpos contruidos de más de 25.00m de altura, incluyendo aquellas cuyos tanques elevados de metal o concreto, casas de máquinas, torres, antenas, cobertizos, soportes de anuncios o cualquier tipo de apéndice, sobrepase esta altura;
- II. Todas las edificaciones consideradas con grado de riesgo alto de incendio; y
- III. Todas las edificaciones aisladas en un radio de 500.00m sin importar su altura.

Se excluyen aquellas edificaciones ubicadas en el radio de 500.00m de un edificio más alto, adecuadamente protegido. Las fábricas y almacenes de explosivos así como las plantas de generación, de transmisión eléctrica y sistemas de distribución, deben contar con sistemas diseñados en base a estudios especiales.

Se considerará como parte del sistema de pararrayos los elementos de captación, la red de interconexión y los dispositivos de puesta a tierra. Los materiales a emplear deben ser resistentes a la corrosión y estar debidamente protegidos contra ella. La instalación de los elementos de captación, terminales aéreas o puntas se deben colocar

firmemente ancladas sobre superficies sólidas de techos, azoteas, cubiertas, muros o pretilas y superficies abiertas en las áreas o zonas más altas de las construcciones.

Cualquier otro arreglo o el uso de otros sistemas o dispositivos captadores, como el de sistemas con dispositivos de cebado o los sistemas de dispersión de cargas, deben ser sustentados por la memoria de cálculo.

Se colocarán puntas de captación de descargas eléctricas atmosféricas en todo el perímetro a cada 15.00m como máximo y en los vértices de las losas o cubiertas superiores de los edificios; adicionalmente debe existir una punta de descarga a cada 15.00m de longitud como máximo en ambos sentidos en superficies horizontales o inclinadas suficientemente extensas.

Toda la instalación del sistema de pararrayos formará una red metálica sin interrupción, desde los elementos captadores, hasta los electrodos o varillas de puesta a tierra, evitando la formación de arcos, empleando para ello los conectores mecánicos o soldables adecuados. La conducción a tierra debe seguir el camino más directo y evitarlos dobleces de 90°. Los cambios de dirección se harán con curvas con radios no menores a 203 mm.

6.2.3. Condiciones de seguridad para prevenir los riesgos por electricidad estática

Las edificaciones donde se almacenen, manejen o transporten sustancias inflamables o explosivas y que por la naturaleza de sus procesos empleen materiales, sustancias o equipos capaces de almacenar o generar cargas eléctricas estáticas o que estén ubicados en una zona donde puedan recibir descargas eléctricas atmosféricas, deben cumplir con lo que marca la Norma Oficial Mexicana

NOM-022-STPS. Relativa a las condiciones de seguridad en los centros de trabajo en donde la electricidad estática represente un riesgo.

NOM-022-STPS Electricidad estática en los centros de trabajo-Condicion es de seguridad

Toda construcción basada en marcos, armaduras o columnas metálicas debe contar con una red de tierras que interconecten entre sí a todas las estructuras, esta red, basándose en cable acorazado, debe instalarse antes de colar las losas de los pisos, estar en contacto con el terreno natural, estar ligada por medio de conectores mecánicos o soldables a la estructura y conectarse por estos mismos medios a barras (electrodos) de cobre debidamente registrables, determinados por cálculo en la memoria técnica y sujetarse a las normas oficiales mexicanas correspondientes.

Los materiales, conductores, interruptores y en general, todos los accesorios y componentes de las instalaciones eléctricas deben cumplir con las Normas Mexicanas correspondientes.

6.3. Instalaciones de combustibles

Las instalaciones de gas en las edificaciones deben sujetarse a las disposiciones que se mencionan a continuación:

- I. Los recipientes de gas deben colocarse a la intemperie en lugares ventilados, tales como: patios, jardines o azoteas y protegidos del acceso de personas y vehículos. En edificaciones para habitación plurifamiliar, los recipientes de gas deben estar protegidos por medio de jaulas que impidan el acceso de niños y personas ajenas al manejo, mantenimiento y conservación del equipo;
- II. Los recipientes se colocarán sobre un piso firme y consolidado, donde no existan flamas o materiales inflamables, pasto o hierba;
- III. Las tuberías de conducción de gas licuado deben ser de cobre tipo "L" o de fierro galvanizado C-40, cumplir con las Normas Mexicanas aplicables y se colocarán visibles adosadas a los muros, a una altura de cuando menos 1.80 m en el exterior en líneas de distribución;
- IV. Las tuberías de conducción de gas natural deben ser de cobre tipo "L" o de fierro galvanizado C-40, se colocarán visibles adosadas a los muros, a una altura de cuando menos 1.80m en el exterior en líneas de distribución, podrán estar ocultas en el subsuelo de los patios o jardines a una profundidad de cuando menos 0.60m;
- V. En ambos casos las tuberías deben estar pintadas con esmalte color amarillo o contar con señalamientos con esmalte color amarillo a cada 3.00m y en las conexiones;
- VI. La presión de diseño máxima permitida en las tuberías será de 4.2 kg/cm²;

- VII. Queda prohibido el paso de tuberías conductoras de gas por el interior de locales cerrados, excepto en cocinas y laboratorios o áreas de trabajo industrial donde se cumplan con las Normas Oficiales Mexicanas correspondientes;
- VIII. A fin de atravesar muros o espacios cerrados deben estar alojados dentro de otro tubo de cuando menos 2veces el diámetro del tubo que alojan y cuyos extremos estén abiertos al aire exterior. Las tuberías de conducción de gas deben colocarse a 0.20m cuando menos, de cualquier dispositivo o conductor eléctrico, y de cualquier tubería con fluidos corrosivos o de alta presión;
- IX. Los calentadores de gas para agua deben colocarse en patios o azoteas o en locales con una ventilación mínima de veinticinco cambios por hora del volumen de aire del local. Quedará prohibida su ubicación en el interior de los locales cerrados;
- X. Los medidores de gas en edificaciones de habitación se colocarán en lugares secos, iluminados y protegidos de deterioro, choques y altas temperaturas. Nunca se colocarán sobre la tierra y aquellos de alto consumo deben apoyarse sobre asientos resistentes a su peso y en posición nivelada;
- XI. Para las edificaciones de comercio y de industrias deben construirse casetas de regulación y medición de gas, hechas con materiales incombustibles, permanentemente ventiladas y colocadas a una distancia mínima de 25.00m a locales con equipos de ignición como calderas, hornos o quemadores; de 20.00m a motores eléctricos o de combustión interna que no sean a prueba de explosión; de 35.00m a subestaciones eléctricas; de 30.00m a estaciones de alta tensión y de 20.00 a 50.00m a almacenes de materiales combustibles, según lo determine la Administración;
- XII. Las instalaciones de gas para calefacción deben tener tiros y chimeneas que conduzcan los gases producto de la combustión hacia el exterior. Para los equipos diseñados sin tiros y chimeneas se debe solicitar autorización a la Administración antes de su instalación;
- XIII. Las tuberías de conducción de combustibles líquidos deben ser de acero soldable o fierronegroC-40, cumplir con las Normas Mexicanas aplicables y deben estar pintadas con esmalte color blanco y señaladas con las letras "D" o "P";
- XIV. Las conexiones deben ser de acero soldable o hierro roscable; y
- XV. Todas las instalaciones, los recipientes, los calentadores para agua, las tuberías, las conexiones y los accesorios deben cumplir con las Normas Oficiales Mexicanas aplicables.

6.4. Instalaciones telefónicas, de voz y datos

El Director Responsable de Obra, y en su caso, el Corresponsable en Instalaciones deben considerar lo dispuesto en la Normas Oficiales Mexicanas aplicables y deben establecer en la Memoria Descriptiva los criterios, normas y especificaciones considerados en su diseño.

6.5. Instalaciones de acondicionamiento de aire y de expulsión de aire

El Director Responsable de Obra, y en su caso, el Corresponsable en Instalaciones deben considerar lo dispuesto en la Normas Oficiales Mexicanas aplicables y deben establecer en la Memoria Descriptiva los criterios, normas y especificaciones considerados en su diseño.

Los sistemas de aire acondicionado proveerán aire a una temperatura de $24^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$, medida en bulbo seco, y una humedad relativa de $50\% \pm 5\%$. Los sistemas tendrán filtros mecánicos para tener una adecuada limpieza del aire. Las circulaciones horizontales se podrán ventilar a través de otros locales o áreas exteriores, a razón de un cambio de volumen de aire por hora.

REFERENCIAS

ISO 7001, "Graphical symbols -- Public information symbols" vigente.

ISO 9386-1, "Power-operated lifting platforms for persons with impaired mobility - Rules for safety, dimensions and functional operation - Part 1: Vertical lifting platforms" vigente.

ISO 9386-2, "Power-operated lifting platforms for persons with impaired mobility - Rules for safety, dimensions and functional operation - Part 2: Powered stairlifts for seated, standing and wheelchair users moving in an inclined plane" vigente.

NOM-001-SEDE, "Instalaciones eléctricas (utilización)" vigente.

NOM-002-STPS, "Condiciones de seguridad, prevención, protección y combate de incendios en los centros de trabajo" vigente.

NOM-003-SEGOB, "Señales y avisos para protección civil - Colores, formas y símbolos a utilizar" vigente.

NOM-005-STPS, "Relativa a las condiciones de seguridad e higiene en los centros de trabajo para el manejo, transporte y almacenamiento de sustancias químicas peligrosas" vigente.

NOM-007-ENER, "Eficiencia energética en sistemas de alumbrado en edificios no residenciales" vigente. NOM-008ENER, "Eficiencia energética en edificaciones, envolvente de edificios no residenciales" vigente. NOM-011-STPS, "Condiciones de seguridad e higiene en los centros de trabajo donde se genere ruido" vigente.

NOM-013-ENER, "Eficiencia energética para sistemas de alumbrado en vialidades y áreas exteriores públicas" vigente.

NOM-018-STPS, "Sistema para la identificación y comunicación de peligros y riesgos por sustancias químicas peligrosas en los centros de trabajo." vigente.

NOM-025-STPS, "Condiciones de iluminación en los centros de trabajo" vigente.

NOM-026-STPS, "Colores y señales de seguridad e higiene, e identificación de riesgos por fluidos conducidos en tuberías" vigente.

NOM-053-SCFI, "Elevadores eléctricos de tracción para pasajeros y carga - Especificaciones de seguridad y métodos de prueba para equipos nuevos" vigente.

NOM-100-STPS, "Seguridad - Extintores contra incendio a base de polvo químico seco con presión contenida - Especificaciones" vigente.

NOM-101-STPS, "Seguridad - Extintores a base de espuma química" vigente.

NOM-102-STPS, "Seguridad - Extintores contra incendio a base de dióxido de carbono. Parte 1. Recipientes" vigente.

NOM-103-STPS, "Seguridad - Extintores contra incendio a base de agua con presión contenida" vigente.

NOM-104-STPS, "Agentes extinguidores - Polvo químico seco tipo ABC a base de fosfato mono amónico" vigente.

NOM-106-STPS, "Seguridad - Agentes extinguidores - Polvo químico seco tipo BC, a base de bicarbonato de sodio" vigente.

NOM-146-SCFI, "Productos de vidrio - Vidrio de seguridad usado en la construcción - Especificaciones y métodos de prueba" vigente.

NOM-233-SSA1, "Que establece los requisitos arquitectónicos para facilitar el acceso, tránsito, uso y permanencia de las personas con discapacidad en establecimientos de atención médica ambulatoria y hospitalaria del Sistema Nacional de Salud" vigente.

NMX-C-294, "Determinación de las características del quemado superficial de los materiales de construcción" vigente.

NMX-C-307/1-ONNCE, "Industria de la construcción - Edificaciones - Resistencia al fuego de elementos y componentes - Especificaciones y métodos de ensayo" vigente.

NMX-R-050-SCFI, "Accesibilidad de las personas con discapacidad a espacios construidos de servicio al público - Especificaciones de seguridad" vigente.

NFPA 10, "Norma para extintores portátiles contra incendios" vigente. NFPA 13, "Norma para la instalación de sistemas de rociadores" vigente.

NFPA 14, "Norma para la instalación de sistemas de tubería vertical y de mangueras" vigente.

NFPA 20, "Instalación de bombas estacionarias contra incendios" vigente.

NFPA 24, "Norma para la instalación de tuberías para servicio privado de incendios y sus accesorios" vigente.

NFPA 25, "Norma para la inspección, pruebas y mantenimiento de sistemas hidráulicos contra incendio" vigente.

NFPA 72, "Código Nacional de alarmas de incendios" vigente. NFPA 101, "Código de seguridad humana" vigente.

NFPA 110, "Norma para los sistemas de energía de emergencia y de reserva" vigente.

NFPA 251, "Métodos normalizados de ensayos de resistencia al fuego de materiales y construcción de edificios" vigente.

NFPA 253, "Método de prueba normalizado para el flujo radiante crítico de los sistemas de revestimiento para pisos utilizando una fuente de energía de calor radiante" vigente.

NFPA 255, "Método de prueba normalizado de las características de combustión de superficies de los materiales de construcción" vigente.

NFPA 2001, "Estándar sobre sistemas de extinción de incendios con agentes limpios" vigente.

SEDUVI (Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda). Manual Técnico de Accesibilidad. Gobierno del Distrito Federal. México, DF, 2007.

APÉNDICE NORMATIVO A MÉTODO ALTERNATIVO

A.1. Anchos de los elementos de comunicación y circulaciones

Los anchos de los elementos de comunicación y circulaciones estarán en función a la carga de ocupantes de las áreas a las que sirven.

La carga de ocupantes en cualquier edificio o parte del mismo deberá ser como mínimo la cantidad de personas resultante de dividir el área de piso asignada para ese uso entre el factor de carga de ocupantes para tal uso como se especifica en la Tabla A-1. En caso de existir varios usos dentro del área a calcular, se sumará la carga de ocupantes de las áreas calculadas individualmente. Los cálculos deberán hacerse aplicando la cifra del área neta (deduciendo vestíbulos, escaleras, closets, muros, columnas y otros similares) cuando así proceda; en caso de no especificar áreas netas, no se harán deducciones (área bruta).

Carga de ocupantes = área de piso en m² / factor de capacidad por uso

Carga de ocupantes total de área a calcular = suma de las capacidades individuales calculadas requeridas

Tabla A.1

USO	M² POR PERSONA
USO REUNIONES PÚBLICAS	
Uso concentrado sin asientos fijos	0.65 área neta
Uso menos concentrado sin asientos fijos	1.4 área neta
Asientos tipo grada	1 persona cada 0.46 m de longitud de las gradas
Asientos fijos	No. de asientos fijos existentes
Zonas de espera en teatros	0.28
Cocinas comerciales e industriales	9.3
Bibliotecas, áreas de estanterías	9.3
Bibliotecas, salas de lectura	4.6 área neta
Piscinas	4.6 de superficie de agua
Cubiertas de piscinas	2.8
Salas de ejercicio con equipo	4.6
Salas de ejercicio sin equipo	1.4
Escenarios	1.4 área neta
Pasarelas, galerías y andamios para iluminación y acceso	9.3 área neta
Casinos y áreas de juego similares	1
Pistas de Patinaje	4.6
USO EDUCATIVO	
Aulas	1.9 área neta
Tiendas, laboratorios y salas vocacionales	4.6 área neta
USO GUARDERÍAS	
	3.3 área neta
USO SANITARIO	
Departamentos de tratamiento de pacientes internos	22.3
Departamentos de dormitorios	11.1
USO PENITENCIARIO Y CORRECCIONAL	
	11.1
USO RESIDENCIAL	
Vivienda unifamiliar y bifamiliar	18.6
Hoteles y dormitorios	18.6
Edificios de apartamentos y vivienda plurifamiliar	18.6
Asilos y centros de asistencia	18.6
USO INDUSTRIAL	
Industrial general y de riesgo alto	9.3
Industria para propósitos especiales	no aplicable (1)
USO DE OFICINAS	
	9.3

Torres de control aéreo	3.7
USO DE ALMACENAMIENTO	
En ocupaciones mercantiles	27.9
En ocupaciones de almacenamiento	no aplicable (1)
En otras ocupaciones distintas a la de almacenamiento o mercantil	46.5
USO MERCANTIL	
Áreas de ventas ubicadas en la planta baja (2) (3)	2.8
Área de ventas en dos o más plantas bajas	3.7
Área de ventas en un piso inferior a planta baja (3)	2.8
Áreas de ventas ubicadas en pisos encima de la planta baja	5.6
Pisos o secciones de pisos utilizados exclusivamente para oficinas	ver uso de oficinas
Pisos o secciones de pisos utilizados exclusivamente para almacenamiento, recepción o embarque y cerradas al público en general.	27.9
Edificios con centros comerciales (4)	Por factores aplicables al uso de espacio (5)

Notas:

- (1) La carga de ocupantes es el número máximo de ocupantes esperado en cualquier momento.
- (2) Con el fin de determinar la carga de ocupantes en las ocupaciones mercantiles en las cuales, debido a la diferencia de nivel de las calles en diferentes lados, haya dos o más pisos directamente accesibles desde la calle (excluyendo callejones y calles similares), cada uno de dichos pisos deberá considerarse como una planta baja. El factor de carga de ocupantes deberá ser de una persona por cada 3.7 m² de superficie bruta de espacio de ventas.
- (3) Para determinar la carga de ocupantes en ocupaciones mercantiles sin planta baja, pero con acceso directo desde la calle por medio de escaleras o escaleras mecánicas, el piso en el punto de entrada de la ocupación mercantil deberá considerarse como planta baja.
- (4) En cualquier patio de comidas u otras áreas utilizadas como reunión pública del centro comercial que no estén incluidas como parte del área bruta arrendable del centro comercial, la carga de ocupantes se calcula en base al factor de carga de ocupantes que para ese uso se especifica en esta tabla.
- (5) No se requiere que a las partes del centro comercial que sean consideradas como vías peatonales y que no sean utilizadas como un área bruta arrendable les sea asignada una carga de ocupantes en base a esta tabla. Sin embargo es necesario proveer rutas de

evacuación desde una vía peatonal del centro comercial para una carga de ocupantes determinada dividiendo el área bruta arrendable del edificio (excluyendo las tiendas ancla) por el menor factor apropiado de la carga de ocupantes de la Tabla A-2.

Se requiere que cada espacio de un locatario individual posea rutas de evacuación hacia el exterior o hacia el centro comercial en base a las cargas de ocupantes determinadas utilizando el factor de carga de ocupantes apropiado de la Tabla A-1. Cada una de las tiendas ancla deberá contar con rutas de evacuación independientes a las del centro comercial.

6.5.1.1. CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA A-1

- I. Deberá permitirse que sea incrementada la carga de ocupantes en cualquier edificio o en una parte de éste, siempre y cuando aumenten los anchos de las puertas, pasillos, escaleras y rampas conforme a la Norma Técnica Complementaria de Proyecto Arquitectónico o el "NFPA 101, Código de Seguridad Humana" vigente.
- II. La carga de ocupantes será determinada por la naturaleza del uso de un edificio o espacio y el área disponible para tal uso. La primera columna de la tabla se titula deliberadamente "uso" en lugar de "ocupación" debido a que el uso de una área puede diferir de su clasificación de ocupación.

Tabla A.2

ÁREA BRUTA ARRENDABLE	FACTOR DE CARGA DE OCUPANTES
Menor a 14 000 m ²	2.8 m ² / persona
14 000 m ²	3.3 m ² / persona
15 000 m ²	3.4 m ² / persona
20 000 m ²	3.7 m ² / persona
25 000 m ²	4.4 m ² / persona
28 000 m ²	4.8 m ² / persona
30 000 m ²	4.9 m ² / persona
35 000 m ²	5.0 m ² / persona
37 000 m ² y mayores	5.1 m ² / persona

A.1.1 En caso de que una edificación cuente con rociadores automáticos contra incendio, los anchos de los diferentes componentes, como lo son, puertas, pasillos, escaleras y rampas peatonales, deberán calcularse en base a la Norma "NFPA 101, Código de Seguridad Humana" vigente, aplicando los factores de capacidad de la Tabla A-3 y sin menoscabo de los valores mínimos indicados en dicho documento. El valor resultante de la Tabla A-3 para el área o local en estudio podrá ser dividido entre la cantidad requerida de elementos, siempre y cuando no sean menores a los anchos mínimos especificados para cada elemento:

Tabla A.3

TIPO DE OCUPACIÓN	PUERTAS, PASILLOS Y RAMPAS ANCHO POR PERSONA EN MM	ESCALERAS ANCHO POR PERSONA EN MM
Asilos y centros de asistencia	5	10
Sanitaria con rociadores	5	7.6
Sanitaria sin rociadores	13	15
Todos los demás	5	7.6
Áreas con contenidos de alto riesgo*	10	18

*Contenidos de alto riesgo: Aquellos que tienen la posibilidad de arder con extremada rapidez o de los cuáles se pueden esperar explosiones. Incluyen las ocupaciones donde se manipulan o se usan líquidos inflamables, o se almacenan bajo condiciones que impliquen posibles escapes de vapores inflamables; donde se produce polvo de granos, aserrín, polvo de plásticos, polvo de aluminio o magnesio u otros polvos explosivos; donde se fabrican, almacenan o manipulan químicos o explosivos peligrosos; donde se procesa o manipula algodón u otras fibras combustibles bajo condiciones que producen partículas inflamables en suspensión; y otras situaciones que presenten riesgos similares.



PERIÓDICO OFICIAL



ÓRGANO DEL GOBIERNO DEL ESTADO LIBRE Y SOBERANO DE ZACATECAS, SON OBLIGATORIAS LAS LEYES Y DEMÁS DISPOSICIONES DEL GOBIERNO POR EL SOLO HECHO DE PUBLICARSE EN ESTE PERIÓDICO.

TOMO CXXXIII

Núm. 83

Zacatecas, Zac., miércoles 18 de octubre de 2023

SUPLEMENTO

6 AL No. 83 DEL PERIÓDICO OFICIAL DEL GOBIERNO DEL ESTADO
CORRESPONDIENTE AL DÍA 18 DE OCTUBRE DE 2023

NORMAS.- Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Municipio de Guadalupe, Zacatecas.

NORMAS TÉCNICAS MUNICIPALES SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

ÍNDICE

NOTACIÓN

CONSIDERACIONES GENERALES

- 1.1. Alcance
- 1.2. Unidades

2. ACCIONES DE DISEÑO

- 2.1. Tipos de acciones, según su duración
- 2.2. Intensidades de diseño
- 2.3. Combinaciones de acciones

3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

- 3.1. Estados límite
- 3.2. Resistencias de diseño
 - 3.2.1. Definición
 - 3.2.2. Determinación de resistencias de diseño
- 3.3. Condiciones de diseño
- 3.4. Factores de carga
- 3.5. Pruebas de carga

4. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

- 4.1. Desplazamientos
- 4.2. Vibraciones
- 4.3. Otros estados límite

5. ACCIONES PERMANENTES

- 5.1. Cargas muertas
 - 5.1.1. Definición y evaluación
 - 5.1.2. Peso muerto de losas de concreto
- 5.2. Empujes estáticos de tierras y líquidos

6. ACCIONES VARIABLES

- 6.1. Cargas vivas
 - 6.1.1. Definiciones
 - 6.1.2. Disposiciones generales
 - 6.1.3. Cargas vivas transitorias
 - 6.1.4. Cambios de uso o remodelación
- 6.2. Deformaciones impuestas
 - 6.2.1. Hundimientos diferenciales
 - 6.2.2. Deformaciones producidas por cambios de temperatura
 - 6.2.3. Efectos de contracción por fraguado
- 6.3. Vibraciones de maquinaria

a)

NOTACIÓN

A área tributaria, m²

α	coeficiente de dilatación térmica
E	módulo de elasticidad, MPa (kg/cm ²)
F _c	factor de carga
W	carga viva unitaria media, kN/m ² (kg/m ²)
W _a	carga viva unitaria instantánea, kN/m ² (kg/m ²)
W _m	carga viva unitaria máxima, kN/m ² (kg/m ²)
Δt	incremento de temperatura, grados Kelvin (°C)
ν	relación de Poisson

CONSIDERACIONES GENERALES

1.1. Alcance

Este documento tiene los siguientes objetivos:

- Definir las acciones que pueden obrar sobre las construcciones, así como sus posibles efectos sobre ellas y la forma de tomarlos en cuenta para fines de diseño estructural.
- Establecer las condiciones de seguridad y de servicio que deberán revisarse al realizar el diseño estructural de una construcción, así como los criterios de aceptación relativos a cada una de dichas condiciones, de manera de satisfacer lo estipulado en el Capítulo III del Reglamento.
- Establecer las combinaciones de acciones que deberán suponerse aplicadas simultáneamente para revisar cada una de las condiciones de seguridad y servicio establecidas de acuerdo con lo que se menciona en el inciso anterior.

1.2. Unidades

Sólo se especifican las unidades en las ecuaciones no homogéneas, cuyos resultados dependen de las unidades en que se expresen. En cada uno de esos casos, se presenta, en primer lugar, la ecuación en términos de unidades del sistema internacional (SI), y en segundo lugar, entre paréntesis, en términos de unidades del sistema métrico decimal usual.

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

2. ACCIONES DE DISEÑO

2.1. Tipos de acciones, según su duración

Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

- Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos;

b) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado; y

c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

2.2. Intensidades de diseño

Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en este Reglamento ni en sus Normas Técnicas Municipales, estas intensidades deberán establecerse siguiendo procedimientos aprobados por la Administración y con base en los criterios generales siguientes:

a) Para acciones permanentes se tomará en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos, de los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales, para determinar un valor máximo probable de la intensidad. Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable a la estabilidad de la estructura, se determinará un valor mínimo probable de la intensidad;

b) Para acciones variables se determinarán las intensidades siguientes que correspondan a las combinaciones de acciones para las que deba revisarse la estructura:

1) La intensidad máxima se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación. Se empleará para combinación con los efectos de acciones permanentes;

2) La intensidad instantánea se determinará como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo, y se empleará para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable;

3) La intensidad media se estimará como el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo; y

4) La intensidad mínima se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tomará, en general, igual a cero.

c) Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un periodo de retorno de cincuenta años, excepto para aquellas, tales como los efectos de sismo o de viento, en que las normas técnicas correspondientes establezcan

específicamente otros valores.

Las intensidades supuestas para las acciones no especificadas deberán justificarse en la memoria de cálculo y consignarse en los planos estructurales.

2.3. Combinaciones de acciones

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva de la sección 6.1, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en la mencionada sección; y

b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con la sección 3.4.

c) Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes. Se aplicarán los factores de carga que se presentan en la sección 3.4.

3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1. Estados límite

Para fines de aplicación de estas Normas, se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. De acuerdo con los artículos del Capítulo III del Reglamento, tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros implican la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción. Los segundos incluyen modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga.

3.2. Resistencias de diseño

3.2.1. Definición

Se entenderá por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualquiera de sus componentes.

En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entenderá por fuerzas internas las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

3.2.2. Determinación de resistencias de diseño

La determinación de la resistencia podrá llevarse a cabo por medio de ensayos diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con las secciones 3.3 y 3.4.

Cuando se trate de estructuras o elementos estructurales que se produzcan en forma industrializada, los ensayos se harán sobre muestras de la producción o de prototipos. En otros casos, los ensayos podrán efectuarse sobre modelos de la estructura en cuestión.

La selección de las partes de la estructura que se ensayen y del sistema de carga que se aplique deberá hacerse de manera que se obtengan las condiciones más desfavorables que puedan presentarse en la práctica, tomando en cuenta la interacción con otros elementos estructurales.

Con base en los resultados de los ensayos, se deducirá una resistencia de diseño, tomando en cuenta las posibles diferencias entre las propiedades mecánicas y geométricas medidas en los especímenes ensayados y las que puedan esperarse en las estructuras reales.

El tipo de ensaye, el número de especímenes y el criterio para la determinación de la resistencia de diseño se fijará con base en criterios probabilísticos y deberán ser aprobados por la Administración, la cual podrá exigir una comprobación de la resistencia de la estructura mediante una prueba de carga de acuerdo con el Capítulo XII del Título Tercero del Reglamento.

3.3. Condiciones de diseño

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en la sección 2.3 y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en la sección 3.4.

También se revisará que no se rebase ningún estado límite de servicio bajo el efecto de las

posibles combinaciones de acciones, multiplicadas por un factor de carga unitario.

3.4. Factores de carga

Para determinar el factor de carga, F_c , se aplicarán las reglas siguientes:

a) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.a, se aplicará un factor de carga de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables.

Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, los factores de carga para este tipo de combinación se tomarán iguales a 1.5 y 1.7, para cargas permanentes y variables, respectivamente.

b) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.b, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación;

c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con la sección 2.2; y

d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

3.5. Pruebas de carga

Cuando exista duda en cuanto a la resistencia de la estructura ante las acciones de diseño o en relación con el cumplimiento de los procesos constructivos requeridos, será necesario comprobar su seguridad mediante pruebas de carga. También se requerirá realizar pruebas de carga en los siguientes casos:

a) En edificios para espectáculos deportivos, salas de espectáculos, centros de reunión, clubes deportivos, y en todas las construcciones en que pueda ocurrir aglomeración frecuente de personas.

b) Cuando no exista suficiente evidencia teórica o experimental para considerar que la seguridad de una estructura satisface el nivel de confiabilidad requerido.

Previamente a la ejecución de la prueba de carga se deberá aprobar el procedimiento de ensaye y el tipo de información que se espera recabar de él. La carga de diseño se establecerá de manera de producir los efectos más desfavorables en la construcción. La prueba podrá realizarse sobre prototipos o modelos de la estructura que reproduzcan fielmente las condiciones reales, en particular las formas de apoyo y de aplicación de las cargas.

El método de ensaye y los detalles correspondientes deberán definirse específicamente para cada caso de interés, teniendo en cuenta la necesidad de obtener información confiable para despejar las dudas que motivan la realización de la prueba.

Para verificar la seguridad ante cargas permanentes, la carga de prueba se dejará actuando

sobre la estructura cuando menos durante veinticuatro horas. Se considerará que la estructura ha fallado si ocurre el colapso, una falla local o un incremento local brusco de desplazamiento, deformación o curvatura de un elemento estructural o una sección de él. Si veinticuatro horas después de quitar la carga la estructura no muestra una recuperación mínima de setenta y cinco por ciento de las deformaciones que sufrió, se repetirá la prueba, esperando cuando menos setenta y dos horas a partir de la terminación de la primera.

Se considerará que la estructura ha fallado si después de la segunda prueba la estructura no alcanza, en veinticuatro horas, setenta y cinco por ciento de las deformaciones debidas a dicha prueba.

Si la estructura pasa la prueba, pero manifiesta daños tales como agrietamiento excesivo, deberá repararse localmente y reforzarse.

4. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

4.1. Desplazamientos

En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la condición del estado límite de servicio en términos de desplazamientos se cumplirá si no se exceden los valores siguientes:

- a) Un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.
- b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en las Normas correspondientes.

4.2. Vibraciones

Las amplitudes tolerables de los desplazamientos debidos a vibraciones no podrán exceder los valores establecidos en la sección 4.1. Además, deberán imponerse límites a las amplitudes máximas de las vibraciones, de acuerdo con su frecuencia, de manera de evitar condiciones que afecten seriamente la comodidad de los ocupantes o que puedan causar daños a equipo sensible a las excitaciones citadas.

4.3. Otros estados límite

Además de lo estipulado en las secciones 4.1 y 4.2, se observará lo que dispongan las Normas Técnicas Municipales relativas a los distintos tipos de estructuras y a los estados límite de servicio de la cimentación.

5. ACCIONES PERMANENTES

5.1. Cargas muertas

5.1.1. Definición y evaluación

Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

5.1.2. Peso muerto de losas de concreto

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2). Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2) de manera que el incremento total será de 0.4 kN/m^2 (40 kg/m^2). Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

Estos aumentos no se aplicarán cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.

5.2. Empujes estáticos de tierras y líquidos

Las fuerzas debidas al empuje estático de suelos se determinarán de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Para valuar el empuje de un líquido sobre la superficie de contacto con el recipiente que lo contiene se supondrá que la presión normal por unidad de área sobre un punto cualquiera de dicha superficie es igual al producto de la profundidad de dicho punto con respecto a la superficie libre del líquido por su peso volumétrico.

6. ACCIONES VARIABLES

6.1. Cargas vivas

6.1.1. Definiciones

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en el inciso 6.1.2.

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos.

Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

6.1.2. Disposiciones generales

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:

- a) La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;
- b) La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;
- c) La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas; y
- d) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición de la sección 2.2.

Las cargas uniformes de la tabla 6.1.1 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

6.1.3. Cargas vivas transitorias

Durante el proceso de edificación deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse. Éstas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor de 1.5 kN/m^2 (150 kg/m^2). Se considerará, además, una concentración de 1.5 kN (150 kg) en el lugar más desfavorable.

6.1.4. Cambios de uso o remodelación

El propietario o poseedor será responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso o la remodelación de una edificación, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado.

6.2. Deformaciones impuestas

Los efectos de las deformaciones impuestas sobre una estructura, tales como las causadas por asentamientos diferenciales de los apoyos, efectos de cambios de temperatura, efectos de contracción por fraguado, deformaciones impuestas por el proceso constructivo o alguna acción similar, se obtendrán mediante un análisis estructural que permita determinar los estados de esfuerzos y deformaciones que se generan en los miembros de dicha estructura cuando se aplican sobre sus apoyos las fuerzas necesarias para mantener las deformaciones impuestas, mientras los demás grados de libertad del sistema pueden desplazarse libremente. Para fines de realizar este análisis, el módulo de elasticidad de cualquier miembro de la estructura podrá tomarse igual al que corresponde a cargas de larga duración. Para miembros de concreto reforzado, el módulo de elasticidad se tomará igual al que corresponde a la suma de las deflexiones inmediatas más las diferidas, determinadas de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Los efectos de esta acción deberán combinarse con los de las acciones permanentes, variables y accidentales establecidas en otras secciones de estas Normas.

6.2.1. Hundimientos diferenciales

Para el cálculo de hundimientos deberán consultarse las NTC de Cimentaciones. Para equipo sensible a este tipo de perturbaciones, los valores tolerables deberán establecerse con base en los criterios que establezcan los fabricantes. Para otros sistemas, los efectos de hundimientos diferenciales sobre una estructura podrán omitirse cuando no se excedan los valores dados en la Tabla 6.2.1 o en cualquiera de los siguientes casos:

- a) Cuando el máximo hundimiento calculado no exceda de 2cm, siempre que el suelo sobre el que se asiente la construcción no posea heterogeneidades pronunciadas en planta y no contenga arcillas expansivas.
- b) Cuando toda la construcción se apoye en roca sana o en suelo cuyo número de golpes en la prueba de penetración estándar sea mayor que 20 por cada 30cm de profundidad, desde la superficie de desplante de la construcción hasta 1.5 veces el ancho de ésta, y que dicho suelo no contenga arcillas expansivas.
- c) Cuando se cuente con información abundante de acuerdo con la experiencia local con construcciones semejantes a la que se proyecta, o más vulnerables que ella a los asentamientos, y dicha experiencia muestre que los hundimientos diferenciales carecen de importancia para el diseño de tales construcciones

6.2.2. Deformaciones producidas por cambios de temperatura

Los efectos de cambios de temperatura podrán omitirse en estructuras cuyas dimensiones no excedan de 30 metros en cualquier dirección, si todos sus miembros estructurales son de ejes rectos y si las losas de concreto más directamente expuestas a la intemperie están protegidas al menos por un enladrillado. Cuando se trate de elementos estructurales de acero, el límite citado para las dimensiones podrá incrementarse en 50 por ciento. Las dimensiones máximas en planta se limitarán, de manera que los esfuerzos causados en cualquier elemento vertical por las deformaciones debidas a cambios de temperatura no excedan el 50 por ciento de los debidos a las cargas gravitacionales.

Los elementos estructurales que se encuentren en contacto con ambientes de temperatura

controlada o excepcional, tales como tanques, hornos y frigoríficos, merecen consideración especial en el diseño por efectos de cambios de temperatura.

Para cuantificar los efectos de cambios de temperatura, se cuantificarán inicialmente los cambios totales en longitud y curvatura de los miembros estructurales, sin considerar las restricciones impuestas por otros miembros o apoyos. Conocidos estos cambios totales de los miembros individuales, se procederá al análisis de la estructura como conjunto, debiéndose satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad. El comportamiento de la estructura podrá suponerse elástico lineal o elasto-plástico, si el tiempo no interviene como variable, o bien visco-elástico o visco-plástico, en caso de que se considere el tiempo.

Para el cálculo de variaciones totales de longitud y curvatura de miembros individuales, podrán realizarse análisis de flujo térmico que consideren las propiedades térmicas y grados de exposición de los elementos estructurales o bien las expresiones siguientes

$$\Delta L_{21} = C L_1 (\Delta T_{21})$$

$$\Delta K_{21} = C (\Delta G_{21})$$

donde:

ΔL_{21} cambio total en la longitud de un miembro al variar su temperatura media de un valor T_1 a otro T_2

L_1 longitud del miembro a la temperatura T_1

$\Delta T_{21} = T_2 - T_1$, incremento de temperatura media

C coeficiente térmico de expansión lineal

En la Tabla 6.2.2 se presentan valores de C para materiales comunes. Para otros materiales se supondrán valores que, según pruebas de laboratorio, correspondan a una probabilidad baja de ser excedidos.

ΔK_{21} Cambio total en la curvatura de un miembro al cambiar su gradiente medio de temperatura de un valor ΔG_1 a un valor ΔG_2

$\Delta G_{21} = \Delta G_2 - \Delta G_1$, incremento del gradiente medio de temperatura, es decir, diferencia de temperaturas entre dos caras opuestas del miembro estructural, dividida entre la distancia entre dichas caras

En el caso de elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie, para establecer los valores de ΔT_{21} y ΔG_{21} podrán aplicarse los criterios expuestos en la Tabla 6.2.3.

6.2.3. Efectos de contracción por fraguado

Los efectos de contracción por fraguado en estructuras de concreto deberán sumarse a los provocados por cambios de temperatura. Las dimensiones máximas en planta se limitarán, de manera que los esfuerzos causados en cualquier elemento vertical por las deformaciones debidas a cambios de temperatura y a contracción por fraguado no excedan el 50 por ciento de los debidos a las cargas gravitacionales.

En elementos de concreto reforzado, la contracción unitaria puede tomarse igual a 0.00035 o estimarse mediante un análisis detallado, de acuerdo con la Tabla 6.2.4.

6.3. Vibraciones de maquinaria

En el diseño de toda estructura que pueda verse sujeta a efectos significativos por la acción de vibración de maquinaria, sea que esta se encuentre directamente apoyada sobre la primera, o que pueda actuar sobre ella a través de su cimentación, se determinarán los esfuerzos y deformaciones causados por dichas vibraciones empleando los principios de la dinámica estructural. Las amplitudes tolerables de tales respuestas no podrán tomarse mayores que las establecidas en la sección 4.2.

Tabla 6.3.1 Cargas vivas unitarias, kN/m² (kg/m²)

Destino de piso o cubierta	W	W _a	W _m	Observaciones
a) Habitación (casa – habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.8 (80)	1.0 (100)	1.9 (190)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8 W _m	0.9 W _m	W _m	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10

1) Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$0.6 + \frac{7.8}{\sqrt{A}}$$

$$\left(60 + \frac{780}{\sqrt{A}}; \text{en kg/m}^2 \right)$$

donde A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m, una carga de 5 kN (500 kg) aplicada sobre un área de 500 × 500 mm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 2.5 kN (250 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1 kN (100 kg) para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligero aquéllos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 800 mm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

2) Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$1.1 + \frac{8.5}{\sqrt{A}}$$

$$\left(110 + \frac{850}{\sqrt{A}}; \text{en kg/m}^2 \right)$$

donde A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m, una carga de 10 kN (1000 kg) aplicada sobre un área de 500 × 500 mm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, definidos como en la nota 1, se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 5 kN (500 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1.5 kN (150 kg) para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

3) En áreas de comunicación de casas de habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que en el inciso (a) de la tabla 6.1.1.

4) Para el diseño de los pretiles y barandales en escaleras, rampas, pasillos y balcones, se deberá fijar una carga por metro lineal no menor de 1 kN/m (100 kg/m) actuando al nivel de pasamanos y en la dirección más desfavorable.

5) En estos casos deberá prestarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativo a vibraciones.

6) Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios de la sección 2.2 la carga unitaria, W_m , que no será inferior a 3.5 kN/m^2 (350 kg/m^2) y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.

7) Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

Adicionalmente, los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 1 kN (100 kg) en la posición más crítica.

8) Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga debida al granizo de 0.3 kN (30 kg) por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según la sección 3.4.

9) Para tomar en cuenta el efecto de granizo, W_m se tomará igual a 1.0 kN/m^2 (100 kg/m^2) y se tratará como una carga accidental para fines de calcular los factores de carga de acuerdo con lo establecido en la sección 3.4. Esta carga no es aditiva a la que se menciona en el inciso i) y en la Nota 8.

10) Más una concentración de 15 kN (1500 kg), en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

Tabla 6.3.1 Hundimientos diferenciales tolerables en estructuras

TIPO DE ESTRUCTURA	HUNDIMIENTO DIFERENCIAL TOLERABLE (m) *	OBSERVACIONES
Tanques estacionarios de acero para almacenamiento de petróleo o algún otro fluido Extremo fijo Extremo móvil	0.008 0.002 0.003 (dependiendo de los detalles de la tapa flotante)	Valores aplicados a tanques sobre base flexible. Las losas rígidas para la base deben diseñarse de tal manera que eviten fisuramiento y pandeo local
Guías para grúas móviles	0.003	Valor tomado longitudinalmente a lo largo de la grúa. El asentamiento relativo entre guías en general no rige el desempeño.

Losa de cimentación rectangular o zapatas anulares rígidas para estructuras rígidas esbeltas y altas, como torres, silos, tanques de agua.	0.002 (pendiente transversal de cimentaciones rígidas)	
Tuberías forzadas de concreto con juntas.	0.015 (variación del ángulo en una junta)	La máxima variación angular en la junta es generalmente de 2 a 4 veces el promedio de las pendientes del perfil de hundimiento. El daño a la junta depende de la extensión longitudinal.
Marcos de acero: a) Hasta cuatro pisos b) Cuatro a catorce pisos c) Quince o más pisos	0.006 0.006(1.255-0.0636n) 0.0018	n = número de pisos
Marcos de concreto reforzado: • Hasta cuatro pisos • Cuatro a catorce pisos • Quince o más pisos	0.004 0.004(1.255-0.0636n) 0.0012	n = número de pisos Deberá considerarse también como valor máximo tolerable un incremento semanal del hundimiento igual a 0.002 veces la distancia entre columnas.
Estructuras de acero de una o dos plantas, armaduras para cubierta, almacenes con muros flexibles.	0.006 a 0.008	La presencia de gruas móviles y de líneas de transmisión puede limitar el hundimiento tolerable.
Casas de una o dos plantas, con muros de carga de ladrillo y estructuras ligeras.	0.002 a 0.003	Pueden aceptarse valores mayores si la mayor parte del hundimiento ocurre antes de completar el acabado interior.
Estructuras con acabado interior o exterior relativamente insensible, como mampostería en seco o paneles móviles	0.002 a 0.003	La posibilidad de daños en la estructura puede limitar los desplazamientos tolerables.
Estructuras con acabado interior o exterior sensibles, como yeso, piedra ornamental, teja.	0.001 a 0.002	Pueden aceptarse valores mayores si la mayor parte del hundimiento ocurre antes de terminar la aplicación de los acabados.
Estructuras rígidas de concreto pesado de varias plantas, sobre losa de cimentación estructurada con espesor aproximado de 1.20 m.	0.005	La posibilidad de daños a los acabados interiores o exteriores puede limitar los asentamientos tolerables.

	<p>Salvo indicación en contra, el hundimiento diferencial tolerable se expresa en radianes, y se refiere al asentamiento diferencial del centro del perfil de asentamientos con respecto a la línea recta que une ambos extremos, en la configuración deformada de la cimentación. Esto se muestra gráficamente en la figura de la izquierda.</p>
---	---

Tabla 6.3.2 Coeficientes térmicos de expansión lineal

Material	Coeficiente C (1/°C)
Acero	0.0000120
Concreto	0.0000143
Mampostería de ladrillo	0.0000055
Mampostería de piedra	0.0000063
Aluminio	0.0000231

Tabla 6.3.3 Criterios para determinar los incrementos de temperatura y gradiente de temperatura medios para elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie

CAS O	Espesor del elemento, cm, e	Incremento de temperatura media, ΔT_{21}	Incremento de gradiente medio de temperatura, ΔG_{21}
I Todas las caras expuestas al medio ambiente, pero ninguna recibe directamente los rayos solares	$e \leq 10$	$\pm 1.2 V_{ma}^*$	0
	$e \geq 50$	$\pm 0.36 V_{ma}$	0
	$10 \leq e \leq 50$	Interpolar linealmente entre los valores anteriores	0
II Todas las caras expuestas al medio ambiente; cuando menos una recibe directamente los rayos solares (sin estar protegida al menos por un enladrillado)	$e \leq 10$	Cara expuesta blanca: $\pm 1.5 V_{ma}$ Cara expuesta de color: $\pm 2.0 V_{ma}$	V_{ma} / e
	$e \geq 50$	Cara expuesta blanca: $\pm 0.45 V_{ma}$ Cara expuesta de color: $\pm 0.60 V_{ma}$	$0.3 V_{ma} / e$
	$10 \leq e \leq 50$	Interpolar linealmente entre los valores anteriores	

* V_{ma} : variación máxima anual de temperatura en el sitio de la obra. Puede considerarse igual a la temperatura máxima del mes más caluroso menos la temperatura mínima del mes más frío; a falta de información local específica, la variación anual puede tomarse igual a

25°C.

Tabla 6.3.4 Estimación de la contracción unitaria en elementos de concreto

ELEMENTO ESTRUCTURAL		CONTRACCIÓN UNITARIA	CURVATURA
Elemento de concreto simple, cuyas caras están expuestas sensiblemente a las mismas condiciones atmosféricas		$U_f = B_1 B_2$	--
Pavimentos de concreto simple, de espesor h, con cara inferior en contacto con el suelo, que puede estar húmedo la mayor parte del tiempo		$U_f = 0.5 B_1 B_2$	$K \square \frac{B_1 B_2}{h}$
Elementos reforzados con caras expuestas sensiblemente a las mismas condiciones atmosféricas	$N(p-p') < 30$	$U = U_f \left(\frac{1}{1 + 0.02np'} - 0.16 \alpha \right)$	$K = 0.32 \frac{U_f}{D} n(p - p')$
	$N(p-p') > 30$	$U = U_f \left(\frac{1}{1 + 0.02np'} - 0.5 \right)$	$K = \frac{U_f}{D}$

$B_1 = C(0.5 + 0.25r^{\frac{1}{2}})$. B_2 es una función de h_t que corrige por la contracción en función del área expuesta del elemento y de la humedad ambiente, según se muestra en la figura anexa; r es el revenimiento en centímetros; $h_t = 2A\lambda/p$, C y λ están dados en la tabla anexa, según el nivel de exposición a la humedad

Exposición	Humedad relativa	C	λ
En agua		0.0001	30.0
Muy húmeda	90 %	0.00015	5.0
Humedad moderada	70 %	0.0002	1.5
Seca	40 %	0.0004	1.0

Notación

A	área de la sección transversal	α	$(np - np')^{1/3}$
A_a	área de acero de tensión	n	relación de módulos de elasticidad
A_a'	área de acero de compresión	p	100 A_a / bd
b	área del elemento	p'	100 A_a' / bd
d	peralte efectivo del elemento	p	perímetro de la sección en contacto con la atmósfera
D	altura total del elemento	U	contracción unitaria
f			



PERIÓDICO OFICIAL



ÓRGANO DEL GOBIERNO DEL ESTADO LIBRE Y SOBERANO DE ZACATECAS, SON OBLIGATORIAS LAS LEYES Y DEMÁS DISPOSICIONES DEL GOBIERNO POR EL SOLO HECHO DE PUBLICARSE EN ESTE PERIÓDICO.

TOMO CXXXIV

Núm. 21

Zacatecas, Zac., miércoles 13 de marzo de 2024

SUPLEMENTO

2 AL No. 21 DEL PERIÓDICO OFICIAL DEL GOBIERNO DEL ESTADO
CORRESPONDIENTE AL DÍA 13 DE MARZO DE 2024

Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, como anexo al Reglamento de Construcción para el Municipio de Guadalupe, Zacatecas.

NORMAS TÉCNICAS MUNICIPALES PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA, COMO ANEXO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL MUNICIPIO DE GUADALUPE, ZACATECAS

LIC. JOSÉ SALDÍVAR ALCALDE, PRESIDENTE MUNICIPAL DE GUADALUPE, ZACATECAS, A SUS HABITANTES HAGO SABER:

RESULTANDO PRIMERO.- En la Sexagésima Novena Sesión de Cabildo y Quincuagésima Segunda Ordinaria, celebrada el día 06 de noviembre de 2023, se dio lectura a la Iniciativa con proyecto de las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, como anexo al Reglamento de Construcción para el Municipio de Guadalupe, Zacatecas, presentadas por la Comisión Edilicia de Gobernación, Seguridad Pública y Reglamentación, la cual me honro en presidir, en ejercicio de las facultades conferidas por los artículos 2, fracción IV, 86, fracciones II, V y VIII, 87 y 88, fracción I, de la Ley Orgánica del Municipio del Estado de Zacatecas; 1, 6, fracciones VIII, XII y XVII, 84, fracción I, 86, fracciones III y XII, 115 y 116 del Reglamento Interior del Ayuntamiento del Municipio de Guadalupe, Zacatecas.

RESULTANDO SEGUNDO.- En la misma fecha se analizó y discutió el asunto de mérito por el Ayuntamiento en Pleno, tomándose por mayoría absoluta el Acuerdo de Cabildo número 620/2023, mediante el cual se fueron aprobadas las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, como anexo al Reglamento de Construcción para el Municipio de Guadalupe, Zacatecas, bajo el siguiente:

INDICE

NOTACIÓN

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1. Alcance

1.2. Figuras

1.3. Unidades

1.4. Otros tipos de piezas y otras modalidades de refuerzo y construcción de muros

1.5. Clasificación de las estructuras de mampostería

1.6. Normas aplicables

2. MATERIALES PARA MAMPOSTERÍA

2.1. Piezas

- 2.1.1. Tipos de pieza
- 2.1.2. Resistencia a compresión

2.2. Cementantes

- 2.2.1. Cemento hidráulico
- 2.2.2. Cemento de albañilería
- 2.2.3. Cal hidratada

2.3. Agregados pétreos

2.4. Agua de mezclado

2.5. Morteros

- 2.5.1. Resistencia a compresión
- 2.5.2. Clasificación
- 2.5.3. Mortero para pegar piezas
- 2.5.4. Morteros de relleno y concretos de relleno

2.6. Aditivos

2.7. Acero de refuerzo

2.8. Mampostería

- 2.8.1. Resistencia a compresión
- 2.8.2. Resistencia a compresión diagonal
- 2.8.3. Resistencia al aplastamiento
- 2.8.4. Resistencia a tensión
- 2.8.5. Módulo de elasticidad
- 2.8.6. Módulo de cortante

3. ESPECIFICACIONES GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO

3.1. Criterios de diseño

- 3.1.1. Estado límite de falla
- 3.1.2. Estado límite de servicio
- 3.1.3. Diseño por durabilidad
- 3.1.4. Factores de resistencia
- 3.1.5. Contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales
- 3.1.6. Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexocompresión
- 3.1.7. Resistencia de la mampostería a cargas laterales
- 3.1.8. Revisión del cortante resistente de entrepiso
- 3.1.9. Factor de comportamiento sísmico
- 3.1.10. Distorsión lateral inelástica
- 3.1.11. Limitación en el uso de sistemas estructurales y condiciones de regularidad según la zona sísmica
- 3.1.12. Diseño de cimentaciones
- 3.1.13. Diseño de sistemas de piso y techo
- 3.1.14. Diseño de muros sobre vigas

3.2. Métodos de análisis

- 3.2.1. Criterio general
- 3.2.2. Análisis por cargas verticales
- 3.2.3. Análisis por cargas laterales
- 3.2.4. Análisis por temperatura

3.3. Detallado del refuerzo

- 3.3.1. General
- 3.3.2. Tamaño del acero de refuerzo
- 3.3.3. Colocación y separación del acero de refuerzo longitudinal
- 3.3.4. Protección del acero de refuerzo
- 3.3.5. Dobleces del refuerzo
- 3.3.6. Anclaje
- 3.3.7. Traslape de barras

4. MUROS DIAFRAGMA**4.1. Alcance****4.2. Determinación de las fuerzas laterales de diseño de muros diafragma**

- 4.2.1. Fuerza cortante de diseño en muros diafragma
- 4.2.2. Geometría de la diagonal equivalente en muros diafragma

4.3. Resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma**4.4. Fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma****4.5. Fuerza cortante resistente a tensión diagonal en muros diafragma****4.6. Rigidez reducida de muros diafragma para el cálculo de distorsiones de entrepiso****4.7. Volteo del muro diafragma****4.8. Interacción marco–muro diafragma en el plano****5. MAMPOSTERÍA CONFINADA****5.1. Alcance**

- 5.1.1. Castillos y dadas
- 5.1.2. Muros con castillos internos
- 5.1.3. Muros con aberturas
- 5.1.4. Espesor y relación altura a espesor de los muros

5.2. Fuerzas y momentos de diseño**5.3. Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro**

- 5.3.1. Resistencia a compresión de muros confinados
- 5.3.2. Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

5.4. Resistencia a cargas laterales

- 5.4.1. Consideraciones generales

- 5.4.2. Fuerza cortante resistida por la mampostería
- 5.4.3. Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal
- 5.4.4. Fuerza cortante resistida por malla de alambre soldado recubierta de mortero
- 5.4.5. Procedimiento optativo para calcular la resistencia a corte en estructuras Tipo I

6. MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE

6.1. Alcance

- 6.1.1. Cuantías de refuerzo horizontal y vertical
- 6.1.2. Tamaño, colocación y separación del refuerzo
- 6.1.3. Mortero de relleno y concreto de relleno
- 6.1.4. Anclaje del refuerzo horizontal y vertical
- 6.1.5. Muros transversales
- 6.1.6. Muros con aberturas
- 6.1.7. Espesor y relación altura a espesor de los muros
- 6.1.8. Pretilas
- 6.1.9. Supervisión

6.2. Fuerzas y momentos de diseño

6.3. Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro

- 6.3.1. Resistencia a compresión de mampostería con refuerzo interior
- 6.3.2. Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

6.4. Resistencia a cargas laterales

- 6.4.1. Consideraciones generales
- 6.4.2. Fuerza cortante resistida por la mampostería
- 6.4.3. Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal
- 6.4.4. Procedimiento optativo para calcular la resistencia a corte en estructuras Tipo I

7. MUROS NO ESTRUCTURALES

7.1. Alcance

7.2. Diseño

8. MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES

8.1. Alcance

8.2. Materiales

- 8.2.1. Piedras
- 8.2.2. Morteros

8.3. Diseño

- 8.3.1. Esfuerzos resistentes de diseño
- 8.3.2. Determinación de la resistencia

8.4. Cimientos

8.5. Muros de contención

9. CONSTRUCCIÓN

9.1. Planos de construcción

9.2. Construcción de mampostería de piedras artificiales

9.2.1. Materiales

9.2.2. Procedimientos de construcción

9.3. Construcción de mampostería de piedras naturales

9.3.1. Piedras

9.3.2. Mortero

9.3.3. Procedimiento constructivo

9.4. Construcción de cimentaciones

10. INSPECCIÓN Y CONTROL DE OBRA

10.1. Inspección

10.1.1. Antes de la construcción de muros de mampostería

10.1.2. Durante la construcción

10.2. Control de obra

10.2.1. Alcance

10.2.2. Muestreo y ensayos

10.2.3. Criterio de aceptación

10.3. Inspección y control de obra de edificaciones en rehabilitación

11. EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN

11.1. Evaluación

11.1.1. Necesidad de evaluación

11.1.2. Proceso de evaluación

11.1.3. Investigación y documentación de la edificación y de las acciones que la dañaron

11.1.4. Clasificación del daño en los elementos de la edificación

11.1.5. Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación

11.1.6. Determinación de la necesidad de rehabilitación

11.2. Evaluación de mampostería no reforzada

11.2.1. Alcance

11.2.2. Fuerzas y momentos para revisión

11.2.3. Resistencia a compresión

11.2.4. Resistencia a flexocompresión

11.2.5. Resistencia a cargas laterales

11.3. Rehabilitación

11.3.1. Apuntalamiento, rehabilitación temporal y demolición

11.3.2. Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos

11.3.3. Reparación de elementos

11.3.4. Refuerzo

11.3.5. Construcción, supervisión y control de calidad

APÉNDICE NORMATIVO A. CRITERIO DE ACEPTACIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS A BASE DE MAMPOSTERÍA DISEÑADOS POR SISMO**A.1 Definiciones****A.2 Notación****A.3 Alcance****A.4 Criterio de diseño de los especímenes****A.5 Especímenes de pruebas****A.6 Laboratorio****A.7 Protocolo de ensayo****A.8 Informe de pruebas****A.9 Criterio de aceptación****APÉNDICE NORMATIVO B. MODELACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA****B.1 Modelos con columna ancha****B.2 Modelos con elementos finitos****B.3 Muros de carga****APÉNDICE NORMATIVO C. GLOSARIO****NOTACIÓN**

A_s	área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro en mampostería confinada; área del acero de refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente, mm^2 (cm^2)
A_{sc}	área del acero de refuerzo transversal de los castillos o dadas colocada a una separación, s mm^2 (cm^2)
A_{sh}	área del acero de refuerzo horizontal colocada a una separación s_h , mm^2 (cm^2)
A_{st}	área de acero de los dispositivos o conectores, colocados a una separación s , necesaria para dar continuidad a muros transversales que lleguen a tope, mm^2 (cm^2)
A_{sv}	área del acero de refuerzo vertical colocada a una separación s_v , mm^2 (cm^2)

A_T	área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos, mm^2 (cm^2)
a	L/L_v , longitud del muro que se desplanta en una viga entre la longitud de la viga
b	longitud de apoyo de una losa soportada por el muro, mm (cm)
b_c	dimensión del castillo o dala perpendicular al plano del muro, mm (cm)
b_d	ancho de la diagonal equivalente en muros diafragma, mm (cm)
b_v	ancho de la viga de concreto que soporta a un muro de mampostería, mm (cm)
c	posición de un muro que se desplanta sobre una viga con respecto al centro de dicha viga, mm (cm)
c_j	coeficiente de variación de la resistencia a compresión del mortero o del concreto de relleno
c_m	coeficiente de variación de la resistencia a compresión de pilas de mampostería
c_{max}	posición de un muro que se desplanta en una viga, de modo que uno de sus bordes coincida con el extremo de la viga, mm (cm)
c_p	coeficiente de variación de la resistencia a compresión de piezas
c_v	coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes de mampostería
c_z	coeficiente de variación de la resistencia de interés de las muestras
d	distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima, mm (cm)
d'	distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos de un muro, mm (cm)
d_b	diámetro de barras de refuerzo, mm (cm)
E_c	módulo de elasticidad del concreto, MPa (kg/cm^2)
E_f	módulo de elasticidad del material del marco, MPa (kg/cm^2)
E_m	módulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas, MPa (kg/cm^2)
E_s	módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, MPa (kg/cm^2)
e_c	excentricidad con que actúa la carga en elementos de mampostería de piedras naturales y que incluye los efectos de empujes laterales, si existen, mm (cm)
e	excentricidad con que se transmite la carga de la losa a muros extremos, mm (cm)
e'	excentricidad calculada para obtener el factor de reducción por excentricidad y esbeltez, mm (cm)
F_{CE}	factor de concentración de esfuerzos en los extremos de un muro que desplanta sobre una viga
F_E	factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez

F_R	factor de resistencia
f	factor que toma en cuenta la relación de aspecto del muro para calcular la resistencia al agrietamiento por tensión diagonal.
f_{an}	cociente entre área neta y el área bruta de las piezas
f_{nm}	cociente entre el área neta y área bruta de un muro con refuerzo interior, considerando a las celdas rellenas de mortero como macizas.
f_{CM}	esfuerzo de compresión máximo en el extremo de un muro desplantado sobre una viga, MPa (kg/cm ²)
f'_c	resistencia especificada del concreto en compresión, MPa (kg/cm ²)
f_i	factor de corrección del momento de inercia de una viga que soporta un muro
\bar{f}_j	resistencia media a compresión de cubos de mortero o de cilindros de concreto de relleno, MPa (kg/cm ²)
f'_j	resistencia a compresión para diseño del mortero o de cilindros de concreto de relleno, MPa (kg/cm ²)
\bar{f}_m	resistencia media a compresión de pilas de mampostería, corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta, MPa (kg/cm ²)
f'_m	resistencia a compresión para diseño de la mampostería, referida al área bruta, MPa (kg/cm ²)
\bar{f}_p	resistencia media a compresión de las piezas, referida al área bruta, MPa (kg/cm ²)
f'_p	resistencia de diseño a compresión de las piezas, referida al área bruta, MPa (kg/cm ²)
f_y	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo, MPa (kg/cm ²)
f_{yh}	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo horizontal o malla de alambre soldado, MPa (kg/cm ²)
G_m	módulo de cortante de la mampostería, MPa (kg/cm ²)
H	altura libre del muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral, mm (cm)
H_0	longitud mínima, medida en los extremos de los castillos, sobre la cual se deben colocar estribos con una separación menor, mm (cm)
H_k	longitud característica de un muro, mm (cm)
h_c	dimensión de la sección del castillo o dala que confina a un muro, paralela al plano del mismo, mm (cm)
h_j	espesor de la junta de mortero de pega, mm (cm)
h_v	peralte de la viga de concreto que soporta a un muro de mampostería, mm (cm)
I	momento de inercia de una sección bruta, mm ⁴ (cm ⁴)
K	relación de rigideces entre un muro y la viga de soporte

k	factor de altura efectiva del muro
k_c	ajuste al factor de concentración de esfuerzos en función de la posición del muro en la viga de apoyo
k_f	rigidez a flexión de un muro en voladizo, N/mm (kg/cm)
k_v	rigidez a cortante de un muro en voladizo, N/mm (kg/cm)
k_0	factor para determinar la resistencia a fuerza cortante de la mampostería que depende de la relación de aspecto
k_1	factor de reducción de la resistencia a fuerza cortante de la mampostería que depende de la cuantía de refuerzo
L	longitud efectiva del muro, mm (cm)
L'	separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro, mm (cm)
L_d	longitud de desarrollo de barras a tensión de acuerdo con las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, mm (cm)
L_{dh}	longitud de desarrollo de barras a tensión con doblez, mm (cm)
L_v	longitud de la viga que soporta a un muro de mampostería, mm (cm)
l_d	longitud de la diagonal en un muro diafragma, mm (cm)
l_c	longitud de contacto entre la columna del marco y el muro diafragma, mm (cm)
l_d	longitud de la diagonal de un muro diafragma, mm (cm)
l_v	longitud de contacto entre la viga del marco y el muro diafragma, mm (cm)
M_R	momento flexionante resistente de diseño, aplicado en el plano, en un muro sujeto a flexocompresión, N-mm (kg-cm)
M_{au}	momento de diseño en el extremo superior de un muro, N-mm (kg-cm)
M_0 cm)	momento flexionante, aplicado en el plano, que resiste el muro en flexión pura, N-mm (kg-
P	carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga, N (kg)
P_R	resistencia de diseño del muro a carga vertical, N (kg)
P_{dR}	resistencia axial de diseño en la diagonal de un muro diafragma, N (kg)
P_u	carga axial de diseño, N (kg)
P_1	componente vertical de la fuerza en el puntal de compresión en la diagonal de un muro diafragma, N (kg)
p_h	cuantía de acero de refuerzo horizontal en el muro, calculada como $A_{sh}/(s_h \times t)$
p_v	cuantía de acero de refuerzo vertical en el muro, calculada como $A_{sv}/(s_v \times t)$
Q	factor de comportamiento sísmico

R	factor de sobrerresistencia, Capítulo 3 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo
s	separación del acero de refuerzo transversal o de conectores, mm (cm)
s_h	separación del acero de refuerzo horizontal en el muro o de los alambres horizontales de una malla de alambre soldado, mm (cm)
s_v	separación del acero de refuerzo vertical en el muro, mm (cm)
t	espesor de la mampostería del muro, mm (cm)
V_{Ri}	resistencia a cortante del i -ésimo entrepiso, N (kg)
V_{mR}	fuerza cortante de diseño que toma la mampostería, N (kg)
V_{sR}	fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado, N (kg)
V_{ui}	fuerza cortante de diseño en el i -ésimo entrepiso, N (kg)
v'_m	resistencia a compresión diagonal para diseño de la mampostería, referida al área bruta, MPa (kg/cm ²)
\bar{v}_m	resistencia media a compresión diagonal de muretes, calculada sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga, MPa (kg/cm ²)
W_p	carga característica por unidad de longitud en una viga, N/mm (kg/m)
w_u	carga distribuida uniformemente de diseño sobre una viga, N/mm (kg/m)
z'	resistencia de diseño de interés, MPa (kg/cm ²)
\bar{z}	resistencias medias de las muestras, MPa (kg/cm ²)
α	reducción de la resistencia a fuerza cortante normalizada por unidad de $p_h f_{yh}$, MPa ⁻¹ , ((kg/cm ²)-1)
β_1	coeficiente que afecta la longitud de anclaje en función del diámetro de la barra
β_2	recubrimiento mínimo del mortero, mm (cm)
Δ	desplazamiento lateral aplicado en la parte superior del espécimen (Apéndice Normativo A), mm (cm)
δ_h	holgura horizontal de muros no estructurales, mm (cm)
δ_v	holgura vertical de muros no estructurales, mm (cm)
γ_{er}	distorsión lateral calculada con fuerzas laterales reducidas
γ_{li}	distorsión lateral inelástica
γ_{max}	distorsión inelástica máxima de acuerdo con las Normas Técnicas Municipales para el Diseño por Sismo
η	factor de eficiencia del refuerzo horizontal
η_s	factor parcial de eficiencia del refuerzo horizontal que depende de la resistencia a compresión de la mampostería

k	factor de cortante de una sección transversal
σ	esfuerzo normal promedio en los muros de un entrepiso debido a carga vertical, MPa (kg/cm ²)
σ_m	esfuerzo normal en el muro, calculado como p_u/A_t , MPa (kg/cm ²)
θ	distorsión (Apéndice Normativo A)
θ_d	ángulo que forma la diagonal equivalente con la horizontal.

1. Consideraciones generales

1.1. Alcance

Estas normas contienen requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de estructuras de mampostería.

Estas normas sólo permiten el diseño y construcción de estructuras nuevas de piezas artificiales a base de mampostería confinada o reforzada interiormente. Solo se acepta mampostería sin refuerzo en mampostería de piedra.

Comentario:

Desde su origen las normas técnicas complementarias admitían el uso de muros de mampostería simple como elementos estructurales. En la versión de 2004, se incluyeron como tales, a aquellos que no contaban con todos los requisitos para clasificarse como confinados o reforzados, pero debían incluir un refuerzo por integridad (CAPÍTULO 7. MAMPOSTERÍA NO CONFINADA NO REFORZADA de las NTCM, 2004). En la versión 2017 se elimina dicho capítulo y se prohíbe el uso de mampostería simple o que no cumpla cabalmente con ser confinada o reforzada interiormente, incluyendo los muros diafragma. Sin embargo, se mantienen expresiones de cálculo para muros de mampostería simple para la revisión de estructuras existentes. El caso de mampostería de piedra se conservó; es la única mampostería sin refuerzo.

Los Capítulos 3 a 10 de estas disposiciones se aplican al análisis, diseño, construcción e inspección de estructuras de mampostería con muros constituidos por piezas prismáticas de piedra artificial, macizas o huecas, o por piedras naturales unidas por un mortero aglutinante. Incluyen muros reforzados con armados interiores, castillos, cadenas o contrafuertes y muros no estructurales.

Los Capítulos 4 a 6 se refieren a los diferentes sistemas constructivos a base de mampostería con piedras artificiales. Si bien el comportamiento de los sistemas constructivos es, en términos generales, similar, se establece la división en capítulos para facilitar el proceso de análisis y diseño.

El Capítulo 7 se aplica al diseño de muros no estructurales.

Comentario:

El nuevo capítulo 7 contiene disposiciones para el diseño y construcción de muros no estructurales, sustituye al capítulo de mampostería no confinada ni reforzada. Se identificó como un tema fundamental, que los muros de mampostería que se utilizan como elementos divisorios o de fachada, se diseñen de modo que no participen en la respuesta de la estructura ante sismo y sean estables en la dirección perpendicular a su plano. Lo anterior, para evitar que los muros no estructurales se dañen y cambien el comportamiento esperado de la estructura.

El Capítulo 8 se aplica al diseño de estructuras hechas con piedras naturales.

Los Capítulos 9 y 10 se refieren a la construcción y a la inspección y control de obra. El Capítulo 11 se aplica a la evaluación y rehabilitación de estructuras de mampostería.

En el Apéndice Normativo A se presenta un criterio de aceptación de sistemas constructivos a base de mampostería diseñados por sismo.

Comentario:

Se actualizan los criterios para la evaluación de sistemas de mampostería no contemplados por estas Normas Técnicas, mediante el ensaye de muros a escala natural en el laboratorio.

En el Apéndice Normativo B se establecen requisitos para la modelación de estructuras para fines de análisis.

Comentario:

Se trasladan los requisitos para el modelado de muros con el método de la columna ancha y de los elementos horizontales de acoplamiento a un nuevo Apéndice B, donde se incluyen, también, recomendaciones para el modelado de muros con elementos finitos.

En el Apéndice Normativo C se incluye un glosario de los términos más empleados en las Normas.

Comentario:

Las normas cubren tanto la mampostería de piedras naturales como la de piedras artificiales (bloques, ladrillos, tabiques). Aunque lo relativo a propiedades mecánicas es de aplicación general, los procedimientos de diseño y requisitos de refuerzo sólo se refieren a muros que cumplan una función estructural; no se incluyen recomendaciones específicas para bóvedas, arcos, vigas o columnas de mampostería.

El procedimiento de diseño prescrito es el general del reglamento, de estados límite, en el que se requiere que los efectos de las acciones de diseño, multiplicados por factores de carga iguales para todos los materiales, no excedan de la resistencia de diseño que incluye un factor de reducción de resistencia que es particular del material y del estado límite específico. Además de la revisión cuantitativa de la seguridad ante los distintos estados límite, se imponen requisitos geométricos y de refuerzo que están basados principalmente en la experiencia de comportamiento de estructuras reales.

Las presentes normas tienen como objetivo que las estructuras de mampostería puedan seguir operando después de un sismo de intensidad frecuente y evitar que las estructuras colapsen ante la acción de un sismo con la intensidad de diseño, esto es un sismo poco frecuente. Se espera además que los daños sufridos ante la acción del sismo de diseño sean tales que permitan la reparación de la estructura. Consecuente con este último objetivo, se establecieron, con base en evidencia experimental, las distorsiones de entrepiso admisibles y los valores del factor de comportamiento sísmico incluidos en las Normas Técnicas Municipales para el Diseño por Sismo.

1.2. Figuras

Las figuras aclaran la aplicación correcta de algunas de las especificaciones de estas Normas, sin que por ello deba entenderse que el caso ilustrado sea la única posibilidad permitida.

1.3. Unidades

Las disposiciones de estas Normas se presentan en unidades del sistema internacional y, entre paréntesis, en sistema métricodecimal usual (cuyas unidades básicas son metro, kilogramo fuerza y segundo).

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

1.4. Otros tipos de piezas y otras modalidades de refuerzo y construcción de muros

Cualquier otro tipo de piezas, de refuerzo o de modalidad constructiva a base de mampostería, diferente de los aquí comprendidos, deberá ser evaluado según lo establece el Reglamento y el Apéndice Normativo A de estas Normas.

Comentario:

El referido apéndice deberá aplicarse cuando se quiera utilizar un material o sistema estructural basado en el concepto de la mampostería de piezas unidas con un cementante. Varios casos pueden incluirse:

a) piezas de geometría diferente a la de las piezas convencionales en mampostería como distinta forma (que no sean prismas rectangulares), dimensiones diferentes al de las piezas comunes (más pequeñas o mucho más grandes)

b) aparejo diferente al utilizado en los estudios que se tomaron como base para el desarrollo de las fórmulas contenidas en las normas. En piezas artificiales se incluye el aparejo cuatrapeado que consiste en hiladas con juntas de mortero horizontal y juntas verticales desfasadas de hilada a hilada desde un tercio a un medio de la longitud de la pieza. Los muros de doble ancho con piezas a tizón, o aparejos mixtos con piezas a hilo y a tizón, que no generen planos débiles de juntas verticales, se asumen válidos.

c) uso de cementantes diferentes al mortero de cemento o morteros industrializados que cumplan los requisitos para dicho material. Se incluye el caso extremo de muros de piezas sin mortero o parcialmente sin mortero y de adhesivos diferentes a los morteros considerados.

d) modalidades de refuerzo diferente a las consideradas en las normas. Cualquier solución de refuerzo diferente al refuerzo interior o el refuerzo con castillos y dalas o con malla y recubrimiento de mortero deberá comprobarse. Puede incluir casos de refuerzo con elementos metálicos, sintéticos o de otros materiales, para dar confinamiento a los muros y/o proporcionar resistencia a modos de falla como flexión, flexocompresión, cortante o deslizamiento.

Las uniones entre muros consideradas en las normas son por medio de un castillo o bien con los refuerzos prescritos en el caso de la mampostería reforzada interiormente, inciso 6.1.5.

1.5. Clasificación de las estructuras de mampostería

Para efectos de estas normas técnicas una estructura de mampostería se clasificará como estructura Tipo I si cumple simultáneamente con los requisitos siguientes:

- a) tiene una superficie construida no mayor que 250 m²;
- b) tiene hasta dos niveles, incluyendo niveles de estacionamiento;
- c) la estructura es de los siguientes géneros: habitación unifamiliar o plurifamiliar, servicios, industria, infraestructura o agrícola, pecuario y forestal;
- d) si es de género habitacional plurifamiliar, no deberá haber más de diez viviendas en el predio, incluyendo a las existentes; y
- e) las estructuras del grupo A, de acuerdo con la clasificación de las estructuras de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo, no podrán ser del Tipo I.

Una estructura que no cumpla los requisitos para ser Tipo I se clasificará como estructura Tipo II.

Comentario:

Se crea una categoría de estructura de tamaño reducido, que no sean de importancia alta, con la intención de permitir el uso de criterios de análisis, diseño y construcción más simples, pero más conservadores.

1.6. Normas aplicables

Se listan a continuación las normas mexicanas aplicables que deberán cumplirse. En caso de haber conflicto entre estas Normas y alguna de las normas mexicanas serán aplicables los requisitos prescritos en este documento.

NMX-B-072-CANACERO

Industria Siderúrgica – Varilla corrugada de acero, grado 60, laminada en frío para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-253-CANACERO

Industria Siderúrgica – Alambre de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-290-CANACERO

Industria Siderúrgica – Malla electrosoldada de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-456-CANACERO

Industria Siderúrgica – Armaduras electrosoldadas de alambre de acero para castillos y dalas – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-457-CANACERO

Industria Siderúrgica – Varilla corrugada de acero de baja aleación para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-365-CANACERO

Industria Siderúrgica – Alambroón de acero al carbono para trefilación – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-506-CANACERO

Industria Siderúrgica – Varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-C-003-ONNCCE

Industria de la Construcción – Cal hidratada – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-021-ONNCCE

Industria de la Construcción – Cemento para albañilería (mortero) – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-036-ONNCCE

Industria de la Construcción – Mampostería – Resistencia a la compresión de bloques, tabiques o ladrillos y tabicones yadoquines – Método de ensayo.

NMX-C-061-ONNCCE

Industria de la Construcción – Cementantes hidráulicos – Determinación de la resistencia a la compresión de cementanteshidráulicos.

NMX-C-083-ONNCCE

Industria de la Construcción – Concreto – Determinación de la resistencia a la compresión de especímenes –Método de ensayo.

NMX-C-111-ONNCCE

Industria de la Construcción – Agregados para concreto hidráulico – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-122-ONNCCE

Industria de la Construcción – Agua para concreto – Especificaciones.

NMX-C-159-ONNCCE

Industria de la Construcción – Concreto – Elaboración y curado de especímenes de ensayo.

NMX-C-255-ONNCCE

Industria de la Construcción – Aditivos químicos para concreto – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-404-ONNCCE

Industria de la Construcción – Mampostería – Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural –Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-405-ONNCCE

Industria de la Construcción – Paneles para uso estructural aplicados en sistemas constructivos – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-406-ONNCCE

Industria de la Construcción – Componentes para sistemas de losas prefabricadas de concreto – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-407-ONNCCE

Industria de la Construcción –Varilla corrugada de acero proveniente de lingote y palanquilla para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-C-414-ONNCCE

Industria de la Construcción – Cementantes hidráulicos – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-464-ONNCCE

Industria de la Construcción – Mampostería – Determinación de la resistencia a compresión diagonal y módulo de cortante de muretes, así como determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas de mampostería de arcilla o de concreto – Métodos de ensayo.

NMCX-C-486-ONNCCE**Industria de la Construcción – Mampostería – Mortero para uso estructural – Especificaciones y métodos de ensayo.****Comentario:**

Al momento de ser referidas en esta norma, el cumplimiento de las normas que se listan es de carácter obligatorio para el diseño y la construcción de edificaciones de mampostería en el Municipio de Guadalupe, Zac.

2. Materiales para mampostería**2.1. Piezas****2.1.1. Tipos de pieza**

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con la norma mexicana **NMX-C-404- ONNCCE**, y con la resistencia mínima a compresión para diseño indicada en el inciso 2.1.2. Los diferentes tipos de pieza a los cuales se refieren estas Normas están definidos en la citada norma mexicana. Los bloques deben cumplir con la dimensión modular que se indica en el inciso 9.2.1.1.d.

Comentario:

Existe un gran número de materiales y procedimientos de construcción para muros de mampostería. Sólo se incluyen los muros de piezas unidas con morteros convencionales (de arena con cemento, cal o cemento de albañilería). No se tratan los muros de piezas machihembradas o unidas con otro tipo de mezclas aglutinantes. Se dan valores numéricos específicos de las propiedades mecánicas sólo para las combinaciones más usuales de piezas y morteros, para las que hay información experimental y experiencia práctica disponibles. Para otros materiales se indican las pruebas necesarias para determinar dichas propiedades. Algunas de estas pruebas están especificadas por una norma oficial; cuando este no es el caso, se describe en las normas el procedimiento de ensayo y su interpretación en el apéndice A.

El peso volumétrico neto mínimo de las piezas, en estado seco, será el indicado en la tabla 2.1.1.

Tabla 2.1.1 Peso volumétrico neto mínimo de piezas, en estado seco

Tipo de pieza	Valores en kN/m ³ (kg/m ³)
Tabique macizo de arcilla artesanal	13 (1300)
Tabique hueco de arcilla extruida o prensada	17 (1700)
Bloque de concreto	17 (1700)
Tabique macizo de concreto (tabicón)	15 (1500)

Comentario:

El peso volumétrico de las piezas se correlaciona con su resistencia a compresión y ésta con otras de sus propiedades importantes como la permeabilidad, durabilidad y estabilidad volumétrica ante cambios de humedad. Todas las piezas deben cumplir con la norma mexicana NMX-C-404-ONNCCE pero la simple verificación del peso volumétrico se incluyó como una medida de control de calidad rápida y fácil de realizar por los usuarios (constructores) incluso sin la intervención de un laboratorio.

2.1.1.1. Piezas macizas

Para fines de aplicación del Capítulo 4 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo y de estas Normas, se considerarán como piezas macizas aquellas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75 por ciento del área bruta, y cuyas paredes exteriores tienen espesores no menores que 20 mm.

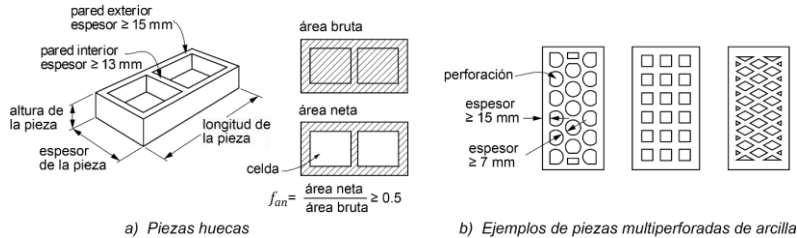


Figura 2.1.1 Piezas

Comentario:

Se establece un porcentaje mínimo de área neta para considerar la pieza como maciza. Al clasificar una pieza como maciza se espera un comportamiento más estable ante fuerzas horizontales cíclicas, como las impuestas por un sismo. Esto es, que una vez que la pieza se agrieta, no se reduce su resistencia en forma abrupta, las fuerzas normales y de corte pueden seguirse transmitiendo por las superficies de contacto en las grietas, disipando energía por fricción, fractura y/o pulverización del material de la pieza maciza.

2.1.1.2. Piezas huecas

Las piezas huecas a que hacen referencia estas Normas y el Capítulo 4 de las Normas Técnicas Municipales para el Diseño por Sismo son las que tienen, en su sección transversal más desfavorable, un área neta de por lo menos 50 por ciento del área bruta; además, el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 15 mm (figura 2.1.1). Para piezas huecas con dos hasta cuatro celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm. Para piezas multiperforadas, cuyas perforaciones sean de las mismas dimensiones y con distribución uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores será de 7 mm para piezas de arcilla y 10 mm para piezas de concreto. Se entiende como piezas multiperforadas aquellas con más de siete perforaciones o alvéolos (figura 2.1.1). Se deberá cumplir, además, con los requisitos para el espesor de las paredes exteriores e interiores indicados en la NMX-C-404-ONNCCE para piezas huecas y multiperforadas.

Comentario:

El comportamiento sísmico de muros construidos con piezas macizas es más dúctil que el de muros construidos con piezas huecas. Esto se debe a que la falla de las paredes, en las piezas huecas, da lugar a una pérdida brusca de su capacidad para resistir fuerzas, ya sean axiales o de corte. Este hecho se refleja en las normas de diseño por sismo en las que se especifica, para muros de piezas macizas, que se reduzcan las fuerzas sísmicas por un factor de comportamiento $Q=2$, mientras que para las piezas huecas debe usarse $Q=1.5$. Lo anterior es independiente de que se trate de muros diafragma, confinados o reforzados interiormente. El caso de piezas huecas, que cumplan los requisitos de espesores mínimos de sus paredes y que tengan refuerzo horizontal, es un caso especial en el que se permite usar $Q=2$.

Para fines de estas Normas sólo se permite usar piezas huecas con celdas o perforaciones ortogonales a la cara de apoyo.

Comentario:

En la versión de las NTCM de 2004 se prohibió el uso de piezas con huecos horizontales debido a su pobre comportamiento ante fuerzas sísmicas y su falla explosiva al llegar a su resistencia. Dicho comportamiento se observó en ensayos de laboratorio (Alcocer et al. 1995) y en inspecciones de zonas de desastre por sismos.

2.1.2. Resistencia a compresión

La resistencia a compresión se determinará, para cada tipo de pieza, de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NMX-C-036-ONNCE.

Comentario:

La resistencia en compresión de las piezas es el parámetro más importante del que dependen las propiedades mecánicas de los muros de mampostería. Por ello se requiere su determinación para fines de control de calidad. La resistencia a compresión diagonal puede estimarse a partir de la resistencia a compresión cuando no se cuenta con determinaciones directas de esta propiedad:

$v_m = 0.18\sqrt{f'_m MPa}$ ($v'_m = 0.56\sqrt{f'_m [kg/cm^3]}$). El valor de diseño de la resistencia a compresión de las piezas se determina tomando en cuenta la variabilidad en la medición de esta propiedad, determinada por el coeficiente de variación, de modo que la probabilidad de alcanzar la resistencia de diseño sea del 98%.

La resistencia de diseño se determinará con base en la información estadística existente sobre el producto o a partir de muestreos de la pieza, ya sea en planta o en obra. Si se opta por el muestreo, se obtendrán, al menos, tres muestras, cada una de diez piezas, de lotes diferentes de la producción. Las 30 piezas así obtenidas se ensayarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización. La resistencia de diseño se calculará como:

$$f'_p = \frac{f_p}{1 + 2.5c_p} \quad (2.1.1)$$

donde:

\bar{f}_p resistencia media a compresión de las piezas, referida al área bruta; y
 c_p coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las piezas, que en ningún caso será menor que 0.1.

En caso de no contar con el número de ensayos requerido, el valor de c_p no se tomará menor que 0.20 para piezas provenientes de plantas mecanizadas que evidencien un sistema de control de calidad como el requerido en la norma NMX- C-404-ONNCE, ni que 0.30 para piezas de fabricación mecanizada, pero que no cuenten con un sistema de control de calidad, ni que 0.35 para piezas de producción artesanal. El sistema de control de calidad se refiere a los diversos procedimientos documentados de la línea de producción de interés, incluyendo los ensayos rutinarios y sus registros.

Comentario:

Los valores de coeficiente de variación mínimos de 0.2, 0.3 y 0.35 provienen de estudios estadísticos de la resistencia de cientos de piezas provenientes de muestras tomadas en múltiples fábricas del valle de México. En la versión de

NTCM 2017 se admite usar un coeficiente de variación mínimo de 0.1 sólo si se tienen 30 piezas provenientes de tres lotes de la producción.

Las resistencias de diseño f'_p y la resistencia media \overline{f}_p a compresión de las piezas no deberá ser menor que las indicadas en la tabla 2.1.2.

Tabla 2.1.2 Valores mínimos permitidos de f'_p y \overline{f}_p

Tipo de pieza y material	f'_p MPa (kg/cm ²)	\overline{f}_p MPa (kg/cm ²)
Tabique macizo de arcilla artesanal	6 (60)	9 (90)
Tabique macizo o multiperforado de arcilla o de concreto	10 (100)	15 (150)
Tabique hueco de arcilla o de concreto	6 (60)	9 (90)
Bloque macizo o multiperforado de arcilla o de concreto	10 (100)	15 (150)
Bloque hueco de arcilla o de concreto	6 (60)	9 (90)

Comentario:

La tabla 2.1.2 se agregó para aclarar que el control de la resistencia a compresión de las piezas sobre área bruta, tanto por el fabricante como por la supervisión en obra, puede hacerse utilizando la resistencia media \overline{f}_p con base en lo establecido en la norma NMX-C-404- ONNCCE.

Los tabiques o bloques multiperforadas ya sean huecos o macizos deben tener una resistencia a la compresión de diseño f'_p de 10 MPa (100 kg/cm²), o una resistencia promedio, $f'_p = 15$ MPa (150 kg/cm²).

2.2. Cementantes

2.2.1. Cemento hidráulico

En la elaboración del concreto y morteros se empleará cualquier tipo de cemento hidráulico que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE.

2.2.2. Cemento de albañilería

En la elaboración de morteros se podrá usar cemento de albañilería que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-021-ONNCCE.

2.2.3. Cal hidratada

En la elaboración de morteros se podrá usar cal hidratada que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-003-ONNCCE.

2.3. Agregados pétreos

Los agregados deben cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-111-ONNCCE.

2.4. Agua de mezclado

El agua para el mezclado del mortero o del concreto debe cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-122-ONNCCE. El agua debe almacenarse en depósitos limpios y cubiertos.

2.5. Morteros

El mortero para pegar piezas cuyo objetivo sea construir muros estructurales debe cumplir con los requisitos que establece la norma mexicana NMX-C-486-ONNCCE.

Comentario:

La función del mortero es permitir la sobreposición de las piezas formando un conjunto que tenga una liga fuerte y duradera. Sus propiedades más importantes son: manejabilidad, resistencia a compresión y tensión, adherencia con las piezas, la retención de agua y la contracción. Estas propiedades varían según el tipo de cementante empleado, la relación entre arena y cementante y según la cantidad de agua en la mezcla, aunque esta última no se suele controlar en obra. La adherencia está relacionada con la retención de agua del mortero. La norma NMX-C-486-ONNCCE contiene especificaciones para el control de las propiedades del mortero tanto en su estado endurecido como en su estado fresco.

2.5.1. Resistencia a compresión

La resistencia a compresión del mortero, sea para pegar piezas o de relleno, se determinará de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE.

Comentario:

La resistencia a compresión es el índice aceptado generalmente para determinar la calidad del mortero; ésta se determina según la norma NMX C 061-ONNCCE. Debe tenerse en cuenta que esta resistencia puede no corresponder a la del material colocado entre las piezas de un muro, donde las condiciones de confinamiento y de curado son muy diferentes de las que se tienen en el ensaye estándar.

La resistencia a compresión del concreto de relleno se determinará del ensaye de cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-159-ONNCCE y NMX-C-083-ONNCCE.

Para diseño, se empleará un valor de la resistencia, f_j , determinado como el que es alcanzado por lo menos por el 98 por ciento de las muestras. La resistencia de diseño se calculará a partir de muestras del mortero, para pegar piezas o de relleno, o del concreto de relleno por utilizar.

En caso de mortero, se obtendrán, como mínimo, tres muestras, cada una de, al menos, tres probetas cúbicas. Las nueve probetas se ensayarán siguiendo la norma NMX-C-061-ONNCCE.

En caso de concreto de relleno, se obtendrán, al menos, tres probetas cilíndricas. Las probetas se elaborarán, curarán y probarán de acuerdo con las normas antes citadas.

La resistencia de diseño será:

$$f_j' = \frac{\bar{f}_j}{1 + 2.5c_j} \quad (2.5.1)$$

dónde:

\bar{f}_j Resistencia media a compresión de cubos de mortero o de cilindros de concreto de relleno; y
 c_i coeficiente de variación de la resistencia a compresión del mortero o del concreto de relleno, que se tomará igual a 0.10 cuando su producción sea industrializada de tipo seco o premezclado, o igual a 0.20 en el caso de ser dosificado y elaborado en obra.

Comentario:

Se reconoce que morteros industrializados secos o premezclados tienen, en general, un mejor control de calidad y por ende la variabilidad de sus propiedades mecánicas es menor que la de los morteros elaborados en obra. En consecuencia, se permite usar un coeficiente de variación hasta de 0.10. Si al calcular su valor en el muestreo de un lote de producción se obtienen de manera estadística valores menores o iguales a 0.10.

2.5.2. Clasificación

Los morteros se clasificarán por su resistencia de diseño a compresión, f_j' , en los siguientes tipos:

- Tipo I con resistencia a compresión mayor o igual que 12.5 MPa (125 kg/cm²)
 Tipo II con resistencia a compresión menor que la del Tipo I y mayor o igual que 7.5 MPa (75 kg/cm²)

Comentario:

Aunque no se incluyó una tabla con la correspondencia de la resistencia de diseño y la resistencia media a compresión del mortero, se incluyó la nota de que, para el control de la resistencia en obra se utilizará la resistencia media de acuerdo a lo indicado en la norma NMX-C-486- ONNCCE, con lo que se establece la siguiente relación de resistencias de diseño f_j' y media \bar{f}_j .

Valores mínimos permitidos de f_j' y \bar{f}_j

Tipo de mortero	f_j' MPa (kg/cm ²)	\bar{f}_j MPa (kg/cm ²)
Tipo I	12.5 (125)	18 (180)
Tipo II	7.5 (75)	11 (110)

En los tipos de mortero, se eliminó el mortero tipo III por tener una baja resistencia para el uso de piezas industrializadas.

Para el control de la resistencia en obra se utilizará la resistencia media de acuerdo con lo indicado en la NMX-C-486- ONNCCE.

2.5.3. Mortero para pegar piezas

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- a) Su resistencia a compresión será por lo menos de 7.5 MPa (75 kg/cm²).

Comentario:

La resistencia media mínima \bar{f}_j para un mortero de juntas debe ser de 110 kg/cm².

b) Siempre deberán contener cemento hidráulico Portland en la cantidad mínima indicada en la tabla 2.5.1.

Tabla 2.5.1 *Proporcionamientos, en volumen, recomendados para mortero dosificado en obra¹*

Tipo de mortero	Partes de cemento hidráulico	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal hidratada	Partes de arena ²
I	1	—	0 a ¼	3
	1	½	—	4½
II	1	—	0 a ½	4½
	1	1	—	6

¹ Los proporcionamientos incluidos en esta tabla son sólo indicativos, por lo que el mortero deberá cumplir con la resistencia a compresión de diseño establecida en el inciso 2.5.2 independientemente de la dosificación que se utilice.

² El volumen de arena se medirá en estado suelto.

c) El volumen de arena no será mayor que tres veces la suma de los cementantes y se medirá en estado suelto.

d) Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.

e) Si el mortero incluye cemento de albañilería, la cantidad máxima de éste, a usar en combinación con cemento, será la indicada en la tabla 2.5.1.

Comentario:

Los proporcionamientos, en todos los casos, obligan al uso de cemento hidráulico en combinación con cal o cemento de albañilería. Las partes de arena son fijas y no tienen que calcularse en proporción a la cantidad de los cementantes, como en versiones anteriores de las normas, aunque no se menciona la arena debe tener un TMA de 4 mm. En la tabla se eliminaron también las proporciones para mortero tipo III.

Es importante apuntar que los proporcionamientos son recomendados pero el mortero resultante debe cumplir con la: resistencia a compresión y los requisitos en estado fresco definidos en la norma NMX-C-486-ONNCE como fluidez y porcentaje de retención de agua. Deberá entenderse esta tabla como un punto de inicio en la dosificación y que el diseño final del mortero deberá ser avalado con base en ensayos de laboratorio.

2.5.4. Morteros de relleno y concretos de relleno

Los morteros de relleno y concretos de relleno, que se emplean en elementos estructurales de mampostería para rellenar celdas de piezas huecas, deberán cumplir con los siguientes requisitos:

a) Su resistencia a compresión para diseño f'_j , será por lo menos de 12.5 MPa (125 kg/cm²).

Comentario:

La resistencia media a compresión para mortero de relleno \bar{f}_j será de 180 kg/cm².

b) El tamaño máximo del agregado no excederá de 10 mm.

- c) Se empleará la mínima cantidad de agua que permita que la mezcla sea lo suficientemente fluida para rellenar las celdas y cubrir completamente las barras de refuerzo vertical, en el caso de que se cuente con refuerzo interior. Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad.
- d) En la tabla 2.5.2 se incluyen revenimientos nominales recomendados para morteros de relleno y concretos de relleno según la absorción de las piezas.

Para rellenar celdas de castillos internos de muros confinados deberá cumplirse lo establecido en el inciso 5.1.1.d.

Tabla 2.5.2 Revenimiento recomendado para los morteros de relleno y concretos de relleno, en función de la absorción de la pieza

Absorción de la pieza, %	Revenimiento nominal ¹ , mm
8 a 10	150
10 a 15	175
15 a 20	200

¹Se aceptan los revenimientos con una tolerancia de ± 25 mm.

Tabla 2.5.3 Proporcionamientos, en volumen, recomendados para morteros de relleno y concretos de relleno en elementos estructurales

Tipo	Partes de cemento hidráulico	Partes de cal hidratada	Partes de arena ¹	Partes de grava
Mortero	1	0 a 0.25	2.25 a 3	—
Concreto	1	0 a 0.1	2.25 a 3	1 a 2

¹El volumen de arena se medirá en estado suelto.

En la tabla 2.5.3 se muestran las relaciones volumétricas recomendadas de los agregados para morteros de relleno y concretos de relleno.

Comentario:

El hecho de que en un mortero de relleno se acepte incluir una proporción de cal es para poder utilizar el mismo mortero para las juntas, siempre y cuando sea del tipo I, con lo cual podría hacerse el relleno hilada por hilada.

2.6. Aditivos

En la elaboración de concretos, morteros de relleno y concretos de relleno se podrán usar aditivos que mejoren sus propiedades y que cumplan con los requisitos especificados en la norma NMX-C-255-ONNCCE. No deberán usarse aditivos que aceleren el fraguado.

Comentario:

Se admite el uso de aditivos para los morteros de junteo para mejorar su consistencia, retención de agua y su adherencia y para reducir su contracción.

2.7. Acero de refuerzo

El refuerzo que se emplee en castillos o dalas, elementos colocados en el interior del muro y/o en el exterior del muro, estará constituido por barras corrugadas, por malla de acero, por alambres corrugados laminados en frío, o por armaduras soldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero para castillos y dalas. Las barras corrugadas deben cumplir con las normas NMX-C-407-ONNCCCE, NMX-B-457-CANACERO y NMX-B-506-CANACERO; los alambres laminados en frío deben cumplir con la norma NMX-B-072-CANACERO o NMX-B-253-CANACERO; la malla de alambre soldado debe cumplir con la norma NMX-B-290-CANACERO; y las armaduras de alambre soldado para castillos y dalas deben cumplir con la norma NMX-B-456-CANACERO.

Se admitirá el uso de barras lisas, como el alambón, únicamente en estribos, en mallas de alambre soldado o en conectores. El alambón debe cumplir con la norma NMX-B-365-CANACERO y contar con un esfuerzo de fluencia mínimo, f_y , de 210MPa (2100 kg/cm²). El diámetro mínimo del alambón para ser usado en estribos es de 5.5 mm. Se podrán utilizar otrostipos de acero siempre y cuando se demuestre, a satisfacción de la Administración, su eficiencia como refuerzo estructural.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a 2×10^5 MPa (2×10^6 kg/cm²). Para diseño se considerará el esfuerzo de fluencia mínimo, f_y , establecido en las normas citadas.

Comentario:

Se admiten las barras convencionales para refuerzo de concreto y los alambres corrugados con esfuerzo de fluencia nominal de 6000 kg/cm² para el refuerzo de castillos y dalas o para el refuerzo interior, en juntas o en las celdas de las piezas. Para las mallas electrosoldadas y los armados prefabricados para castillos y dalas a base de alambres electrosoldados se admite el uso de acero con esfuerzo de fluencia máximo nominal de 5000 kg/cm². El objetivo es que el refuerzo de los castillos pueda alcanzar mayores deformaciones a las que se obtendrían con un esfuerzo de fluencia mayor. Para el refuerzo en el interior del muro se admite emplear barras y alambres con esfuerzo de fluencia de 6000 kg/cm² para poder reducir el diámetro de las barras sin reducir significativamente la fuerza desarrollada en el refuerzo. Estas barras no tienen una zona de fluencia definida, esto es, la barra falla una vez que se alcanza el esfuerzo de fluencia. Adicionalmente, cuando se usan barras de diámetro pequeño es posible asegurar un tamaño de junta y un recubrimiento adecuado, además, facilita el correcto llenado de las celdas donde se coloca el refuerzo vertical.

2.8. Mampostería

2.8.1. Resistencia a compresión

La resistencia a compresión para diseño de la mampostería, f_m , sobre área bruta, se determinará con alguno de los tres procedimientos indicados en los incisos 2.8.1.1 a 2.8.1.3. El valor de la resistencia en esta Norma está referido a 28 días. Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de este lapso, se deberá evaluar la resistencia para el tiempo estimado según el inciso 2.8.1.1.

2.8.1.1. Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Las pilas (Figura 2.8.1) estarán formadas por lo menos con tres piezas sobrepuestas. La relación altura a espesor de la pila estará comprendida entre dos y seis; las pilas se ensayarán a la edad de 28 días. En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensayo de los especímenes se seguirá la norma mexicana NMX-C-464- ONNCCCE, salvo lo que se indique en este inciso y que difiera de dicha norma.

Figura 2.8.1 Pila para prueba en compresión

Tabla 2.8.1 Factores correctivos para las resistencias de pilas con diferentes relaciones altura a espesor

Relación altura a espesor de la pila ¹	2	3	4	5	6
Factor correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05	1.06

¹Para relaciones altura a espesor intermedias se interpolará linealmente.

La determinación se hará en un mínimo de nueve pilas, construidas con piezas provenientes de, por lo menos, tres lotes diferentes del mismo producto. Cada pila debe usar piezas del mismo lote.

Comentario:

Los ensayos deben realizarse según la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE.

La cantidad de nueve pilas de tres lotes de fabricación equivale a caracterizar la resistencia de las piezas de un fabricante para un mismo tipo de mortero. Las propiedades del mortero deberán documentarse.

El esfuerzo medio obtenido, calculado sobre el área bruta, se corregirá multiplicándolo por los factores de la tabla 2.8.1.

La resistencia a compresión para diseño se calculará como:

$$f'_m = \frac{\overline{f}_m}{1 + 2.5c_m} \tag{2.8.1}$$

donde:

\overline{f}_m resistencia media a compresión de las pilas, corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta; y

c_m coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las pilas de mampostería, que en ningún caso se tomará inferior a 0.15.

2.8.1.2. A partir de la resistencia de diseño de las piezas y el mortero

Para bloques con $f'_m \geq 6$ MPa (60 kg/cm²) y para tabiques y tabicones con $f'_m \geq 10$ MPa (100 kg/cm²) se podrá emplear como resistencia de diseño a compresión la que indica la tabla 2.8.2.

Tabla 2.8.2 Resistencia a compresión para diseño de la mampostería de piezas de concreto, f'_m , sobre área bruta

f'_p MPa (kg/cm ²) ¹	f'_m MPa (kg/cm ²)	
	Mortero I	Mortero II
6 (60) ²	2.5 (25)	2 (20)
7.5 (75) ²	4 (40)	3.5 (35)
10 (100)	5 (50)	4.5 (45)
15 (150)	7.5 (75)	6 (60)
□ 20 (200)	10 (100)	9 (90)

¹Para valores intermedios de f'_p se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero.

²Sólo para el caso de piezas huecas.

Comentario:

La tabla 2.8.2 incluía, hasta la década de 1990, valores de f'_p desde 2.5 MPa (25 kg/cm²) que servían para interpolar valores bajos de resistencias. En las NTC-DCEM de 2004 se eliminaron dichos valores ya que en la práctica se interpretaba que podían usarse piezas de baja resistencia. Por esta razón, se dejaron sólo valores desde 10 MPa (100 kg/cm²) en adelante. En la versión de 2017 se retomaron los valores desde 6 MPa (60 kg/cm²) para bloques huecos, pero se añade una nota al pie de tabla indicando que se admiten dichos valores en piezas huecas solamente.

Tabla 2.8.2 Resistencia a compresión para diseño de la mampostería de piezas de arcilla, f'_m , sobre área bruta

f'_p , MPa (kg/cm ²) ¹	f'_m , MPa (kg/cm ²)	
	Mortero I	Mortero II
6 (60)	2 (20)	2 (20)
7.5 (75)	3 (30)	3 (30)
10 (100)	4 (40)	4 (40)
15 (150)	6 (60)	6 (60)
20 (200)	8 (80)	7 (70)
□ 30 (300)	12 (120)	9 (90)

¹Para valores intermedios de f'_p se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero.

Comentario:

Anteriormente, la tabla 2.8.3 incluía valores hasta 50 MPa (500 kg/cm²) ya que se disponía de resultados de piezas macizas prensadas de arcilla con tales valores; sin embargo, dichos valores de resistencia no se han observado en el mercado en últimas fechas por lo que se redujo el límite superior de la tabla a 30 MPa (300 kg/cm²). Si se tienen piezas con mayor resistencia se puede recurrir al ensaye de pilas.

Las tablas anteriores son producto de una extensa serie de ensayos realizados en la década de 1970 con piezas de mampostería de distintos fabricantes en el valle de México. Se considera que continúan siendo válidas y que permiten estimar la resistencia a compresión de la mampostería a partir de la resistencia de las piezas, siempre y cuando dicha resistencia se obtenga experimentalmente, y que el mortero cumpla los requisitos correspondientes de esta norma.

Para piezas de arcilla, la resistencia a compresión para diseño de la mampostería se podrá obtener de la tabla 2.8.3.

Para hacer uso de los valores de resistencia de diseño, f'_m dados por las tablas 2.8.2 y 2.8.3 de este inciso, se deberán cumplir los requisitos siguientes:

- las piezas deberán cumplir los requisitos de la sección 2.1 y el mortero los de la sección 2.5;
- la relación altura a espesor de las piezas no debe ser menor que 0.5;
- la mampostería deberá tener espesores de junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm si las piezas son de fabricación mecanizada, o entre 10 y 15 mm si son de fabricación artesanal. Estos

espesores deben permitir la dimensión modular en mampostería a base de bloques; y

d) la resistencia a compresión de las piezas, f'_p , se debe obtener a partir de los ensayos indicados en el inciso 2.1.2.

Para otros casos, la resistencia de la mampostería se obtendrá de acuerdo con el inciso 2.8.1.1.

Comentario:

Se permite determinar la resistencia de la mampostería a compresión a partir de tablas que están en función de las propiedades de los materiales componentes. La resistencia de la mampostería depende principalmente de la resistencia de la pieza y en menor grado de la del mortero. Se ha observado, en ensayos de laboratorio, que la relación entre la resistencia de la pila y de la pieza es aproximadamente lineal. El factor de proporcionalidad, sin embargo, varía para las distintas piezas, dependiendo principalmente de su forma, del material de que están hechas y de la regularidad de sus dimensiones. Este factor de proporcionalidad es mayor para bloques que para tabiques debido a que, en muros de bloque, se tiene un número menor de juntas. Por ello se tienen tablas distintas para los dos tipos de materiales.

2.8.1.3. Resistencia de la mampostería para edificaciones Tipo I

Para el diseño de edificaciones de mampostería Tipo I (Sección 1.5) podrán emplearse los valores de f'_m que se presentan en la tabla 2.8.4, en donde el mortero debe satisfacer los requisitos de la sección 2.5.

Para hacer uso de los valores de resistencia de diseño, f'_m , dados en la tabla 2.8.4 se deberán cumplir los apartados a), b) y c) del inciso 2.8.1.2. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo al inciso 2.8.1.1.

Tabla 2.8.3 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f'_m , para algunos tipos de piezas, sobre área bruta

Tipo de pieza	f'_m , MPa (kg/cm ²)
Tabique macizo de arcilla artesanal	1.5 (15)
Tabique de arcilla extruido	2.0 (20)
Bloque de concreto	1.5 (15)
Tabique de concreto (tabicón)	1.5 (15)

Comentario:

En la tabla 2.8.4, se dan valores indicativos de la resistencia de diseño a compresión del conjunto piezas-mortero (i.e. de la mampostería) para los materiales más comunes. El uso de la tabla es solo para el diseño de estructuras Tipo I y no es necesario cumplir con el apartado d) del inciso 2.8.1.2. Esto es, si la resistencia a compresión se desconoce, pueden usarse los valores de la tabla 2.8.4. Se consideró que dichos valores de resistencia son muy conservadores y por lo tanto seguros para ser utilizados en estructuras menores, Tipo I.

Para casos no cubiertos en esa tabla, o cuando se quiera obtener una determinación más confiable, será necesario recurrir al ensayo de los materiales específicos que se vayan a emplear.

La tabla en versiones de las NTC anteriores a 2017 incluía valores para los tres tipos de mortero. La versión actual corresponde a valores del mortero tipo II y se redujo el valor de diseño de las piezas de arcilla extruida a 2 MPa (20 kg/cm²).

Para edificaciones Tipo II se deberán realizar ensayos de piezas, ensayos de pilas o recurrir a fabricantes que tengan documentados dichos ensayos.

2.8.2. Resistencia a compresión diagonal

La resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería v'_m , para diseño, se determinará con alguno de los dos procedimientos indicados en los incisos 2.8.2.1 y 2.8.2.2. El valor de la resistencia en esta Norma está referido a 28 días. Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de este lapso, se deberá evaluar la resistencia para el tiempo estimado según el inciso 2.8.2.1.

2.8.2.1. Ensayos de muretes construidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Los muretes (figura 2.8.2) tendrán una longitud de al menos una vez y media la longitud de la pieza y el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud. Los muretes se ensayarán sometiéndolos a una carga de compresión monótona a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal.

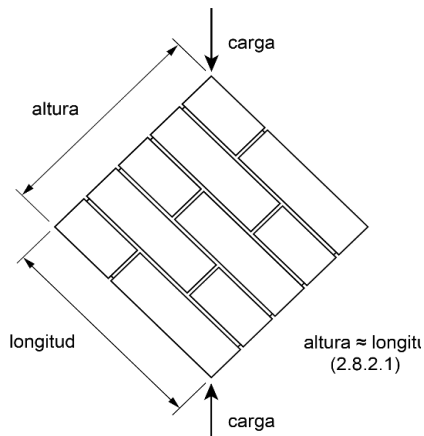


Figura 2.8.2 Murete para prueba en compresión diagonal

Los muretes se ensayarán a la edad de 28 días. En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensayo de los especímenes se seguirá la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE salvo lo que se indique en este inciso y que difiera de dicha norma.

Comentario:

Es indispensable seguir estrictamente el procedimiento de ensayo descrito en la norma mexicana NMX C-464-ONNCCE, en especial en cuanto al tamaño de los cabezales colocados en las esquinas ya que una dimensión incorrecta llevaría a resultados erróneos.

La determinación se hará en un mínimo de nueve muretes contruidos con piezas provenientes de por lo menos tres lotes diferentes del mismo producto. Cada murete debe usar piezas del mismo lote.

Comentario:

Los ensayes deben realizarse según la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE. La cantidad de nueve muretes de al menos tres lotes de fabricación equivale a caracterizar la resistencia de las piezas de un fabricante para un tipo de mortero. Las propiedades del mortero deberán quedar documentadas.

La resistencia a compresión diagonal para diseño, v'_m , será igual a

$$v'_m = \frac{\bar{v}_m}{1 + 2.5c_v} \quad (2.8.2)$$

donde:

\bar{v}_m resistencia media a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la

carga; y

c_v coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes, que en ningún caso se tomará inferior a 0.20.

Para muros que dispongan de algún sistema de refuerzo cuya contribución a la resistencia se quiera evaluar o que tengan características que no pueden representarse en el tamaño del murete, las pruebas de compresión diagonal antes descritas deberán realizarse en muros de al menos 2 m de lado.

Comentario:

Se recomienda, en el caso descrito en el párrafo anterior, el caracterizar el comportamiento ante carga lateral del muro con el uso del apéndice A.

2.8.2.2. Resistencia a compresión diagonal para diseño de edificaciones Tipo I

Para edificaciones de mampostería Tipo I se podrán emplear los valores de v'_m que se presentan en la tabla 2.8.5, en donde el mortero debe satisfacer la sección 2.5.

Para hacer uso de los valores de resistencia para diseño, v'_m , de este inciso se deberán cumplir los apartados a), b) y c) del inciso 2.8.1.2. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo con el inciso 2.8.1.1.

Tabla 2.8.4 Resistencia de diseño a compresión diagonal para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta

Pieza	v'_m , MPa (kg/cm ²)
Tabique macizo de arcilla artesanal	0.2 (2)
Tabique de arcilla extruido	0.2 (2)
Bloque de concreto	0.2 (2)
Tabique de concreto (tabicón)	0.2 (2)

Comentario:

Se proporcionan los valores indicativos de resistencia de diseño a compresión diagonal del conjunto de piezas y mortero para los materiales más comunes. Estos valores solo pueden ser utilizados para el diseño de edificaciones Tipo I. Para edificaciones Tipo II se deberán realizar ensayos de muretes o recurrir a fabricantes que tengan documentados dichos ensayos. Para casos no cubiertos en esa tabla o cuando se quiera obtener una determinación más confiable, será necesario recurrir al ensayo de los materiales específicos que se vayan a emplear. El valor de la resistencia de diseño a compresión diagonal depende, en forma importante, del mortero, el cual debe tener una buena resistencia a compresión y una buena adherencia para mantener unidas a las piezas, entre otras propiedades.

En las versiones anteriores de las NTC-DCEM se daban valores hasta de 0.35 MPa (3.5 kg/cm²). Con base en la revisión de abundante evidencia proveniente de investigaciones realizadas en las últimas dos décadas, se encontraron variaciones grandes en la determinación de la resistencia a compresión diagonal de un mismo material, por lo que se decidió reducir los valores más altos. Resultó un valor uniforme de 0.2 MPa (2 kg/cm²) y aunque es el mismo para todos los tipos de piezas enlistados se decidió dejar la tabla para referencia rápida, en especial para usuarios de las versiones anteriores de las normas, y se deja abierta la posibilidad de hacer modificaciones futuras de los valores.

2.8.3. Resistencia al aplastamiento

Cuando una carga concentrada se transmite directamente a la mampostería, el esfuerzo de contacto no excederá de $0.6 f_m^c$.

Comentario:

Este puede ser el caso de cargas concentradas aplicadas directamente sobre la mampostería. Un ejemplo sería una viga que se apoya sobre un muro.

2.8.4. Resistencia a tensión

Se considerará que la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas es nula. Cuando se requiera esta resistencia deberá proporcionarse el acero de refuerzo necesario.

2.8.5. Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de la mampostería, E_m , se determinará con alguno de los procedimientos indicados en los incisos 2.8.5.1 y 2.8.5.2.

2.8.5.1. Ensayos de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Se ensayarán pilas del tipo, a la edad y en la cantidad indicados en el inciso 2.8.1.1. El módulo de elasticidad para cargas de corta duración se determinará según lo especificado en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE.

Para obtener el módulo de elasticidad para cargas sostenidas se deberán considerar las deformaciones diferidas debidas al flujo plástico de las piezas y el mortero. Optativamente, el módulo de elasticidad para cargas de corta duración, obtenido del ensayo de pilas, se podrá dividir entre 2.3 si se trata de piezas de concreto, o entre 1.7 si se trata de piezas de arcilla o de otro material diferente del concreto.

Comentario:

El valor reducido del módulo de elasticidad de la mampostería para cargas sostenidas toma en cuenta, en forma simplificada, el efecto de flujo plástico de los materiales, en particular, el que ocurre en las piezas de concreto y en el mortero. Posibles usos del módulo de elasticidad para cargas sostenidas serían para el análisis de deformaciones a largo plazo y para el cálculo de deformaciones por asentamientos diferenciales del terreno de apoyo.

2.8.5.2. Determinación a partir de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería

a) Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

para cargas de corta duración

$$E_m = 800f'_m$$

para cargas sostenidas

$$E_m = 350f'_m$$

b) Para mampostería de tabique de arcilla y otras piezas, excepto las de concreto:

para cargas de corta duración

$$E_m = 600f'_m$$

para cargas sostenidas

$$E_m = 350f'_m$$

Comentario:

El módulo de elasticidad puede obtenerse de la curva esfuerzo-deformación medida en un ensaye de pilas en compresión que se describe en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE. Una estimación aproximada se obtiene con los factores que multiplican a la resistencia en compresión. Estos factores se aplican a la resistencia de diseño la cual incorpora factores de seguridad importantes con respecto al valor promedio.

En proyectos en que sea crítico conocer un valor más preciso del módulo de elasticidad se recomienda la determinación experimental mediante el ensaye a compresión de pilas instrumentadas.

El módulo de elasticidad para cargas de corta duración es el que se debe utilizar en un análisis ante acciones accidentales como el análisis por sismo o por viento. Como es necesario incluir en el análisis el efecto de las cargas verticales, permanentes y variables, junto con las fuerzas laterales, se recomienda hacer dicho análisis conjunto con el módulo para cargas de corta duración; así, la distribución de las cargas por rigideces, los modos y periodos de vibrar y las deformaciones laterales corresponderán al cálculo con módulos de elasticidad para dicha condición.

El modelado ante cargas verticales permanentes y cargas verticales variables con intensidad media se puede realizar con el módulo de elasticidad para cargas sostenidas; este puede ser el caso cuando se requiera modelar la interacción de la mampostería con otros elementos verticales como muros o columnas de concreto o de acero.

2.8.6. Módulo de cortante

El módulo de cortante de la mampostería, G_m , se determinará con alguno de los procedimientos indicados en los incisos

y 2.8.6.2. Se aplicará lo estipulado en el inciso 2.8.6.2 si el módulo de elasticidad se determinó según el inciso 2.8.5.2.

Para efectos de considerar G_m en el análisis utilizando un programa de cómputo comercial, cuando $G_m/E_m < 1/3$, se utilizará un valor del módulo de Poisson igual a $\nu = 0.25$ y se reducirá el área de cortante por un factor igual a $G_m/(0.4E_m)$.

2.8.6.1. Ensayes de muretes construidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Se ensayarán muretes del tipo, a la edad y en la cantidad señalados en el inciso 2.8.2.1. El módulo de cortante se determinará según lo especificado en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCE.

2.8.6.2. Determinación a partir del módulo de elasticidad de la mampostería

Si se opta por usar el inciso 2.8.5.2 para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería, el módulo de cortante de la mampostería se tomará como:

$$G_m = 0.2E'_m$$

Para utilizar este valor en el análisis de la estructura usando programas comerciales deberán aplicarse los lineamientos descritos en el inciso 2.8.6 y en el Apéndice Normativo B de estas Normas.

Comentario:

La mampostería no es un material isotrópico, sus propiedades mecánicas dependen de la dirección en que se consideran. Esta especificación reconoce que la resistencia a corte de muros de mampostería tiene una rigidez lateral menor a la que se predice con del módulo de cortante obtenido con base en el módulo de elasticidad de pilas utilizando la teoría elástica lineal considerando un material homogéneo, $G_e = E_m/[2(1 + \nu)]$ donde ν es el módulo de Poisson de la mampostería. Al utilizar el valor de G_m en vez de G_e en el análisis la distribución del cortante sísmico en los muros cambia, los muros largos ($H/L < 1$) reciben menos cortante y los muros esbeltos más.

3. ESPECIFICACIONES GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO

3.1. Criterios de diseño

El dimensionamiento y detallado de elementos estructurales se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Título Tercero del Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipios de Zacatecas y en estas Normas, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del Título Tercero. Adicionalmente, se diseñarán las estructuras por durabilidad.

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en la sección 3.2.

3.1.1. Estado límite de falla

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras y elementos estructurales deben dimensionarse y detallarse de modo que la resistencia de diseño en cualquier sección sea al menos igual al valor de diseño de la fuerza o momento internos.

Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R , prescrito en el inciso 3.1.4.

Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga, los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en el Título Tercero del Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipios de Zacatecas y en las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

3.1.2. Estado límite de servicio

Se comprobará que las respuestas de la estructura (asentamientos, deformación, agrietamiento, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

3.1.3. Diseño por durabilidad

Se diseñarán y detallarán las estructuras por durabilidad para que la expectativa de vida útil sea de al menos 50 años.

Los requisitos mínimos establecidos en estas Normas son válidos para elementos expuestos a ambientes no agresivos, tanto interior como exteriormente, y que corresponden a una clasificación de exposición A1 y A2, según las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Si el elemento estará expuesto a ambientes más agresivos, se deberán aplicar los criterios de diseño por durabilidad de las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Comentario:

Dichos criterios incluyen el espesor del recubrimiento de concreto para el acero de refuerzo, la resistencia mínima a compresión para distintos ambientes, contenido de sulfato, contenido de cemento portland y relación agua/cemento.

3.1.4. Factores de resistencia

Las resistencias deberán reducirse por un factor de resistencia, F_R . Se acepta aplicar estos valores en aquellas modalidades constructivas y de refuerzo cuyo comportamiento experimental ha sido evaluado y satisface el Apéndice Normativo A. Los valores del factor de resistencia serán los siguientes:

3.1.4.1. En muros sujetos a compresión axial

$F_R = 0.6$ para muros confinados (Capítulo 5), muros reforzados interiormente (Capítulo 6) o la diagonal equivalente de muros diafragma (Capítulo 4).
 $F_R = 0.3$ para muros no confinados ni reforzados interiormente (sección 11.2).

3.1.4.2. En muros sujetos a flexocompresión en su plano o a flexocompresión fuera de su plano

Para muros confinados (Capítulo 5) o reforzados interiormente (Capítulo 6):

$$F_R = 0.8 \text{ si } P_u \leq P_r/3$$

$$F_R = 0.6 \text{ si } P_u > P_r/3$$

Para muros no confinados ni reforzados interiormente (sección 11.2):

$$F_R = 0.3$$

3.1.4.3. En muros sujetos a fuerza cortante

$$F_R = 0.3 \quad \text{para muros diafragma (Capítulo 4), muros confinados (Capítulo 5) y muros con refuerzo interior (Capítulo 6).}$$

$$F_R = 0.3 \quad \text{para muros no confinados ni reforzados interiormente (sección 11.2).}$$

3.1.5. Contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales

La contribución a la resistencia a carga vertical de castillos y dadas (Capítulo 5) o del refuerzo interior (Capítulo 6) se considerará de acuerdo con los incisos 5.3.1 y 6.3.1.

3.1.6. Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexocompresión

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará con un criterio de resistencia a flexocompresión con base en las hipótesis siguientes:

- a) La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- b) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- c) Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.
- d) Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- e) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- f) A menos que ensayos en pilas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

En muros con piezas huecas en los que no todas las celdas estén rellenas con mortero o concreto, se considerará el valor de f'_m de las piezas huecas sin relleno en la zona a compresión.

Los muros sometidos a momentos flexionantes, perpendiculares a su plano podrán ser confinados o bien reforzados interiormente. En este último caso podrá determinarse la resistencia a flexocompresión tomando en cuenta el refuerzo vertical del muro, cuando la separación de este no exceda de seis veces el espesor de la mampostería del muro, .

3.1.7. Resistencia de la mampostería a cargas laterales

La fuerza cortante que resiste la mampostería, según las modalidades descritas en los Capítulos 4 a 7 y sección 11.2, se basa en el esfuerzo cortante resistente de diseño que, en estas Normas, es proporcional a la resistencia a compresión diagonal, v'_m .

3.1.8. Revisión del cortante resistente de entrepiso

Toda estructura de mampostería se analizará y diseñará como se describe en estas Normas.

Adicionalmente, se verificará que la resistencia a cortante de cada entrepiso, V_{Ri} , calculada para cada una de las dos direcciones ortogonales de análisis, como se describe en el inciso 3.1.8.2, sea mayor que el 80 por ciento de la fuerza cortante de diseño en el i -ésimo entrepiso, V_{ui} , obtenida según el inciso 3.1.8.1.

$$V_{Ri} \geq 0.8V_{ui} \quad i = 1, \dots, n \text{ entrepiso}$$

Comentario:

El método simplificado (MS) descrito en las NTC-DS 2004 ya no se puede usar para el diseño de las estructuras de mampostería. El MS permitía el cálculo del coeficiente sísmico reducido en forma simplificada con solo saber la zona sísmica, la altura de la estructura y el tipo de pieza. No se tomaban en cuenta la torsión ni el volteo por mencionar dos de los aspectos más importantes. La resistencia global de un entrepiso se estimaba como la suma de las resistencias de los muros. La estructura podía considerarse apropiada si la resistencia de entrepiso superaba al cortante de diseño. En las NTC 2004 de mampostería, el diseño podía hacerse muro por muro. Las fuerzas sísmicas, obtenidas con el MS, podían repartirse entre los muros de la estructura en forma proporcional a su área efectiva y su resistencia se determinaba con base en las propiedades de la mampostería y la carga axial en el muro. El área efectiva representaba, en forma aproximada, la rigidez lateral de los muros (SMIE 2015).

Para poder usar el MS, la estructura, debía cumplir una lista de requisitos, entre ellos, debía ser simétrica y no debería tener irregularidades importantes en planta o en elevación, entre otros.

En la práctica, es muy raro que una estructura satisfaga dichos requisitos; sin embargo, el método simplificado era utilizado cotidianamente en los despachos de cálculo para el diseño, introduciendo, errores considerables, especialmente en la determinación de las fuerzas en los muros.

La revisión global descrita en esta sección es similar a la del MS, excepto que las fuerzas sísmicas de entrepiso, F_i , deben calcularse estimando el periodo de la estructura, como establece el método estático de las NTC-DS 2017. Adicionalmente, la revisión ahora es necesaria pero no es suficiente, la estructura debe cumplir el resto de los requisitos de diseño de la norma.

La idea de preservar esta revisión fue la de proveer al diseñador una estimación simple que le permitiera evaluar la resistencia mínima requerida, que era una de las principales ventajas del mencionado Método Simplificado.

3.1.8.1. Cortante de diseño de entrepiso

La fuerza cortante que actúa en un entrepiso se obtendrá como la suma de las fuerzas sísmicas F_i , arriba de dicho entrepiso, calculadas de acuerdo con el método estático de las Normas

Técnicas Municipales para Diseño por Sismo, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

3.1.8.2. Resistencia a corte de entrepiso

Para efectos de la revisión del inciso 3.1.8, la resistencia a corte de entrepiso en cada dirección de análisis debe evaluarse como

$$V_{Ri} = F_R (0.5 v'_m + 0.3\sigma_i + \eta p_h f_{yh}) \Sigma A_T \quad \sigma_i \leq 3.33 v'_m$$

donde la sumatoria se refiere a los muros en la dirección de análisis; σ_i es el esfuerzo normal promedio en los muros del entrepiso i , calculado como el peso total arriba del entrepiso, dividido entre la suma de las áreas transversales de todos los muros del entrepiso.

Si el sistema de piso es a base de viguetas y bovedillas con todas las viguetas orientadas en la misma dirección, se calculará un esfuerzo σ_i para cada una de las dos direcciones de análisis como el promedio de los esfuerzos que producen las descargas verticales en los muros paralelos a la dirección correspondiente.

En caso de que parte de la carga sea resistida por columnas, deberá excluirse dicha carga del peso total para el cálculo del esfuerzo promedio.

Para el cálculo, σ_i no se tomará mayor que $3.33 v'_m$ y el producto $p_h f_{yh}$ no será mayor que $0.1 f_{an} f'_m$ para muros confinados o $0.1 f_{nm} f'_m$ para muros reforzados interiormente. Si el producto $p_h f_{yh}$ difiere entre los distintos muros del entrepiso en la dirección de análisis considerada, la contribución del refuerzo a la resistencia del entrepiso se calculará muro por muro. La eficiencia del refuerzo η se define en el inciso 5.4.5.2 o 6.4.4.2 según se trate de muros confinados (Capítulo 5) o reforzados interiormente (Capítulo 6) respectivamente.

Comentario:

La ecuación (3.1.2) corresponde al criterio del método simplificado. Con dicha ecuación se verifica la resistencia de un entrepiso () en cada dirección de análisis X o Y. A diferencia del criterio del MS de las NTC del 2004, no se pide reducir la fuerza (o el área) de muros cortos con relación $H/L > 1.33$ que se hacía con el factor de área efectiva F_{AE} , considerando que en general es mínima la contribución de esos muros en comparación con la de los muros largos, y para mantener con la mayor sencillez la ecuación. En todo caso una recomendación adicional sería despreciar los muros con longitud menor de 1 m.

La expresión toma en cuenta el efecto de la carga axial en función del esfuerzo vertical sobre los muros, σ_i ; anteriormente se acostumbraba hacer la bajada de cargas y calcular la resistencia a cortante muro por muro pero se ha adoptado la simplificación de obtener un esfuerzo cortante promedio del entrepiso sobre los muros en ambas direcciones X, Y. El límite de resistencia para cargas verticales altas “ $1.5 F_R v'_m A_T$ ” que se usa en mampostería confinada (ec. 5.4.2) o reforzada interiormente (ec. 6.4.2) se ha tomado indirectamente limitando el esfuerzo, σ_i , a que no sea mayor que $3.33 v'_m$.

Cuando se tiene un sistema de piso como el de vigueta y bovedilla la carga se transfiere a muros en una sola dirección, dando lugar a diferencias importantes del esfuerzo axial en muros en distintas direcciones. En ese caso debe evaluarse la ec. 3.1.2 muro por muro, siendo σ_i el esfuerzo axial

que corresponde al muro en particular, sumando la resistencia de los muros en la dirección en se desea determinar la resistencia.

Quando existan muros de concreto se deberá incluir su resistencia, calculada de acuerdo con las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Comentario:

El criterio de esta sección es aplicable esencialmente a edificaciones cuyo sistema resistente a fuerzas laterales sea el de muros de mampostería (al menos en la dirección considerada). Si se tiene una estructura mixta con otros sistemas no puede aplicarse directamente el criterio. Se ha anotado la aclaración de que, en caso de la existencia de muros de concreto, se deberá incluir su resistencia. No obstante considerar simultánea la suma de las resistencias de ambos sistemas puede no ser correcto debido a que se puede presentar diferente deformabilidad al llegar al mecanismo de falla. La expresión de cálculo podría ser:

$$V_{Ri} = [F_R(0.5 v'_m + 0.3 \sigma_i + \eta p_h f_{yh}) \Sigma A_T]_{mamposteria} + \alpha [F_R(0.5 \sqrt{f'_c} + p_m f_y) \Sigma A_{cm}]_{concreto}$$

en que α puede valer 0.8, la cuantía es $p_m = A_{vm}/(s_m \cdot t) \geq 0.0025$, siendo $A_{cm} = t \cdot L$ el área del muro de concreto, A_{vm} el área del acero horizontal en el muro de concreto, s_m su separación no mayor a 35 cm, y $F_R=0.75$ para cortante en concreto; el cálculo de la resistencia de los muros de concreto y todos los requisitos necesarios deberán verificarse según las NTC de Concreto. (Díaz Infante, 1993).

3.1.9. Factor de comportamiento sísmico

Para diseño por sismo, se usará el factor de comportamiento sísmico, Q indicado en el Capítulo 4 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo. El factor de comportamiento sísmico depende del tipo de pieza usado en los muros (inciso 2.1.1), de la modalidad del refuerzo (Capítulos 5 a 6 o sección 11.2), así como de la estructuración del edificio.

Comentario:

Los factores de comportamiento sísmico que se especifican en las NTCS corresponden a ductilidades globales de la estructura. Sin embargo, es bien sabido que en estructuras de mampostería las deformaciones de entrepiso se concentran en el primer nivel, lo que implica que, para una cierta ductilidad global especificada y el número de niveles de la estructura, la distorsión esperada en el primer nivel será mucho mayor que la dada por la ductilidad global (SMIE Cap. 6 2019). Los valores de Q se determinaron para que una estructura de hasta 5 niveles pudiera desarrollar las distorsiones demandadas en el primer nivel con la estructuración y tipo de material utilizado (Pérez Gavilán 2019). En las NTC-DS los valores de Q deben de reducirse en 0.5 para estructuras con más de 6 niveles. Se usó 6 niveles en vez de 5 ya que se consideró que la hipótesis de daño sólo en el primer nivel es aproximada y que el límite del número de niveles, en la práctica, para una estructura de mampostería, era de 6.

Es importante enfatizar que dicha ductilidad depende de manera importante de que las piezas cumplan los requisitos en cuanto al área neta y espesores mínimos de las paredes, en caso de que se trate de piezas multiperforadas. Evidencia experimental demostró que piezas extruidas de barro con espesores menores a los especificados en la norma no son

capaces de desarrollar la ductilidad especificada para ese tipo de material (Rubio 2017).

3.1.10. Distorsión lateral inelástica

Se revisará que la distorsión lateral inelástica, γ_{tr} , calculada con el conjunto de fuerzas horizontales reducidas, F_r , multiplicada por el factor de comportamiento sísmico, Q , y por el factor de sobrerresistencia, R , obtenidos de acuerdo con los Capítulos 4 y 3 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo, respectivamente, no exceda del valor máximo indicado en el Capítulo 4 de dichas Normas, esto es,

$$\gamma_{tr} = \gamma_{tr} QR \leq \gamma_{max}$$

Comentario:

Las distorsiones admisibles de entrepiso se incrementaron sustancialmente con relación a las normas técnicas del 2004. Para hacer la actualización se tomaron las siguientes acciones: 1) Las distorsiones admisibles se obtuvieron de ensayos seudo-estáticos disponibles de muros de mampostería a escala natural sometidos a carga cíclica reversible. La distorsión admisible es aquella que corresponde a la de la resistencia máxima a corte de los muros. 2) Las distorsiones obtenidas, se amplificaron multiplicándolas por un factor menor a 2, para tomar en cuenta el efecto dinámico de las cargas; Las distorsiones de muros sin refuerzo horizontal no se amplificaron. La ampliación de los desplazamientos provenientes de ensayos seudo-estáticos se justificó con base en resultados de ensayos hechos en mesa vibradora (Alcocer et al. 2004) donde se observó que los desplazamientos laterales obtenidos de ensayos dinámicos eran mucho mayores a los observados en ensayos seudo-estáticos. (Pérez Gavilán, 2019).

3.1.11. Limitación en el uso de sistemas estructurales y condiciones de regularidad según la zona sísmica

Cuando la estructuración sea a base de marcos de concreto o acero y de muros de carga (como ocurre en edificios con plantas bajas a base de marcos que soportan muros de mampostería), se deberá usar, en cada dirección de análisis, el menor factor de comportamiento sísmico para toda la estructura. Además, se deberá satisfacer lo indicado en las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo.

3.1.12. Diseño de cimentaciones

Las cimentaciones de estructuras de mampostería se dimensionarán y detallarán de acuerdo con lo especificado en el Título Tercero del Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipio de Zacatecas., en las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, en las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo, en las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Cimentaciones, en las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y en la sección 8.4 de estas Normas, según corresponda.

Los elementos de la cimentación deben diseñarse para que resistan los elementos mecánicos de diseño y las reacciones del terreno, de modo que las fuerzas y momentos se transfieran al suelo en que se apoyan sin exceder la resistencia del suelo. Se deberán revisar los asentamientos máximos permisibles y sus efectos en la estructura.

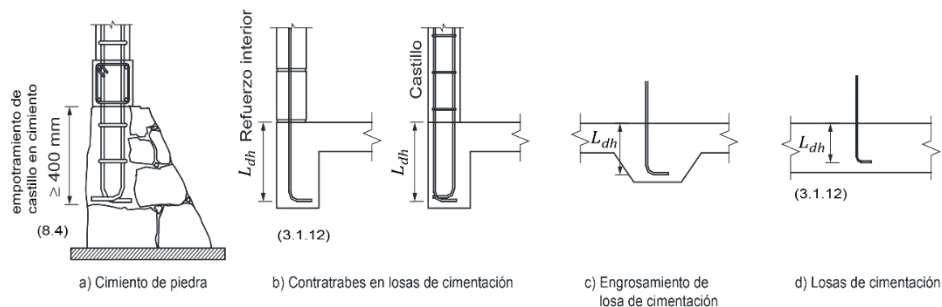


Figura 3.1.1 Anclaje del refuerzo vertical en cimientos

El refuerzo vertical de muros y otros elementos deberá extenderse dentro de los elementos de la cimentación, tales como zapatas, losas, contratabes, etc., y deberá anclarse de modo que pueda alcanzarse el esfuerzo especificado de fluencia a tensión. El anclaje se revisará según las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

El refuerzo vertical podrá anclarse como barra recta o con dobleces a 90 grados. En este último caso, los dobleces se ubicarán cerca del fondo de la cimentación, con los tramos rectos orientados hacia el interior del elemento vertical (figura 3.1.1).

Comentario:

La variable L_{dh} indica la longitud de anclaje de barras con doblez, según las NTC de Concreto. Este mismo requisito de anclaje se debe cumplir para muros que parten de un nivel diferente al de cimentación donde, además, se requiere necesariamente de una trabe o contratabe de al menos 25 cm de peralte o el peralte requerido según el inciso 3.1.14.

3.1.13. Diseño de sistemas de piso y techo

Los sistemas de piso y techo de las estructuras de mampostería se deberán dimensionar y detallar de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad, establecidos en el Título Tercero del Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipios de Zacatecas. Asimismo, deberá cumplir los requisitos aplicables de las Normas Técnicas Municipales correspondientes, según el material del que se trate.

En todo caso, la transmisión de fuerzas y momentos internos entre los muros y los sistemas de piso y techo no deberá depender de la fricción entre los elementos.

Si es el caso, las barras de refuerzo de los elementos resistentes de piso y techo deberán anclarse sobre los muros de modo que puedan alcanzar el esfuerzo especificado de fluencia a tensión.

Si los sistemas de piso o techo transmiten fuerzas laterales en su plano, como las inducidas por los sismos, a los o entre los elementos resistentes a fuerzas laterales, se deberán cumplir los requisitos correspondientes a diafragmas, según el material del que se trate.

Si los sistemas de piso y techo están hechos a base de paneles, se deberá cumplir lo especificado en la norma NMX-C-405- ONNCCE.

Si se usan sistemas de vigueta y bovedilla se deberá cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-406-ONNCCE. Cuandolas bovedillas se apoyen en muros paralelos a las viguetas, la

longitud de apoyo será al menos de 50 mm. En ningún caso, las bovedillas y las viguetas deberán obstruir el paso de las dala de confinamiento.

Comentario:

La dala de confinamiento debe tener su área trasversal de concreto completa y el refuerzo longitudinal continuo, pero se admite que la vigueta pase a través de la dala formando parte de su sección.

3.1.14. Diseño de muros sobre vigas

En el diseño de muros estructurales de mampostería que estén contruidos sobre vigas que no forman parte de la cimentación, se deberá revisar que se cumplan los requisitos establecidos en los incisos 3.1.14.1 y 3.1.14.2. El peralte de la viga de soporte deberá cumplir lo prescrito en el inciso 3.1.14.3. Cuando los muros posean aberturas, se revisará el inciso 3.1.14.4.

Comentario:

Las disposiciones en este inciso permiten revisar muros estructurales de mampostería desplantados sobre trabes flexibles. Este es el caso de estructuras en las que los muros no se desplantan sobre la cimentación, típicamente, para dejar espacio a nivel de planta baja o de sótano para la circulación y estacionamiento de vehículos. El problema no puede abordarse en forma simple con un análisis lineal de elementos finitos, se requiere de un análisis no-lineal para describir el problema en forma realista. La información disponible proviene de la literatura y de un estudio experimental y analítico reciente (Lizárraga, 2017). Se revisan los esfuerzos normales en los extremos de los muros y la flecha al centro del claro de la viga portante. Con estas disposiciones se determina el peralte mínimo requerido de la viga dadas las propiedades de los materiales y la carga sobre el muro y la viga.

3.1.14.1. Revisión del esfuerzo de compresión

Este inciso será aplicable sólo para muros con relación de aspecto $H/L \geq 0.6$. En caso contrario, se deberá analizar la interacción entre muro y la viga, con énfasis en los esfuerzos rasantes horizontales.

Se verificará que los esfuerzos de compresión máximos en los extremos del muro, f_{CM} , no excedan el esfuerzo máximo resistente a compresión de la mampostería (ecuación 3.1.4)

$$f_{CM} \leq F_R f'_m$$

donde:

$$f_{CM} = F_{CE} P_u / A_T$$

P_u es la carga axial de diseño debida a la combinación de cargas verticales; y F_{CE} es el factor de concentración de esfuerzos en el muro. Para muros cuya longitud relativa a la de la viga sea $L/L_v = 1.0$

$$F_{CE} = 1.6K - 3.9$$

y para muros con $L/L_v < 0.9$

$$F_{CE} = (3.2K - 7.8)k_c$$

donde:

$$k_c = \begin{cases} 0.7 & \text{si } c/c_{max} = 0.0 \\ 1.0 & \text{si } c/c_{max} = 0.5 \\ 0.5 & \text{si } c/c_{max} = 1.0 \end{cases}$$

c es la distancia del eje del muro al centro de la viga (figura 3.1.2) y $c_{max} = (L_v - L)/2$. Para valores intermedios de c/c_{max} se interpolará el valor k_c . El valor de K se obtendrá con la ecuación 3.1.9

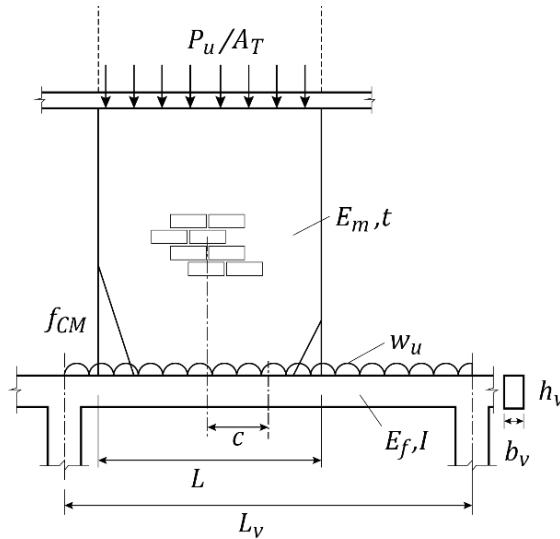


Figura 3.1.2 Muro sobre viga

$$K = \left[\frac{E_m t L_v^3}{E_c I f_t} \right]^{1/4}$$

donde:

$$f_t = \frac{W_p}{W_p + 5w_u}$$

$$W_p = \frac{P_u}{A_T} t (a^4 - 4a^3 + 8a)$$

E_f , I y L_v son el módulo de elasticidad del material de la viga, el momento de inercia de la sección bruta y la longitud de la viga, $a=L/L_v$ y w_u es la carga vertical de diseño por unidad de longitud sobre la viga (figura 3.1.2).

Para valores de L/L_v en el intervalo $0.9 < L/L_v < 1$ se interpolará el valor de F_{CE} obtenido con las ecuaciones 3.1.6 y 3.1.7.

Comentario:

El procedimiento de diseño consiste en proponer un peralte de la viga portante y con las propiedades mecánicas del material de la viga y el muro

y la carga tributaria sobre la viga, w_u , se calcula el valor de K con la ec. 3.1.9. Con la posición del muro en la viga, c/c_{max} , y el esfuerzo axial sobre el muro es posible calcular el factor de concentración de esfuerzos, F_{CE} , con la ec. 3.1.6 o 3.1.7 y con él, el esfuerzo normal en el extremo del muro, ec. 3.1.5, que puede compararse contra la resistencia a la compresión de la mampostería, ec. 3.1.4.

En caso de que el esfuerzo exceda la resistencia, debe reducirse el valor de K y revisar los esfuerzos. Para lograrlo, se puede aumentar el peralte de la viga. Alternativamente, se puede aumentar la resistencia a compresión del concreto de la viga, con la que se incrementa su módulo de elasticidad.

Para el diseño, puede optarse por determinar el valor de K necesario para que el esfuerzo máximo sea menor al resistente y calcular el peralte (o la inercia) de la viga, despejándolo de la ec. 3.1.9.

Las expresiones propuestas para el cálculo del factor de concentración de esfuerzos, dan valores conservadores de F_{CE} si se comparan con los valores obtenidos originalmente por Lizárraga (2017). Este autor propuso expresiones que ajustan mejor los resultados numéricos, aunque son más complejas.

Los valores de K están entre 3 y 8, normalmente; valores de K pequeños indican que la viga es rígida en comparación con el muro y los valores mayores de K indican que la viga es flexible.

En caso de que el muro sea confinado, debido a la rigidez del concreto en los castillos, el esfuerzo concentrado en éstos es muy superior al calculado en este apartado, aunque, en general, puede ser resistido por el concreto; sin embargo, los esfuerzos que corresponden al borde de la mampostería en la frontera con los castillos presentan valores similares a los calculados. Por lo anterior, la norma pide comparar los esfuerzos calculados con la resistencia a compresión de la mampostería, también en el caso de muros confinados.

3.1.14.2. Revisión por desplazamientos

Para cumplir con lo que establece el inciso 4.1.a de las Normas Técnicas Municipales sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, se verificará que, para la condición de cargas permanentes, la relación L_v/h_v de vigas rectangulares cumpla con la ecuación 3.1.12.

$$\frac{L_v}{h_v} \leq \left[\frac{1}{15} \cdot \frac{E_f b_v}{W_p + 5w_u} \right]^{1/3}$$

o bien que el momento de inercia de la sección transversal de la viga sea mayor que la dada por la ecuación 3.1.13.

$$I \geq \frac{5}{4} \cdot \frac{L_v^3}{E_f} (W_p + 5w_u)$$

Comentario:

El cálculo de la flecha, de donde se deriva la relación L_v/h_v de la ec.3.1.12, es conservador, considera la carga del muro centrada en la viga más la carga tributaria, w_u . Para el diseño se propone el peralte de la viga hasta que cumpla con la ec. 3.1.12. El límite de la flecha es consistente con la

permitida en vigas que soportan muros que pueden dañarse o agrietarse de acuerdo a las NTC de Criterios y Acciones.

La resistencia a carga lateral también se ve afectada por la flexibilidad de la viga de apoyo (Lizárraga, 2017). Sin embargo, la especificación para tomarla en cuenta no pudo estar lista para incluirla en la presente revisión de las normas.

3.1.14.3. Peralte mínimo

El cociente de la longitud entre el peralte de una viga sobre la que se desplanta un muro estructural, será menor o igual que 14, $L_v/h_v \leq 14$, para vigas de sección rectangular de concreto o $I = L_v^3/160$ (I en mm⁴, L_v en mm) ($I = L_v^3/1600$, I en cm⁴, L_v en cm) para cualquier otro tipo de sección, donde I es el momento de inercia de la sección transversal bruta. En ningún caso h_v será menor que 250 mm.

3.1.14.4. Muros con aberturas

Cuando el muro tenga aberturas que requieren refuerzo según lo dispuesto en el inciso 5.1.3, se revisarán los esfuerzos normales en cada segmento de muro, a cada lado de la abertura, tomados por separado.

Comentario:

Este inciso se refiere solo a la concentración de esfuerzos en los extremos de los segmentos de muro a cada lado de la abertura por efecto de la flexibilidad de la viga de apoyo; sin embargo, también debe revisarse su resistencia a compresión, a cortante y flexocompresión como cualquier otro muro.

3.2. Métodos de análisis

3.2.1. Criterio general

La determinación de las fuerzas y momentos internos en los muros se hará, en general, por medio de un análisis elástico de primer orden. En la determinación de las propiedades elásticas de los muros deberá considerarse que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y se deberá emplear, por tanto, las propiedades de las secciones agrietadas y transformadas cuando dichas tensiones aparezcan.

Los módulos de elasticidad del acero de refuerzo y de la mampostería, así como el módulo de cortante de la mampostería, setomarán como se indica en la sección 2.7, y en los incisos 2.8.5 y 2.8.6, respectivamente. Para el concreto se usará el valor supuesto en las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

3.2.2. Análisis por cargas verticales

3.2.2.1. Criterio básico

Para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Por tanto, para muros que soportan losas de concreto monolíticas o prefabricadas, se supone que la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de distribución de momentos en el nudo muro–losa, la rigidez a flexión fuera del plano de los muros es nula y que los muros sólo quedan cargados axialmente.

Comentario:

Se aclara que los muros quedan cargados axialmente, pero con una excentricidad como se indica en el siguiente inciso. Si un elemento que produce momento flexionante fuera del plano, como un volado, está ligado solamente a los castillos de un muro, estos deberán diseñarse para que, adicionalmente a todas las acciones del muro, soporten la flexión adicional.

En el análisis se deberá considerar la interacción que pueda existir entre el suelo, la cimentación y los muros. Cuando se consideren los efectos a largo plazo, se tomarán los módulos de elasticidad y de cortante para cargas sostenidas de los incisos 2.8.5 y 2.8.6 respectivamente.

3.2.2.2. Fuerzas y momentos de diseño

Será admisible determinar las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias.

Comentario:

Es factible, también, realizar un modelo numérico donde se analice la condición de cargas verticales y se modele la flexibilidad del sistema de piso fuera de su plano. Las cargas sobre el sistema de piso se distribuyen en los muros y trabes que limitan un tablero de losa, dependiendo de su rigidez vertical relativa. La carga vertical en los muros puede variar significativamente respecto al método de las líneas de fluencia (áreas tributarias), en casos en que se tienen muros de concreto y de mampostería o cuando un lado de un tablero está limitado por una viga y otros lados con muros de mampostería. Los elementos con mayor rigidez en el sentido vertical tenderán a recibir más carga.

Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos flexionantes siguientes:

- a) Los momentos flexionantes que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro.
- b) Los momentos flexionantes debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal excentricidad, e_c , se tomará igual a:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3}$$

donde t es el espesor de la mampostería del muro y b es la longitud de apoyo de una losa soportada por el muro (figura 3.2.1).

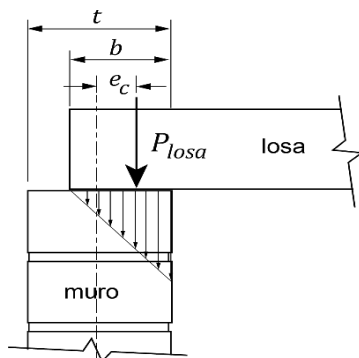


Figura 3.2.1 Excentricidad de la carga vertical en muros extremos

3.2.2.3. Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez

En el diseño, se deberán tomar en cuenta los efectos de excentricidad y esbeltez. Optativamente, se pueden considerar mediante los valores aproximados del factor de reducción F_E .

a) Se podrá tomar F_E igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50 por ciento. Se podrá tomar F_E igual a 0.6 para muros extremos o con claros que difieran en más de 50 por ciento, así como para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno. Para ambos casos, se deberá cumplir simultáneamente que:

- 1) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso, por dadas o por otros elementos;
 - 2) La excentricidad en la carga axial aplicada es menor o igual que $t/6$ y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro; y
 - 3) La relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t , no excede de 20.
- b) Cuando no se cumplan las condiciones del inciso 3.2.2.3.a, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor entre el que se especifica en el inciso 3.2.2.3.a, y el que se obtiene con la ecuación siguiente:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \quad (3.2.2)$$

Donde:

H altura libre de un muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral;

e' excentricidad calculada para la carga vertical más una excentricidad accidental que se tomará igual a e ; y

- k factor de altura efectiva del muro que se determinará según el criterio siguiente:
- $k=2$ para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior;
 - $k=1$ para muros extremos en que se apoyan losas; y
 - $k=0.8$ para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

Comentario:

El criterio adoptado en la versión de las NTC-DCEM de 1976 era mediante la amplificación de momentos tomando en cuenta la carga crítica de pandeo y la flexión en curvatura simple o doble del muro definida en términos de excentricidades de las cargas verticales. En las modificaciones de las NTC-DCEM de 1987, después de los sismos de 1985, se cambió el criterio por la expresión simplificada actual que toma en cuenta aproximadamente el efecto de la esbeltez kH/t del muro.

3.2.2.4. Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales

En el caso de que el muro en consideración esté ligado a muros transversales, a contrafuertes, a columnas o a castillos (que cumplan con la sección 5.1) que restrinjan su deformación lateral, el factor F_E se calculará como:

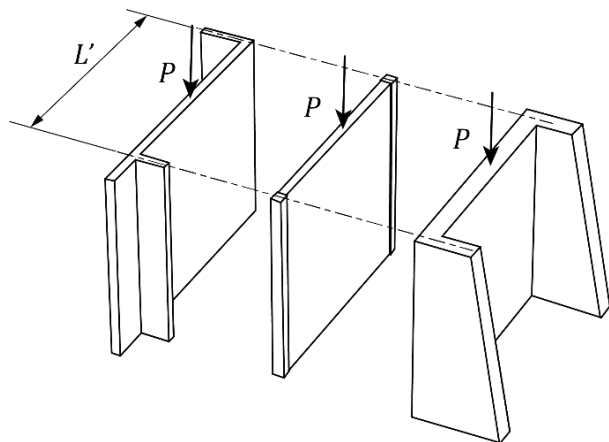


Figura 3.2.2 Restricción a la deformación lateral

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \times \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.9 \quad (3.2.3)$$

Donde L' es la separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro (figura 3.2.2).

Comentario:

La expresión toma en cuenta, en forma simplificada, la restricción fuera del plano en la inestabilidad de una placa cargada verticalmente. La restricción lateral se asume a todo lo alto de los bordes verticales de la placa (muro). Para que los muros transversales puedan restringir a un muro deben tener una longitud de al menos $6t$.

3.2.3. Análisis por cargas laterales

3.2.3.1. Criterio básico

Para determinar las fuerzas y momentos internos que actúan en los muros, las estructuras de mampostería se podrán analizar mediante métodos dinámicos o estáticos que cumplan con el Capítulo 2 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo. Se deberá considerar el efecto de aberturas en la rigidez y resistencia laterales.

La determinación de los efectos de las cargas laterales inducidas por sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros y segmentos de muro. Estas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones por cortante y por flexión. Para la revisión del estado límite de falla y para evaluar las deformaciones por cortante, será válido considerar la sección transversal agrietada en aquellos muros o segmentos más demandados. Para evaluar las deformaciones por flexión se considerará la sección transversal agrietada del muro o segmento cuando la relación de carga vertical a momento flexionante es tal que se presentan tensiones verticales.

Se tomará en cuenta la restricción que impone a la rotación de los muros, la rigidez de los sistemas de piso y techo, así como la de los dinteles y pretiles.

La estructura podrá modelarse utilizando el método de la columna ancha o con elementos finitos de acuerdo con las especificaciones del Apéndice Normativo B de estas Normas o como diagonal equivalente en el caso de muros diafragma (Capítulo 4).

3.2.4. Análisis por temperatura

Cuando por un diferencial de temperaturas así se requiera, o cuando la estructura tenga una longitud mayor que 30 m, será necesario considerar los efectos de la temperatura en las deformaciones y elementos mecánicos. Se deberá poner especial cuidado en las características mecánicas de la mampostería al evaluar los efectos de temperatura.

3.3. Detallado del refuerzo

3.3.1. General

Los planos de construcción deberán tener especificaciones, figuras y notas con los detalles del refuerzo (sección 9.1). Toda barra de refuerzo deberá estar rodeada en toda su longitud por mortero, concreto o mortero de relleno, con excepción de las barras de refuerzo horizontal que estén ancladas según el inciso 3.3.6.4.

Comentario:

Cuando el muro es de piezas huecas, el refuerzo pasará, necesariamente, por sobre las celdas vacías por lo que no estaría cubierto por mortero. Esta condición es aceptable solamente en el caso de condiciones ambientales no severas; sin embargo, si se construye en zonas cercanas a la costa, zonas de alta humedad u otras condiciones ambientales severas se debe cuidar la protección del refuerzo horizontal dentro del muro.

3.3.2. Tamaño del acero de refuerzo

3.3.2.1. Diámetro del acero de refuerzo longitudinal

El diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder de la cuarta parte de la menor dimensión libre de una celda. En castillos y dalas, el diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder de un sexto de la menor dimensión (figura 3.3.1).

Comentario:

En la NTC-DCEM de 2017 se reduce el diámetro máximo de la barra de la mitad del tamaño mínimo de la celda, como se pedía en versiones anteriores, a solo una cuarta parte del mismo ya que lleva a tamaños de refuerzo más convenientes para la práctica constructiva en México. Por ejemplo, en un muro de 12 cm de espesor de piezas de arcilla, las celdas pueden tener del orden de 8 cm por lo que la barra máxima sería de 2 cm de diámetro (varilla del no. 6) como máximo y ya no de 3 cm que sería mayor a una pulgada. La tabla 3.3.1 es congruente con este requisito.

3.3.2.2. Diámetro del acero de refuerzo horizontal

El diámetro del refuerzo horizontal no será menor que 3.5 mm ni mayor que tres cuartas partes del espesor de la junta (ver inciso 9.2.2.1) (figura 3.3.1).

Comentario:

El requisito obedece a la correcta colocación del refuerzo dentro de la junta de mortero horizontal. No obstante, si se usan piezas especiales, como es el caso de las piezas que tienen una cavidad en forma de "U", formando una canal horizontal, es posible colocar acero de mayor diámetro.

3.3.3. Colocación y separación del acero de refuerzo longitudinal

3.3.3.1. Distancia libre entre barras

La distancia libre entre barras paralelas, traslapes de barras, o entre barras y traslapes, no será menor que el diámetro nominal de la barra más gruesa, ni que 25 mm (figura 3.3.1).

3.3.3.2. Paquetes de barras

Se aceptarán paquetes de dos barras como máximo.

3.3.3.3. Espesor del mortero de relleno y refuerzo

El espesor del concreto o mortero de relleno, entre las barras o empalmes y la pared de la pieza, será al menos de 6 mm (figura 3.3.1).

Comentario:

Los diversos requisitos tienen por objeto el correcto colado del mortero o concreto de relleno y el trabajo conjunto entre este y el acero de refuerzo.

3.3.3.4. Tamaño y cantidad máxima de barras para refuerzo vertical por celda

El diámetro y la cantidad máxima de barras que pueden alojarse en una celda se indican en la tabla 3.3.1.

Tabla 3.3.1 Número máximo de barras en una celda

Espesor de muro, cm	Tipo de pieza	Designación de la barra ²				
		No. 3	4	5	6	8
10	A o C ¹	2	1	-	-	-
12	C	2	2	1	-	-
12	A	4	2	2	1	-
14	C	4	2	2	1	-
20	C	4	4	2	2	1

¹A indica pieza de arcilla u otro material, C pieza de concreto

²Indica diámetro de la barra en octavos de pulgada

Comentario:

Anteriormente, no había restricción en la cantidad de acero que podía ser colocado en celdas verticales. Se incluye ahora, en la tabla 3.3.1, el número máximo de barras, dentro de una celda, dependiendo del espesor de la pieza, de si las piezas son de concreto o de arcilla y del diámetro de la barra. La especificación toma en cuenta la geometría típica de las piezas y el tamaño de sus celdas. Se cumple el requisito del inciso 3.3.2.1 del diámetro del acero de refuerzo vertical. Si se aceptan más de dos barras, deberán colocarse en paquetes de acuerdo al inciso 3.3.2 y 3.3.1.

3.3.4. Protección del acero de refuerzo

3.3.4.1. Recubrimiento en castillos y dalas

En muros en el interior de edificios, las barras de refuerzo longitudinal de castillos y dalas deberán tener un recubrimiento mínimo de concreto de 20 mm (figura 3.3.1), y los estribos un mínimo de 10 mm.

En muros exteriores el recubrimiento mínimo de las barras longitudinales y estribos se aumentará en 10 mm a menos que el concreto tenga una resistencia a compresión no menor que 20 MPa (200 kg/cm²) o bien se proteja el elemento de concreto con una capa de mortero de al menos 15 mm de espesor si es hecho en obra o de al menos 5 mm si es predosificado con propiedades para dar esta protección.

Los requisitos anteriores se deben satisfacer también en las juntas entre castillos y dalas.

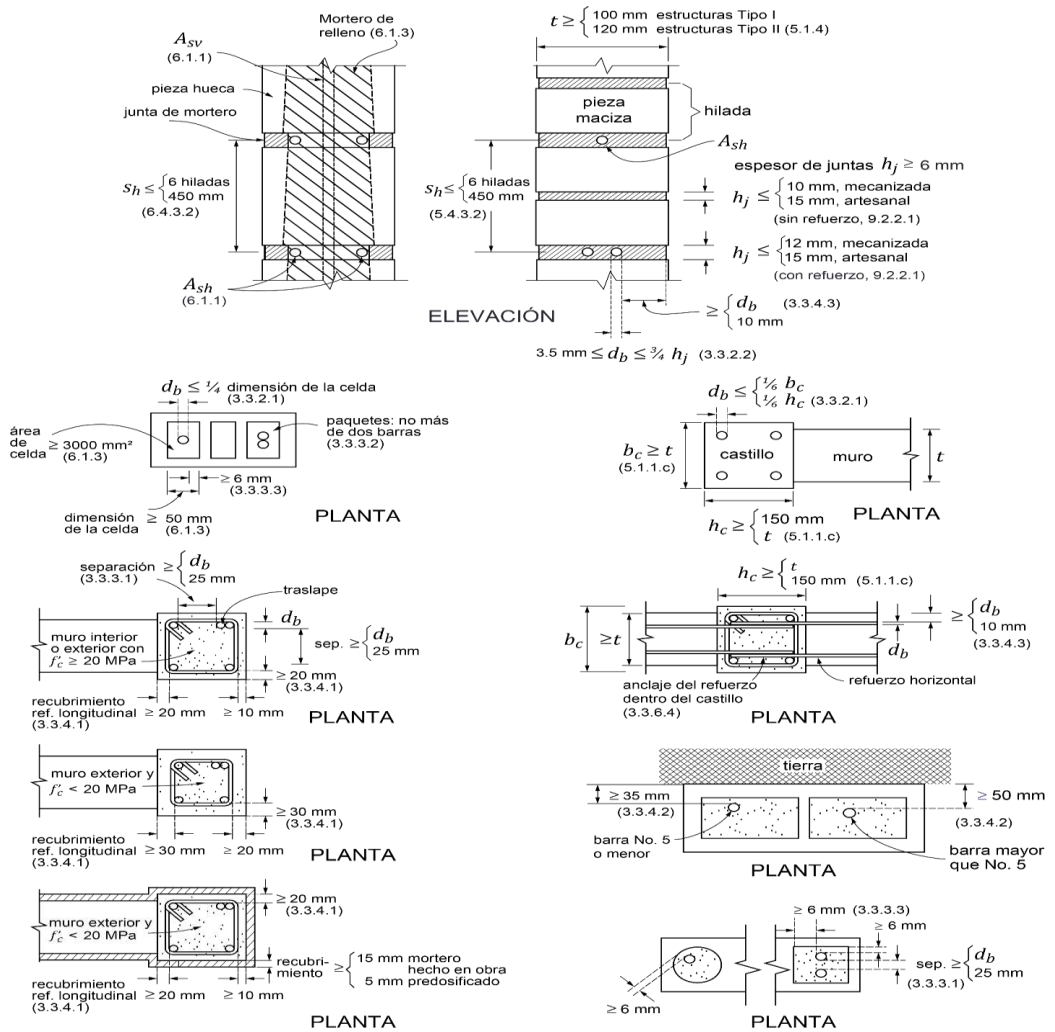


Figura 3.3.1 Tamaño, colocación y protección del refuerzo

Comentario:

La posición del refuerzo horizontal en la junta, así como el número de barras, que se muestran en la Figura 3.3.1, son indicativos. El refuerzo horizontal se puede alojar en cualquier parte de la pieza siempre que se respete la distancia mínima al borde, por razones de intemperismo. Incluso se pueden colocar barras juntas, dado que el refuerzo trabaja gracias al anclaje y no por adherencia.

3.3.4.2. Recubrimiento en castillos internos y en muros con refuerzo interior expuesto a tierra

Si la cara del muro está expuesta a tierra, el recubrimiento será de 35 mm para barras no mayores del No. 5 (15.9 mm dediámetro) o de 50 mm para barras más gruesas (figura 3.3.1).

3.3.4.3. Recubrimiento del refuerzo horizontal

La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será la menor de 10 mm o una vez eldiámetro de la barra (figura 3.3.1).

3.3.5. Dobleces del refuerzo

El radio interior de un doblez será el especificado en las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcciónde Estructuras de Concreto.

3.3.5.1. En barras rectas

Las barras a tensión podrán terminar con un doblez a 90 o 180 grados. El tramo recto después del doblez no será menor que

12 d_b para dobleces a 90 grados, ni menor que 4 d_b para dobleces a 180 grados, donde d_b es el diámetro de la barra (figura3.3.2).

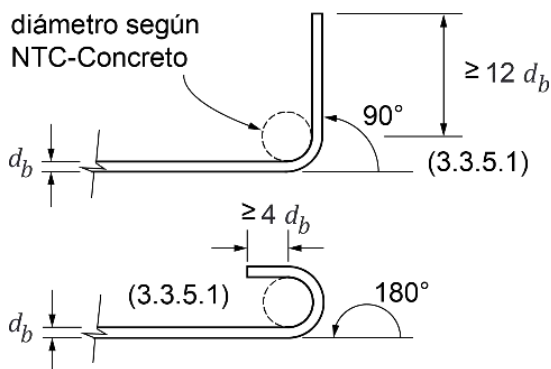


Figura 3.3.2Dobleces del refuerzo

3.3.5.2. En estribos

Los estribos deberán ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de 6 d_b de largo ni de 35 mm (figura 3.3.3).

Alternativamente, para facilitar la colocación y la compactación del concreto de castillos, podrán colocarse estribos “vuelta un cuarto” rematados con un doblez a 90° alrededor de las barras longitudinales del castillo. Los estribos “vuelta un cuarto” son aquellos en los que el refuerzo se traslapa en uno de los lados del estribo. En el caso de estribos para castillos externosel lado que debe traslaparse es el que está contiguo al muro. El remate del estribo será por medio de un doblez a 90° alrededor de las barras longitudinales que limitan el lado que se traslapa seguido de un tramo recto con una longitud no menor que 6 d_b ni que 35 mm (Figura 3.3.3).

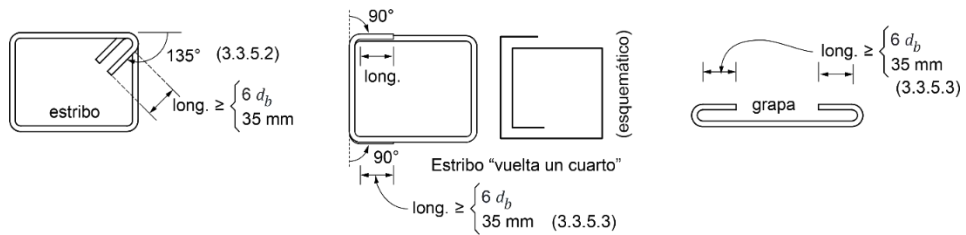


Figura 3.3.3 Estribos y grapas

Comentario:

El hecho de que la rama de traslape, en estribos “vuelta un cuarto” se coloque del lado en el que el castillo es contiguo al muro, tiene el efecto de evitar que el estribo se abra. Con estos estribos se evita que los dobleces a 135 grados de los estribos tradicionales obstaculicen la bajada del concreto durante el colado. Este tipo de estribos pueden resultar especialmente útiles en muros con refuerzo horizontal, ya que los ganchos del refuerzo anclados en los castillos son también obstáculos para el colado. Dependiendo del caso, estos estribos, podrían facilitar el colado en un solo tramo y no en dos o más tramos como suele hacerse en obra.

3.3.5.3. En grapas

Las grapas deberán rematarse con dobleces a 180 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de $6 d_b$ de largo ni de 35mm (figura 3.3.3).

3.3.6. Anclaje

3.3.6.1. Requisitos generales

La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra, denominada longitud de desarrollo, L_d .

Para determinar la longitud de desarrollo, se aplicará lo dispuesto en las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

3.3.6.2. Barras rectas a tensión

La longitud de desarrollo, L_d , en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que alcance su esfuerzo de fluencia especificado, será la requerida para concreto reforzado.

3.3.6.3. Barras a tensión con dobleces a 90 o 180 grados

La revisión de la longitud de anclaje de barras a tensión con dobleces a 90 o 180 grados, L_{dh} , se hará siguiendo las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

3.3.6.4. Refuerzo horizontal en juntas de mortero

El refuerzo horizontal colocado en juntas de mortero (5.4.3 y 6.4.3) podrá estar formado por una o más barras y deberá ser continuo a lo largo del muro, entre dos castillos si se trata de mampostería confinada, o entre dos celdas rellenas y reforzadas con barras verticales en

muros reforzados interiormente. Si se requiere, se podrán anclar dos o más barras o alambres en el mismo castillo o celda que refuercen muros colineales o transversales. No se admitirá el traslape de alambres o barras de refuerzo horizontal en ningún tramo.

Comentario:

No se admiten traslapes en el refuerzo horizontal ya que no se puede garantizar la transmisión de las fuerzas por adherencia con el mortero. Esto es evidente en los casos en los que el alambre no está recubierto por mortero. Aun cuando el refuerzo esté cubierto por mortero, la adherencia se va perdiendo a medida que aparece el agrietamiento en el muro. Por lo anterior, se trata de garantizar el trabajo del refuerzo por anclaje del mismo en los castillos (o celdas en caso de muros reforzados interiormente) y no se toma en cuenta la transmisión de fuerzas por adherencia.

El refuerzo horizontal deberá anclarse en los castillos, ya sean externos o internos, o en las celdas rellenas reforzadas (figura 3.3.4), mediante dobleces a 90 grados colocados dentro de los castillos o celdas. El doblez del gancho se colocará verticalmente dentro del castillo o celda rellena lo más alejado posible de la cara del castillo o de la pared de la celda rellena en contacto con la mampostería, sin afectar el recubrimiento del lado opuesto.

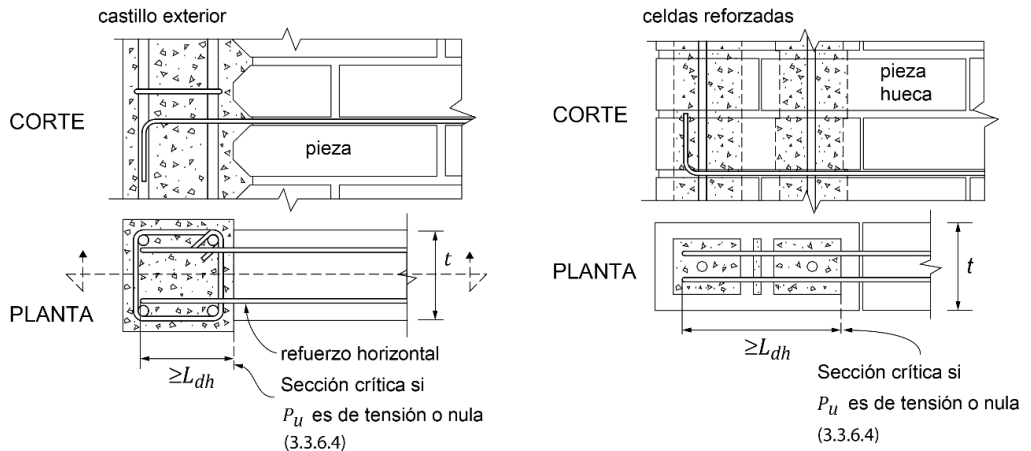


Figura 3.3.4 Anclaje de refuerzo horizontal

Si la carga axial de diseño, P_u , que obra sobre el muro es de tensión o nula, la longitud de anclaje deberá satisfacer lo señalado en las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Para fines de revisar la longitud de desarrollo, la sección crítica será la cara del castillo o la pared de la celda rellena en contacto con la mampostería (figura 3.3.4).

En muros de piezas huecas, el refuerzo horizontal deberá colocarse fuera de las zonas macizas de las piezas y, simultáneamente, evitar la interferencia con el paso de instalaciones. En muros de piezas macizas o multiperforadas el refuerzo podrá colocarse al centro del muro.

3.3.6.5. Mallas de alambre soldado

Las mallas de alambre soldado se deberán anclar a la mampostería, así como a los castillos y dalas si existen, de manera que pueda alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia (figura 3.3.5).

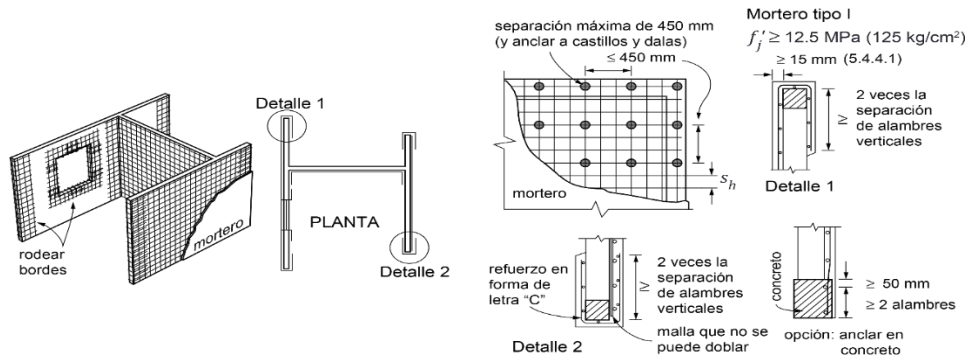


Figura 3.3.5 Refuerzo con malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero

Se aceptará ahogar la malla en el concreto; para ello, deberán ahogarse cuando menos dos alambres perpendiculares a la dirección de análisis, distando el más próximo no menos de 50 mm de la sección considerada (figura 3.3.5). Si para fijar la malla de alambre soldado se usan conectores instalados a través de una carga explosiva de potencia controlada o clavos de acero, la separación máxima será de 450 mm.

Las mallas deberán rodear los bordes verticales de muros y los bordes de las aberturas. Si la malla se coloca sobre una cara del muro, la porción de malla que rodea los bordes se extenderá al menos dos veces la separación entre alambres transversales. Esta porción de malla se anclará de modo que pueda alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia.

Si el diámetro de los alambres de la malla no permite doblarla alrededor de bordes verticales de muros y los bordes de aberturas, se aceptará colocar un refuerzo en forma de letra 'C' hecho con malla de calibre no inferior al 10 (3.43 mm de diámetro) que se traslape con la malla principal según lo indicado en el inciso 3.3.7.3.

Se admitirá que la malla se fije en contacto con la mampostería.

Comentario:

Se busca que el muro y el encamisado con la malla se comporten de manera monolítica.

Se considera que el mecanismo de transmisión de fuerzas entre la malla y el muro es a través de los conectores. Los conectores proporcionan un sistema de transmisión de fuerzas confiable y permanente. Con ese fin, se especifica una densidad mínima de conectores por medio de espaciamientos máximos.

Los fijadores que usan carga explosiva con potencia controlada, han mostrado ser muy eficientes. No se recomienda el uso de clavos, sin embargo, en caso de usarse, estos no deben ser cortos, de longitud menor a 40 mm, ya que solo servirán para mantener a la malla en posición y no cumplirán con su función de transmitir la fuerza cortante entre muro y malla.

No se recomienda el uso de separadores de la malla con relación al muro. Esto permite una conexión más firme de los clavos y menores espesores de recubrimiento.

Aunque la adherencia entre el muro y el recubrimiento de mortero puede llegar a ser importante, es un mecanismo de transmisión de fuerza, del que no se tiene suficiente control y tiende a perderse por cambios volumétricos y de temperatura y a medida que en el muro se producen agrietamientos.

El anclaje de la malla en los bordes, ya sea ahogando la malla en el castillo o bien por medio de una longitud de anclaje alrededor de los castillos, permite la formación de un campo de tensión que no se pierde con el tiempo y que contribuye a aumentar la resistencia lateral.

3.3.7. Traslape de barras

La longitud de traslape y posición de los traslapes del refuerzo longitudinal en castillos de muros confinados se hará de acuerdo con el inciso 3.3.7.1 y en muros con refuerzo interior de acuerdo con el inciso 3.3.7.2. Para el traslape de mallas de alambre soldado se seguirá lo señalado en el inciso 3.3.7.3.

En dalas, no se admite traslapar más del 50% del refuerzo en una sola sección.

La longitud de traslapes de barras en concreto se determinará según lo especificado en las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, con excepción de lo requerido en los incisos 3.3.7.1 y 3.3.7.2.

No se aceptan uniones de barras soldadas.

Comentario:

Debido al pequeño diámetro de las barras usadas en mampostería, es económico resolver las uniones mediante traslapes en vez de usar soldadura. La soldadura de refuerzo se usa con éxito con barras de 25.4 mm o mayor diámetro y mediante un riguroso programa de verificación con muestreo y pruebas en los bulbos de soldadura.

3.3.7.1. Traslape de barras verticales en castillos de muros confinados

La longitud de traslape del acero longitudinal en castillos internos o externos de mampostería confinada se calculará de acuerdo con las Normas Técnicas Municipales para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, con excepción de lo requerido en este inciso.

En el primer nivel de mampostería de la estructura, el refuerzo longitudinal se podrá traslapar sólo en el tercio medio del entepiso y los estribos en toda la longitud del traslape tendrán una separación menor o igual que $h_c/2$.

Cuando se requiera traslapar más del 50% del refuerzo en una sola sección del castillo, la longitud de traslape calculada se incrementará en $20 d_b$ (figura 3.3.6.a).

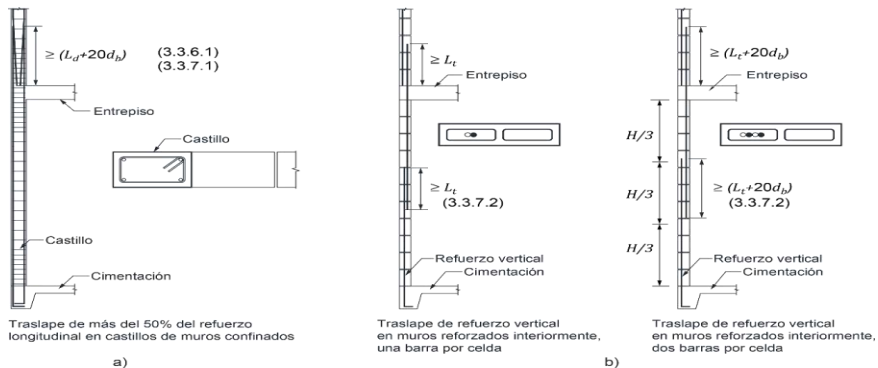


Figura 3.3.6 Longitudes de traslape de barras, a) en castillos de muros confinados y b) en muros reforzados interiormente

Comentario:

En el caso de castillos y dadas se pide cumplir con las longitudes de traslape requeridas en las NTC para Concreto. Se admite el traslape a la mitad del primer entrepiso (planta baja) considerando que, en un modo de falla por cortante, las grietas inclinadas en los muros de mampostería cizallan los extremos superior e inferior de los castillos. No obstante, la Figura 3.3.6a ilustra un castillo en el primer entrepiso sin traslapes lo cual es factible constructivamente y recomendable para tener íntegro el acero de refuerzo en este entrepiso que será el más demandado.

Aunque no es recomendable que el traslape en un castillo se realice cerca de su base, por motivos de facilidad constructiva, se admite que esto se realice a partir del segundo entrepiso (arriba de planta baja) y niveles superiores, pero disponiendo de una longitud de traslape aumentada en 20 diámetros de la barra que se traslapa.

En la mampostería reforzada interiormente se admite el traslape a la mitad de la altura del entrepiso de todo el refuerzo vertical para permitir insertar las piezas huecas en las barras, sin tener que doblarlas.

3.3.7.2. Traslape de barras verticales en muros con refuerzo interior

La longitud de traslape de barras en el interior de piezas huecas rellenas de mortero de relleno o concreto de relleno no será menor que L_t calculada con la ecuación 3.3.1.

$$L_t = 1.56 \frac{d_b^2 f_y \beta_1}{\beta_2 \sqrt{f'_j}} \geq 40 d_b \quad \left(L_t = 0.49 \frac{d_b^2 f_y \beta_1}{\beta_2 \sqrt{f'_j}} \geq 40 d_b \right)$$

d_b diámetro de la barra de refuerzo;

β_1 a) =1 para barras de menor diámetro que las del No 5 o

b) =1.3 para barras del No. 5 o de mayor diámetro;

β_1 recubrimiento mínimo del mortero. En bloques de concreto se debe tomar el recubrimiento del mortero más la mitad del espesor de la pared de la pieza. Este valor en ningún caso se tomará mayor que 5 ; y

En ningún caso la longitud de traslape será menor que $40d_b$.

Los traslapes del refuerzo vertical se podrán ubicar en el tercio medio o en el tercio inferior del muro, con excepción del primer nivel de estructura de mampostería, en el cual se podrán ubicar sólo en el tercio medio.

Los traslapes del refuerzo vertical se podrán ubicar a la misma altura a todo lo largo del muro. Cuando se traslape más de una barra, la longitud de traslape se incrementará en $20d_b$ (figura 3.3.6.b).

No se permitirán traslapes del refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente a lo largo de la altura calculada de la articulación plástica por flexión.

Comentario:

En las NTC-DCEM 2004 se pedía una longitud de traslape de cincuenta diámetros de barra ($50 d_b$) o $60d_b$ si el esfuerzo de fluencia era superior a 412 MPa (4200 kg/cm^2), pero no había limitación por el tipo y dimensiones de la mampostería ni del material de relleno. El comité conjunto de mampostería de Estados Unidos adoptó en 2005 una ecuación basada en la longitud de desarrollo y traslape en elementos de concreto que toma en cuenta las características del acero, de la mampostería y del relleno. Posteriormente, se desarrollaron, en México, ensayos de traslape en mampostería variando diámetros, tipo de pieza, tamaño de las celdas y tipo de mortero de relleno comprobándose la correcta predicción de la ecuación por lo que se adoptó para las NTC-DCEM 2017 (ec. 3.3.1)

En la ecuación f'_j es la resistencia a la compresión del mortero o concreto de relleno y el parámetro β_2 representa la dimensión del relleno que recubre el traslape que, en piezas de concreto, incluye la mitad del espesor de la pared de las piezas. Usando esta ecuación se identifica que en muros anchos (mayores a 15 cm) las barras de tamaño pequeño pueden traslaparse, incluso con menos de 30 diámetros, pero se limita a no menos de $40d_b$, mientras que en muros delgados (12 cm y menor) no es técnica ni económicamente factible construir con barras gruesas. Lo anterior se comprobó experimentalmente encontrando que, antes que se desarrolle la resistencia a tensión del acero, la mampostería falla, partiéndose en dos, a lo largo del traslape.

3.3.7.3. Traslape de mallas de alambre soldado

Las mallas de alambre soldado deberán ser continuas, sin traslape, a lo largo del muro. Si la altura del muro así lo demanda, se aceptará unir las mallas. El traslape se colocará en una zona donde los esfuerzos esperados en los alambres sean bajos. El traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que dos veces la separación entre alambres transversales más 50 mm.

4. MUROS DIAFRAGMA

4.1. Alcance

Son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez y resistencia ante cargas laterales. Pueden ser de mampostería confinada (Capítulo 5) o reforzada interiormente (Capítulo 6).

Comentario:

En esta versión de las normas ya no se permite el uso de muros diafragma de mampostería no confinada ni reforzada interiormente. Se ha visto, en ensayos experimentales, que los muros- diafragma de mampostería simple pueden fallar fuera del plano una vez que han desarrollado algún tipo de agrietamiento durante un sismo. El confinamiento o el refuerzo interior reducen la vulnerabilidad del muro por falla fuera del plano y mejora el desempeño de los muros en su plano.

Los muros-diafragma deberán cumplir con lo siguiente:

- a) El espesor de la mampostería no será menor que 100 mm en edificaciones Tipo I, ni que 120 mm para edificaciones Tipoll.
- b) Se revisará que las resistencias de diseño por aplastamiento, por deslizamiento y a tensión diagonal calculadas en las secciones 4.3 a 4.5, respectivamente, sean iguales o superiores a la fuerza cortante de diseño. La fuerza cortante de diseño se calculará de acuerdo con el inciso 4.2.1.

Comentario:

En la revisión de la resistencia a corte de muros diafragma se consideran tres modos de falla: por tensión diagonal que toma en cuenta el refuerzo horizontal en el muro, por deslizamiento y por aplastamiento de la diagonal. Las expresiones fueron adaptadas de las normas de diseño canadiense. Las expresiones fueron validadas con resultados experimentales hechos en México. (Leal et al. 2019, CSA 2014).

- c) Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 9 y 10, respectivamente.
- d) Los muros diafragma deberán construirse de modo de garantizar su contacto con las columnas y vigas del marco, a todo lo largo de la junta.

4.2. Determinación de las fuerzas laterales de diseño de muros diafragma

Se deberá tomar en cuenta la rigidez lateral de los muros diafragma para estimar la distribución de las fuerzas laterales en los elementos resistentes de la estructura. Para tal efecto, se deberá emplear cualquier modelo de análisis que satisfaga el criterio de 3.2.1. Opcionalmente, podrá utilizarse el modelo de la diagonal equivalente. En este caso, el muro se sustituye por un elemento diagonal biarticulado a compresión cuya geometría se define en el inciso 4.2.2.

4.2.1. Fuerza cortante de diseño en muros diafragma

La fuerza cortante de diseño en un muro diafragma se obtendrá multiplicando la fuerza cortante obtenida del análisis estructural por el factor de carga correspondiente. En caso de usar la diagonal equivalente como modelo de análisis, la fuerza de diseño será la componente horizontal de la fuerza axial diagonal multiplicada por el factor de carga correspondiente.

4.2.2. Geometría de la diagonal equivalente en muros diafragma

La sección transversal de la diagonal equivalente tendrá un espesor igual al del muro y una anchura igual a (figura 4.2.1):

$$b_d = \frac{1}{2} \sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} \leq \frac{l_d}{4}$$

Donde ℓ_c y ℓ_v son las longitudes de contacto del muro con la columna y con la viga, respectivamente, cuando la estructura se deforma lateralmente, y l_d es la longitud de la diagonal. Las longitudes ℓ_c , ℓ_v y l_d y se determinarán como:

$$\ell_c = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4E_f I_c H}{E_m t \text{sen} 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (4.2.2)$$

$$\ell_v = \pi \left(\frac{4E_f I_v L}{E_m t \text{sen} 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (4.2.3)$$

$$\ell_d = (H^2 + L^2)^{\frac{1}{4}} \quad (4.2.4)$$

donde:

E_f, E_m módulo de elasticidad, para cargas de corta duración, del material del marco y de la mampostería, respectivamente, MPa (kg/cm²);
 I_c, I_v momentos de inercia de la sección transversal bruta de la columna y de la viga, mm⁴ (cm⁴);
 H altura libre del muro, mm (cm);
 L longitud del muro, mm (cm); y
 $\theta_d = \tan^{-1} H/L$ ángulo que forma la diagonal del muro con la horizontal.

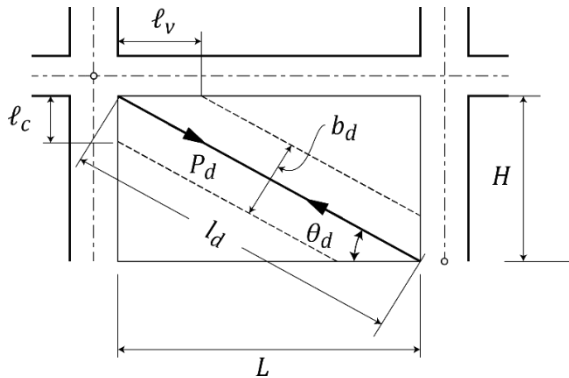


Figura 4.2.1 Geometría de la diagonal equivalente

Comentario:

No es necesario utilizar el método de la diagonal equivalente para el análisis, sin embargo, la inclinación de la diagonal se requiere para la revisión por deslizamiento y el ancho de la diagonal para la revisión por aplastamiento. Las expresiones toman en cuenta la rigidez relativa del marco, vigas y columnas, y la del muro.

4.3. Resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma

La resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma se calculará como:

$$V_R = 0.4F_R f'_m b_d t \cdot \cos \theta_d$$

Donde b_d y θ_d se calculan de acuerdo con el inciso 4.2.2 y $F_R = 0.6$ (inciso 3.1.4.1).

Comentario:

La fuerza cortante resistida por los muros diafragma se transmite por la diagonal, formando lo que se conoce como el puntal de compresión. La fuerza máxima en la diagonal está dada por el área del puntal ($b_d t$) por la resistencia a compresión de la mampostería. Para interpretar esta fuerza como una resistencia a corte, se considera la componente horizontal, esto es, la fuerza axial en la diagonal se multiplica por $\cos \theta_d$.

4.4. Fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma

La fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma con $H/L \leq 1.0$ se calculará como:

$$V_R = \frac{0.4F_R v'_m A_T}{1 - 0.9F_R \tan \theta_d}$$

Donde θ_d se calcula de acuerdo con el inciso 4.2.2 y $F_R = 0.7$ (inciso 3.1.4.3). Si $H/L > 1$ no será necesario revisar para este modo de falla.

Comentario:

La falla por deslizamiento se da por la pérdida de adherencia entre piezas y mortero, al superarse la resistencia en las juntas por fricción. La fuerza normal que se considera para la estimación de la resistencia por fricción en las juntas proviene de la componente vertical de la fuerza lateral por sismo que se transmite por la diagonal del muro. Esta resistencia al deslizamiento es la máxima posible, esto es, considerando la fuerza máxima por aplastamiento en la diagonal. Se asume que el muro no transmite cargas vertical, $P=0$. Esta suposición se hace igualmente para los otros tipos de falla. En las NTC-DCEM 2017 existe una errata en la ec 4.4.1, se indica 0.5 en vez de 0.4. (Leal et al., 2019).

4.5. Fuerza cortante resistente a tensión diagonal en muros diafragma

La fuerza cortante resistente a tensión diagonal en el plano del muro diafragma se calculará de acuerdo con los capítulos 5 o 6 dependiendo de la modalidad de mampostería usada, ya sea mampostería confinada o interiormente, respectivamente.

En todos los casos, se supondrá que $P=0$.

Comentario:

El refuerzo horizontal en el muro puede tomarse en cuenta solamente para el caso de falla por tensión diagonal, ya que se requiere que las grietas crucen el refuerzo para que este contribuya a la resistencia.

4.6. Rigidez reducida de muros diafragma para el cálculo de distorsiones de entrepiso

Para calcular las distorsiones de entrepiso ante cargas inducidas por sismo y compararlas con las distorsiones límite señaladas en las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo, se deberá reducir la rigidez lateral de los muros diafragma para tomar en cuenta su agrietamiento. Se acepta reducir a la mitad los valores de los módulos de elasticidad y de corte de la mampostería. Si se opta por usar el modelo de la diagonal equivalente, se permite reducir b_d a la mitad.

Comentario:

Dado que los muros reducen sustancialmente su rigidez lateral ante pequeñas deformaciones laterales, deben, para efectos del cálculo de deformaciones, considerarse rigideces reducidas, para tener una evaluación más realista.

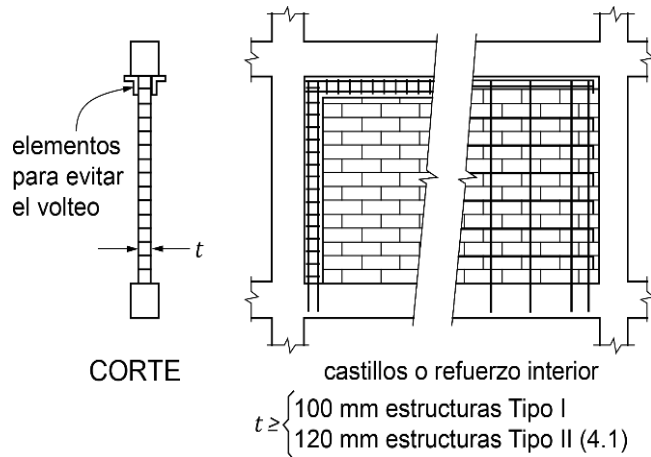


Figura 4.6.1 Ejemplos esquemáticos de detallado de muros diafragma

4.7. Volteo del muro diafragma

Se deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano. Para lograrlo, se diseñará y detallará la unión entre el marco y el muro diafragma y se reforzará el muro con castillos o refuerzo interior (figura 4.6.1). La resistencia a flexión perpendicular al plano del muro se calculará de acuerdo con el inciso 3.1.6.

4.8. Interacción marco–muro diafragma en el plano

Las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral resistente del tablero (figura 4.8.1).

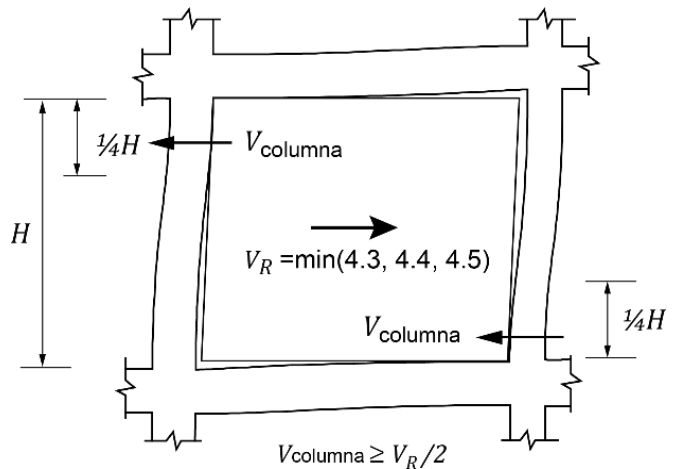


Figura 4.8.1 Interacción marco–muro diafragma

El valor de esta carga será, al menos, igual a la resistencia nominal a fuerza cortante en el plano del muro diafragma, calculada como la menor de las obtenidas con las secciones 4.3, 4.4 y 4.5 con $F_R = 1.0$.

5. MAMPOSTERÍA CONFINADA

5.1. Alcance

Es la que está reforzada con castillos y dalas. Para ser considerados como confinados, los muros deben cumplir con los requisitos 5.1.1 a 5.1.4 (figuras 5.1.1, 5.1.2 y 5.1.3). En esta modalidad, los castillos o porciones de ellos se cuelan una vez construido el muro o la parte de él que corresponda.

Los castillos serán externos si se construyen por fuera de la mampostería; los castillos internos son los que se construyen dentro de piezas huecas, de modo que no son visibles desde el exterior.

Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 9 y 10, respectivamente.

5.1.1. Castillos y dalas

Los castillos y dalas deberán cumplir con lo siguiente: (figuras 5.1.1 y 5.1.2):

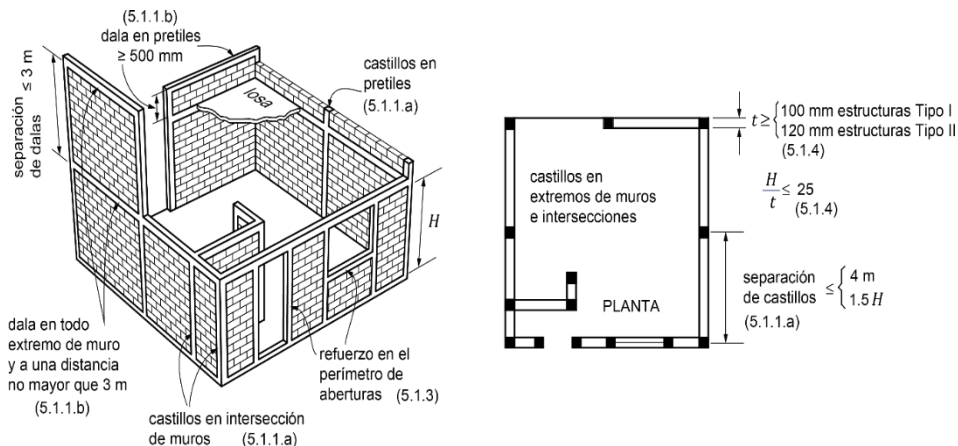


Figura 5.1.1 Requisitos para mampostería confinada

a) Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que $1.5H$ ni 4 m . Los pretiles o parapetos deberán tener castillos con una separación no mayor que 4 m .

Comentario:

Los bordes verticales de muros confinados con castillos externos deben dentarse o deben colocarse conectores entre muro y castillo. Si el muro tiene refuerzo horizontal, se cumple con este requisito (ver 10.1.2 apartado g y definición de dentado en glosario).

b) Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm (figura 5.1.2). Aun en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal como lo establecen los incisos 5.1.1.e y 5.1.1.g. Además, existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor que 3 m y en la parte superior de pretiles o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm .

c) Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro, t . En el caso de los castillos, la dimensión paralela al muro no será menor que 150 mm .

Comentario:

Se agregó el requisito de dimensión mínima de 15 cm para facilitar el colado en muros de 10 , 12 o 14 cm . En caso de un castillo en la intercepción de dos muros ortogonales solo será necesario que una de las dimensiones sea de 15 cm .

d) El concreto de castillos y dalas de muros interiores y exteriores en ambientes no agresivos tendrá una resistencia a compresión, f'_c , no menor que 15 MPa (150 kg/cm^2).

Comentario:

Históricamente se ha aceptado una resistencia baja del concreto dado que el objetivo de los castillos es dar una conexión entre el acero y la mampostería, siendo el concreto, en general, mucho más resistente que la mampostería. Sin embargo, cuando se utilizan piezas con resistencia a la compresión mayor a la convencional se sugiere especificar una resistencia

a compresión del concreto, f'_c , de los castillos y dalas de por lo menos 20 MPa (200 kg/cm²).

e) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de cuatro barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ecuación 5.1.1:

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c h_c$$

Donde A_s es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo o en la dala, h_c es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro y b_c la dimensión perpendicular al plano del muro.

Comentario:

El criterio adoptado establece que el acero de refuerzo debe ser capaz de tomar dos veces la fuerza que agrietaría al concreto del castillo si se sometiera a tensión pura; ya que se estima que dicha resistencia es aproximadamente un décimo de la resistencia a compresión, se tiene que: $A_{s \min} f_y = 2(0.1 f'_c A_g)$, siendo $A_g = b_c h_c$ el área del castillo.

f) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.

Comentario:

Los elementos que limitan al muro serían la cimentación o elementos del piso inferior y la losa o elementos del piso superior, así como la conexión a otros muros.

g) Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área, A_{sc} , al menos igual a la calculada con la ecuación 5.1.2:

$$A_{sc} = \frac{10000s}{f_y h_c} \quad \left(A_{sc} = \frac{1000s}{f_y h_c} \right)$$

La separación de los estribos, s , no excederá de 1.5t ni de 200 mm.

Comentario:

El área A_{sc} incluye las dos ramas de estribos rectangulares. Por ejemplo, usando alambrión del no. 2 (6.3 mm de diámetro) el área sería $A_{sc} = 2 \times 0.31 = 0.62 \text{ cm}^2$.

El armado de alambrión del no.2 (1/4 pulg) a cada 20 cm es el armado tradicional en muros de 14 cm de espesor que, en el reglamento de construcción de 1966, se adoptó como el refuerzo transversal mínimo recomendado ya que se había visto por décadas un buen comportamiento. La separación se limitó a 1.5t para muros de menor espesor en las NTCM de 1977 y se estableció la cuantía mínima con el cálculo de la ecuación 5.1.2.

Es importante aclarar que la función de los estribos en un castillo y dala difiere de las de una columna o viga, respectivamente; ya que los estribos están separados más de un peralte, no pueden tomar la fuerza cortante ya que una grieta a 45° atravesaría el elemento entre dos estribos. Por la misma razón, la separación los estribos no permite dar confinamiento al núcleo de concreto de los castillos y dalas. La función original de los estribos es dar la geometría al refuerzo longitudinal durante la

construcción hasta el colado. No obstante, se ha visto beneficio en poner los estribos muy juntos en extremos de castillos como se explica en la siguiente nota.

h) En estructuras Tipo II, se suministrará refuerzo transversal con área igual a la calculada con la ecuación 5.1.2, con una separación no mayor que $h_c/2$ dentro de una longitud H_o en cada extremo de los castillos. La longitud H_o se tomará como el mayor de $H/6$ y 400 mm.

Comentario:

En muchos ensayos de muros a escala natural ante cargas laterales y en la inspección de edificaciones dañadas por sismo, se ha observado daño severo en los extremos de los castillos de borde de los muros cuando las grietas inclinadas los penetran. Cuando esto sucede, la degradación de la resistencia a corte es severa y abrupta, y, en caso de suspender la carga, el muro es incapaz de recuperar su configuración no deformada. En las NTC-DCEM 2004 se estableció la necesidad de colocar estribos a cada hilada (considerando mampostería de tabiques) en muros con resistencia $v_m \geq 0.6$ MPa (6 kg/cm²) que se consideraba una resistencia a corte mayor que la obtenida con mampostería tradicional. Esta resistencia a corte se traduciría en una fuerza también mayor en el puntal de compresión que, eventualmente, debía ser resistida por los extremos de los castillos; de ahí el incremento en el refuerzo transversal. Sin embargo, la distancia reducida de los estribos no cumplía con los requisitos mínimos para resistir fuerza cortante en elementos de concreto. Por esta razón, en esta versión de las NTC se pide reducir la separación de los estribos a $h_c/2$, independientemente de la resistencia de la mampostería. La intención es que dichos estribos tengan la función de resistir cortante y confinen el núcleo del castillo.

En ensayos más recientes, con el espaciamiento reducido de los estribos, se ha observado la efectividad de esta disposición, retardando sustancialmente el cizallado del castillo, que en ocasiones no se presenta, aun a distorsiones laterales muy elevadas (Cruz 2015, Rubio 2017).

i) Para facilitar la colocación y compactación del concreto en castillos se podrán utilizar estribos “vuelta un cuarto” (inciso 3.3.5.2).

5.1.2. Muros con castillos internos

Se acepta considerar a los muros como confinados si el espesor del muro es, al menos, de 200 mm y los castillos internos y las dalas cumplen con todos los apartados del inciso 5.1.1, con excepción del apartado 5.1.1.c.

El concreto de relleno de las celdas deberá satisfacer el inciso 5.1.1.d. Se deberán colocar estribos o grapas en los extremos de los castillos como se indica en el inciso 5.1.1.h, para estructuras Tipo I y Tipo II.

Comentario:

Para que un muro con refuerzo interior pueda considerarse como confinado, los castillos internos deben alojarse en piezas suficientemente grandes para que pueda colocarse debidamente el refuerzo tanto longitudinal como transversal. Para facilitar el colado pueden utilizarse los estribos vuelta un cuarto. (Figura 5.1.2). En muchas ocasiones, se consideraba, en forma errónea, que un muro con refuerzo interior era confinado, utilizando “castillos” con una o dos barras y con un colado que solo podía ser muy deficiente por lo limitado del espacio en las celdas de piezas huecas de 12 y hasta 10 cm de espesor. Esta nueva disposición está

encaminada a asegurar que pueda, efectivamente, construirse un castillo con 4 barras longitudinales con el refuerzo transversal requerido dentro de una celda.

5.1.3. Muros con aberturas

Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de toda abertura cuyas dimensiones horizontal o vertical excedan de 400 mm en estructuras Tipo I o 600 mm en estructuras Tipo II (figura 5.1.3). También se colocarán elementos verticales y horizontales de refuerzo en aberturas con altura igual a la del muro (figura 5.1.1)

Comentario:

En la Figura 5.1.3, se muestran los refuerzos alrededor de las aberturas. En la figura de la izquierda la dala es parte del refuerzo, en el caso de la derecha, se observa un cerramiento en el borde superior de la abertura. Se enfatiza en este último esquema que la dala debe seguir estando en el extremo superior de los muros, donde se conectará con el sistema de piso. Esta recomendación contrasta con lo utilizado en regiones cálidas de la república, que requieren de entrepisos altos por razones térmicas, en las que suelen construirse las dalas al nivel superior de ventanas y dinteles, posteriormente construyendo algunas hiladas adicionales para dar la altura deseada y finalmente descansando el sistema de piso directamente sobre el muro, sin una dala de refuerzo.

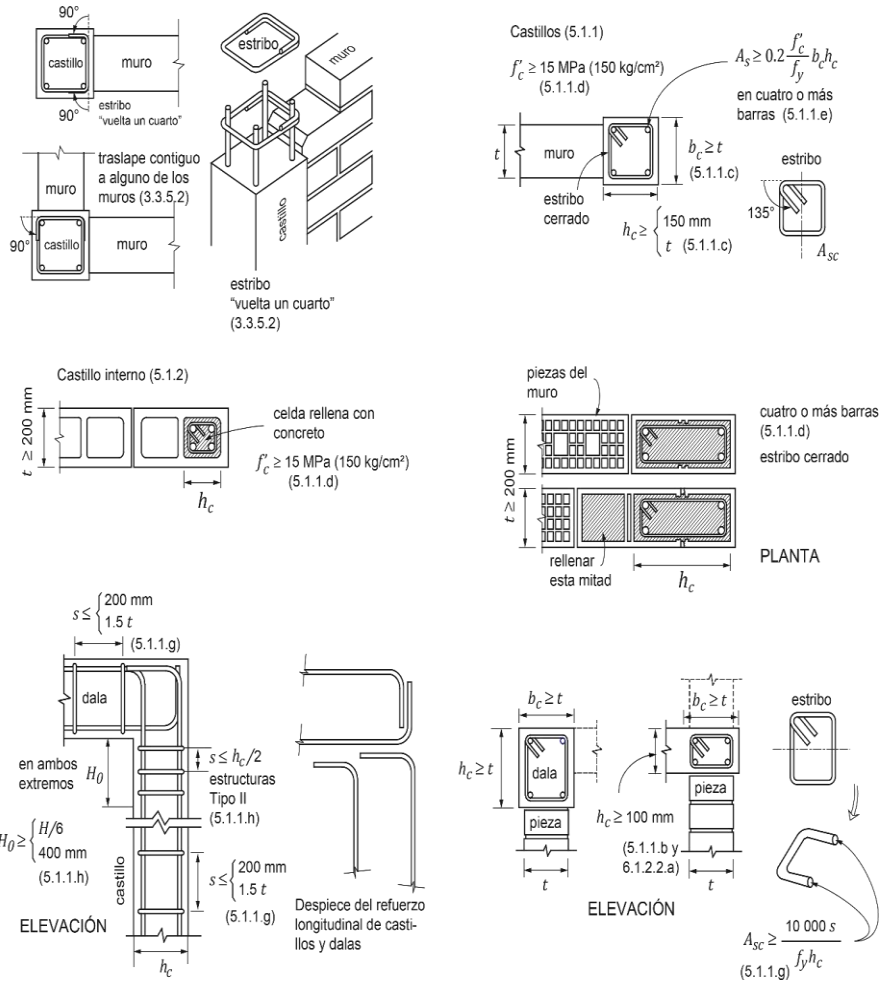


Figura 5.1.2 Castillos y dalas

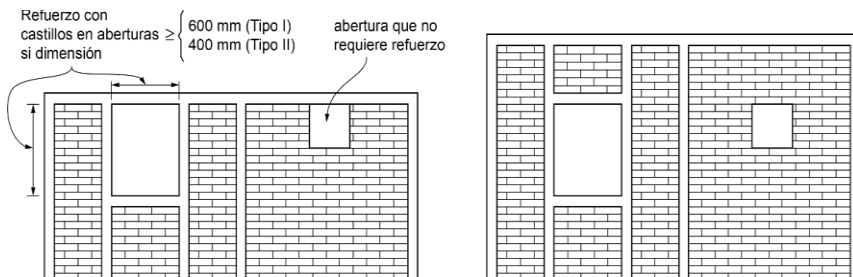


Figura 5.1.3 Refuerzo en el perímetro de aberturas

Comentario:

Se requiere colocar refuerzo, del tipo utilizado en castillos y dadas, alrededor de las aberturas, generalmente puertas y ventanas, pero también otras aberturas como los huecos para cajas eléctricas u otras instalaciones que excedan las dimensiones señaladas. Este refuerzo no evitaría que el muro se agriete ante el cortante de diseño, pero controlará el ancho y longitud de las grietas y mantendrá la integridad del muro. Está plenamente demostrado, por ensayos de laboratorio y por los daños que se producen por sismos reales que, cuando no hay confinamiento en un borde, las grandes regiones en que se fractura el muro pueden salirse de su posición, perdiéndose la capacidad de resistir carga vertical y horizontal de los muros.

Se acepta un tamaño mínimo de hueco sin reforzar, que permita un comportamiento aceptable técnica y económicamente, ya sea para una pequeña ventana o huecos para paso de instalaciones. El requisito asume un solo hueco sin reforzar en un tablero, pero si hay múltiples huecos, el diseñador debe tomar medidas pertinentes. El muro con un hueco pequeño puede considerarse como un solo elemento, pero se recomienda reducir su resistencia proporcionalmente al área transversal faltante, y considerar la reducción de la rigidez. Una opción de modelado de rigidez es mediante el método del elemento finito del apéndice B; otra posibilidad, es reducir la rigidez a cortante de una columna ancha en proporción al área del hueco.

La posición del hueco en el tablero también se ha encontrado que es crítica en el comportamiento del mismo (en medio, en una esquina, a media altura, etc.) pero se ha optado por sencillez en no establecer requisitos adicionales por dicha ubicación.

En muros con castillos internos, se aceptará sustituir a la dala de la parte inferior de una abertura por acero de refuerzo horizontal anclado en los castillos internos que confinan a la abertura. El refuerzo consistirá de barras capaces de alcanzaren conjunto una tensión a la fluencia de 29 kN (2950 kg).

5.1.4. Espesor y relación altura a espesor de los muros

En estructuras Tipo I, el espesor de los muros de mampostería, t , no será menor que 100 mm, ni que 120 mm en estructuras Tipo II. En ningún caso la relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t , excederá de 25.

Comentario:

La limitación de la esbeltez del muro tiene como objeto controlar los efectos adversos de inestabilidad por carga vertical, o del pandeo lateral por fuerzas cortantes y otros efectos como la falla fuera del plano de un muro que se ha agrietado por cargas en su plano.

Anteriormente a la NTC-DCEM 2017 se restringía la relación H/t a 30, ahora se redujo a un máximo de 25 que puede ser proporcionado para espesores de 12 cm y mayores. Con esta especificación, las piezas de 10 cm de espesor, permitidas en estructuras Tipo I, pueden usarse para muros de hasta 250 cm de altura sin restricción lateral fuera del plano.

La definición de la altura, H , implica tener una restricción por un sistema de piso, como una losa de concreto, un arriostramiento horizontal del muro

con marcos estructurales o soluciones similares. El hecho de colocar una dala a cierta altura del muro no constituye una restricción lateral fuera del plano del mismo y, por lo tanto, no reduce su altura libre.

5.2. Fuerzas y momentos de diseño

Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en los incisos 3.2.2, 3.2.3 y 3.2.4, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería confinada deberá revisarse para el efecto de carga axial, la fuerza cortante, de momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis.

La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en el inciso 3.2.2.

5.3. Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro

5.3.1. Resistencia a compresión de muros confinados

La carga vertical resistente, P_R , se calculará como:

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \Sigma A_s f_y)$$

donde:

F_E se obtendrá de acuerdo con el inciso 3.2.2; y
 F_R se tomará igual a 0.6.

Comentario:

Para la resistencia vertical de un muro confinado se asume que el material que toma la carga es la mampostería, pero se admite la participación de los castillos (o las celdas reforzadas verticalmente en mampostería hueca con refuerzo interior). En las NTC-DCEM de 1977 se calculaba la resistencia a carga vertical como el producto del esfuerzo de diseño a compresión, f'_m , por el área del muro, A_T , por los factores, F_R y F_E , y se admitía incrementar el esfuerzo de diseño, f'_m , en 0.4 MPa (4 kg/cm²). Este esfuerzo adicional correspondía al equivalente del acero de dos castillos armados con cuatro barras del no. 3, separados 4 m, en un muro de 14 cm de espesor. En estas NTC se eliminó dicha fórmula simplificada considerando que el cálculo es relativamente sencillo.

No se incluye el concreto de los castillos en el cálculo (ni el relleno de celdas en mampostería hueca reforzada), ya que se considera que, en forma aproximada, se sustituye el concreto de los castillos por mampostería al incluir en los cálculos el área $A_T = t \cdot L$, siendo L la longitud del muro que incluye a los castillos. No obstante, se ha verificado en ensayos de muros confinados a escala natural que el cálculo es conservador dada la participación del concreto en la resistencia. Con la misma idea, al calcular la resistencia de muros que comparten un mismo castillo, muros ortogonales en L , en T , en cruz, etc., es factible incluir en el cálculo dicho refuerzo para cada muro que, aunque parezca que se duplica, está compensado por la participación del concreto que se desprecia. Lo anterior se refuerza por el hecho de que, en general, la resistencia a carga vertical es mucho mayor a la demanda de diseño. En el caso de muros con elevada carga gravitacional se recomienda una revisión más cuidadosa.

5.3.2. Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

5.3.2.1. Método general de diseño

La resistencia a flexión pura o flexocompresión en el plano de un muro confinado con elementos externos o internos se calculará con base en las hipótesis estipuladas en el inciso 3.1.6. La resistencia de diseño se obtendrá afectando la resistencia por el factor de resistencia indicado en el inciso 3.1.4.2.

5.3.2.2. Método optativo

Para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus castillos extremos, sean éstos externos o internos, las fórmulas simplificadas siguientes (ecuaciones 5.3.2 y 5.3.3) dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento flexionante resistente de diseño.

El momento flexionante resistente de diseño de la sección, M_R , se calculará de acuerdo con las ecuaciones (figura 5.3.1).

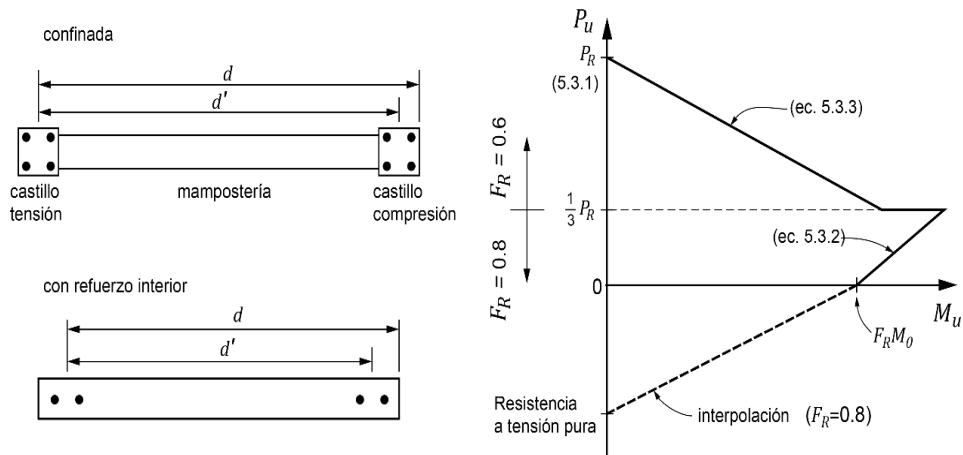


Figura 5.3.1 Diagrama de interacción carga axial-momento flexionante resistente de diseño con el método optativo

$$M_R = F_R M_0 + 0.3 P_u d \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

$$M_R = (1.5 F_R M_0 + 0.15 P_R d) \times \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \quad \text{si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

Donde:

M_0 = $A_s f_y d'$ resistencia a flexión pura del muro;

A_s área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro;

d' distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro;

d distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima;

P_u carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se tomará con signo positivo en las ecuaciones 5.3.2y 5.3.3; y
 F_R se tomará igual a 0.8, si $P_u \leq P_R/3$ e igual a 0.6 en caso contrario.

Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura y el momento flexionanteresistente M_0 , afectando el resultado por $F_R=0.8$.

Comentario:

El procedimiento alternativo es, en general, conservador, pero reproduce razonablemente la forma del diagrama de interacción obtenido mediante el equilibrio de la sección suponiendo una deformación plana como se hace en elementos de concreto. Puedo verse un ejemplo en (SMIE 2019).

5.4. Resistencia a cargas laterales

5.4.1. Consideraciones generales

La resistencia a cargas laterales, V_R será proporcionada por la mampostería, V_{mR} . Se acepta que parte de la fuerza cortantesea resistida por acero de refuerzo horizontal o por mallas de alambre soldado, V_{sR} , de modo que:

$$V_R = V_{mR} + V_{sR}$$

Comentario:

La ec.5.4.1 presenta la resistencia como la suma de dos componentes independientes, la debida a la mampostería y la contribución del refuerzo horizontal. Resultados experimentales muestran que estas componentes no son independientes. En el comentario al inciso 5.4.2, se explica que la resistencia debida a la mampostería se reduce con la cuantía de refuerzo. Sin embargo, se creyó conveniente preservar este formato de la ecuación debido, principalmente, a que los diseñadores revisan primeramente la resistencia del muro sin refuerzo y en caso de que la resistencia no sea suficiente, incluyen el refuerzo necesario para alcanzar la resistencia deseada.

La resistencia a cargas laterales proporcionada por la mampostería se calculará con el procedimiento del inciso 5.4.2. La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se determinará según el inciso 5.4.3. La fuerza cortante resistida por mallas de alambre soldado se calculará cumpliendo con el inciso 5.4.4. Para estructuras Tipo I se podrá utilizar el procedimiento optativo del inciso 5.4.5 para calcular V_{mR} y V_{sR} , si se usa acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado.

Cuando la carga vertical que actúe sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal o mallas dealambre soldado resistan la totalidad de la carga lateral.

Comentario:

Este último párrafo implica que se deberá despreciar la resistencia a cortante de la mampostería: $V_{mR} = 0$.

No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas y castillos de muros confinados.

Comentario:

Se ha determinado que en el instante del agrietamiento inclinado los castillos en los bordes de los muros no son demandados. Después del agrietamiento los castillos mantienen la integridad del muro, evitando su

desintegración, misma puede observarse en muros sin confinamiento. Esto permite que, aunque la mampostería esté agrietada, pueda seguir transmitiendo carga lateral por distintos mecanismos: fricción a lo largo de las grietas y esfuerzos normales a través de las grietas. Sin embargo, las propiedades mecánicas del concreto en los castillos y la cantidad de refuerzo longitudinal y transversal en ellos, no se relaciona con la resistencia a corte de los muros. Esto último se ha demostrado por investigadores independientes utilizando extensas bases de datos con los resultados de cientos de muros ensayados ante carga lateral (Riahi et al. 2009, Márquez et al. 2019).

El factor de resistencia, F_R se tomará igual a 0.7 (inciso 3.1.4.3).

5.4.2. Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante de diseño debida a la mampostería V_{mR} , se calculará con la ecuación 5.4.2:

$$V_{mR} = F_R[(0.5 v'_m A_T + 0.3P) \cdot f] \leq 1.5 F_R v'_m A_T$$

Donde A_T es el área transversal del muro incluyendo a los castillos, pero sin transformar su área transversal.

La carga axial P se deberá tomar positiva en compresión y deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical P es de tensión, despreciará la contribución de la mampostería V_{mR} .

El factor f se determinará como

$$f \begin{cases} 1.5 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases}$$

Para los casos intermedios de H/L , se interpolará linealmente.

Comentario:

Cuando el muro no tiene refuerzo horizontal se considera que la resistencia a corte de un muro corresponde a la fuerza cortante que produce el primer agrietamiento por tensión diagonal, $V_{mR} = V_a$, aunque, en muchos casos, los muros pueden resistir una fuerza mayor, dependiendo de su relación de aspecto. El criterio se justifica ya que la resistencia a corte máxima de un muro, sin refuerzo horizontal, es difícil de predecir y, al alcanzar dicha resistencia, ésta se degrada rápidamente con la deformación lateral. En esas circunstancias, la resistencia máxima calculada es incompatible con el nivel de desempeño esperado de protección contra colapso.

Cuando el muro tiene refuerzo horizontal, la resistencia especificada corresponde a la resistencia máxima. Esto es posible porque la resistencia pico se degrada lentamente ante nuevos incrementos de deformación lateral y la falla se presenta después de alcanzar un nivel de deformación lateral considerable. Se considera que la falla del muro se alcanza cuando la resistencia a corte se reduce en un 20%.

La ecuación básica 5.4.2, sin tomar en cuenta el factor f , predice la resistencia al agrietamiento de muros cuadrados. Esta expresión fue propuesta en las NTC-DCEM de 1977 (y se conservó en las NTC de 2004) habiéndose calibrado con ensayos de cerca de 200 muros a escala natural;

sin embargo, casi la totalidad de los muros ensayados eran cuadrados, $H/L = 1$.

Ensayes de muros con distinta relación de aspecto, realizados posteriormente, mostraron que la resistencia de los muros largos era mayor que la que se predecía con la expresión de las NTC- DCEM 2004. El factor f , introducido en esta versión de las NTC, incrementa la resistencia a corte de los muros con $H/L < 1$, con base en dichos ensayos (Pérez Gavilán et al. 2015).

La resistencia al agrietamiento está en función de la resistencia a compresión diagonal, v'_m (inciso 2.8.2), y de la carga axial, P , en el muro. El límite de la resistencia al agrietamiento, dado por la expresión del lado derecho de la inequación 5.4.2, expresa que la resistencia puede incrementarse con la carga axial, pero hasta cierto límite. Otra forma de expresar el límite, en términos del esfuerzo axial en el muro, σ , puede obtenerse dividiendo la ecuación 5.4.2 entre $v'_m A_T$ lo que da lugar a $\sigma = 3.33v'_m$.

Resistencia a corte debida a la mampostería de muros con refuerzo horizontal:

Se ha visto experimentalmente, que la resistencia debida a la mampostería, se reduce con la cuantía de refuerzo horizontal (Cruz 2015, 2019, SMIE 2019). El valor esperado de la contribución de la mampostería, en ese caso, puede escribirse como:

$$V_{mR} = k_0 k_1 V_a$$

donde el factor k_0 esta dado por la ec. 5.4.7 y el factor k_1 por la ec. 5.4.8. El factor k_0 tiene la función de amplificar la resistencia al agrietamiento, V_a , para obtener la resistencia máxima del muro sin considerar el refuerzo. El efecto del factor k_1 es la de reducir la contribución de la mampostería, $k_0 V_a$, a medida que aumenta la cantidad de refuerzo horizontal, hasta cierto

límite (ver comentario del inciso 5.4.3.4). Cuando el muro no tiene refuerzo horizontal el factor $k_0 = k_1 = 1$ y $V_{mR} = V_a$, como ya se dijo. Esta reducción está considerada en las ecuaciones de resistencia a corte. Sin embargo, la reducción no aparece en forma explícita en la ecuación de (5.4.2) de V_{mR} debido a que se decidió conservar el formato de las ecuaciones de las normas técnicas anteriores en las que la resistencia a corte de un muro con refuerzo horizontal se expresa como la suma de la resistencia debida a la mampostería, V_{mR} , y la debida al refuerzo, V_{sR} , como términos "independientes" (ver el comentario el inciso 5.4.3.4).

5.4.3. Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

5.4.3.1. Tipos de acero de refuerzo

Se permitirá el uso de acero de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante. El refuerzo consistirá de barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío que sean continuos a lo largo del muro.

No se permite el uso de armaduras planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica ("escaleras") para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

Comentario:

Ensayes de muros a escala natural, reforzados con escalerilla, realizados en los años 90 (Sánchez et al. 1992) mostraron que se presentaba la fractura del refuerzo en la unión del alambre transversal con los longitudinales. Esto se atribuyó al proceso de soldadura. Dicho fenómeno reducía significativamente la eficacia de dicho refuerzo, en cuanto a resistencia y capacidad de distorsión de los muros. Con base en dichos estudios se descartó el uso del refuerzo horizontal con tramos electrosoldados, conocido como “escalerilla”, para contribuir en la resistencia a fuerza cortante. Sin embargo, el uso de alambres simples se ha encontrado muy eficiente para proporcionar resistencia adicional y capacidad de deformación inelástica a los muros (SMIE 2019).

El esfuerzo especificado de fluencia para diseño, f_{yh} , no deberá ser mayor que 600 MPa (6000 kg/cm²). El refuerzo horizontal se detallará como se indica en los incisos 3.3.2.2, 3.3.4.3, 3.3.5.1 y 3.3.6.4.

5.4.3.2. Separación del acero de refuerzo horizontal

La separación máxima del refuerzo horizontal, s_h , no excederá de seis hiladas ni de 450 mm.

Comentario:

La separación máxima del refuerzo horizontal de 60 cm, que se pedía anteriormente, se redujo a 45 cm en las NTC-DCEM de 2017. Este cambio busca lograr una mayor uniformidad del refuerzo con más hiladas reforzadas distribuidas en el muro y se homologa a requisitos usados en otros países. El valor seleccionado fue de 45 cm y no de 40 cm dado que muchos bloques no se fabrican con la altura de 39 cm como es requisito, sino que los hacen de 40 cm que, sumado a las juntas de mortero, dan una altura de 42 cm para dos hiladas. En las NTC-DCEM 2017 decía erróneamente en este inciso, cuatro en vez de seis hiladas.

5.4.3.3. Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal

El producto de la cuantía de refuerzo horizontal y el esfuerzo de fluencia especificado, $p_h f_{yh}$, no será inferior que 0.3 MPa (3 kg/cm²).

Comentario:

En las NTCM de 2017 se decidió especificar el producto $p_h f_{yh}$ en vez de la cuantía, p_h , solamente, ya que este producto tiene un significado físico más útil y se evita el hacer correcciones de la cuantía, p_h , cuando la fluencia es mayor a la básica de 412 MPa (4200 kg/cm²) considerada, como se hacía anteriormente.

El valor mínimo de refuerzo horizontal garantiza que el ancho de las grietas se reduce significativamente, en comparación con los que se obtendrían en el mismo muro sin refuerzo horizontal. Si se incluye muy poco refuerzo, el agrietamiento se concentra en las diagonales principales del muro y los anchos de estas grietas llegan a ser muy grandes cuando se alcanza la resistencia máxima, lo que conduce frecuentemente a la rotura de los alambres de refuerzo con la consecuente degradación abrupta de la resistencia y el incremento igualmente abrupto de los desplazamientos laterales. La cuantía mínima se determinó con base en ensayos experimentales.

El valor máximo de $p_h f_{yh}$ será $0.15 f_{an} f'_m$ pero no menor que 0.3 MPa (3 kg/cm^2) ni mayor que $0.05 h_j f_{yh} / s_h$, donde h_j es el espesor de la junta horizontal.

Comentario:

Como se verá en el comentario del inciso 5.4.3.4, el refuerzo máximo efectivo, para el cálculo de la resistencia a corte de los muros, está dado por $0.1 f_{an} f'_m$ donde f_{an} es al factor de área neta (figura 2.1.1) y f'_m es la resistencia de diseño a compresión de la mampostería. Se decidió aceptar que el refuerzo pudiera ser mayor a este valor máximo efectivo, aunque ya no contribuya a la resistencia, debido a que se observó en ensayos experimentales que dicho refuerzo puede incrementar la capacidad de desplazamiento lateral del muro. Sin embargo, se observó también que, una cantidad excesiva del refuerzo en una junta, puede dar lugar a un plano de deslizamiento. Por esta razón se incluyó una restricción de tipo geométrico que establece que el área del refuerzo en la junta debe ser menor al 5% del área de la junta:

$$A_{sh} \leq 0.05 h_j t$$

Esta condición puede expresarse como cuantía resistente, dividiendo ambos lados de la ecuación por $s_h \times t$ multiplicando ambos lados por f_{yh} , se obtiene que

$$p_h f_{yh} < 0.05 h_j f_{yh} / s_h$$

ya que $p_h = A_{sh} / (s_h \times t)$. Cabe hacer notar que, si el refuerzo se aloja en piezas especiales, con un canal en forma de "U", este requisito no sería necesario.

5.4.3.4. Diseño del refuerzo horizontal

La fuerza cortante resistente debida al refuerzo horizontal, V_{SR} , se calculará con

$$V_{SR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T$$

El valor de η se determinará como sigue:

a) Si el muro está sujeto a una carga axial P de compresión,

$$\eta = \frac{V_{mR}}{F_R p_h f_{yh} A_T} (k_0 k_1 - 1) + \eta_s$$

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t}$$

$$k_0 = \begin{cases} 1.3 & \text{si } H/L \leq 1.0 \\ 1.0 & \text{si } H/L \geq 1.5 \end{cases}$$

$$k_1 = 1 - \alpha p_h f_{yh}$$

$$\eta_s = \begin{cases} 0.75 & \text{si } f'_m \geq 9 \text{ MPa} \left(90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \\ 0.55 & \text{si } f'_m \leq 6 \text{ MPa} \left(60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \end{cases}$$

El valor de k_1 no será menor que $(1 - 0.1f_{an}f'_m\alpha)$.

Para casos intermedios de H/L y f'_m , se interpolará linealmente para obtener los valores de k_0 y η_s , respectivamente; $\alpha = 0.45MPa^{-1}$ ($0.045 (kg/cm^2)^{-1}$).

Cuando el valor de $p_h f_{yh} > 0.1f_{an}f'_m$, el valor de η_s se multiplicará por $0.1f_{an}f'_m/(p_h f_{yh})$.

b) Si el muro está sujeto a una carga axial en tensión,

$$\eta = k_1\eta_s$$

El valor de k_1 y η_s se calcularán de acuerdo con el apartado a) de este inciso.

Comentario

Para explicar las expresiones adoptadas en las normas considere que la resistencia debida al refuerzo está dada por

$$V_{sR} = \eta_s A_T (p_h f_{yh})_e$$

donde el factor η_s , mide la eficiencia con que las fuerzas debidas al refuerzo pueden transmitirse por la mampostería. Esta eficiencia se relaciona con la resistencia a compresión de la mampostería de acuerdo con la ec. 5.4.9. La contribución del refuerzo a la resistencia crece proporcionalmente con la cuantía resistente, $(p_h f_{yh})$, hasta llegar a un cierto valor límite de la cuantía resistente, $(p_h f_{yh})_e$, después de la cual la contribución del refuerzo a la resistencia ya no aumenta (Figura C5.1). Cuando esto sucede, se interpreta que la capacidad de la mampostería para transmitir las fuerzas, que se desarrollan en el refuerzo, se ha agotado. La cuantía resistente límite, por lo tanto, está definida por dicha capacidad, dada por:

$$(p_h f_{yh})_e = 0.1f'_m f_{an}$$

Donde $f_{an} = A_{neta}/A_{bruta}$ de las piezas y f'_m es la resistencia a la compresión de la mampostería.

La cuantía resistente efectiva, $(p_h f_{yh})_e$, se define entonces como la cuantía resistente, pero no mayor que la cuantía resistente límite (Cruz 2015)

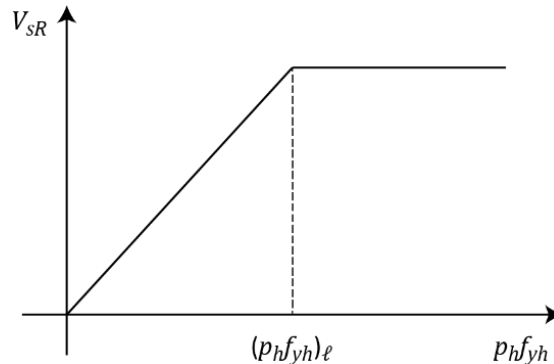


Figura C 5.1 Modelo bilineal de la contribución del refuerzo a la resistencia

Mamposterías con resistencias a compresión bajas, por ejemplo, piezas macizas con $f'_m = 2$ MPa (20 kg/cm²) o menor, darían un producto $0.1 f'_m f_{an}$ menor que 0.3 MPa (3 kg/cm², cuantía resistente mínima). Esto implica que el muro debe incluir físicamente un $p_h f_{yh} = 0.3$ MPa, pero debe calcularse la resistencia a corte, V_{sR} , con una cuantía resistente efectiva, menor a la mínima. Incluso, la cuantía máxima, $0.15 p_h f_{yh}$, podría llegar a ser menor que la mínima. En ese caso extremo, puede aceptarse incluir el refuerzo mínimo (i.e. la cuantía resistente máxima no puede ser menor a la mínima, 0.3 MPa, ver 5.4.3.3). Lo anterior implica que la aportación a la resistencia a corte, debida al refuerzo, es muy pequeña cuando la resistencia a compresión de la mampostería es muy baja.

Para lograr que la resistencia a corte del muro pudiera expresarse como la suma de la contribución de la mampostería y la del refuerzo, se obtuvo un nuevo factor, η , de modo que:

$$k_0 k_1 V_a + \eta_s (p_h f_{yh})_{\ell} A_T = V_a + \eta p_h f_{yh} A_T$$

Donde V_a es la resistencia de la mampostería sin refuerzo, que proviene de la ec 5.4.2 sin el factor de reducción F_R ; despejando se tiene que

$$\eta = \frac{V_a (k_0 k_1 - 1)}{p_h f_{yh} A_T} + \frac{\eta_s (p_h f_{yh})_{\ell}}{p_y f_{yh}} \quad (C 5.1)$$

Solo falta observar que la reducción de la resistencia contribuida por la mampostería está dada por:

$$k_1 = (1 - \alpha p_h f_{yh})$$

que es un factor que reduce la resistencia de la mampostería a medida que aumenta la cuantía resistente, $p_h f_{yh}$. Esta reducción fue observada consistentemente en varios ensayos de muros en los que se varió la cantidad de refuerzo. El valor $\alpha [MPa]^{-1}$ representa la fracción de la resistencia que se reduce por cada incremento en la cuantía resistente. Lo que reduce la resistencia de la mampostería es la fuerza debida al refuerzo

que se transmite por ella. Como dicha fuerza está dada por la cuantía resistente límite, se tiene que:

$$k_1 \geq (1 - 0.1f_{an}f'_m\alpha)$$

Como se establece en este inciso debajo de la ec 5.4.9

De la ec. C5.1 puede verse que η_s debe afectarse por un factor, $(p_h f_{yh})_e / p_y f_{yh}$, que es el que se especifica antes de la ec. 5.4.10.

5.4.4. Fuerza cortante resistida por malla de alambre soldado recubierta de mortero

5.4.4.1. Tipo de refuerzo y de mortero

Se permitirá el uso de mallas de alambre soldado para resistir la fuerza cortante. Las mallas deberán tener, en ambas direcciones, la misma área de refuerzo por unidad de longitud.

El esfuerzo de fluencia para diseño, f_{yh} , no deberá ser mayor que 500 MPa (5000 kg/cm²).

Las mallas se anclarán y se detallarán como se señala en las secciones 3.3.6.5 y 3.3.7.3.

Las mallas deberán ser recubiertas por una capa de mortero tipo I (tabla 2.5.3) con espesor mínimo de 15 mm.

5.4.4.2. Cuantías mínima y máxima de refuerzo

Para fines de cálculo, sólo se considerará la cuantía de los alambres horizontales. Si la malla se coloca con los alambres inclinados, en el cálculo de la cuantía se considerarán las componentes horizontales.

En el cálculo de la cuantía sólo se incluirá el espesor de la mampostería del muro, t . Las cuantías mínima y máxima serán las prescritas en el inciso 5.4.3.3.

5.4.4.3. Diseño de la malla

La fuerza cortante que resistirá la malla se obtendrá como se indica en el inciso 5.4.3.4. No se considerará contribución a la resistencia por el mortero. En las ecuaciones 5.4.5 y 5.4.10, se debe usar $\eta_s=0.5$.

5.4.5. Procedimiento optativo para calcular la resistencia a corte en estructuras Tipo I

Este procedimiento sólo podrá utilizarse en el diseño de estructuras Tipo I.

Comentario:

Puede utilizarse un procedimiento simplificado para el cálculo de la resistencia a corte de muros en edificaciones de altura y área reducidas y que no sean de importancia alta (del grupo A). Las ecuaciones 5.4.11 y 5.4.12 son iguales a las contenidas en las NTC-DCEM 2004 pero se da una forma más simple de calcular el factor η que se reduce linealmente con la cuantía resistente.

5.4.5.1. Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño, V_{mR} , se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v'_m A_T$$

donde P se deberá tomar positiva en compresión. En el área A_T se debe incluir a los castillos pero sin transformar el área transversal.

La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga.

Si la carga vertical P es de tensión, se despreciará la contribución de V_{mR} .

5.4.5.2. Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

Se deberán satisfacer los incisos 5.4.3.1, 5.4.3.2 y 5.4.3.3.

La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se calculará como:

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T$$

donde el factor η se determinará como

$$\eta = k_1 \eta_s$$

k_1 y η_s se determinarán de conformidad con el inciso 5.4.3.4.

5.4.5.3. Fuerza cortante resistida por mallas de acero soldado

Se deberán satisfacer los incisos 5.4.4.1 y 5.4.4.2.

La fuerza cortante resistida por la malla se calculará como se indica en el inciso 5.4.5.2. No se considerará contribución a la resistencia por el mortero. En la ecuación 5.4.13, se debe usar $\eta_s = 0.5$.

Comentario:

El tema de muros reforzados con malla y mortero se ha estudiado experimentalmente en los últimos años, en especial como técnica de reparación de muros de mampostería dañados. En las NTC-DCEM de 2004 se adoptaron, para el diseño de las mallas, las mismas ecuaciones utilizadas para calcular la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia a corte de los muros confinados. En dichas expresiones se toman solamente en cuenta los alambres horizontales de la malla; en las NTC-DCEM de 2017 se mantiene este criterio ajustando el valor de la variable η_s a un solo valor de 0.5. En caso de alambres inclinados se puede tomar la componente horizontal del área del refuerzo.

Cabe señalar que no se incluye en el cálculo de la resistencia la contribución de la o las capas de mortero, esto como una medida conservadora dada la incertidumbre en la calidad del mismo. Sin embargo, para la estimación de la rigidez del muro, es conveniente incluir dicho aplanado (como "sección transformada") ya que es crítico en el cálculo de deformaciones, periodos y modos de vibrar de la estructura y puede llevar a cambios bruscos de rigidez en elevación o de excentricidades excesivas en planta. Se requerirá entonces el módulo de elasticidad y de rigidez del mortero. Se puede tomar $E_{mortero} = 800 \sqrt{f'_c}$, usando kg y cm², (como si fuera un concreto clase 2), y un coeficiente de Poisson de $\nu=2$, a menos que puedan justificarse otros valores.

Al realizar los cálculos de las cuantías de refuerzo (como p_h) no debe incluirse el espesor adicional del mortero.

Aspectos del anclaje de la malla con clavos u otros conectores se mencionaron en los comentarios del capítulo 3.

6. MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE

6.1. Alcance

Es aquella con muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas. El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuirá a lo alto y largo del muro. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los requisitos 6.1.1 a 6.1.9 (figuras 6.1.1 a 6.1.3).

Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 9 y 10, respectivamente.

6.1.1. Cuantías de refuerzo horizontal y vertical

La suma de las cuantías multiplicadas por el esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo horizontal y vertical, no será menor que 0.84 MPa (8.4 kg/cm²) y ninguna de las dos cuantías multiplicada por el esfuerzo de fluencia será menor que 0.3 MPa (3 kg/cm²), tal que:

$$p_h f_{yh} + p_v f_{yv} \geq 0.84 \text{ MPa}$$

$$(p_h f_{yh} + p_v f_{yv} \geq 8.4 \text{ kg/cm}^2)$$

$$p_h f_{yh} \geq 0.3 \text{ MPa y } p_v f_{yv} \geq 0.3 \text{ MPa}$$

$$(p_h f_{yh} \geq 3 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } p_v f_{yv} \geq 3 \text{ kg/cm}^2)$$

Donde:

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t}; \quad p_v = \frac{A_{sv}}{s_v t}$$

A_{sh} área de acero de refuerzo horizontal colocada a una separación s_h (figura 6.1.1);
 A_{sv} área de acero de refuerzo vertical colocada a una separación s_v ;
 f_{yh} esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo horizontal; y
 f_{yv} esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo vertical.

Comentario:
 (Ver comentario del inciso 5.4.3.3.)

La filosofía original que dio nacimiento a la regulación de la mampostería con refuerzo interior en los años 70 (del siglo pasado) fue la de crear, aproximadamente, un elemento equivalente a un muro de concreto reforzado con una parrilla de barras en su interior. En otros países, un muro de mampostería reforzada, por la calidad de las piezas y los estrictos requisitos, que incluso piden el relleno total de todos los huecos, lo asemejan a dicho muro de concreto.

Las normas piden un mínimo de refuerzo horizontal y vertical, pero, también, la suma de ambas no debe ser menor que una cierta cuantía mínima. Es posible incluir una cuantía horizontal mayor que la vertical y viceversa. Esto puede ser conveniente para ajustar el refuerzo a la forma en que los alambres trabajan a cortante o flexión, según sea el caso.

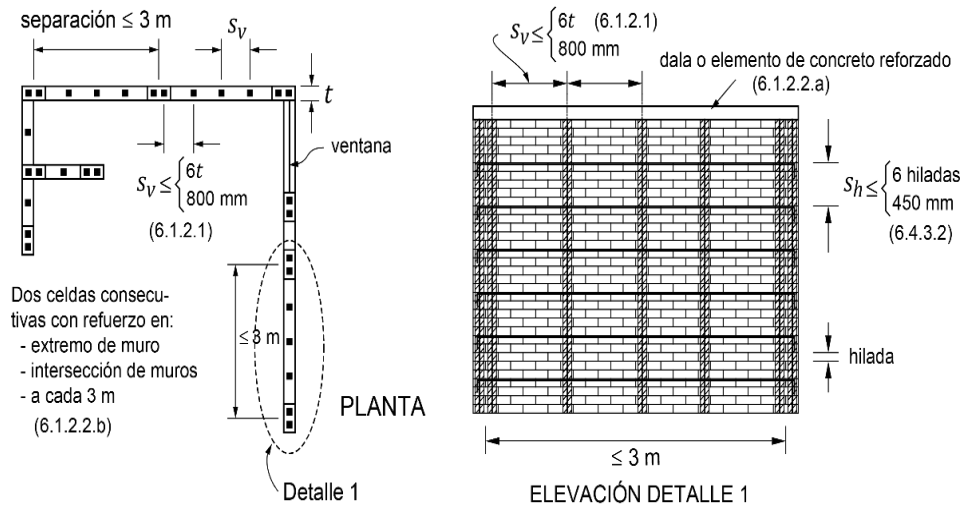
En las ecuaciones 6.1.1 y 6.1.2 no se deberá incluir el refuerzo en los extremos del muro requerido en el 6.1.2.2.

Comentario:

En las NTC-DCEM de 1977 la cuantía de refuerzo vertical se calculaba con la totalidad del refuerzo vertical entre el área bruta del muro A_T , pero en las NTC-DCEM de 2004 se cambió homologando el cálculo a cada tramo de muro reforzado en la parte media del muro sin contar las dos celdas reforzadas de los extremos.

6.1.2. Tamaño, colocación y separación del refuerzo

Se deberá cumplir con las disposiciones aplicables de la sección 3.3, adicionalmente a lo establecido en este inciso.



- (6.1.7) tipo I $t \geq 100$ mm
- tipo II $t \geq 120$ mm

$\frac{H}{t} \leq 25$ (6.1.7)

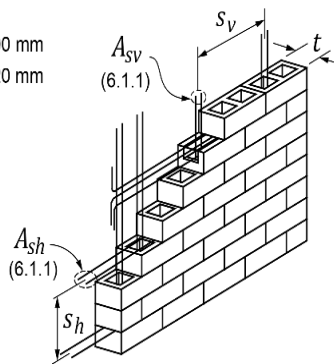


Figura 6.1.1 Requisitos para mampostería con refuerzo interior

ab3d0362bb90c30737044c86d7b556ff9d299eba9f42b39b355c107de5f10ca5

6.1.2.1. Refuerzo vertical

El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor que seis veces el espesor del mismo ni mayor que 800 mm (figura 6.1.1).

6.1.2.2. Refuerzo en los extremos de muros

a) Deberá colocarse, por lo menos, una barra vertical del No. 3 (9.5 mm de diámetro) con esfuerzo de fluencia especificado de 412 MPa (4200 kg/cm²), o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en cada una de dos celdas consecutivas, en todo extremo de muros, en las intersecciones entre muros o a cada 3 m (figura 6.1.1).

b) Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm. Aún en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal (ver figura 5.1.2).

El refuerzo longitudinal de la dala deberá dimensionarse para resistir la componente horizontal del puntal de compresión que se desarrolle en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de cuatro barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ecuación 6.1.3:

$$A_s \geq 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c h_c$$

El refuerzo transversal de la dala estará formado por estribos cerrados y con un área, A_s , al menos igual a la calculada con la ecuación 6.1.4:

$$A_{sc} = 0.2 \frac{10000s}{f_y h_c} \quad \left(A_{sc} = \frac{1000s}{f_y h_c} \right)$$

Donde h_c es la dimensión de la dala en el plano del muro. La separación de los estribos, s , no excederá de 1.5t ni de 200 mm.

Comentario:

En ocasiones, se denomina incorrectamente a las celdas reforzadas verticalmente como “castillos ahogados”; es incorrecta porque dicho refuerzo no cumple la función de confinamiento de un castillo. Esta confusión del término tiene el efecto nocivo de considerar a un muro con refuerzo interior como confinado y con ello la posibilidad de utilizar para el diseño de la estructura un factor de comportamiento sísmico $Q=2$. Dicha ductilidad no puede garantizarse en muros con refuerzo interior que no están confinados y por lo mismo, si se utiliza para el diseño dicho valor de Q , se producirá un nivel de daño inaceptable en la estructura.

Se aceptan castillos internos siempre que el refuerzo longitudinal este formado por cuatro o más barras y se coloquen estribos cerrados o de vuelta un cuarto. A partir de esta revisión de las NTC, esto solo es posible si los muros tienen 20 cm o más de espesor y con todas las características que se señalan en el capítulo 5.

Las dos celdas consecutivas reforzadas, requerida en los bordes de muros con refuerzo interior, tienen una distribución y un papel semejante al de los castillos, pero no son castillos. El refuerzo vertical puede ser de una o más barras en cada celda y, en el caso de las dos celdas contiguas reforzadas,

no es necesario unirlos con grapas si se tiene refuerzo horizontal que las debe ligar.

6.1.3. Mortero de relleno y concreto de relleno

Para el colado de las celdas donde se aloje el refuerzo vertical podrán emplearse los morteros de relleno y concretos de relleno especificados en el inciso 2.5.4, o se podrá usar el mismo mortero que se usa para pegar las piezas (inciso 2.5.2), si el mortero es del Tipo I y se rellena hilada por hilada. El hueco de las piezas (celda) tendrá una dimensión mínima igual o mayor que 50 mm y un área no menor que 3000 mm².

6.1.4. Anclaje del refuerzo horizontal y vertical

El anclaje de las barras de refuerzo horizontal y vertical deberá cumplir con el inciso 3.3.6.

6.1.5. Muros transversales

Quando los muros transversales sean de carga y lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura (figura 6.1.2). Los dispositivos deberán ser capaces de resistir 1.33 veces la resistencia de diseño a fuerza cortante del muro transversal dividida por el factor de resistencia correspondiente. En la resistencia de diseño se incluirá la fuerza cortante resistida por la mampostería y, si aplica, la resistida por el refuerzo horizontal.

Alternativamente, el área de acero de los dispositivos o conectores, A_{st} , colocada a una separación s en la altura del muro, se podrá calcular mediante la expresión siguiente

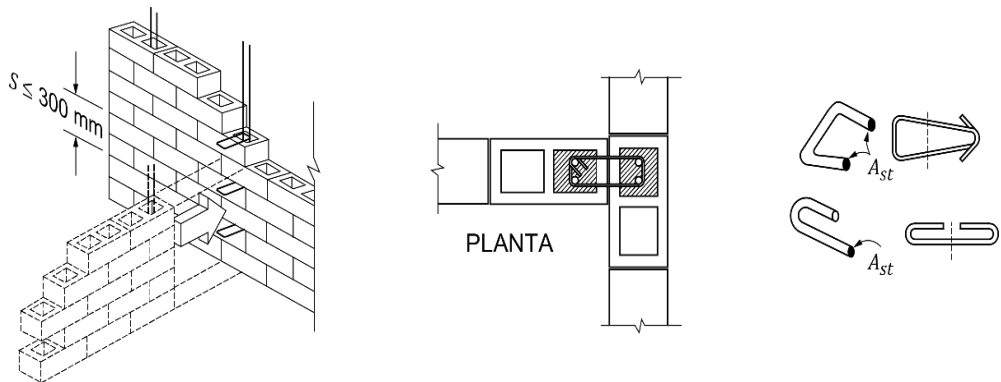


Figura 6.1.2 Conectores entre muros sin traslape de piezas

$$A_{st} = \frac{2.5(V_{mR} + V_{sR}) t s}{F_R L f_y} \quad \left(A_{st} = \frac{(V_{mR} + V_{sR}) t s}{4F_R L f_y} \right)$$

Donde A_{st} está en mm² (cm²), V_{mR} y V_{sR} , en N (kg), son las fuerzas cortantes resistidas por la mampostería y el refuerzo horizontal, si aplica, F_R se tomará igual a 0.7; t y s son el espesor y longitud del muro transversal, respectivamente, en mm (cm), y f_y es el esfuerzo de fluencia especificado de los dispositivos o conectores, en MPa (kg/cm²). La separación s no deberá exceder de 300 mm.

Comentario:

Se planteó la ecuación 6.15 calculando el flujo de esfuerzos cortantes, idealizándolo como un elemento vertical con sección transversal en forma de "T", calculado en la conexión entre el alma (muro transversal) y el patín (muro al que se conecta), suponiendo el mismo espesor, t , en ambos muros y considerando que el ancho efectivo del patín tiene una longitud de seis veces su espesor a cada lado.

También la conexión entre muros se puede lograr con el refuerzo horizontal.

6.1.6. Muros con aberturas

Existirán elementos de refuerzo vertical y horizontal en el perímetro de toda abertura cuya dimensión exceda 600 mm en estructuras Tipo I y 400 mm en estructuras Tipo II (figura 6.1.3). Los elementos de refuerzo vertical y horizontal serán como los señalados en el inciso 6.1.2.

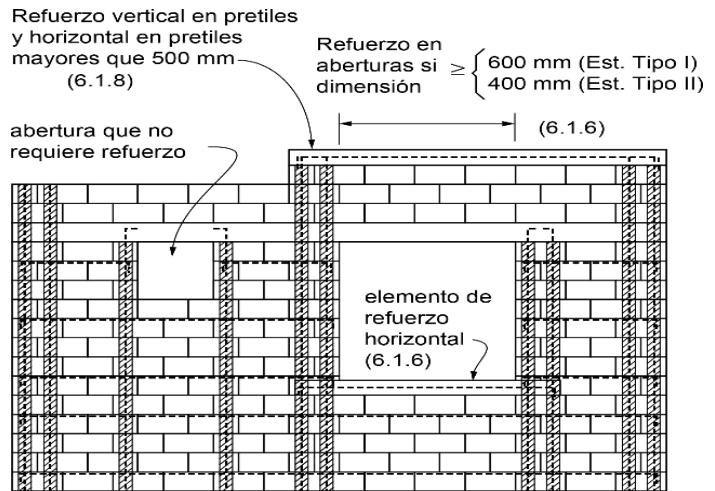


Figura 6.1.3 Refuerzo en aberturas y pretiles

6.1.7. Espesor y relación altura a espesor de los muros

En estructuras Tipo I, el espesor de la mampostería de los muros, t , no será menor que 100 mm ni que 120 mm en estructuras Tipo II. En ningún caso la relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t , excederá de 25.

Comentario:

Ver comentario de la sección 5.1.4.

6.1.8. Pretiles

Los pretiles o parapetos deberán reforzarse interiormente con barras de refuerzo vertical como las especificadas en el inciso

Se deberá proporcionar refuerzo horizontal en la parte superior de pretiles o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm de acuerdo con el inciso 6.1.6 (figura 6.1.3).

6.1.9. Supervisión

Deberá haber una supervisión continua en la obra que asegure que el refuerzo esté colocado de acuerdo con lo indicado en planos y que las celdas en que se aloja el refuerzo sean coladas completamente.

6.2. Fuerzas y momentos de diseño

Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en los incisos 3.2.2, 3.2.3 y 3.2.4, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería reforzada interiormente deberá revisarse para el efecto de carga axial, la fuerza cortante, de momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis.

La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en el inciso 3.2.2.

6.3. Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro

6.3.1. Resistencia a compresión de mampostería con refuerzo interior

La carga vertical resistente, P_R , se calculará como:

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + A_{s f_y}) \leq 1.25 F_R F_E f'_m A_T$$

Donde:

F_E se obtendrá de acuerdo con el inciso 3.2.2; y
 F_R se tomará igual a 0.6.

Comentario:

No se considera la participación del mortero o concreto de relleno de las celdas por varias razones: en general no se puede garantizar la resistencia a compresión de ese relleno, es dudoso el correcto llenado de dichas celdas y las piezas, en muchos casos, se aplastarían antes que el relleno.

Dada la alta rigidez de las piezas, se asume que el material que toma la carga vertical es, esencialmente, la mampostería. Sin embargo, se admite una cierta participación del acero en las celdas reforzadas verticalmente, pero se limita a no más del 25% de la resistencia debida a la mampostería.

6.3.2. Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

6.3.2.1. Método general de diseño

La resistencia a flexión pura o flexocompresión en el plano de un muro reforzado interiormente se calculará con base en las hipótesis estipuladas en el inciso 3.1.6. La resistencia de diseño se obtendrá afectando la resistencia por el factor de resistencia indicado en el inciso 3.1.4.2.

6.3.2.2. Método optativo

Para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes (ecuaciones 6.3.2 y 6.3.3) dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento flexionante resistente de diseño.

El momento flexionante resistente de diseño de la sección, M_R , se calculará de acuerdo con las ecuaciones:

$$M_R = F_R M_0 + 0.3 P_u d \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq P_R/3$$

$$M_R = (1.5 F_R M_0 + 0.15 P_R d) \times \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \quad \text{si } P_u \geq P_R/3$$

Donde:

- M_0 = $A_s f_y d'$ resistencia a flexión pura del muro;
 A_s área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en los extremos del muro;
 d' distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro;
 d distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima;
 P_u carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se tomará con signo positivo en las ecuaciones 6.3.2 y 6.3.3; y
 F_R se tomará igual a 0.8, si $P_u \leq P_R/3$ e igual a 0.6 en caso contrario.

Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura y el momento flexionante resistente M_0 , afectando el resultado por $F_R = 0.8$ (ver figura 5.3.1).

6.4. Resistencia a cargas laterales

6.4.1. Consideraciones generales

La resistencia a cargas laterales, V_R , será proporcionada por la mampostería, V_{mR} . Se acepta que parte de la fuerza cortante sea resistida por acero de refuerzo horizontal o por mallas de alambre soldado, V_{sR} , de modo que:

$$V_R = V_{mR} + V_{sR}$$

La resistencia a cargas laterales proporcionada por la mampostería se calculará con el procedimiento del inciso 6.4.2. La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se determinará según el inciso 6.4.3. Para estructuras Tipo I se podrá utilizar el procedimiento optativo del inciso 6.4.4 para calcular V_{mR} y V_{sR} .

Cuando la carga vertical que actúe sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado resistan la totalidad de la carga lateral.

No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas, refuerzo vertical interior nicastillos internos de muros.

El factor de resistencia, F_R , se tomará igual a 0.7 (3.1.4.3).

6.4.2. Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante de diseño debida a la mampostería V_{mR} , se calculará con la ecuación 6.4.2:

$$V_{mR} = F_R [(0.5 v'_m A_T + 0.3P) \cdot f] \leq 1.5 F_R v'_m A_T f$$

donde A_T es el área transversal del muro.

La carga axial P se deberá tomar positiva en compresión y deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical P es de tensión, se despreciará la contribución de la mampostería V_{mR} .

El factor f se determinará como

$$f \begin{cases} 1.5 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases}$$

Para los casos intermedios de H/L , se interpolará linealmente.

6.4.3. Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

6.4.3.1. Tipos de acero de refuerzo

Se permitirá el uso de acero de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante. El refuerzo consistirá de barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío que sean continuos a lo largo del muro.

No se permite el uso de armaduras planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica ("escaleras") para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

Comentario:

Ver comentario del inciso 5.4.3.1.

El esfuerzo especificado de fluencia para diseño, f_{yh} , no deberá ser mayor que 600 MPa (6000 kg/cm²). El refuerzo horizontal se detallará como se indica en los incisos 3.3.2.2, 3.3.4.3, 3.3.5.1 y 3.3.6.4.

6.4.3.2. Separación del acero de refuerzo horizontal

La separación máxima del refuerzo horizontal, s_h , no excederá de seis hiladas ni de 450 mm

6.4.3.3. Factor de área neta del muro

El factor de área neta de un muro reforzado interiormente, f_{nm} , es el cociente del área neta y el área bruta del muro. El área neta del muro se determinará deduciendo del área bruta los huecos de las piezas que no se rellenen de concreto o mortero.

6.4.3.4. Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal

El producto de la cuantía de refuerzo horizontal y el esfuerzo de fluencia especificado, $p_h f_{yh}$, no será inferior que 0.3 MPa (3 kg/cm²).

El valor máximo de $p_h f_{yh}$ será $0.15 f_{an} f'_m$ pero no menor que 0.3 MPa (3 kg/cm²) ni mayor que $0.05 h_j f_{yh} / s_h$, donde h_j es el espesor de la junta horizontal.

6.4.3.5. Diseño del refuerzo horizontal

La fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal, V_{sR} , se calculará con

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T$$

El valor de η se determinará como sigue:

a) Si el muro está sujeto a una carga axial P de compresión,

$$\eta = \frac{V_{mR}}{F_R p_h f_{yh} A_T} (k_0 k_1 - 1) + \eta_s$$

$$k_0 = \begin{cases} 1.3 & \text{si } H/L \leq 1.0 \\ 1.0 & \text{si } H/L \geq 1.5 \end{cases}$$

$$k_1 = 1 - \alpha p_h f_{yh}$$

$$\eta_s = \begin{cases} 0.75 & \text{si } f'_m \geq 9 \text{ MPa} \left(90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \\ 0.55 & \text{si } f'_m \leq 6 \text{ MPa} \left(60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \end{cases}$$

El valor de k_1 no será menor que $(1 - 0.1 f_{nm} f'_m \alpha)$.

Para casos intermedios de H/L y f'_m , se interpolará linealmente para obtener los valores de k_0 y η_s , respectivamente; $\alpha = 0.45 \text{ MPa}^{-1}$ ($0.045 \text{ (kg/cm}^2\text{)}^{-1}$).

Cuando el valor de $p_h f_{yh} > 0.1 f_{nm} f'_m$, el valor de η_s se multiplicará por $0.1 f_{nm} f'_m / (p_h f_{yh})$.

c) Si el muro está sujeto a una carga axial en tensión,

$$\eta = k_1 \eta_s$$

El valor de k_1 y η_s se calcularán de acuerdo con el apartado a) de este inciso.

Comentario:

Para mampostería con refuerzo interior se ha asumido el mismo comportamiento y cálculo de la contribución del refuerzo horizontal que el desarrollado para muros confinados. Posteriormente a la publicación de las NTC-DCEM de 2017 se comenzaron programas de ensayos de muros con refuerzo interior para verificar o mejorar los requisitos y criterios adoptados.

En la versión de las NTCM 2017 la diferencia entre las expresiones para mampostería confinada y mampostería con refuerzo interior radica en el factor de área neta f_{an} que se sustituye por el factor f_{nm} que relaciona el área neta y bruta del muro considerando a las celdas rellenas de mortero como macizas. Este factor puede calcularse como $f_{nm} = (A_T - \Sigma A_{hueco}) / A_T$, donde A_{hueco} es el área de cada celda no rellena.

6.4.4. Procedimiento optativo para calcular la resistencia a corte en estructuras Tipo I

Este procedimiento sólo podrá utilizarse en el diseño de estructuras Tipo I.

6.4.4.1. Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño, V_{mR} , se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v'_m A_T$$

donde P se deberá tomar positiva en compresión.

La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga.

Si la carga vertical P es de tensión, se despreciará la contribución de V_{mR} .

6.4.4.2. Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

Se deberán satisfacer los incisos 6.4.3.1, 6.4.3.2 y 6.4.3.4.

La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se calculará como:

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T$$

donde el factor η se determinará como

$$\eta = k_1 \eta_s$$

k_1 y η_s se se determinarán de conformidad con el inciso 6.4.3.5.

7. MUROS NO ESTRUCTURALES

Comentario:

La magnitud de los daños en muros divisorios y de fachada que no cumplen una función estructural, observados en los sismos de 2017 reforzaron la idea de incluir este capítulo en las normas. El objetivo fue el de incluir recomendaciones para la debida separación de estos elementos de los de la estructura y garantizar su estabilidad fuera del plano.

7.1. Alcance

Son los que se construyen entre las vigas y columnas de un marco estructural y que no proporcionan rigidez y resistencia ante cargas laterales ya que se construyen, intencionalmente, separados del marco, así como muros divisorios, pretilas, bardas etc., de los cuales no depende la seguridad de la estructura. Pueden ser de mampostería confinada (Capítulo 5), reforzada interiormente (Capítulo 6), o de otros materiales ligeros y cuya contribución a la resistencia y rigidez laterales sea poco significativa.

Comentario:

Se considera como no estructural a aquel muro del que no depende la estabilidad de la edificación pero que debe soportar las acciones para la estabilidad propia (viento, sismo, etc.) como son los muros divisorios, pretilas, bardas, entre otros.

Los muros no estructurales deberán cumplir con lo siguiente:

- Deben diseñarse y construirse de modo de garantizar que no entren en contacto con el marco para las máximas distorsiones de entrepiso calculadas.
- El espesor de la mampostería no será menor que 100 mm.

- c) Se revisará que resista las fuerzas laterales en el sentido perpendicular a su plano.
- d) Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 9 y 10, respectivamente.

7.2. Diseño

Los muros no estructurales se deberán diseñar de modo que la holgura lateral, δ_h , entre un muro no estructural y un elemento estructural, columna o muro, no sea menor que el desplazamiento lateral inelástico del entrepiso (inciso 3.1.10) más 10 mm ($\delta_h = \gamma_{ti} \times H$). La holgura vertical no será menor que la flecha a largo plazo calculada al centro del claro de la viga más 5 mm. Cuando sea posible, de acuerdo con el proyecto arquitectónico, los muros deberán localizarse fuera del plano del marco (figura 7.2.1).

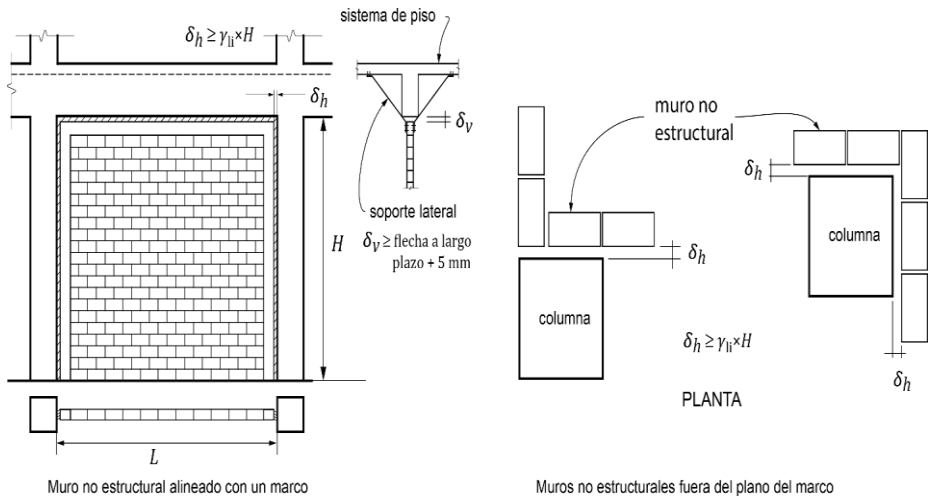


Figura 7.2.1 Holguras entre muros no estructurales y columnas y vigas

Preferentemente, se deberán usar materiales ligeros tales que su rigidez y resistencia en el plano sean poco significativas.

En todos los casos, se revisará que los muros no estructurales puedan resistir las fuerzas laterales en el sentido perpendicular a su plano de conformidad con lo requerido en la sección 2.7.4 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo.

Comentario:

Las divisiones entre espacios de un inmueble, así como las fachadas se deberán hacer con elementos que, por una parte, no interfieran con el desempeño estructural, tanto en rigidez como en resistencia, y por otra, que sean estables. Esto implica que la estructura se pueda deformar sin la restricción de los muros no estructurales, es decir, que tengan las holguras suficientes y que sean estables. El uso de mampostería para muros divisorios debe tomar en cuenta que:

- Son muy rígidos en su plano y a su vez frágiles

- Es necesario garantizar su estabilidad en la dirección perpendicular al muro
- Para su diseño ante acciones sísmicas deben resistir las fuerzas perpendiculares al plano del muro producidas por las aceleraciones de piso (inciso 2.7 de la Norma para Diseño por Sismo).
- El material para rellenar las juntas debe, por una parte, ser flexible y dicha flexibilidad debe perdurar en el tiempo y, por otra, dar el aislamiento requerido.

Las consecuencias de que los muros no estructurales participen en la respuesta estructural pueden ser graves. A continuación, se señalan algunas de ellas:

- Pueden generar efectos de torsión, en algunos casos, muy importantes, que no son tomados en cuenta en el análisis. Tal es el caso de edificios en esquina, los cuales, cuentan con muros no estructurales en las colindancias interiores. En el sismo del 19 de septiembre de 1985 y en el pasado sismo del 19 de septiembre de 2017 se observaron estos efectos por torsión que produjeron daños severos y en algunos casos el colapso (figura C7.1).
- En muchos casos, los daños de estos elementos, provocan el desalojo del inmueble después del sismo, a lo que se suma el efecto psicológico a los usuarios, a pesar de que la estructura a base de marcos se encuentre sana.

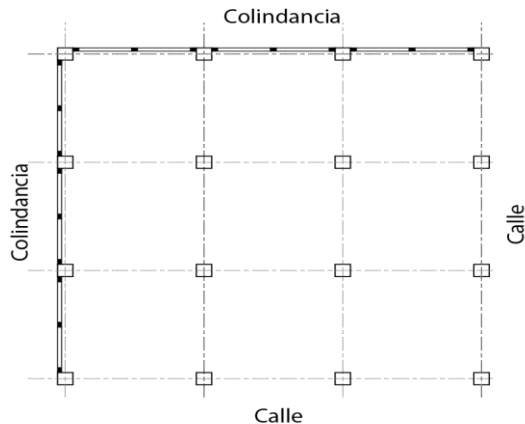


Figura C 7.1 Edificio en esquina, muros que producen torsión

Históricamente, los pretilos de fachada han generado columnas cortas que fallan a cortante en forma frágil (figura C7.2).

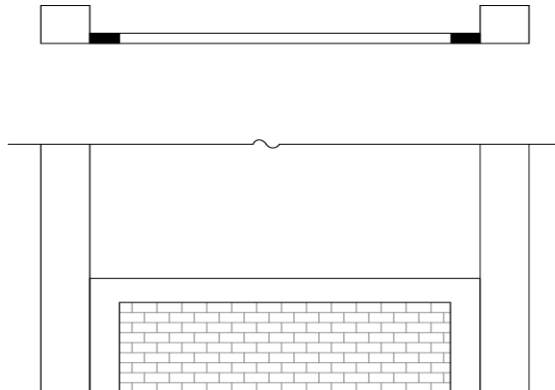


Figura C 7.2 Pretiles que producen columnas cortas

8. MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES

8.1. Alcance

Esta sección se refiere al diseño y construcción de cimientos, muros de retención y otros elementos estructurales de mampostería del tipo conocido como de tercera, o sea, formado por piedras naturales sin labrar unidas por mortero.

8.2. Materiales

8.2.1. Piedras

Las piedras que se empleen en elementos estructurales deberán satisfacer los requisitos siguientes:

- Su resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación sea de 15 MPa (150 kg/cm²);
- Su resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación sea de 10 MPa (100 kg/cm²);
- La absorción máxima sea de 4 por ciento; y
- Su resistencia al intemperismo, medida como la máxima pérdida de peso después de cinco ciclos en solución saturada desulfato de sodio, sea de 10 por ciento.

Las propiedades anteriores se determinarán de acuerdo con los procedimientos indicados en la Norma Mexicana correspondiente.

Comentario:

En las NTC-DCEM de 1977 las características y métodos de ensayo requeridos de las piedras para mampostería fueron tomadas de las Especificaciones Generales de Construcción de la Secretaría de Obras Públicas de 1971 (capítulo CXVII); esta referencia se mantuvo hasta las NTC-DCEM del 2004 pero dicho documento era muy difícil de conseguir. En 2017 estaba lista una nueva norma mexicana que retomó las especificaciones y métodos de prueba de la referencia citada de los años

1970, así como de las normas de materiales para estructuras del Instituto Mexicano del Transporte, pero fue publicada hasta enero de 2018 por lo que no se incluyó su número en las NTC-DCEM y solo se menciona que es “la norma mexicana correspondiente”; por lo tanto, la referencia debe hacerse a la NMX-C-536-ONNCE-2017.

Las piedras no necesitarán ser labradas, pero se evitará, en lo posible, el empleo de piedras de formas redondeadas y de cantos rodados. Por lo menos, el 70 por ciento del volumen del elemento estará constituido por piedras con un peso mínimo de 300 N (30 kg), cada una.

8.2.2. Morteros

Los morteros que se empleen para mampostería de piedras naturales deberán ser al menos del tipo II (tabla 2.5.1), tal que la resistencia mínima en compresión sea de 7.5 MPa (75 kg/cm²).

La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCE.

8.3. Diseño

8.3.1. Esfuerzos resistentes de diseño

Los esfuerzos resistentes de diseño en compresión, f'_m , y en cortante, v'_m , multiplicados por el factor de reducción de la resistencia, F_R , se tomarán como sigue:

$$F_R f'_m = 2.0 \text{ MPa (20 kg/cm}^2\text{)}$$

$$F_R v'_m = 0.06 \text{ MPa (0.6 kg/cm}^2\text{)}$$

Comentario:

Debido a que en esta versión de las NTC ya no se admite mortero tipo III, no se incluyeron los valores de diseño para mortero de baja resistencia; no obstante, en casos de revisión de estructuras de piedra existentes con mortero de resistencia menor que 5 MPa (50 kg/cm²), pueden usarse los valores siguientes:

$$F_R f'_m = 1.5 \text{ MPa (15 kg/cm}^2\text{)} \quad F_R v'_m = 0.04 \text{ MPa (0.4 kg/cm}^2\text{)}$$

La decisión de expresar los esfuerzos resistentes ya multiplicados por los factores de reducción tiene por objeto presentar un formato de diseño por resistencia, aunque se está retomando el antiguo diseño por esfuerzos permisibles usado históricamente para este tipo de estructuras, contenido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1942 y 1966. Desde las primeras NTC-DCEM de 1977 se incluyeron estos los esfuerzos resistentes que “ya incluyen el factor de reducción, F_R ”. Sin embargo, existía un capítulo especial de diseño por valores admisibles con esfuerzos para la mampostería de piedra ligeramente menores.

8.3.2. Determinación de la resistencia

Se verificará que, en cada sección, la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente de diseño dada por la expresión:

$$P_R = F_R f'_m A_T \left(1 - \frac{2e}{t}\right)$$

Donde t es el espesor de la sección y e es la excentricidad con que actúa la carga que incluye los efectos de empujes laterales si existen. La expresión anterior es válida cuando la relación entre la altura y el espesor medio del elemento de mampostería no excede de cinco; cuando

dicha relación se encuentre entre cinco y diez, la resistencia se tomará igual al 80 por ciento de la calculada con la expresión anterior; cuando la relación exceda de diez deberán tomarse en cuenta explícitamente los efectos de esbeltez en la forma especificada para mampostería de piedras artificiales (inciso 3.2.2).

Comentario:

Para considerar los efectos de empujes laterales perpendiculares al muro puede calcularse una excentricidad equivalente al cociente del momento que se produce y la carga vertical:

$$e_{adicional} = M/P$$

La fuerza cortante actuante no excederá de la resistente obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente especificado en el inciso 8.3.1.

8.4. Cimientos

En cimientos de piedra braza la pendiente de las caras inclinadas (escarpio), medida desde la arista de la dala o muro, no será menor que 1.5 (vertical): 1 (horizontal) (figura 8.4.1).

En cimientos de mampostería de forma trapecial con un paramento vertical y el otro inclinado, tales como cimientos de lindero, deberá verificarse la estabilidad del cimienta a torsión.

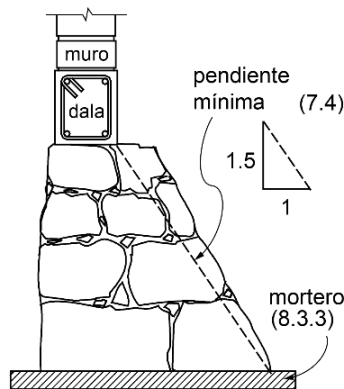


Figura 8.4.1 Cimiento de piedra

De no efectuarse esta verificación, deberán existir cimientos perpendiculares a separaciones no mayores que las señaladas en la tabla 8.4.1.

Comentario:

Se insta al diseñador a cumplir con el requisito geométrico para no requerir un análisis de los cimientos a torsión que puede resultar complejo. En caso de tener que realizar un análisis a torsión puede asumirse un modelo simplificado de un tramo, entre cimientos perpendiculares, considerados como apoyos. A dicho modelo se aplican las acciones excéntricas de las cargas lineales y del terreno. Se debe verificar que el esfuerzo cortante último, por fuerza cortante y torsión, no exceda el resistente. Se puede también modelar en tres dimensiones la retícula de todos los cimientos interactuando con la reacción excéntrica del terreno.

En la tabla 8.4.1, el claro máximo permisible se refiere a la distancia entre los ejes de los cimientos perpendiculares, menos el promedio de los anchos medios de éstos.

En todo cimiento deberán colocarse dalas de concreto reforzado, tanto sobre los cimientos sujetos a momento de volteo como sobre los perpendiculares a ellos. Los castillos deben empotrarse en los cimientos no menos de 400 mm (figura 3.1.1).

En el diseño se deberá considerar la pérdida de área debido al cruce de los cimientos. El requisito de considerar la pérdida de área de cimientos fue incluido para evitar el cálculo simple pero impreciso de la suma de la longitud de los cimientos por su ancho. Se recomienda hacer el dibujo en planta y estimar directamente el área de toda la cimentación.

Tabla 8.4.1 Separación máxima de cimientos perpendiculares a cimientos donde no se revise la estabilidad a torsión

Presión de contacto con el terreno, kPa (kg/m ²)	Claro máximo, m
menos de 20 (2000)	10.0
más de 20 (2000) hasta 25 (2500)	9.0
más de 25 (2500) hasta 30 (3000)	7.5
más de 30 (3000) hasta 40 (4000)	6.0
más de 40 (4000) hasta 50 (5000)	4.5

8.5. Muros de contención

En el diseño de muros de contención se tomará en cuenta la combinación más desfavorable de cargas laterales y verticales debidas a empuje de tierras, al peso propio del muro, a las demás cargas muertas que puedan obrar y a la carga viva que tienda a disminuir el factor de seguridad contra volteo o deslizamiento.

Los muros de contención se diseñarán con un sistema de drenaje adecuado. Además, se deberán cumplir las disposiciones del Capítulo 6 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Comentario:

En las NTC de Cimentaciones se especifica la revisión contra mecanismos de falla como el volteo y el deslizamiento del muro de contención como cuerpo rígido. Adicionalmente, se debe estimar en cada sección trasversal los elementos mecánicos y verificar la resistencia a carga axial y a fuerza cortante mediante la comparación con los esfuerzos resistentes dados en este capítulo.

9. CONSTRUCCIÓN

La construcción de las estructuras de mampostería cumplirá con lo especificado en el Título Séptimo del Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipios de Zacatecas y con lo indicado en este capítulo. El Director Responsable de Obra debe supervisar el cumplimiento de las disposiciones de este capítulo.

9.1. Planos de construcción

Adicionalmente a lo establecido en el Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipio de Zacatecas., los planos de construcción deberán señalar, al menos:

- El tipo, dimensiones exteriores e interiores (si aplica) y tolerancias, resistencia a compresión media

y de diseño, absorción, así como el peso volumétrico máximo y mínimo de la pieza. Si es aplicable, el nombre y marca de la pieza.

- b) El tipo de cementante a utilizar.
- c) Características y tamaño de los agregados.
- d) Proporcionamiento y resistencia a compresión media y de diseño del mortero para pegar piezas. El proporcionamiento deberá expresarse en volumen y así deberá indicarse en los planos. Se incluirá el porcentaje de retención, fluidez, revenimiento y el consumo de mortero.
- e) Procedimiento de mezclado y remezclado del mortero.
- f) Si aplica, proporcionamiento, resistencia a compresión y revenimiento de morteros y concretos de relleno. El proporcionamiento deberá expresarse en volumen. Si se usan aditivos, como superfluidificantes, se deberá señalar el tipo y su proporcionamiento.
- g) Tipo, diámetro y grado de las barras de acero de refuerzo.
- h) Resistencias a compresión y a compresión diagonal de diseño de la mampostería.
- i) El módulo de elasticidad y de cortante de diseño de la mampostería.
- j) Los detalles del refuerzo mediante figuras y/o notas, que incluyan colocación, anclaje, traslape, dobleces.
- k) Detalles de intersecciones entre muros y anclajes de elementos de fachada.
- l) Tolerancias de construcción.
- m) Si aplica, el tipo y frecuencia de muestreo de mortero y mampostería, como se indica en el inciso 10.2.2.

Comentario:

Es importante que todo proyecto de mampostería cuente con un plano de proyecto que contenga la información señalada. Dichos requerimientos y especificaciones los deberá cumplir el constructor. La memoria de cálculos no suele llegar a manos del constructor y en muchas ocasiones se extravía, de modo que es necesario contar con dicho plano.

9.2. Construcción de mampostería de piedras artificiales

9.2.1. Materiales

9.2.1.1. Piezas

Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en estas Normas son aplicables en muros contruidos con un mismotipo de pieza. Si se combinan tipos de pieza, de arcilla, concreto o piedras naturales, se deberá deducir el comportamiento delos muros a partir de ensayos a escala natural.

Se deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Condición de las piezas. Las piezas empleadas deberán estar limpias y sin rajaduras.
- b) Humedecimiento de las piezas. Todas las piezas de arcilla deberán saturarse al menos 2 h antes

de su colocación. Las piezas a base de cemento deberán estar secas al colocarse. Se aceptará un rociado leve de las superficies sobre las que se colocará el mortero.

c) Orientación de piezas huecas. Las piezas huecas se deberán colocar de modo que sus celdas y perforaciones sean ortogonales a la cara de apoyo (inciso 2.1.1.2).

d) Modulación de los bloques. Los bloques contarán con longitud modular de 400 mm, y altura modular de 200 mm, o mayores, en módulos de 100 mm, donde ambas dimensiones incluyen la junta de mortero.

9.2.1.2. Morteros

Deberán cumplir con lo siguiente:

a) Mezclado del mortero. Se acepta el mezclado en seco de los sólidos hasta alcanzar un color homogéneo de la mezcla, la cual sólo se podrá usar en un lapso de 24 h. Los materiales se mezclarán en un recipiente no absorbente, prefiriéndose un mezclado mecánico. El tiempo de mezclado, una vez que el agua se agrega, no debe ser menor que 4 min, ni del necesario para alcanzar 120 revoluciones. La consistencia del mortero se ajustará tratando de que alcance la mínima fluidez compatible con una fácil colocación.

b) Remezclado. Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole un poco de agua si es necesario. Sólo se aceptará un remezclado.

c) Los morteros a base de cemento portland ordinario deberán usarse dentro del lapso de 2.5 h a partir del mezclado inicial.

d) Revenimiento de morteros y concretos de relleno. Se deberán proporcionar de modo que alcancen el revenimiento señalado en los planos de construcción. Se deberán satisfacer los revenimientos y las tolerancias del inciso 2.5.4.

9.2.1.3. Concretos

Los concretos para el colado de elementos de refuerzo, internos o externos al muro, tendrán la cantidad de agua que asegure una consistencia líquida sin segregación de los materiales constituyentes. Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad. El tamaño máximo del agregado será de 10 mm.

9.2.2. Procedimientos de construcción

9.2.2.1. Juntas de mortero

Comentario:

El mortero en las juntas cubrirá totalmente las caras horizontales y verticales de la pieza. Su espesor, h_j , será el mínimo que permita una capa uniforme de mortero y la alineación de las piezas. Si se usan piezas de fabricación mecanizada, el espesor de las juntas horizontales no excederá de 12 mm si se coloca refuerzo horizontal en las juntas, ni de 10 mm sin refuerzo horizontal. Si se usan piezas de fabricación artesanal, el espesor de las juntas no excederá de 15 mm. El espesor mínimo será de 6 mm.

En piezas multiperforadas el mortero debe cubrir totalmente la cara horizontal y vertical de la pieza, verificando que el mortero penetre en las perforaciones de la cara superior por lo menos 1cm.

9.2.2.2. Aparejo

Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en estas Normas son aplicables sólo si las piezas se colocan en forma cuatrapeada (Figura 9.2.1); para otros tipos de aparejo, el comportamiento de los muros deberá deducirse de ensayos a escala natural.

9.2.2.3. Unión vertical de la mampostería con castillos externos

La unión vertical de la mampostería con los castillos externos deberá detallarse para transmitir las fuerzas de corte. Se aceptará que la mampostería se deje dentada o bien, que se coloquen conectores metálicos o refuerzo horizontal. El colado del castillo se hará una vez construido el muro o la parte de él que corresponda.

9.2.2.4. Mortero de relleno y concreto de relleno

Los huecos deberán estar libres de materiales extraños y de mortero de la junta. En castillos y huecos internos se colocará el mortero de relleno o concreto de relleno de manera que se obtenga un llenado completo de los huecos. Se admite la compactación del mortero y concreto, sin hacer vibrar excesivamente el refuerzo. El colado de elementos interiores verticales se efectuará en tramos no mayores que:

- 500 mm, si el área de la celda es de hasta 8000 mm²; o
- 1.5 m, si el área de la celda es mayor que 8000 mm².

Comentario:

Se recomienda retirar el exceso de mortero de junteo en los huecos de las piezas en donde se colocará el mortero o concreto de relleno, hilada por hilada.

Si por razones constructivas se interrumpiera la construcción del muro en ese día, el concreto o mortero de relleno deberá alcanzar hasta la mitad de la altura de la pieza de la última hilada (Figura 9.2.1).

En muros con piezas huecas y multiperforadas sólo se rellenarán las celdas de las primeras (Figura 9.2.1) y los huecos de las piezas multiperforadas, deberán rellenarse de acuerdo con el inciso 10.1.2.m

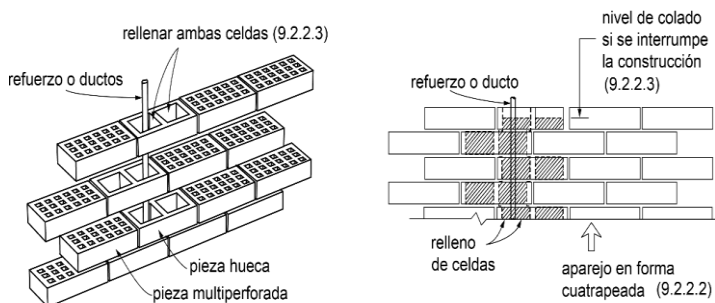


Figura 9.2.1 Relleno de piezas

9.2.2.5. Refuerzo

Comentario:

El refuerzo se colocará de manera que se asegure que se mantenga fijo durante el colado. El recubrimiento, separación y traslapes mínimos, así

como el refuerzo horizontal colocado en las juntas, serán los que se especifican en la sección 3.3. No se admitirá traslape de barras de refuerzo colocadas en juntas horizontales, ni traslape de mallas de alambre soldado en una sección vertical del muro, ni de refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente en la altura calculada de la articulación plástica por flexión.

No se permite doblar el refuerzo una vez iniciada la colocación del mortero o concreto.

Para no doblar el refuerzo vertical en los muros reforzados interiormente, se debe prever la solución constructiva desde el proyecto, para insertar las piezas en dicho refuerzo, ya sea por medio de traslapes intermedios o por el uso de piezas huecas con paredes cortadas.

9.2.2.6. Tuberías y ductos

El Director Responsable de Obra o en su caso el Corresponsable en Instalaciones deberá verificar que las instalaciones hidráulicas, sanitarias y eléctricas no interfieren con las dalas ni los castillos, ya sean internos o externos, o en su caso, con el refuerzo interior en los muros.

Para garantizar el cumplimiento del inciso 9.2.2.8, en el caso de muros confinados construidos con piezas multiperforadas se deberá indicar en los planos estructurales la localización de piezas “doble hueco” para alojar tuberías y/o ductos.

No se permite colocar tuberías y ductos en castillos que tengan función estructural, sean externos o internos, o en celdas reforzadas verticalmente como las dispuestas en los Capítulos 5 y 6, respectivamente.

Comentario:

La inclusión de ductos en castillos reduce significativamente el área de la sección y dificulta el colado de los castillos. Lo anterior se traduce en un deterioro del confinamiento de los muros.

Las instalaciones eléctricas e hidrosanitarias se deberán colocar sin dañar los muros, de modo que la resistencia a flexocompresión y cortante se preserve.

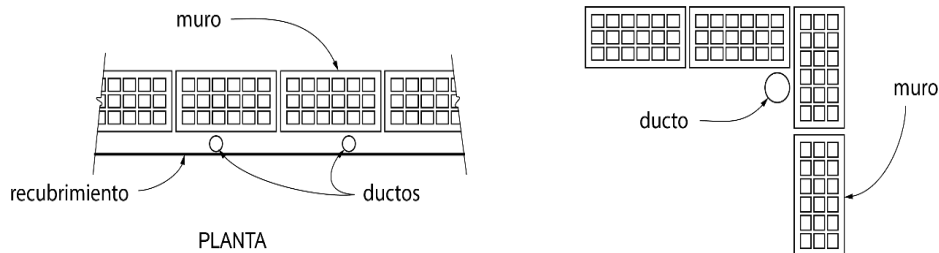


Figura 9.2.2 Ejemplos de ductos fuera del muro

Las instalaciones hidrosanitarias y eléctricas dentro del muro, deberán satisfacer los incisos 9.2.2.7, 9.2.2.8 y 9.2.2.9. Si no pueden satisfacerse estos incisos, las instalaciones se deberán colocar fuera del muro o en un muro adosado que no tendrá fines estructurales (Figura 9.2.2).

Comentario:

Es muy importante que las instalaciones, tanto eléctricas como hidrosanitarias, no reduzcan la resistencia y capacidad de deformación de los muros supuesta en el diseño. Para evitarlo, en el diseño, deberá contemplarse la ubicación de instalaciones tales como cisternas, tanques de almacenamiento de agua, cárcamos de bombeo, subestaciones eléctricas, así como la trayectoria de todos los ductos. Debe hacerse una conciliación plena entre los distintos proyectos: arquitectónico, estructural, eléctrico, hidrosanitario, etc.

No es adecuado que el proyecto estructural se desarrolle independientemente del de instalaciones, lo que normalmente se hace, y que posteriormente las trayectorias de las tuberías sean resueltas en obra, sin ninguna planeación, haciendo indiscriminadamente ranuras en los muros. Este problema se ilustra en la Figura C9.1:

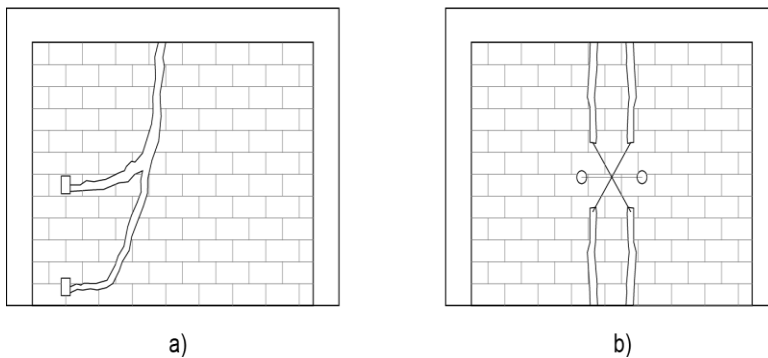


Figura C 9.1 Ranuras inapropiadas en muros. a) Instalación de ductos eléctricos en habitaciones e b) hidrosanitarias en baños.

Otro problema importante es la instalación de cajas grandes para la concentración de las instalaciones eléctricas, empotradas en los muros, que no fueron consideradas en el diseño. Esto ocurre generalmente en algunos muros de los niveles inferiores, por ejemplo, en planta baja (Figura C9.2).

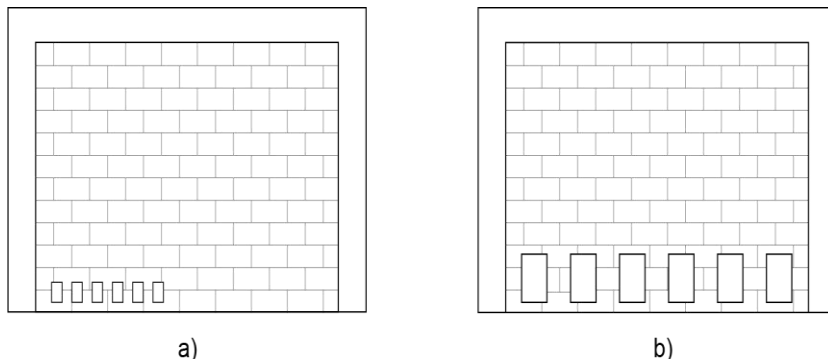


Figura C 9.2 Cajas para instalaciones eléctricas: a) cajas de contactos, b) cajas de concentraciones eléctricas.

El hecho de hacer ranuras o perforar los muros de mampostería para alojar ductos o cajas eléctricas puede abatir su resistencia y rigidez, lo que, a su vez, puede producir efectos de torsión y el incremento del periodo de la estructura. El incremento del periodo puede aumentar las acciones sísmicas, ya que las estructuras tienen usualmente un periodo corto que se encuentra en la rama ascendente del espectro de respuesta.

En ninguna circunstancia se podrán colocar tubos, para la conducción de aguas pluviales o sanitarias, de diámetros considerables, por ejemplo, de tres cuartas partes del espesor del muro o mayores, interrumpiendo el muro por medio de castillos, a menos que este considerado en el proyecto estructural. De no haber sido considerado, este procedimiento altera, de manera importante, la resistencia y rigidez del muro y por ende de la estructura. Este problema se repite frecuentemente en todos los muros coincidentes de los niveles inferiores dado que el tubo debe llegar al drenaje.

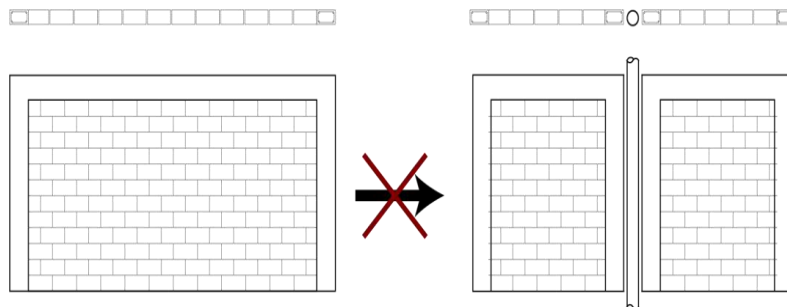


Figura C 9.3 División de muros en obra para acomodar tubería, no considerada en el proyecto estructural.

Los ductos pueden adosarse al muro colocándoles un recubrimiento, por ejemplo, en cocinas, o bien para ductos de drenaje de aguas pluviales o negras (Figura 9.2.2)

Una posible solución es generar ductos explícitos para este objetivo o colocarlos en una esquina (Figura 9.2.2).

9.2.2.7. Tuberías y ductos en piezas macizas (sin huecos)

Se permitirá ranurar el muro para alojar tuberías o ductos siempre que:

a) La profundidad de la ranura no exceda de la cuarta parte del espesor de la mampostería del muro ($t/4$) (Figura 9.2.3);

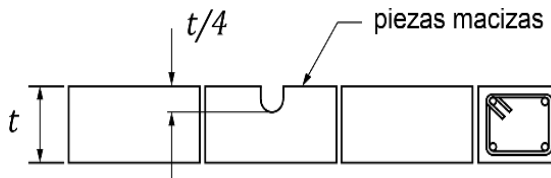


Figura 9.2.3 Profundidad de ranuras

- b) El recorrido sea vertical;
- c) El recorrido no sea mayor que la mitad de la altura libre del muro ($H/2$);
- d) La ranura se separe del castillo por lo menos 500 mm (figura 9.2.4); y
- e) Las aberturas realizadas en muros para alojar instalaciones eléctricas deberán cumplir con lo especificado en el inciso 5.1.3.

Comentario

Esta especificación tiene como objetivo el no disminuir la capacidad ni la rigidez del muro. Se hace notar que cuando las piezas son de arena cemento y estas son muy resistentes ($f_p > 100 \text{ kg/cm}^2$) es difícil hacer la ranura sin que se genere el despostillamiento de la pieza, por lo que se recomienda se haga una prueba previamente.

Es recomendable rellenar el espacio entre el ducto y la pieza con mortero de alta resistencia o mortero de alta resistencia de baja contracción ('grout') y colocar una malla para reforzar la superficie del muro, recibir el aplanado y evitar que aparezcan fisuras. En caso de que se requieran varios ductos se pueden sustituir las piezas macizas por piezas doble hueco con resistencia similar y de material igual, barro o arena cemento, para alojar los ductos de instalaciones, cuyo diámetro no deberá exceder de $\frac{1}{4}$ del ancho de la celda (9.2.2.8). En las piezas doble hueco donde se coloquen instalaciones, los espacios entre tubo y pieza deberán ser rellenadas con mortero. Este relleno tiene la finalidad de igualar, en lo posible, la capacidad de la pieza hueca con la de una pieza maciza (Figura 9.2.1). Se ha observado experimentalmente que el incremento en la resistencia y rigidez de piezas huecas rellenas de mortero se asemejan a los muros con piezas macizas del mismo material.

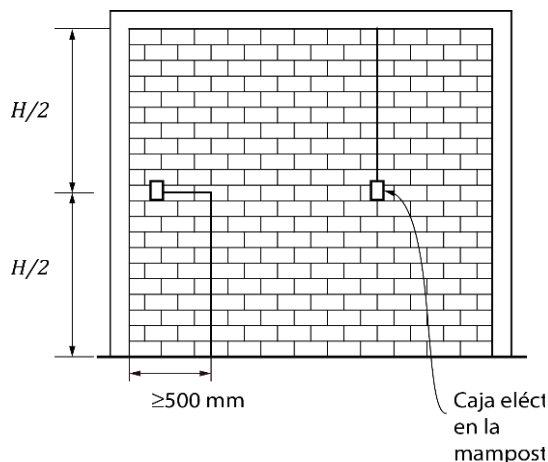


Figura 9.2.4 Ranuras en muros

9.2.2.8. Tuberías y ductos en piezas multiperforadas

No se permite ranurar el muro para alojar ductos o tuberías. Estos se deberán instalar en el interior de celdas de piezas huecas rellenas de mortero o concreto.

El diámetro del ducto no deberá ser mayor que una cuarta parte del ancho de la celda de la pieza.

Comentario:

En piezas multiperforadas, ya sean de arcilla (barro) o de concreto (arenacemento), no se permite hacer ranuras debido a que se altera el comportamiento mecánico de las piezas. Para alojar las instalaciones en muros de piezas multiperforadas se deberán utilizar piezas doble hueco y rellenar, el espacio entre el ducto y la pieza, con mortero. La limitación en el diámetro de la tubería y posterior relleno de mortero tiene la finalidad de garantizar que no se deteriore la resistencia del muro.

9.2.2.9. Tuberías en muros reforzados interiormente

En muros con piezas huecas no se podrán alojar tubos o ductos en celdas con refuerzo. Las celdas con tubos y ductos deberán ser rellenas con concreto o mortero de relleno (inciso 2.5.4).

9.2.2.10. Construcción de muros

En la construcción de muros, además de los requisitos de las secciones anteriores, se cumplirán los siguientes:

a) La dimensión de la sección transversal de un muro que cumpla alguna función estructural o que sea de fachada no será menor que 100 mm, en estructuras del Tipo I, ni que 120 mm en estructuras del Tipo II.

b) Todos los muros que se toquen o crucen deberán anclarse o ligarse entre sí (incisos 5.1.1, 6.1.2.2 y 6.1.5), salvo que se tomen precauciones que garanticen su estabilidad y buen funcionamiento.

- c) Las superficies de las juntas de construcción deberán estar limpias y rugosas. Se deberán humedecer en caso de usar piezas de arcilla.
- d) Los muros de fachada que reciban recubrimiento de materiales pétreos naturales o artificiales deberán llevar elementos suficientes de liga y anclaje para soportar dichos recubrimientos.
- e) Durante la construcción de todo muro se tomarán las precauciones necesarias para garantizar su estabilidad en el proceso de la obra, tomando en cuenta posibles empujes horizontales, incluso viento y sismo.
- f) En muros reforzados con mallas de alambre soldado y recubrimiento de mortero, la superficie deberá estar saturada y libre de materiales que afecten la adherencia del mortero.

9.2.2.11. Tolerancias

- a) En ningún punto, el eje de un muro que tenga función estructural distará más de 20 mm del indicado en los planos.
- b) El desplomo de un muro no será mayor que 0.004 veces su altura ni 15 mm.

9.2.2.12. Muros no estructurales

Los muros divisorios no estructurales deberán indicarse en planos y detallarse de modo de garantizar su estabilidad lateral y que no contribuyan a la rigidez lateral ni a resistir fuerzas verticales o laterales (Figura 7.2.1).

9.2.2.13. Acabados de muros

En los pasillos y escaleras que formen parte de la ruta de evacuación por emergencia de una edificación, la fijación de los acabados deberá detallarse y construirse para evitar su desprendimiento y el bloqueo de la circulación.

9.3. Construcción de mampostería de piedras naturales

9.3.1. Piedras

Las piedras que se emplean deberán estar limpias y sin rajaduras. No se emplearán piedras que presentan forma de laja. Las piedras se mojarán antes de usarlas.

9.3.2. Mortero

El mortero se elaborará con la cantidad de agua mínima necesaria para obtener una pasta manejable. Para el mezclado y remezclado se respetarán los requisitos del inciso 9.2.1.2.

9.3.3. Procedimiento constructivo

La mampostería se desplantará sobre una plantilla de mortero o concreto que permita obtener una superficie plana. En las primeras hiladas se colocarán las piedras de mayores dimensiones y las mejores caras de las piedras se aprovecharán para los paramentos. Cuando las piedras sean de origen sedimentario se colocarán de manera que los lechos de estratificación queden normales a la dirección de las compresiones. Las piedras deberán humedecerse antes de colocarlas y se acomodarán de manera de llenar lo mejor posible el hueco formado por las otras piedras. Los vacíos se rellenarán completamente con piedra chica y mortero. Deberán usarse piedras a tizón (que cubran el espesor del muro), que ocuparán por lo menos una quinta parte del área del paramento y estarán distribuidas en forma regular. No deberán existir planos

definidos de falla transversales al elemento. Se respetarán, además los requisitos del inciso 9.2.2.10 que sean aplicables.

9.4. Construcción de cimentaciones

Las cimentaciones se ejecutarán según lo especificado en el Capítulo 7 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Si la cimentación es de concreto, se cumplirá con lo indicado en el Capítulo 7 de las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Si la cimentación es de mampostería de piedras naturales se seguirá lo señalado en el inciso 9.3.3 de estas Normas.

10. INSPECCIÓN Y CONTROL DE OBRA

10.1. Inspección

El Director Responsable de Obra deberá supervisar el cumplimiento de las disposiciones constructivas señaladas en este Capítulo.

10.1.1. Antes de la construcción de muros de mampostería

Se deberá verificar que la cimentación se haya construido con las tolerancias señaladas en las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, si la cimentación es de concreto, y con las especificaciones de la sección 8.4 de estas Normas, si la cimentación es de mampostería.

Se revisará que el refuerzo longitudinal de castillos, o el vertical de muros, esté anclado y en la posición señalada en los planos estructurales. Se hará énfasis en que se cumpla con los incisos 3.3.6 y 3.3.7.

10.1.2. Durante la construcción

En especial, se revisará que:

- a) Las piezas sean del tipo y tengan la calidad especificados en los planos de construcción.
- b) Las piezas de arcilla estén sumergidas en agua al menos 2 h antes de su colocación.
- c) Las piezas de concreto estén secas y que se rocíen con agua justo antes de su colocación.
- d) Las piezas estén libres de polvo, grasa, aceite o cualquier otra sustancia o elemento que reduzca la adherencia o dificulte su colocación.
- e) Las barras de refuerzo sean del tipo, diámetro y grado indicado en los planos de construcción.
- f) El aparejo sea cuatrapeado.
- g) Los bordes verticales de muros confinados con castillos externos estén dentados o que cuenten con conectores o refuerzo horizontal.
- h) El refuerzo longitudinal de castillos o el interior del muro esté libre de polvo, grasa o cualquier otra sustancia que afecte la adherencia, y que su posición de diseño esté asegurada durante el colado.
- i) El refuerzo horizontal sea continuo en el muro, sin traslapes, y anclado en los extremos con ganchos a 90 grados colocados en el plano del muro.
- j) El mortero no se fabrique en contacto con el suelo o sin control de la dosificación.

- k) El relleno de los huecos verticales en piezas huecas de hasta cuatro celdas se realice a la altura máxima especificada en los planos.
- l) Las juntas verticales y horizontales estén totalmente rellenas de mortero.
- m) Si se usan tabiques multiperforados, que el mortero penetre en las perforaciones la distancia indicada en los planos, pero no menos de 10 mm.
- n) El espesor de las juntas no exceda el valor indicado en los planos de construcción.
- o) El desplomo del muro no exceda 0.004H ni 15 mm.
- p) En castillos internos, el concreto o mortero de relleno haya penetrado completamente, sin dejar huecos.
- q) En muros hechos con tabique multiperforado y piezas huecas (estas últimas para alojar instalaciones o castillos internos), la pieza hueca esté llena con concreto o mortero de relleno.
- r) En muros reforzados con malla soldada de alambre, los conectores de anclaje estén firmemente instalados en la mampostería y concreto, con la separación señalada en los planos de construcción.
- s) Los muros transversales de carga que lleguen a tope estén conectados con el muro ortogonal.
- t) Las aberturas en muros, si así lo señalan los planos, estén reforzadas o confinadas en sus bordes.
- u) Los pretilos cuenten con castillos y dalas o refuerzo interior.

10.2. Control de obra

10.2.1. Alcance

Las disposiciones de control de obra son aplicables a cada edificación y a cada empresa constructora que participe en la obra. No será necesario aplicar estas disposiciones en estructuras Tipo I.

10.2.2. Muestreo y ensayes

10.2.2.1. Mortero para pegar piezas

Se tomarán como mínimo seis muestras por cada lote de 3000 m² o fracción de muro construido. En casos de edificios que no formen parte de conjuntos, al menos dos muestras serán de la planta baja en edificaciones de hasta tres niveles, y de la planta baja y primer entpiso en edificios de más niveles.

Las muestras se tomarán durante la construcción del lote indicado. Cada muestra estará compuesta de tres probetas cúbicas. La elaboración, curado, ensaye y determinación de la resistencia de las probetas se hará según lo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE. Las muestras se ensayarán a los 28 días. Los ensayes se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

Comentario:

Dado que un lote de 3000 m² equivale aproximadamente a 100 m³ de mortero para el junteo tabiques, siendo esta una cantidad considerable de mortero, se recomienda considerar como fracción de muro construido las

cantidades de mortero que establece la norma NMX-C-486- ONNCCE que es una muestra por cada revoltura en donde se usen 500 kg de cementantes para mortero hecho en obra, 7 m³ de mortero si es premezclado o 20 Ton de mortero si es predosificado seco.

10.2.2.2. Mortero de relleno y concreto de relleno

Se tomarán como mínimo tres muestras por cada lote de 3000 m² o fracción de muro construido. En casos de edificios que no formen parte de conjuntos, al menos una muestra será de la planta baja en edificaciones de hasta tres niveles, y de la planta baja y primer entrepiso en edificios de más niveles.

Comentario:

Siendo que un lote 3000 m² implica una cantidad considerable de mortero de relleno, se recomienda considerar como fracción de muro construido las cantidades de mortero que establece la norma NMX-C-486-ONNCCE que es una muestra por cada revoltura en donde se usen 500 kg de cementantes para mortero hecho en obra, 7 m³ de mortero si es premezclado o 20 Ton de mortero si es predosificado seco.

Para el control de la resistencia del mortero en obra, se utilizará la resistencia media conforme a lo indicado en las normas NMX-C-486-ONNCCE.

Para el control en obra de las propiedades del mortero en estado fresco tales como porcentaje de retención de agua, fluidez y yrevenimiento se aplicará lo indicado en las normas NMX-C-486-ONNCCE.

Las muestras se tomarán durante la construcción del lote indicado. Cada muestra estará compuesta de tres probetas cúbicas en el caso de morteros, y de tres cilindros en el caso de concretos de relleno. La elaboración, curado, ensaye y determinación de la resistencia de las probetas de mortero se hará según lo especificado en la norma NMX-C-061- ONNCCE. La elaboración, curado y ensaye de cilindros de concreto de relleno se hará de acuerdo con las normas NMX-C-

159 y NMX-C-083-ONNCCE. Las muestras se ensayarán a los 28 días. Los ensayes se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

10.2.2.3. Mampostería

Se tomarán como mínimo tres muestras por cada lote de 3000 m² o fracción de muro construido con cada tipo de pieza. En casos de edificios que no formen parte de conjuntos, al menos una muestra será de la planta baja en edificios de hasta tres niveles, y de la planta baja y primer entrepiso si el edificio tiene más niveles. Las muestras se tomarán durante la construcción del lote indicado. Las probetas se elaborarán con los materiales, mortero y piezas, usados en la construcción del lote. Cada muestra estará compuesta por una pila y un murete. Se aceptará elaborar las probetas en laboratorio usando las piezas, la mezcla en seco del mortero y la cantidad de agua empleada en la construcción del lote. La elaboración, curado, transporte, ensaye y determinación de las resistencias de las probetas se hará según lo indicado en las normas NMX-C-464- ONNCCE. Las muestras se ensayarán a los 28 días. Los ensayes se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

10.2.2.4. Penetración del mortero en piezas multiperforadas

Se aceptará la aplicación de cualquiera de los procedimientos siguientes:

- a) Penetración del mortero. Se determinará la penetración del mortero retirando una pieza

multiperforada en un muro de planta baja si el edificio tiene hasta tres niveles, o de planta baja y primer entrepiso si el edificio tiene más niveles.

b) Consumo de mortero. Se controlará el consumo de mortero que penetra en las perforaciones de las piezas, adicional al colocado en las juntas horizontal y vertical, en todos los muros de planta baja, si el edificio tiene hasta tres niveles, o de planta baja y primer entrepiso si el edificio tiene más niveles.

10.2.3. Criterio de aceptación

10.2.3.1. De morteros y mampostería

El criterio de aceptación se basa en que la resistencia de diseño, especificada en los planos de construcción, sea alcanzada por lo menos por el 98 por ciento de las probetas. Es decir, se deberá cumplir que

$$z' = \frac{\bar{z}}{1-2.5c_z}$$

Donde:

z' resistencia de diseño de interés (f'_j del mortero o del mortero o concreto de relleno, y v'_m de la mampostería);
 \bar{z} resistencias medias de las muestras obtenidas según el inciso 10.2.2; y
 c_z coeficiente de variación de la resistencia de interés de las muestras, que en ningún caso será menor que 0.20 para la resistencia a compresión de los morteros o de los concretos de relleno y que lo indicado en las secciones 2.8.1.1 y 2.8.2.1 para pilas y muretes, respectivamente.

10.2.3.2. De la penetración del mortero en piezas multiperforadas

Si se opta por el apartado 10.2.2.4.a, la penetración media del mortero, tanto en la junta superior como en la inferior de la pieza, será de 10 mm, a menos que los planos de construcción especifiquen otros valores mínimos.

Se aceptará si, aplicando el inciso 10.2.2.4.b, el consumo de mortero varía entre 0.8 y 1.2 veces el consumo indicado en los planos de construcción.

10.3. Inspección y control de obra de edificaciones en rehabilitación

Se debe cumplir con lo señalado en las secciones 10.1 y 10.2. Adicionalmente, será necesario respaldar con muestreo y pruebas de laboratorio las características de los materiales utilizados en la rehabilitación, incluyendo las de aquellos productos comerciales que las especifiquen al momento de su compra.

Se deberá verificar la correcta aplicación de las soluciones de proyecto, así como la capacidad, sea resistente o dedeformación, de elementos o componentes, tales como los conectores.

La medición de las características dinámicas de una estructura proporciona información útil para juzgar la efectividad de la rehabilitación, cuando ésta incluye refuerzo, adición o retiro de elementos estructurales.

11. EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN

Comentario:

Los métodos, sistemas, procesos requeridos en este capítulo de las Normas se discuten con más detalle en el capítulo 10 en SMIE (2019).

11.1. Evaluación

11.1.1. Necesidad de evaluación

Se deberá evaluar la seguridad estructural de una edificación cuando se tengan indicios de que ha sufrido algún daño, presente problemas de servicio o de durabilidad, vaya a sufrir alguna modificación, cambie su uso, o bien, cuando se requiera verificar el cumplimiento del nivel de seguridad establecido en el Título Tercero del Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipio de Zacatecas..

Comentario:

El término evaluación se define como la revisión e investigación técnica de la configuración de la estructura existente, tipos de elementos y materiales de construcción, condición y deficiencias, así como cualquier característica relevante al análisis y diseño estructural. Es indispensable incluir en la evaluación los elementos construidos con otros materiales distintos de la mampostería (SMIE, 2019).

11.1.2. Proceso de evaluación

El proceso de evaluación deberá incluir:

- a) Investigación y documentación de la estructura, incluyendo daños causados por sismos u otras acciones.
- b) Si es aplicable, clasificación del daño en cada elemento de la edificación (estructural y no estructural) según su severidad y modo de comportamiento.
- c) Si aplica, estudio de los efectos del daño en los elementos estructurales en el desempeño futuro de la edificación.
- d) Determinación de la necesidad de rehabilitar.

Comentario:

Para que una rehabilitación sea exitosa, es fundamental entender el comportamiento probable de la estructura bajo evaluación. Ello implica tener la mayor y mejor cantidad de información posible, entender el daño y su impacto en la estructura en general, además de conocer las nuevas condiciones de acciones y cargas para las que se debe revisar la seguridad estructural.

11.1.3. Investigación y documentación de la edificación y de las acciones que la dañaron

11.1.3.1. Información básica

Se deberá recolectar información básica de la edificación y de las acciones que la dañaron; en particular se deberá:

- a) Recopilar memorias, especificaciones, planos arquitectónicos y estructurales, así como informes y dictámenes disponibles.
- b) Inspeccionar la edificación, así como reconocer su edad y calidad de la construcción.

- c) Estudiar el reglamento y normas de construcción en vigor a la fecha de diseño y construcción de la estructura.
- d) Determinar las propiedades de los materiales y del suelo.
- e) Definir el alcance y magnitud de los daños.
- f) Tener entrevistas con los propietarios, ocupantes, así como con los constructores y diseñadores originales.
- g) Obtener información sobre las acciones que originaron el daño, tal como su magnitud, duración, dirección, espectros de respuesta u otros aspectos relevantes.

Al menos, se debe realizar una inspección en sitio con el fin de identificar el sistema estructural, su configuración y condición. Si es necesario, se deben retirar los recubrimientos y demás elementos que obstruyan la revisión visual.

Comentario:

Con objeto de alcanzar un nivel de confianza adecuado sobre las condiciones del edificio y su probable comportamiento, es crucial recabar toda la documentación e información disponible sobre su diseño, construcción, conservación, modificaciones, rehabilitaciones, entre otros. El nivel de detalle de la información recabada es determinante para definir el esfuerzo necesario para entender el comportamiento del edificio existente.

11.1.3.2. Determinación de las propiedades de los materiales

La determinación de las propiedades de los materiales podrá efectuarse mediante procedimientos no destructivos o destructivos, siempre que por estos últimos no se deteriore la capacidad de los elementos estructurales. En caso de que se tengan daños en la cimentación o modificaciones en la estructura que incidan en ella, será necesario verificar las características del subsuelo mediante un estudio geotécnico.

Comentario:

En caso de elementos de concreto, es deseable obtener corazones. En Mendoza (1991) se recomiendan el nivel de muestreo y número mínimo de pruebas. En el caso de mampostería, las propiedades pueden obtenerse de folletos de los fabricantes y/o de las normas en vigor. De no poderse suponer con un nivel de confianza adecuado, se recomienda obtenerlas de pilas y muretes de los muros de la edificación. La confiabilidad de estas pruebas depende de la calidad del procedimiento de obtención de las probetas. Las técnicas de evaluación y ensayos en el sitio de estructuras de mampostería se pueden consultar en SMIE (2019).

11.1.4. Clasificación del daño en los elementos de la edificación

11.1.4.1. Modo de comportamiento

Atendiendo al modo de comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales, se deberá clasificar el tipo y magnitud de daño. El modo de comportamiento se define por el tipo de daño predominante en el elemento. El modo de comportamiento dependerá de la resistencia relativa del elemento a los distintos elementos mecánicos que actúen en él.

Comentario:

La filosofía de diseño del Reglamento y de sus Normas se basa en que las estructuras exhiban, predominantemente, modos de comportamiento dúctil (como flexión, por ejemplo). Ello implica que los modos de comportamiento frágil no se presenten antes que ocurran los dúctiles, o bien que estén acotados mediante requisitos estrictos de resistencia y capacidad de desplazamiento. En el caso de las estructuras de mampostería, las modalidades de mampostería tienden a desarrollar comportamientos caracterizados por agrietamientos inclinados en los que controla la fuerza cortante. Para la evaluación estructural, y la eventual rehabilitación, es importante conocer los modos de comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales, de modo de definir la jerarquía de intervención dando prioridad a desarrollar modos dúctiles. El impacto del daño se debiera considerar en términos de las capacidades de resistencia, deformación y rigidez.

11.1.4.2. Magnitud de daño

La magnitud o severidad del daño en elementos estructurales se podrá clasificar en cinco niveles:

- a) Insignificante, que no afecta de manera relevante la capacidad estructural (resistente y de deformación). La reparación será de tipo superficial.
- b) Ligero, cuando afecta ligeramente la capacidad estructural. Se requieren medidas de reparación sencillas para la mayor parte de elementos y de modos de comportamiento.
- c) Moderado, cuando afecta medianamente la capacidad estructural. La rehabilitación de los elementos dañados depende del tipo de elemento y modo de comportamiento.
- d) Severo, cuando el daño afecta significativamente la capacidad estructural. La rehabilitación implica una intervención amplia, con reemplazo o refuerzo de algunos elementos.
- e) Muy grave, cuando el daño ha deteriorado a la estructura al punto que su desempeño no es confiable. Abarca el colapso total o parcial. La rehabilitación involucra el reemplazo o refuerzo de la mayoría de los elementos, o incluso la demolición total o parcial.

Comentario:

Las Normas han adoptado cinco niveles para clasificar la magnitud del daño. Este número permite distinguir con más detalle los daños cercanos al entorno de los daños intermedios (o moderados). Es recomendable aplicar esta clasificación en la evaluación post-sísmica de edificios.

11.1.5. Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación

11.1.5.1. Impacto del daño

Se deberá evaluar el efecto de grietas u otros signos de daño en el desempeño futuro de una edificación, en función de los posibles modos de comportamiento de los elementos dañados, sean estructurales o no estructurales.

Comentario:

La filosofía de diseño de muros de mampostería se basa en eliminar grietas, o bien en limitar su anchura a valores tolerables. No existe una clasificación universal y absoluta de anchura de grietas que pueda considerarse peligrosa, ya que depende de la función de la estructura, el

tipo de acción y la forma de grieta y el tipo de mampostería, entre otros. En SMIE (2019) se recomiendan métodos para medir la anchura y monitorear las grietas.

11.1.5.2. Edificación sin daño estructural

Si la edificación no presenta daño estructural alguno, se deberán estudiar los diferentes modos posibles de comportamiento de los elementos, y su efecto en el desempeño futuro de la edificación.

11.1.5.3. Capacidad remanente

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación será necesario determinar la capacidad remanente en cada elemento para cada modo de comportamiento posible o predominante. Dicha capacidad estará definida por el nivel de acciones con el cual el elemento, de la estructura o cimentación, alcanza un primer estado límite de falla o de servicio, dependiendo del tipo de revisión que se lleve a cabo.

Comentario:

La capacidad remanente es un indicador útil para definir la jerarquía de modos de comportamiento de una estructura, así como para establecer la necesidad, o no, de rehabilitarla. Esta capacidad (de resistencia, deformación y rigidez) disminuye con el daño en el elemento y en la estructura en general. Igualmente decae más rápido si el modo de comportamiento es frágil, como el controlado por cortante. Se puede suponer que una estructura de mampostería con daño nulo a moderado mantiene la resistencia de la mampostería y que su rigidez inicial es de dos terceras partes de la rigidez de la estructura original. Para daños severos o muy graves, se puede usar una contribución de la resistencia del 80% de la original, y una rigidez de un tercio de la original.

11.1.5.4. Cálculo de la capacidad estructural

Para obtener la capacidad estructural se podrán usar los métodos de análisis elástico convencional, así como los requisitos y ecuaciones aplicables de estas Normas o de otras Normas Técnicas Municipales. Cuando en la inspección en sitio nose observe daño estructural alguno, se puede suponer que la capacidad original del elemento estructural está intacta. En edificaciones con daños estructurales, deberá considerarse la participación de los elementos dañados, afectando su capacidad individual según el tipo y nivel de daño. En edificaciones inclinadas deberá incluirse el efecto del desplomo en el análisis.

Comentario:

La capacidad de una estructura depende de varios factores como son la idoneidad del diseño, calidad de construcción, grado de conservación y mantenimiento, tipo y magnitud de daño, principalmente. Es deseable que el diseñador estructural tome en cuenta cómo afectan estos factores a fin de determinar la conveniencia de rehabilitar.

11.1.5.5. Consideraciones para evaluar la seguridad estructural

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación se deberán considerar, entre otros, su deformabilidad, los defectos e irregularidades en la estructuración y cimentación, el riesgo inherente a su ubicación, la interacción con las estructuras vecinas, la calidad del mantenimiento y el uso al que se destine.

Comentario:

Se recomienda prestar atención a los cambios de rigidez que pueda sufrir la estructura, ya que de ellos depende la distribución de elementos mecánicos obtenidos de análisis elásticas. Es de especial importancia el cálculo del periodo fundamental de vibración en el diseño sísmico. Si la incertidumbre asociada al cálculo de este parámetro es alta, es conveniente obtener el intervalo de periodos más probable y analizar la estructura para los extremos. Asimismo, en el análisis se debiera considerar cualquier modificación en las capacidades de deformación y disipación de energía que haya sufrido la estructura por daño, o que pueda experimentar por la rehabilitación, para seleccionar el factor de comportamiento sísmico y/o el factor de sobrerresistencia, o bien a partir de ensayos de laboratorio disponibles de sistemas estructurales completos.

El logro de un desempeño adecuado depende de la edificación en sí, así como de su ubicación e interacción con edificios vecinos. Se recomienda recabar información sobre estas condiciones con el fin de determinar el impacto en la edificación bajo evaluación. Ejemplos de ello son edificios vecinos con escasa separación con el edificio en estudio, hundimientos de edificios vecinos y edificios contiguos o próximos muy altos.

11.1.6. Determinación de la necesidad de rehabilitación**11.1.6.1. Daño ligero**

Si como resultado del proceso de evaluación de la seguridad estructural se concluye que cumple con la normativa vigente y sólo presentan daños estructurales insignificantes o ligeros, deberá hacerse un proyecto de rehabilitación que considere la restauración o reparación de dichos elementos.

11.1.6.2. Daño mayor

Si se concluye que no cumple con el Reglamento, se presentan daños estructurales moderados o de mayor nivel, o se detectan situaciones que pongan en peligro la estabilidad de la estructura, deberá elaborarse un proyecto de rehabilitación que considere, no sólo la reparación de los elementos dañados, sino la modificación de la capacidad (resistencia, rigidez y/o capacidad de deformación) de toda la estructura. La evaluación podrá igualmente recomendar la demolición total o parcial de la estructura.

Comentario:

La comparación de la resistencia de entrepiso con el cortante actuante proporciona una buena idea sobre la calidad del desempeño de la estructura. La densidad de muros es otro parámetro útil para tener una evaluación global rápida. Una vez que, de la evaluación, se ha concluido que es necesario rehabilitar, la decisión se centra en minimizar la intervención, asegurar que se pueda construir y optimizar los costos globales (SMIE, 2019). La intervención debiera considerar, entre otros aspectos: costos, tanto iniciales como a largo plazo; durabilidad de los elementos originales, de los nuevos y de la interacción entre ellos; mano de obra y equipos disponibles; necesidad, o no, de mantener ocupado el edificio mientras se realizan los trabajos de rehabilitación; estética; conservación del carácter histórico; y duración de la construcción. En términos generales, se recomienda que la rehabilitación disminuya o elimine irregularidades de rigidez o resistencias, minimice modificaciones de rigideces locales, y proteja elementos no estructurales vulnerables a desplazamientos o velocidades.

11.2. Evaluación de mampostería no reforzada

11.2.1. Alcance

Esta sección aplica para muros de mampostería simple de piezas artificiales. Adicionalmente, se considerarán como muros no reforzados aquellos que, aun contando con algún tipo de refuerzo interior o confinamiento con castillos y dadas, no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las categorías descritas en los Capítulos 5 y 6.

Para el diseño de estructuras nuevas, no podrá utilizarse mampostería simple; los requisitos de esta sección se utilizarán solamente para la revisión de estructuras existentes.

No se considerará como muros estructurales a aquellos elementos con espesor, t , menor que 100 mm.

Para la revisión de esta modalidad de mampostería se usará el factor de comportamiento sísmico prescrito en las Normas Técnicas Municipales para el Diseño por Sismo.

Comentario:

En la versión 2017 de las Normas se eliminó el capítulo sobre mampostería no reforzada ni confinada de la versión 2004. En la versión 2017 sólo se permite el diseño y construcción de edificaciones de mampostería que cumplan con las modalidades de muros diafragma, mampostería confinada y mampostería con refuerzo interior (capítulos 4 a 6, respectivamente). La sección 11.2 es aplicable a la evaluación del comportamiento de estructuras de mampostería simple o que no cumplen con los requisitos para mampostería confinada y reforzada interiormente.

11.2.2. Fuerzas y momentos para revisión

Las fuerzas y momentos se obtendrán a partir de los análisis indicados en los incisos 3.2.2, 3.2.3 y 3.2.4, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería no reforzada deberá revisarse para el efecto de carga axial, fuerza cortante, momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis.

La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en el inciso 3.2.2.

11.2.3. Resistencia a compresión

La carga vertical resistente PR de un muro de mampostería simple sin daño, se calculará como:

$$P_R = F_R F_E f'_m A_T$$

Donde:

F_E se obtendrá de acuerdo con el inciso 3.2.2.; y
 F_R se tomará igual a 0.3.

11.2.4. Resistencia a flexocompresión

La resistencia a flexocompresión se calculará, según la teoría de resistencia de materiales, suponiendo una distribución lineal de esfuerzos en la mampostería. Se considerará que la

mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a f'_m . El factor de reducción F_R se tomará según el inciso 3.1.4.2.

11.2.5. Resistencia a cargas laterales

La fuerza cortante resistente, V_{mR} , de un muro de mampostería simple sin daño, se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v'_m A_T f$$

Donde:

F_R se tomará igual a 0.4 (inciso 3.1.4.3); y
 P se deberá tomar positiva en compresión.

La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical es de tensión, se tomará $V_{mR} = 0$.

Comentario:

Los factores de resistencia para revisar estructuras de mampostería simple, no confinada o no reforzada interiormente son bajos ya que consideran el modo de falla inherentemente frágil de esta modalidad constructiva. Este tipo de estructuras tienen casi nula capacidad para redistribuir fuerzas verticales y/o laterales una vez que se alcanza la resistencia, lo que incrementa las probabilidades de colapsos locales o totales.

11.3. Rehabilitación

11.3.1. Apuntalamiento, rehabilitación temporal y demolición

11.3.1.1. Control del acceso

Si se detectan daños en la estructura que puedan poner en peligro su estabilidad, deberá controlarse el acceso a la misma y proceder a su rehabilitación temporal en tanto se termina la evaluación. En aquellos casos en que los daños hagan inminente el derrumbe total o parcial, con riesgo para las construcciones o vías de comunicación vecinas, será necesario proceder a la demolición urgente de la estructura o de la zona que representa riesgo.

11.3.1.2. Rehabilitación temporal

Cuando el nivel de daños observados en una edificación así lo requiera, será necesario rehabilitar temporalmente, o apuntalar, de modo que se proporcione la rigidez y resistencia provisionales necesarias para la seguridad de los trabajadores que laboren en el inmueble, así como de los vecinos y peatones en las zonas adyacentes. La rehabilitación temporal será igualmente necesaria cuando se efectúen modificaciones a una estructura que impliquen la disminución transitoria de la rigidez o capacidad resistente de algún elemento estructural.

11.3.1.3. Seguridad durante la rehabilitación

Las obras de rehabilitación temporal, o apuntalamiento, deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad de la estructura. Antes de iniciar las obras de rehabilitación, deberá demostrarse que el edificio cuenta con la capacidad de soportar simultáneamente las acciones verticales estimadas (cargas muerta y viva) y 30 por ciento de las accidentales obtenidas de las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo con las acciones permanentes previstas durante

la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha capacidad será necesario, en los casos que se requiera, recurrir a la rigidización temporal de algunas partes de la estructura.

Comentario:

Es frecuente que las estructuras sujetas a evaluación y durante el diseño de la rehabilitación, si es el caso, requieran que el acceso sea restringido, sean apuntaladas y que algunos de sus elementos se rehabiliten temporalmente para dar suficiente seguridad. La ausencia de apuntalamiento y refuerzos temporalmente puede conducir al incremento de daños que, incluso, puedan comprometer la estabilidad de la edificación.

11.3.2. Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos

Las conexiones entre elementos existentes y los materiales o elementos nuevos se deben diseñar y ejecutar de manera de alcanzar un comportamiento monolítico y de asegurar la transmisión de fuerzas entre ellos. Se admitirá usar anclas, fijadores o pernos adhesivos o de percusión (estos últimos son instalados mediante cargas explosivas de potencia controlada).

Comentario:

La rehabilitación de una estructura mediante la adición de nuevos materiales o elementos se sustenta en lograr un comportamiento monolítico entre los materiales nuevos y los existentes, de modo que las deformaciones impuestas sean consistentes entre ambos tipos de materiales. Se ha demostrado en ensayos de laboratorio que basta con lograr una rugosidad de al menos 6 mm (de cresta a valle) en el concreto existente y que la superficie esté libre de recubrimientos, polvo y grasa, para lograr un comportamiento monolítico con el nuevo concreto. Sólo es necesario saturar la superficie con agua antes del colado, sin que se requieran usar aditivos (Bass et al. 1989)

Si se requiere emplear conectores metálicos, se recomienda usar fijadores mecánicos cuando las cargas inducidas por el sismo sean bajas (ACI 355 3R, 2011); en caso contrario, los conectores adhesivos son preferibles (Collins, 1989). Para asegurar un buen comportamiento, es indispensable que el barreno se limpie de polvo mediante un cepillo de cerdas rígidas y aspiración desde el fondo del barreno. No es recomendable retirar el polvo del barreno con aire comprimido. Se puede usar agua para la limpieza si se asegura la compatibilidad con la resina. Una vez que se mezclan los componentes de la resina hasta alcanzar su uniformidad, se coloca desde el fondo del barreno. Se recomienda que el conector se instale de modo que gire ligeramente conforme se inserta el conector en el barreno (SMIE, 2019).

Los pernos instalados con cargas explosivas de potencia controlada han dado muy buenos resultados en virtud de su capacidad resistente y el elevado rendimiento de instalación (SMIE, 2019).

Si se conectan elementos de acero (placas o canales) al concreto o mampostería, además de seguir las recomendaciones para conectores, para mejorar la rigidez y resistencia de la conexión, es conveniente aplicar resina en la cara del elemento de acero en contacto con el concreto o mampostería, así como llenar el espacio anular que queda entre el perno y el agujero en el acero (Weiner, 1985). También es conveniente usar rondanas de presión para incrementar la rigidez de la conexión (Jiménez, 1992).

11.3.3. Reparación de elementos

11.3.3.1. Alcance

Quando se requiera recuperar la capacidad original de un elemento será necesaria su reparación o restauración. Aquellos elementos dañados que adicionalmente serán reforzados deberán ser reparados antes.

Conviene hacer notar que el éxito de una reparación, por ejemplo, de inyección de grietas depende, entre otros factores, de la magnitud del daño y de la calidad de la ejecución. Por tanto, se debe considerar en el análisis y en la evaluación, el nivel de restitución de la capacidad estructural que sea factible alcanzar para el modo de comportamiento, magnitud de daño y calidad de ejecución de la edificación.

Comentario:

La reparación de un elemento estructural depende, entre otros, de la calidad de mano de obra. Se recomienda que el Director Responsable de Obra y, en su caso, el Corresponsable en Seguridad Estructural, consideren este factor en el diseño, construcción y supervisión de la rehabilitación. Es más relevante si se usan materiales, técnicas y sistemas poco comunes.

11.3.3.2. Reemplazo de piezas, mortero, barras y concreto dañados

En elementos con daño severo y muy grave, puede ser necesario sustituir a los materiales dañados por materiales nuevos, previo apuntalamiento del elemento por reparar. Se deberá promover una buena adherencia entre los materiales existentes y los nuevos, así como pequeños cambios volumétricos debidos a la contracción por fraguado. Se usarán materiales del mismo tipo y con una resistencia al menos igual que la del material original.

Comentario:

La eficiencia de esta técnica depende, entre otros, de la calidad de su ejecución. Se debe tener presente que la inserción de piezas o concreto con propiedades muy distintas de las originales, puede desencadenar concentraciones de esfuerzos que dañen la estructura (SMIE, 2019).

11.3.3.3. Reparación de grietas

a) Inyección de fluidos.

Se podrá recurrir a la inyección de resinas o fluidos a base de polímeros o cementos hidráulicos. No se admitirán inyecciones por el método de vacío.

Los fluidos a base de cementos hidráulicos (lechadas) deberán dosificarse de modo de asegurar que fluyan a través de grietas y vacíos, pero sin aumentar la segregación, sangrado y contracción plástica.

La viscosidad y tipo de la resina epóxica se determinarán en función del ancho de las grietas por obturar y de la absorción de las piezas.

Quando las grietas tengan un ancho significativo (del orden de 5 mm), se podrán rellenar mediante pedazos de piezas, denominadas rajuelas. Las rajuelas deben acuñarse debidamente y deben pegarse con mortero tipo I.

En todos los casos, se debe retirar el acabado del muro cuando menos en los 300 mm adyacentes a la grieta.

Comentario:

La inyección de fluidos es aplicable en muros de piezas sólidas, con bajo número de grietas que, además, estén bien definidas (SMIE, 2019). Para el caso de muros con refuerzo horizontal que exhiben una cantidad amplia de grietas de anchura pequeña, la inyección de grietas sería difícil y costosa.

La calidad de la inyección de resinas es función de la viscosidad, y ésta se selecciona según la anchura de la grieta. A mayor anchura, mayor viscosidad. La anchura mínima recomendable para llenar grietas a presión es 0.05 mm. Para la correcta inyección, se debe limpiar la grieta, de preferencia sin usar agua. Posteriormente se sellan las grietas y se colocan boquillas de inyección, separadas al menos una vez el espesor del muro. La inyección se hace de abajo hacia arriba a lo largo de la grieta. Una vez que la resina sale por la boquilla inmediata superior, se cierra la boquilla y se procede con la siguiente. En SMIE (2019) se incluyen recomendaciones para la inyección de morteros epóxicos y de cemento. Se recomienda evaluar la calidad de la inyección mediante la técnica de transmisión de pulso.

b) Inserción de piezas metálicas

Se aceptará insertar placas, grapas, pernos u otros elementos metálicos que crucen las grietas. Los elementos metálicos deberán anclarse en la mampostería o en el concreto de modo que puedan desarrollar la fuerza de diseño. Los refuerzos deben dejarse cubiertos de mortero impermeable para protegerlos del intemperismo. Si esta técnica se aplica para reparar daño debido a sismo, se deberán tomar precauciones para evitar el pandeo de las grapas durante los ciclos de desplazamiento.

Se podrá insertar barras metálicas en perforaciones previamente realizadas en la mampostería y que se adhieren a ella mediante lechada que ha sido inyectada en los huecos. La perforación deberá realizarse con equipo que no dañe la mampostería. Las barras podrán ser presforzadas.

c) Aplanado sobre malla

Las grietas se podrán reparar por medio de bandas hechas de malla de alambre soldado, conectadas a la mampostería y recubiertas con un aplanado de mortero de algunos centímetros de espesor. Las bandas de malla se deberán anclar a la mampostería de modo que puedan alcanzar la fuerza de diseño.

Comentario:

Las mallas pueden ser de alambre en forma de hexágonos (malla de gallinero), de material desplegado o de alambre soldado. Normalmente se adosan a la mampostería directamente mediante fijadores mecánicos (clavos) o colocados mediante cargas explosivas de potencia controlada.

11.3.3.4. Reparación de daños debidos a corrosión

Se deberá retirar el concreto o la mampostería agrietada y exponer totalmente las barras de refuerzo corroídas y sanas que estén dentro de la zona afectada. Para asegurar la adherencia entre los materiales nuevos, las barras de refuerzo y el concreto o mampostería viejos, se deberán limpiar las barras y las superficies del material existente. Si las barras corroídas han perdido más de un 25 por ciento de su sección transversal, se deben reemplazar o bien colocar barras suplementarias ancladas adecuadamente. El concreto o mampostería nueva que se coloque deberá tener una menor permeabilidad que la de los materiales existentes. Se deberá considerar la conveniencia de proteger de la corrosión al refuerzo expuesto a través de medidas activas o pasivas.

Comentario:

La exposición de la mampostería y del concreto a ambientes agresivos favorece la penetración del ion cloruro, con los consecuentes efectos negativos por la corrosión del acero de refuerzo que se expresa por el agrietamiento y desprendimiento del concreto. Este deterioro puede afectar de manera sensible la capacidad estructural, en particular si se reduce la sección transversal del acero de refuerzo a causa de corrosión. Una vez reparada la zona dañada, es recomendable diseñar e implantar una estrategia para proteger a la estructura en su conjunto de la corrosión, como es mediante el uso de ánodos de sacrificio, por ejemplo.

11.3.4. Refuerzo**11.3.4.1. Generalidades**

Cuando se requiera modificar las capacidades resistentes o de deformación de un elemento estructural, será necesario recurrir a su refuerzo. El refuerzo de un elemento suele producir cambios en su rigidez que deberán tomarse en cuenta en el análisis estructural. Se debe revisar que la modificación de los elementos sujetos a refuerzo no produzca que los elementos no intervenidos alcancen, prematuramente, estados límite de servicio o de falla, que puedan conducir a comportamientos desfavorables y no estables. El análisis estructural podrá efectuarse suponiendo el comportamiento monolítico del elemento original y su refuerzo, si el diseño y ejecución de las conexiones entre los materiales así lo aseguran.

Comentario:

La rehabilitación de una estructura implica corregir, según el orden jerárquico identificado en la evaluación estructural, las principales deficiencias a fin de lograr un mejor comportamiento. Estas correcciones normalmente involucran aumentos de resistencia, deformación inelástica y rigidez. En otro caso, pueden requerir la flexibilización de la estructura (mediante el retiro o separación de elementos de la estructura) e incluso el debilitamiento de algunos elementos con respecto a otros. Para el diseño de la rehabilitación, es aconsejable que el modelo numérico reproduzca la interacción entre la estructura existente y los nuevos elementos, en particular reconociendo las deformaciones aplicadas en la estructura existente. En todo caso, la rehabilitación de un elemento no debería causar un comportamiento inadecuado o no deseable en otros, que puedan afectar el comportamiento de la estructura en su conjunto.

11.3.4.2. Encamisado de elementos de concreto y de mampostería

Los elementos de concreto y de mampostería se pueden rehabilitar colocando mallas metálicas o plásticas recubiertas con mortero o bien, encamisando a los elementos con ferrocemento o con materiales plásticos adheridos con resinas.

En el diseño, detallado y construcción de encamisados con mortero o ferrocemento se aplicará lo indicado en los incisos 3.3.6.5, 5.4.4 o 5.4.5.3 y en el Capítulo 8.

Cuando el refuerzo de un elemento estructural se realice mediante encamisado con elementos hechos con fibras de materiales plásticos, deberá prepararse la superficie del elemento para que sea lisa y se deben retirar los recubrimientos que afecten la adherencia de los materiales plásticos y las resinas. Las aristas de los elementos deben redondearse para evitar la rotura de las fibras. Se debe garantizar la compatibilidad entre las resinas y fibras usadas. Se deberán recubrir con un material protector aquellos elementos que estén expuestos directamente a la radiación solar y que en su encamisado se hayan usado resinas degradables con los rayos ultravioleta.

Comentario:

El encamisado de elementos de concreto y, especialmente, de muros de mampostería, con mallas metálicas recubiertas de mortero o concreto es la técnica de rehabilitación (más específicamente, de reforzamiento) más confiable, eficiente y económica. Se puede aplicar para cualquier condición de daño en los muros. Su eficiencia radica en cuatro factores principales (SMIE, 2019). El primero se refiere a la cuantía del refuerzo de la malla de alambre soldado que debe ser suficiente para resistir las fuerzas inducidas por el sismo. La resistencia se calcula como la suma de las contribuciones de la mampostería y la del encamisado. De la primera, se puede considerar que la contribución de la mampostería a la resistencia es igual a la calculada para daño nulo a moderado. Para mayores niveles de daño, se puede suponer que la contribución de la mampostería es 80% de la calculada (SMIE, 2019). La contribución de la malla a la resistencia es función de la cuantía de refuerzo horizontal de la malla y de un factor de eficiencia, que considera que la transmisión de fuerza cortante entre el refuerzo y el muro es más o menos eficiente dependiendo de la calidad de la mampostería. Ésta última caracterizada por su resistencia a compresión.

El segundo factor es la calidad de la fijación de la malla. Se necesita que la fuerza cortante en el muro se transmita a la malla mediante los conectores que fijan a la malla a la mampostería. Los fijadores debieran tener la resistencia y rigidez suficientes para que las mallas alcancen deformaciones plásticas. Los fijadores que usan carga explosiva con potencia controlada han demostrado un excelente comportamiento. Los resultados experimentales sugieren que el uso de clavos no es recomendable y que el uso de separadores de la malla con respecto a la mampostería no es conveniente. La fijación de mallas con alambres colocados a través del muro en barrenos es un proceso laborioso y lento.

El tercer factor es la resistencia y rigidez del recubrimiento de mortero o concreto. Estos dependen, a su vez, de que se dosifiquen y coloquen de conformidad con estas Normas y las Normas Mexicanas aplicables. En el caso del mortero, conviene prestar atención a la granulometría de la arena, de modo de evitar exceso de finos que aumentan la contracción por secado. Si se usa concreto lanzado, es deseable tomar precauciones para disminuir el rebote y la mala compactación del concreto. Es conveniente evaluar el uso de humos de sílice, fibras de polipropileno u otra adición para reducir las contracciones y aumentar la densidad de morteros y concretos del encamisado.

La continuidad del encamisado en los extremos de los muros y en muros transversales es el cuarto factor esencial para lograr integridad estructural. El requisito de colocar la malla alrededor de castillos es para promover un mecanismo resistente y dúctil cuando el agrietamiento inclinado del muro penetre en los extremos superior e inferior de los castillos. Asimismo, se requiere que la malla del encamisado sea continua en los muros transversales de modo de desarrollar un campo resistente de tensión igualmente continuo.

Si se requiere aumentar la capacidad de flexión, la malla se continuaría y fijaría a la cimentación.

El encamisado de muros empleando mallas y bandas plásticas ofrece la ventaja de la elevada relación resistencia/peso, rigidez/peso y durabilidad en comparación del acero. Para su adecuado desempeño, se requiere que las resinas sean consistentes con el tipo de fibra y que su colocación se

haga por personal entrenado para asegurar la correcta adhesión a la superficie, así como una distribución uniforme de carga entre las fibras.

11.3.4.3. Adición de elementos confinantes de concreto reforzado

Se pueden construir en aquellas edificaciones que no tengan castillos o dalas, o bien cuando los castillos o dalas no cumplan con los requisitos señalados en las secciones 3.3 y 5.1. En el diseño, detallado y construcción de los nuevos castillos y dalas se deberá seguir lo indicado en las secciones 3.3, 5.1 y el Capítulo 8. Se deberá anclar el refuerzo longitudinal de manera que alcance su esfuerzo de fluencia especificado.

Comentario:

Los castillos y dalas permiten conectar entre sí los muros y los sistemas de piso y techo, de modo de promover la integridad estructural. Asimismo, su contribución al confinamiento de muros ante cargas laterales les permite a los muros resistir mayores cargas (hasta en un 30 a 40 por ciento superiores a las de agrietamiento) y alcanzar mayores deformaciones inelásticas. Su eficacia depende de lograr un trabajo monolítico con la mampostería, mediante llaves de cortante en la mampostería y el empleo de concretos con buena trabajabilidad.

11.3.4.4. Adición o retiro de muros

Será necesario adicionar o retirar muros cuando se requiera corregir irregularidades o defectos en la estructuración, reforzar la edificación en su conjunto o efectuar una modificación del proyecto original. En el diseño deberá cuidarse que la rigidez de los nuevos elementos sea compatible con la de la estructura original si se desea un trabajo conjunto. Requiere especial atención, el diseño de las conexiones entre los nuevos elementos y la estructura original. Asimismo, deberá revisarse la transmisión de las cargas a la cimentación, lo que frecuentemente puede llevar también a la necesidad de modificarla.

Si se colocan muros diafragma de mampostería se deberá cumplir con lo señalado en el Capítulo 4.

Comentario:

Cuando se añaden muros, es aconsejable que se considere, en el análisis estructural, las condiciones deformadas de los elementos existentes y la consecuente interacción y contribución a la rigidez y resistencia laterales de los nuevos muros.

Si se colocan muros diafragma, es deseable que sean confinados en sus lados verticales y arriba, de modo que los castillos y dala queden conectados al marco. Se aconseja que los elementos confinantes se conecten mediante anclas colocadas al marco antes del armado. Estas anclas se instalan como los conectores descritos en 11.3.2. Normalmente se colocan perpendicularmente a la superficie de colado; sin embargo, se pueden instalar de manera oblicua a ese plano, logrando una conexión más resistente y rigida.

11.3.5. Construcción, supervisión y control de calidad

Los trabajos de rehabilitación deberán satisfacer las disposiciones del Capítulo 9. La inspección y control de calidad debencumplir con lo señalado en el Capítulo 10.

Comentario:

La idoneidad del comportamiento de un elemento rehabilitado, y de la estructura en general, es dependiente de la calidad de la construcción, la supervisión y el aseguramiento de la calidad de materiales durante la rehabilitación. Es recomendable que el Director Responsable de Obra y, en

su caso, el Corresponsable en Seguridad Estructural, diseñen con el constructor y contratistas especializados, e incluso con la participación del propietario del inmueble, una estrategia que asegure que se cumpla con lo especificado en los planos y memorias de cálculo. Esta estrategia debiera incluir los procedimientos para modificar en obra algunos requisitos por restricciones geométricas, presencia de refuerzo, entre otros, que no se hayan previsto en gabinete.

Cuando se refiere a leyes, reglamentos y normas de fechas anteriores son para dar sustento y criterios a seguir.

Cuando se indican datos de sismos anteriores se refiere a los de intraplaca y de subducción del país.

APÉNDICE NORMATIVO A. CRITERIO DE ACEPTACIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS A BASE DE MAMPOSTERÍA DISEÑADOS POR SISMO

A.1 Definiciones

Distorsión

Rotación del eje vertical del muro bajo carga lateral, con respecto a la vertical. Se puede obtener dividiendo el desplazamiento lateral aplicado a nivel de losa, y medido a la mitad de la longitud del muro, entre la altura del entrepiso.

Ductilidad

Cociente entre la distorsión a la resistencia del espécimen y la distorsión a la fluencia del modelo elastoplástico equivalente.

Espécimen

Estructura probada en el laboratorio que representa el arreglo común del refuerzo y condiciones de borde.

Resistencia

Máxima capacidad de carga en un ciclo o para una distorsión determinada. Puede ser medida o calculada.

Rigidez de ciclo

Pendiente de la secante que une los puntos de máxima distorsión, en sentidos positivo y negativo, para un mismo ciclo.

A.2 Notación

H	altura no restringida del muro, mm (cm)
n	número de niveles
Q	factor de comportamiento sísmico
R	resistencia lateral de diseño calculada del espécimen con un factor de resistencia unitario, N (kg)
R_a	resistencia lateral aproximada del espécimen, N (kg)
$R_{máx}$	resistencia (carga lateral máxima) del espécimen medida en laboratorio, N (kg)
R_y	resistencia de fluencia del modelo elastoplástico equivalente, kN (kg)
R_{ymax}	resistencia experimental obtenida de la envolvente a la distorsión máxima admisible dividida entre 2, kN (kg)
Δ	desplazamiento lateral aplicado en la parte superior del espécimen y medido a la mitad de la longitud del muro, mm (cm)

γ_{\max}	Distorsión límite de entrepiso
θ	distorsión
θ_{\max}	distorsión a la resistencia del espécimen, medida experimentalmente.
θ_y	distorsión a la fluencia del modelo elastoplástico equivalente
θ_u	distorsión a la falla experimental o última, cuando la resistencia del muro es $0.8 R_{\max}$
λ	factor de sobrerresistencia de las conexiones.

A.3 Alcance

En este apéndice se establece el criterio de aceptación de sistemas constructivos a base de muros de mampostería que sean diseñados para resistir las fuerzas inducidas por los sismos. La aceptación se apoya en evidencia experimental de su desempeño, así como en análisis matemáticos.

El comportamiento del sistema constructivo evaluado deberá ser, al menos, igual al exhibido por la mampostería diseñada y construida según las modalidades de estas Normas, y hecha con piezas macizas o huecas.

Se deberá establecer, mediante las pruebas de laboratorio de los especímenes, la resistencia a carga lateral, la capacidad de desplazamiento lateral, la ductilidad y la rigidez lateral.

El espécimen de prueba deberá mantener su integridad estructural y su capacidad de carga vertical a una distorsión al menos igual a $\gamma_{\max} / 2$.

A.4 Criterio de diseño de los especímenes

Antes de realizar las pruebas, se deberá contar con un proceso de diseño, en cuyo desarrollo se hayan incluido el comportamiento no lineal de los materiales, el efecto de conexiones y refuerzo, así como la influencia de las cargas cíclicas reversibles. Si el desarrollo del proceso requiere de pruebas preliminares, éstas no serán parte de las pruebas para aceptación objeto del Apéndice.

Los especímenes se diseñarán con este proceso de diseño. Se determinará la resistencia lateral calculada, R , a partir de las propiedades geométricas especificadas, de los esfuerzos de fluencia especificados del acero, de las resistencias de la mampostería especificadas y concreto (si aplica), de un análisis de compatibilidad de deformación y usando un factor de resistencia unitario.

Se diseñarán los especímenes de manera tal que la resistencia lateral asociada a la falla de la conexión más débil sea λ veces la resistencia lateral aproximada del espécimen, R_a . El término conexión se refiere, por ejemplo, a la unión entremuros transversales u oblicuos, a la unión del espécimen con la cimentación y con sistemas de piso o techo, y a la unión entre elementos que proporcionan resistencia, rigidez o confinamiento, como es el caso de castillos en la mampostería confinada. El valor mínimo del factor de sobrerresistencia de las conexiones, λ , será 1.3.

La resistencia lateral aproximada del espécimen, R_a , se calculará usando el proceso de diseño del sistema, a partir de las propiedades geométricas y mecánicas reales (medidas), con un factor de resistencia unitario, incluyendo, si aplica, los efectos de endurecimiento por deformación del acero.

A.5 Especímenes de pruebas

Se probará, al menos, un espécimen para cada configuración característica del refuerzo, o condiciones de borde.

Los especímenes se diseñarán y construirán a una escala que permita reproducir fielmente los fenómenos de transmisión de carga, en particular en las conexiones y bordes. La menor escala permitida será un medio.

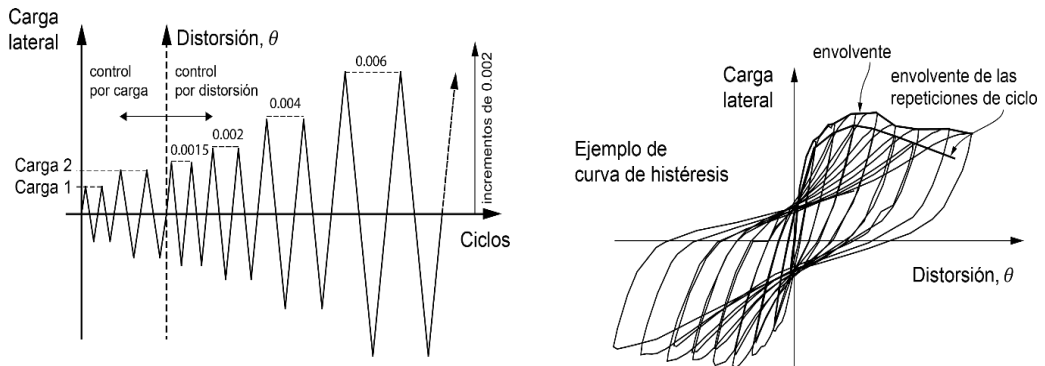
Se deberán reproducir las condiciones de borde (restricciones a giros o desplazamientos) de la configuración estudiada.

A.6 Laboratorio

Las pruebas se llevarán a cabo en un laboratorio de reconocido prestigio y que cuente con equipos calibrados. El programa experimental y los análisis de datos deberán ser revisados por el Comité Asesor en Seguridad Estructural.

A.7 Protocolo de ensayo

Los especímenes serán probados bajo la serie de ciclos a deformación controlada de la Figura A.1. Las pruebas se harán bajo una carga vertical constante que represente las acciones permanentes del Reglamento General de la Ley de Construcción para el Estado y Municipios de Zacatecas consistentes con el uso que se pretende dar al sistema constructivo, así como con la magnitud (número de niveles). Para cada distorsión se aplicarán dos ciclos. Los dos primeros pares de ciclos se aplicarán controlando por carga, y corresponderán a la cuarta parte y a la mitad de la carga calculada de agrietamiento inclinado del muro o de fluencia del refuerzo vertical. A partir de ahí se aplicarán las distorsiones de la figura A.1 hasta alcanzar la falla o la resistencia se reduzca un 20% respecto a la carga máxima.



Carga 1 = 0.25 veces la carga calculada de agrietamiento o fluencia

Carga 2 = 0.5 veces la carga calculada de agrietamiento o fluencia

Figura A.1 Historia de carga y curva carga lateral-distorsión

La fuerza lateral cíclica alternada se aplicará de modo que su distribución sea sensiblemente uniforme a lo largo del muro. Se aceptará que la fuerza lateral se aplique en los extremos superiores opuestos del muro, según el semiciclo que se trate.

Durante los ensayos se llevará, al menos, un registro gráfico que defina la curva carga lateral-distorsión, uno fotográfico del espécimen al término de cada pareja de ciclos a una misma distorsión y uno escrito con la fecha de prueba, nombre del operador y la información de los sucesos relevantes ocurridos durante el ensayo, tales como agrietamientos, desconchamientos, fracturas, ruidos, fugas de aceite, y otros.

A.8 Informe de pruebas

El informe de las pruebas deberá contener, como mínimo, lo siguiente:

A.1.1. Fecha de la prueba, nombre del laboratorio, operadores y autores, nombre del supervisor (Corresponsable en Seguridad Estructural) y del patrocinador.

A.1.2. Teoría usada para calcular la resistencia (con factor de resistencia unitario) y el valor predicho. Si se espera más de un modo de falla, se deberán incluir las teorías y resistencias asociadas a cada modo de falla.

A.1.3. Detalles de los especímenes ensayados: dimensiones, cuantía y detallado de refuerzo, así como de la construcción. Se deberán incluir figuras claras e ilustrativas.

A.1.4. Propiedades de los materiales, tanto aquéllas especificadas en el diseño, como las medidas mediante probetas en el laboratorio.

A.1.5. Descripción del arreglo para aplicación de la carga, con fotos o figuras.

A.1.6. Tipo, localización y propósito de los sensores usados en la instrumentación. Se deberán incluir, si aplica, las características del sistema de captura de datos. Se presentarán fotos y figuras.

A.1.7. Gráfica de la historia de distorsiones aplicada al espécimen.

A.1.8. Descripción del desempeño observado durante los experimentos, con fotos del espécimen inmediatamente después de algún suceso relevante. Al menos, se incluirán fotos correspondientes al primer agrietamiento inclinado, a la formación de un patrón estable de agrietamiento, a la distorsión asociada a la resistencia medida, a la distorsión asociada a una caída del 20 por ciento de la resistencia medida y al final de la prueba.

A.1.9. Gráfica de la curva carga lateral–distorsión (Figura A.1)

A.1.10. Gráfica de la curva rigidez de ciclo–distorsión (Figura A.8.1).

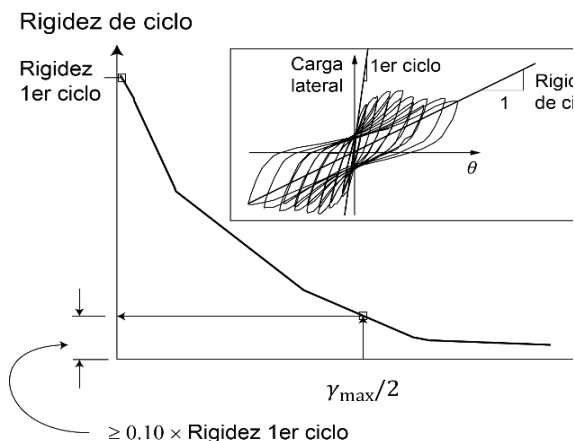


Figura A.8.1 Degradación de rigidez de ciclo

A.1.11. El modelo elastoplástico equivalente de la envolvente, en ambas direcciones, de la curva de fuerza cortante contra distorsión, definido por la distorsión a la fluencia θ_y y la fuerza lateral

de fluencia R_y . El modelo elastoplástico equivalente se obtiene de manera que se cumpla que:

a) El área bajo la curva del modelo elastoplástico equivalente sea igual al área bajo la curva de la envolvente de la curva fuerza lateral contra distorsión obtenida experimentalmente considerada hasta la distorsión última θ_u ; y

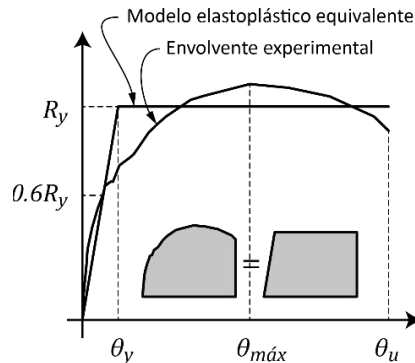


Figura A.8.2 Modelo elastoplástico equivalente

b) La ordenada de la intersección de la rama ascendente del modelo elastoplástico equivalente con la envolvente experimental sea $0.6 R_y$ (Figura A.8.2)

A.9 Criterio de aceptación

Se considerará que el espécimen satisface el criterio de aceptación si se cumplen todos los criterios siguientes en ambos sentidos de comportamiento cíclico:

A.1.12. La resistencia medida, $R_{m\acute{a}x}$, es menor que λ (figura A.9.1), donde λ es el factor de sobrerresistencia para las conexiones descrito en la sección A.4. Lo anterior se comprobará por el hecho de que no falle ninguna conexión de las que se señalan en el inciso A.4.

A.1.13. El espécimen alcanza una resistencia, $R_{m\acute{a}x}$, igual o superior a la calculada, R , para una distorsión, $\theta_{m\acute{a}x}$, mayor o igual a $\gamma_{m\acute{a}x}/2$, $\gamma_{m\acute{a}x}/l$ donde es la distorsión límite de entrepiso especificada en las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo, de acuerdo con el tipo de pieza y a si el muro tiene o no refuerzo horizontal (figura A.9.1).

A.1.14. El cociente

$$\frac{R_{\gamma_{m\acute{a}x}}}{R_{m\acute{a}x}} \text{ sea mayor o igual a } \begin{cases} 0.6 & \text{para muros sin refuerzo horizontal} \\ 0.8 & \text{para muros con refuerzo horizontal} \end{cases}$$

Comentario:

Las NTC-DCEM 2017 tienen una errata que consiste en que el cociente mostrado era el inverso.

Donde $R_{\gamma_{m\acute{a}x}}$ es la resistencia que corresponde a una distorsión igual a la distorsión $\gamma_{m\acute{a}x}/2$, $\gamma_{m\acute{a}x}$ se define en las Normas Técnicas para el Diseño por Sismo, dependiendo del tipo de pieza y de si el muro tiene refuerzo horizontal o no (Figura A.9.1).

A.1.15. La rigidez de ciclo para la distorsión $\gamma_{m\acute{a}x}/2$ no sea menor que 0.1 veces la rigidez de ciclo calculada a partir del primer ciclo aplicado en el experimento (Figura A.8.1).

A.1.16. La ductilidad calculada como θ_{max}/θ_y deberá cumplir que

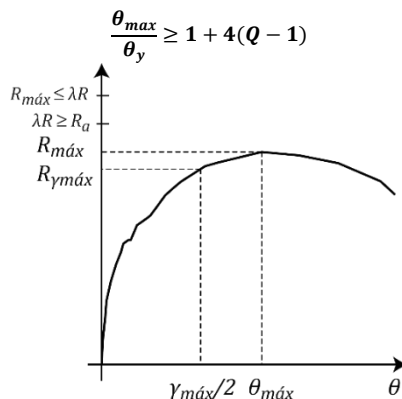


Figura A.9.1 Resistencia y resistencia a la distorsión máxima admisible.

Donde θ_{max} es la distorsión a la resistencia y θ_y es la distorsión a la fluencia del modelo elastoplástico equivalente, como se define en el inciso A.8.11, donde Q es el valor máximo admisible del factor de comportamiento sísmico en función del tipo de pieza y de si se incluye refuerzo horizontal, que se indica en las Normas Técnicas Municipales para Diseño por Sismo.

Comentario:

El apéndice tiene como objetivo valorar el desempeño de muros de mampostería hechos con un sistema no contemplado en estas normas. Muros con piezas de materiales distintos, con un sistema de junta distinto, ya sea con mortero no convencional, adhesivos etc., con un sistema de refuerzo interior o exterior novedoso, con un aparejo no contemplado por las normas, con conexiones entre muros no convencionales, etc. La evaluación está encaminada a garantizar que los muros cumplen los supuestos básicos de desempeño, capacidad de distorsión y ductilidad principalmente, pero también para verificar que la resistencia pueda desarrollarse para el nivel de distorsión admisible y que la rigidez lateral remanente para dicha distorsión sea suficiente para garantizar la estabilidad de una estructura construida con dicho sistema.

Con base en resultados de ensayos históricos y recientes, se revisaron los criterios contenidos en este apéndice. Se eliminó el concepto de disipación de energía equivalente y se hizo más énfasis en la ductilidad esperada de los muros de mampostería. Se mantuvo el concepto de degradación de rigidez utilizando la rigidez de ciclo vs la distorsión lateral.

Se asume que el fabricante del nuevo sistema cuenta con un procedimiento de diseño, para calcular la resistencia a corte. Sin embargo, esto implica que el fabricante tiene información experimental o analítica que justifique dicho procedimiento. En caso de que el fabricante no cuente con dicho esquema de diseño, se tendrá que valorar el nuevo sistema clasificándolo como alguna variante de los sistemas reconocidos en la norma, para

utilizar los procedimientos de diseño contemplados en ella. Por ejemplo, si se clasifica un sistema como una variante de muros con refuerzo interior, se valorará el desempeño del nuevo sistema haciendo las estimaciones de resistencia y asumiendo una capacidad de deformación y ductilidad que corresponden al sistema reforzado interiormente.

El apéndice puede ser utilizado por un laboratorio competente que eventualmente emitirá los resultados del cumplimiento de los criterios contenidos en este apéndice. Sin embargo, la aceptación o rechazo del nuevo sistema será la responsabilidad de la autoridad competente del Municipio de Guadalupe, Zac. Valorará que la metodología de los ensayos sea la contemplada por las normas y determinará, con base en los resultados, si dicho sistema puede utilizarse considerando que cumple la normatividad.

Se espera que este apéndice siga evolucionando a medida que se utilice para evaluar nuevos sistemas y se cuente con información experimental adicional.

APÉNDICE NORMATIVO B. MODELACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

B.1 Modelos con columna ancha

En estructuras de mampostería confinada o reforzada interiormente, los muros y segmentos de muro se pueden modelar como columnas anchas (figura B.1.1), con momentos de inercia y áreas de cortante iguales a las del muro o segmento de muro de acuerdo con los siguientes apartados:

a) Área transversal. Será el área transversal del muro más el área transformada de los castillos que se estén considerando en la sección del muro. Los castillos deberán incluirse solamente en la sección transversal de un solo muro (no deben duplicarse en el modelo).

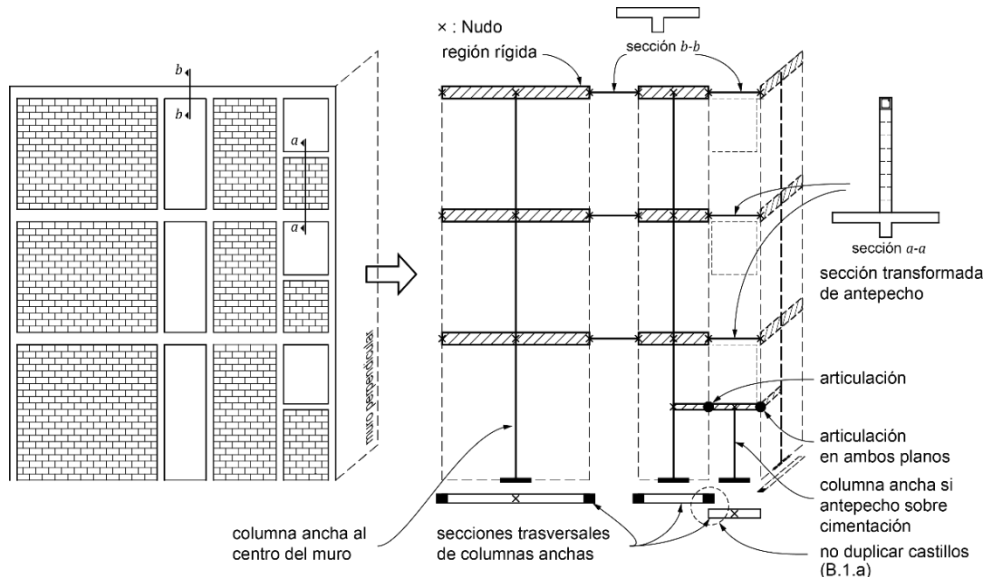


Figura B.1.1 Modelo de columna ancha

b) Área de cortante en la dirección paralela al muro. En forma aproximada, el área de cortante podrá estimarse como el área del muro más el área sin transformar de los castillos

Comentario:

Una aproximación más refinada en un muro con dos castillos iguales en sus extremos es aplicando la ecuación $AV = AT/FF$, donde AV es el área de cortante y FF el factor de forma definido por $FF = \frac{6}{5} \left[1 + \frac{h_c}{L_m} (n - 1) \right]$, L_m es la longitud del muro sin castillos $L_m = L - 2h_c$, h_c es el peralte del castillo medido en el plano del muro, y n la relación de módulos de elasticidad del concreto y la mampostería, $n = E_c/E_m$ (Taveras, 2008).

c) Área de cortante en el sentido transversal. Deberá tomarse como el área transversal de la mampostería más el área transformada de los castillos y todo dividido entre el factor de forma para cortante de la sección transversal (1.2, para secciones rectangulares).

d) Momento de inercia con respecto al eje centroidal trasversal de la sección. Se tomará como la suma del momento de inercia de la sección de mampostería y el momento de inercia transformado de los castillos considerados en la sección, respecto al mismo eje.

Comentario:

Se puede calcular transformando el concreto y despreciando el refuerzo longitudinal como:

$$I_x = t \cdot L_m^3/12 + 2n[b_c h_c^3/12 + A_c(L - h_c)^2/4]$$

e) Inercia respecto al eje paralelo al muro. Se tomará como la inercia de la mampostería más la inercia transformada de los castillos.

Comentario:

$$I_y = L_m t^3/12 + 2nh_c b_c^3/12$$

f) Constante de torsión de Saint Venant. Se tomará como $Lt^3/3$.

Por simplicidad, los ejes de las columnas anchas podrán localizarse en el centro del muro o segmento del muro que se modela, siempre que la distancia del centro del muro al centroide de la sección no sea mayor que 15% de la longitud del muro.

Las columnas anchas estarán acopladas por vigas con extremos rígidos dentro del ancho del muro y con el momento de inercia de la losa con un ancho efectivo, al cual deberá sumarse el momento de inercia de dinteles y pretilas (figura B.1.2). Los momentos de inercia deberán calcularse, en todos los casos, con respecto a ejes centroidales de la sección que se considere.

Los muros largos, como aquéllos con castillos intermedios, podrán dividirse, para efectos de modelación, en uno o más segmentos, cada uno para modelarse con una columna ancha, siempre que la longitud del muro dividida entre la altura libre del muro sea al menos 1.4 ($L/H \geq 1.4$).

Comentario:

Para fines de diseño o revisión de los muros después del análisis se pueden considerar unidos nuevamente los muros largos que se habían dividido para modelado, considerando la resultante de fuerzas cortantes y la de las cargas verticales, así como la resultante de los momentos flexionantes de cada tramo más los momentos debidos a las cargas verticales y la posición de estas respecto al centro del muro.

En los análisis, se usarán los módulos de elasticidad y de cortante de la mampostería, E_m y G_m , con valores para cargas de corta duración (incisos 2.8.5 y 2.8.6). Los valores deberán reflejar las rigideces axial y de cortante que se esperan obtener de la mampostería en obra. Los valores usados en el análisis deberán indicarse en los planos (Sección 9.1).

Para estimar la rigidez a flexión en losas, con o sin pretiles, se considerará un ancho de cuatro veces el espesor de la losa a cada lado de la viga o dala, o de tres veces el espesor de la losa cuando no se tiene viga o dala, o cuando la dala está incluida en el espesor de la losa (Figura B.1.2).

Comentario:

Se recomienda considerar como dala o viga a un elemento saliente de al menos 15 cm por debajo de la losa, de lo contrario se tomaría solo tres veces el espesor de esta.

En los análisis a base de marcos planos, para estimar la rigidez a flexión de muros con patines, se considerará un ancho del patín a compresión a cada lado del alma que no exceda de seis veces el espesor del patín (Figura B.1.3).

Comentario:

Si el modelado se hace como estructura tridimensional, es decir, con sistemas de marcos y muros en dos direcciones ortogonales, con el acoplamiento entre todos los sistemas mediante extremos rígidos de vigas dentro del ancho de los muros, no es necesaria la consideración del muro transversal como patín.

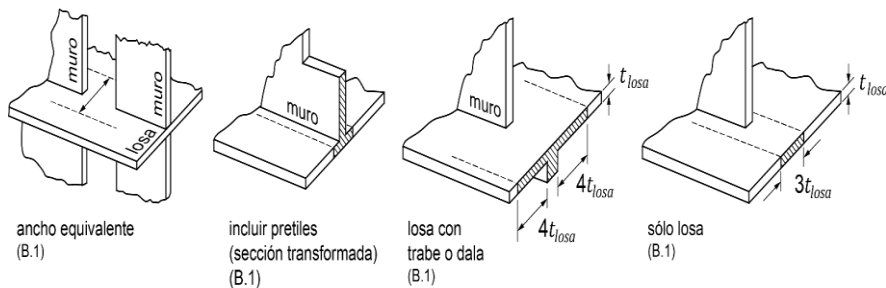


Figura B.1.2 Ancho equivalente en losas

Para el caso de muros que contengan aberturas, éstos podrán modelarse como columnas anchas equivalentes, solamente si el patrón de aberturas es regular en elevación (figura B.1.1), en cuyo caso los segmentos del muro se modelarán como columnas anchas y éstas se acoplarán por vigas conforme se establece anteriormente. Si la distribución de aberturas es irregular o compleja en elevación, deberán emplearse métodos más refinados para el modelado de dichos muros. Se admite usar el método de elementos finitos, el método de puntales y tensores u otros procedimientos analíticos similares que permitan modelar adecuadamente la distribución de las aberturas en los muros y su impacto en las rigideces, deformaciones y distribuciones de esfuerzos a lo largo y alto de los muros.

Los muros diafragma se podrán modelar como diagonales equivalentes o como paneles unidos en las esquinas con las vigas y columnas del marco perimetral (ver Capítulo 4).

Si se usan muros de mampostería y de concreto se deberán considerar las diferencias entre las propiedades mecánicas de ambos materiales.

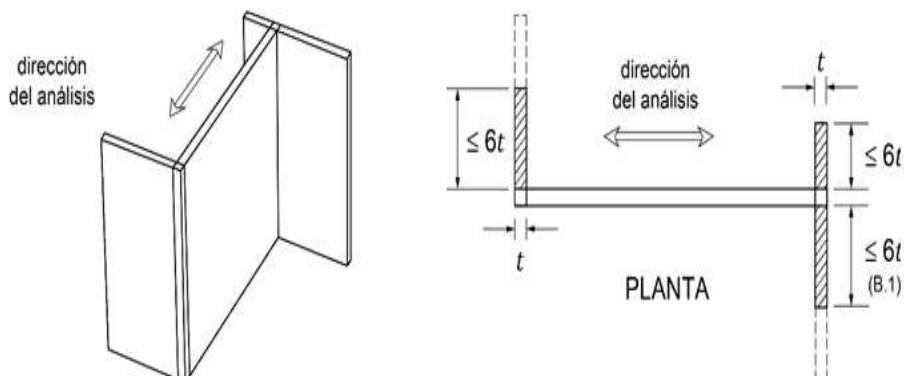


Figura B.1.3 Ancho efectivo del patín a compresión en muros para análisis a base de marcos planos

Comentario:

Para el análisis ante cargas laterales de edificios de marcos con muros diafragma, modelados como diagonal equivalente, esta se modela como un elemento barra biarticulada que se conecta en los nudos de la intercepción de los ejes de vigas y columnas. Se pueden incluir extremos rígidos de dichas barras en la longitud que queda dentro de los elementos del marco. En este caso es necesario realizar un modelo con las diagonales, solo a compresión, para cada dirección de análisis. Esto implica que el análisis sísmico se realiza con cargas estáticas, ya que con análisis modal el sentido de la carga sísmica no está determinado.

B.2 Modelos con elementos finitos

Comentario:

Las recomendaciones contenidas en esta sección corresponden a un método de modelación simplificado en el que los castillos se modelan con barras y los paneles de mampostería con elementos finitos, que pueden incluir grados de libertad fuera del plano del muro (elementos tipo cascarón) o elementos que solo contienen grados de libertad en el plano del muro (elemento tipo Panel). La simplificación se justifica para reducir en forma muy considerable el número de elementos necesarios para la modelación estricta de la estructura. En la modelación estricta, los castillos también son modelados con elementos finitos. Dado que la relación de aspecto de los elementos finitos debe ser, en lo posible, cercana a la unidad, para obtener los mejores resultados, siendo un valor de 2 normalmente aceptado, resulta que el número de elementos necesarios para modelar los castillos es considerable. La malla de los muros al tener que ser compatible con la de los castillos también se reduce significativamente. El número de elementos resultante en una estructura convencional es muy grande lo que es impráctico en el día a día de la práctica profesional.

El método de modelación propuesto, al ser simplificado, introduce errores. Por ejemplo, los castillos, modelados con una barra, tienen una deformación incompatible con los paneles. Sin embargo, esa incompatibilidad se reduce a los giros, mientras que la deformación axial

es consistente. Dado que la participación de los castillos a la rigidez lateral de la estructura es por su rigidez axial, el error que se comete no es considerable.

Se ha podido corroborar que el nivel de precisión obtenido con el método simplificado de modelación es mejor al obtenido con el método de columna ancha, aun con las deficiencias mencionadas. Eso se debe, entre otras razones, a que el método de la columna ancha introduce la hipótesis de sección plana de los muros, que no se cumple, especialmente en muros largos, y el uso de elementos finitos no impone esa restricción.

B.3 Muros de carga

Los muros de mampostería podrán modelarse con elementos finitos lineales (cuatro nudos) tipo membrana (con rigidez sólo en su plano), siempre que la formulación de dichos elementos pueda representar adecuadamente la flexión en el plano del muro, o con elementos lineales tipo cascarón (con rigidez en su plano y fuera del plano). Los elementos tendrán las propiedades mecánicas de la mampostería y un espesor igual al espesor del muro.

Se utilizará un solo elemento por panel, siendo un panel el área de muro delimitada por castillos y dadas, siempre que la relación de aspecto del elemento no sea mayor que 2; en caso contrario se propondrá una malla de elementos que cumplan este requisito.

Comentario:

Esta recomendación, está en aparente contradicción con la metodología de reducir el tamaño de la malla hasta lograr que la solución converge, esto es que la solución elástica es correcta. Sin embargo, dada la aproximación del método de modelación, si se reduce la malla, la solución efectivamente converge, pero a una solución incorrecta. De los experimentos numéricos realizados se estima el error alrededor del 10% con relación a un modelo estricto de elementos finitos. Por esta razón, con este método de modelación simplificado, reducir la malla no es necesario y tampoco es apropiado.

Los elementos contiguos tanto en el plano del muro como fuera de él deberán ser continuos en los nudos.

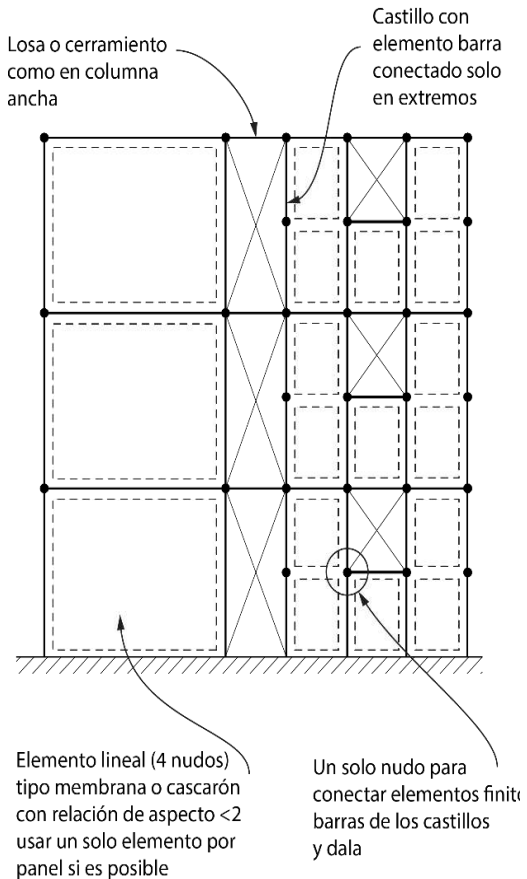


Figura B.3.1 Modelo de muro con elementos finitos

Los castillos se modelarán con elementos prismáticos tipo barra localizados en el centroide de la sección transversal del castillo y las propiedades mecánicas del concreto de que están hechos. Los elementos barra deberán ser continuos en los nudos de todos los elementos finitos contiguos (Figura B.2.1).

Será admisible utilizar un modelo más detallado siempre que los castillos estén debidamente representados en el modelo.

Comentario:

Se aclara que puede usarse un más exacto, el cual, debe representar a los castillos con elementos finitos en forma apropiada.

Para muros con refuerzo interior es aceptable modelar solamente la mampostería, sin colocar elementos que traten de representar las celdas reforzadas verticales.

Para el diseño o verificación de la resistencia de los muros ante carga vertical, fuerza cortante y combinación de carga axial y momento flexionante es necesario obtener dichos elementos mecánicos mediante la integración de los esfuerzos a lo largo de la sección transversal considerada. Dicha integración es realizada por la mayoría de los programas comerciales. Sin embargo, para llevarla a cabo, es necesario proporcionar al programa la información de los nudos y elementos finitos que colindan con la sección transversal donde se requieren las fuerzas.

En el caso de muros diafragma, es aceptable modelar cada muro con paneles de elementos planos rectangulares unidos en las cuatro esquinas al eje de los elementos lineales (columnas y trabes). En este caso es conveniente omitir el modelado de castillos y dadas en el perímetro de los muros. Si se subdivide el muro se recomienda usar pocos elementos (por ejemplo, en tres o cuatro franjas) para evitar deformaciones irreales concentradas en las esquinas cuando se usa una malla muy refinada.

APÉNDICE NORMATIVO C. GLOSARIO

Glosario para las Normas Técnicas Municipales para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

A

1. Acciones

Todos los fenómenos que inducen en una estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones. Generalmente denominadas cargas. El término acciones es más amplio ya que incluye cambios de temperatura, hundimientos, viento, sismo, etc.

2. Aditivo

Material, distinto al agua, agregados, material cementante o fibras de refuerzo, usado como un ingrediente en una mezcla cementante para modificar sus propiedades y es agregado al conjunto antes o durante el mezclado.

3. Aglutinante

Material que permite pegar un elemento con otro de modo que resulte en un cuerpo compacto; materiales cementantes.

4. Alambre

Hilo de metal obtenido por trefilado, con diámetro de 6.35 mm o menor.

5. Alambón

Alambre de acero redondo liso laminado en caliente con diámetros de 5.5 a 6.35 mm.

6. Albañilería

Ver "mampostería". Obra de ladrillo, piedra, cal y arena; sinónimo de mampostería.

7. Alvéolo

Cavidad o hueco de los que forma un conjunto, que se deja en el interior de piezas de mampostería.

8. Aparejo

Disposición geométrica en que quedan colocadas las piezas de mampostería en el muro. Disposición de los ladrillos y piedras en una construcción.

9. Aplanado

Recubrimiento de mortero sobre un elemento de mampostería. Sinónimos de revoque, enlucido y enjarre.

10. Aplastamiento

Desmoronamiento local de la piedra, mampostería o concreto debido a esfuerzos de compresión que exceden la resistencia del material a este efecto.

11. Arcilla

Material mineral de partículas muy finas compuesto principalmente por agregados de silicatos de aluminio hidratados, el cual posee propiedades plásticas.

12. Asentamiento

Deformación vertical que experimenta una estructura por deformaciones del terreno situado bajo la misma.

B**13. Barra de refuerzo**

Elemento de acero, con sección transversal nominal uniforme, utilizado para reforzar el concreto o la mampostería con diámetro mayor que 6.35 mm.

14. Bloque

Pieza de mampostería cuyo largo nominal es 400 mm o mayor, en módulos de 100 mm y cuya altura nominal es de 200mm, (incluyendo la junta de mortero). Generalmente se fabrica de concreto y puede ser macizo, multiperforado o hueco.

15. Bovedilla

Elemento que se apoya entre viguetas, a modo de cimbra perdida, para aligerar el sistema de piso. Puede ser de concreto vibrocomprimido, arcilla, poliestireno u otros materiales.

C**16. Cabeceo**

Preparación de la superficie de un espécimen con el objetivo de obtener la planicidad requerida para su ensaye.

17. Cadena

Ver "dala".

18. Canto rodado

Fragmento de roca de tamaño reducido de superficie alisada y redondeada debido a un desgaste de erosión.

19. Carga muerta

Es la carga que actúa en forma permanente sobre la estructura, y que se debe al peso de todos los componentes del edificio.

20. Carga viva

Incluye las acciones derivadas del uso del edificio y que pueden variar en forma importante en el tiempo, distinguiéndose así de la carga muerta. Incluye mobiliario, equipo, personas y vehículos.

21. Castillo

Elemento estructural vertical, de concreto reforzado, colocado en los bordes del muro y de sus huecos. En muros reforzados se ligan con las dalas para proporcionar confinamiento. Pueden ser internos o externos en relación al muro.

22. Castillo interno

Castillo construido en el interior de piezas huecas de un muro.

23. Castillo externo

Castillo que se construye por fuera de las piezas del muro. Se requiere de una cimbra para ser colado.

24. Celda

Espacio vacío que atraviesa la pieza de mampostería por lo menos en el 95% de su altura con el fin de aligerarla y eventualmente alojar los elementos de refuerzo, tuberías e instalaciones.

25. Cementante

Material inorgánico finamente pulverizado que en presencia de agua tiene la propiedad de fraguar y endurecer, y que permite unir o pegar piezas de mampostería de modo que resulte un cuerpo compacto.

26. Cemento Portland

Cementante hidráulico compuesto de una mezcla de caliza y arcilla, la cual es parcialmente fundida en horno (kiln) y molida para hacer el cemento.

Aglutinante hidráulico producido por la pulverización de clínker y sulfatos de calcio en algunas de sus formas.

27. Cimbra

Molde o estructura provisional, fabricada con madera, metal o plástico, el cual tiene la forma del elemento a construir. Dentro de ella es colada la mezcla de concreto fresco.

28. Cimentación

Parte de la estructura que está en contacto con el suelo y sirve para transmitir a éste las cargas generadas por la edificación.

29. Claro

Dimensión horizontal entre las caras internas de dos apoyos de una viga o losa.

30. Colado

Proceso en el cual una mezcla fresca de concreto, o mortero, es colocada en un molde o cimbra, donde se le deja endurecer (fraguar).

31. Columna

Elemento estructural vertical con sección transversal pequeña comparada con su altura. Es un elemento principal de soporte de las cargas de la cubierta y de los pisos intermedios de un edificio. Trabaja principalmente a esfuerzos de flexocompresión.

32. Comportamiento no lineal

Cuando la relación entre las deformaciones y la carga aplicada deja de ser proporcional y que genera deformaciones permanentes, lo que equivale a una progresiva pérdida de rigidez y es indicio de algún tipo de daño.

33. Compresión

Estado de esfuerzos que produce un acortamiento de las fibras de la sección transversal de un elemento estructural paralelas a su eje. Es el estado de esfuerzos opuesto al de tensión.

34. Concreto hidráulico

Mezcla de cemento hidráulico, agregados finos y gruesos y agua. También puede tener aditivos y fibras. Una vez endurecido, tomando la forma del molde, y generalmente reforzado con acero, es capaz de tomar cargas como parte de una estructura.

35. Continuidad

Condición de conexión entre dos elementos estructurales en que se impide los movimientos relativos entre ellos.

36. Contracción plástica

Reducción del volumen que ocurre cuando el concreto, mortero o pasta cementante, está pasando de su estado plástico (aún no ha fraguado) al estado endurecido.

37. Contrafuertes

Elemento estructural vertical o inclinado que tiene la función de proveer estabilidad lateral, absorbiendo los empujes laterales o el coceo de una cubierta. Generalmente es un muro transversal exterior a la construcción principal.

38. Contratrabe

Viga de concreto reforzado, construida para reforzar y rigidizar la cimentación.

39. Corrosión

Deterioro de un material provocado por reacción química o electroquímica. En el caso de un metal se identifica como oxidación.

40. Corrugado

Surcos o resaltos sobre una superficie, normalmente siguiendo un patrón determinado. Se usa en barras, alambres y láminas de acero para refuerzo de concreto.

41. Cortante

Un tipo de esfuerzo o deformación que tiende a producir un corrimiento de fibras adyacentes y la consiguiente distorsión de la sección transversal del elemento.

42. Cuantía de refuerzo

Relación del área del refuerzo entre el área del concreto o mampostería en cualquier sección de un elemento.

43. Cuatrapeado

Aparejo en el que se colocan los elementos de manera alternada; i.e. colocación de las piezas con sus extremos verticales alternados respecto a la hilada inferior.

D**44. Dala**

Elemento horizontal de concreto reforzado, colocada sobre el muro (dala de cerramiento), debajo de él (dala de desplante) o alrededor de huecos. En muros se conecta a los castillos para proporcionar confinamiento.

45. Deformación

Cambio en la forma o en las dimensiones debido a los esfuerzos a que está sometido el elemento estructural.

46. Dentado

Corte en forma de diente o cuña en las piezas del borde vertical de un muro de mampostería para realizar la unión con el castillo. Como alternativa en piezas industrializadas, se deja sobresaliendo una de cada dos hiladas para formar un dentado rectangular en el borde que llevará el castillo.

47. Desplomo

Desviación con respecto a la vertical de un elemento, normalmente se refiere a un muro o a una columna.

48. Diafragma

Elemento estructural diseñado para soportar esfuerzos cortantes paralelos a su plano. Placa, muro u otra estructura rígida en su plano, que evita la distorsión de un piso o marco.

49. Dintel

Elemento de soporte horizontal ubicado sobre aberturas de muros, como puertas o ventanas.

50. Distorsión de entrepiso

Rotación del eje vertical del entrepiso. Se puede obtener dividiendo el desplazamiento lateral relativo a nivel de losas, entre la altura del entrepiso.

51. Dosificación

Pesado, o medición volumétrica, de los ingredientes para introducir a la mezcla de concreto o mortero según el proporcionamiento estipulado.

E**52. Elemento estructural**

Unidad básica constitutiva de una estructura, capaz de soportar y transmitir las cargas a sus apoyos u otros elementos a los que está conectada (arco, viga, columna, bóveda, losa, etc.).

53. Empotramiento

Apoyo rígido de un elemento estructural de modo que impide la rotación y el desplazamiento en el extremo del elemento.

54. Encamisado

Técnica para aumentar la resistencia de un elemento estructural, la cual consiste en colocar componentes de refuerzo, como: mallas metálicas o fibras de polímeros, alrededor de las caras exteriores de los elementos estructurales.

55. Escalerilla

Refuerzo de acero, formado por dos alambres de acero paralelos, los cuales se unen entre sí por medio de elementos de acero transversales electro-soldados entre sí. Se prohíben para fines de resistencia lateral en muros.

56. Escarpio

Cara lateral inclinada de una cimentación o muro de piedra.

57. Esfuerzo

Fuerza por unidad de área. Los esfuerzos normales a la superficie son de compresión y de tensión y los paralelos a ella son esfuerzos cortantes.

58. Estable (estabilidad)

Condición de equilibrio que no es alterada por pequeños cambios en el estado de esfuerzos y deformaciones.

59. Estribo

Barras o alambres de refuerzo con forma cerrada colocadas perpendicularmente, al sentido longitudinal de un elemento de concreto con el objetivo de resistir fuerza cortante y confinar el núcleo del elemento.

F**60. Factor de carga**

Factor de seguridad parcial mayor que la unidad que se aplica a las cargas calculadas para cubrir la incertidumbre que setiene para su determinación.

61. Factor de resistencia

Factor de seguridad parcial menor que la unidad que se aplica a la resistencia calculada (o nominal) para cubrir las incertidumbres que se tienen en su determinación.

62. Ferrocemento

Material estructural de poco espesor el cual se compone de una o varias capas de mallas de alambre reforzadas con mortero, o mortero reforzado con mallas de alambre.

63. Flexión

Un tipo de deformación en la cual las secciones transversales de un elemento estructural que eran inicialmente paralelas se inclinan unas hacia las otras. También se denomina así a la acción estructural que produce dicho efecto.

64. Fluencia

Estado de un material o elemento estructural en que éste pierde totalmente rigidez y se deforma plásticamente. Se llaman esfuerzos de fluencia y fuerza de fluencia a las condiciones para las que se produce este fenómeno, y que se consideran como límite para la resistencia de una estructura.

65. Fluidez

Propiedad de una mezcla de mortero, o concreto fresco la cual indica su plasticidad y trabajabilidad.

66. Flujo plástico

Deformación con el paso del tiempo de un material debido a la permanencia de las cargas. Esta deformación es adicional a la elástica que se produce por la aplicación inicial de la carga.

67. Fraguado

Proceso químico que resulta del desarrollo gradual de rigidez, pérdida de plasticidad, de una mezcla de cemento, adhesivo o resina.

G**68. Grapa**

Pieza de metal con forma de U, utilizada para mantener unidas dos elementos. Las grapas deberán rematarse con dobleces a 180 grados.

69. Grieta

Abertura o hendidura que se presenta en un elemento estructural cuando los esfuerzos de tensión exceden la resistencia a este efecto. El término fisura es equivalente, aunque suele emplearse para identificar una grieta de pequeña abertura.

H**70. Hilada**

Serie de piezas de tabiques, o bloques, colocados horizontalmente.

71. Histéresis

Curva esfuerzo-deformación que describe el comportamiento de un espécimen que es esforzado más allá de su intervalo elástico en ciclos alternados de tensión y compresión. También conocido como "curva histerética".

I**72. Intemperismo**

Proceso fisicoquímico de descomposición, o desgaste, como respuesta a la exposición a agentes de la intemperie, como son el agua, la humedad, o las variaciones de temperatura.

J**73. Junta**

En muros de mampostería es la separación, tanto vertical como horizontal, entre tabiques o bloques, que se rellena con mortero aglutinante o de pega.

L**74. Ladrillo**

Ver "Tabique"

75. Laja

Tipo de roca plana, lisa y poco gruesa.

76. Lechada

Mezcla cementante fluida con que se llenan cavidades o grietas en un elemento de mampostería. Generalmente constituida cemento y/o cal y agua, con la adición de arena cuando los huecos son de cierto tamaño.

77. Lindero

Límite de una propiedad.

78. Losa

Elemento estructural plano horizontal para cubrir un claro.

M**79. Mampostería**

Construcción compuesta, integrada por piezas de origen pétreo, naturales o artificiales, que por lo general son lo suficientemente pequeñas como para ser manejadas por una persona y que son unidas entre sí con mortero aglutinante.

80. Marco

Un conjunto de elementos estructurales lineales, vigas y columnas, conectados en sus uniones.

81. Momento flexionante

Un momento, o par de fuerzas que induce flexión en la sección transversal de un elemento.

82. Monolítico

Compuesto de un solo gran bloque de piedra lo que se simula con el material en un colado de concreto. También estructura en que no hay discontinuidades entre sus elementos.

83. Mortero

Mezcla de cementante y agua con agregado fino.

84. Murete

Probeta compuesta por piezas de mampostería, con una longitud de al menos una vez y media la dimensión máxima de la pieza y con el número de hiladas para tener una altura aproximadamente igual a la longitud.

85. Muro de carga

Se denomina así a un muro estructural con la función de soportar cargas verticales adicionales a su propio peso.

86. Muro estructural

Es el elemento del que depende parte de la estabilidad de la edificación, contribuyendo a la resistencia a cargas laterales y/overticales.

87. Muro no estructural

Es un muro del que no depende la estabilidad de la edificación pero que debe soportar las acciones para la estabilidad propia(viento, sismo, empujes por carga viva, etc.). Ejemplos son muros divisorios, pretilas, bardas.

P**88. Pandeo**

Flexión súbita de un elemento que se despega de su eje original, perdiendo drásticamente su rigidez y capacidad de resistircargas.

89. Paramento

Cada una de las dos caras de una pared.

90. Parapeto

Ver “pretil”.

91. Patín

Proyección horizontal en un extremo de la sección de un elemento, con lo que se proporciona un notable incremento de momento de inercia y de capacidad para resistir momentos flexionantes.

92. Peralte

Altura (peralto).

93. Permeabilidad

Capacidad de un material de permitir el flujo de líquidos o gases.

94. Peso propio

Las cargas debidas al peso de los elementos estructurales.

95. Piedra labrada

Piedra que ha sido trabajada hasta llevarla a un estado, o forma, conveniente para su uso.

96. Piedra braza

Fragmento de roca natural, de origen volcánico, para uso en construcción.

97. Polímero

El producto obtenido del proceso de polimerización, también conocido como resina.

98. Polimerización

Reacción química en la cual dos o más moléculas de bajo peso molecular, se combinan para formar un compuesto de mayor peso molecular, el cual contiene el mismo número de elementos y en misma proporción.

99. Pretil

Muro no estructural de poca altura, aproximadamente no mayor que 1 m, el cual se forma por la continuación de las paredes exteriores sobre la azotea o bajo una ventana. Sinónimos: parapeto, antepecho de ventana.

100. Probeta

Parte de una muestra preparada, o no, con las dimensiones y características adecuadas para someterla a una prueba determinada.

101. Proporcionamiento

Acción de seleccionar las cantidades de los ingredientes para generar la mezcla, de mortero o concreto, más eficiente y con las propiedades requeridas con los materiales disponibles.

102. Puntal

Elemento estructural de sección transversal pequeña que se introduce en una estructura para resistir cargas de compresión. A diferencia de una columna, puede ser inclinado y frecuentemente forma parte de una armadura.

R**103. Refuerzo**

Elementos como barras, alambres, hebras, fibras u otros, que son embebidos o anclados con un elemento estructural para que juntos resistan las fuerzas del sistema. En estas Normas se refiere a barras, alambres o mallas de acero embebidas o sujetas en el concreto o en la mampostería.

104. Resina

Sustancia orgánica o sintética de consistencia plástica viscosa, generalmente referida al producto de polimerización, y es capaz de endurecer cuando es mezclada con los reactivos adecuados.

105. Resina epóxica

Resina sintética de polímero termoestable el cuál se utiliza en recubrimientos o adhesivos especiales.

106. Resistencia

Máxima carga que un elemento estructural puede soportar antes de llegar a un estado de falla.

107. Retención de agua

Propiedad de la mezcla de mortero, la cual al ser sometida a una prueba de succión retiene el agua de la mezcla. Se define como la relación entre la fluidez inicial y la fluidez después de la prueba de succión.

108. Revenimiento

Prueba realizada a una mezcla de concreto, o mortero fresco que permite determinar la consistencia del material.

109. Rigidez

Oposición de un material o elemento estructural a ser deformado. Carga necesaria para producir una deformación unitaria.

S**110. Sangrado**

Flujo de agua proveniente de una mezcla de concreto, o mortero, recién colocada y causado por el asentamiento de los agregados sólidos de la mezcla.

111. Segregación

Concentración no uniforme de los componentes en una mezcla de concreto o mortero.

112. Superfluidificantes

Tipo de aditivo que modifica la consistencia de una mezcla de concreto, o mortero, aumentando la fluidez del concreto, lo que permite reducir la cantidad de agua.

T

113. Tabicón

Tabique macizo compuesto de concreto.

114. Tabique

Pieza para mampostería de forma prismática rectangular, de dimensiones menores que el bloque, fabricado con arcillas, comprimidas o extruidas, mediante un proceso de cocción o de concreto. Puede ser macizo, hueco o multiperforado. Al tabique macizo de arcilla se le conoce comúnmente como ladrillo.

115. Talud

Inclinación del paramento de un muro o de un terreno.

116. Tensión

Esfuerzo principal que produce el alargamiento de un elemento estructural o de las fibras de su sección transversal paralela a su eje.

117. Tensor

Barra o cable que, trabajando en tensión, se coloca para restringir el alargamiento entre dos puntos de una estructura.

118. Tizón, a

Proceso constructivo en el que las piezas del aparejo en un muro de mampostería, se colocan con su dimensión más larga en sentido perpendicular al paramento.

119. Torsión

Estado de esfuerzos que tiende a producir rotación de la sección transversal de un elemento. En relación a estructura completa es la rotación de los sistemas de pisos y techo alrededor del eje vertical durante la vibración por el efecto de sismos.

120. Trabajabilidad

Propiedad de una mezcla de mortero, o concreto, que indica qué tan fácilmente puede ser manejado, distribuido en la superficie de trabajo y compactado. (Ver también "fluidez").

121. Trefilado

Proceso de reducción de una sección de metal estirándolo en frío a través de hileras de diámetro menor.

V**122. Viga**

Elemento estructural de eje recto que cubre un claro horizontal y en que el peso propio y las cargas externas inducen principalmente momentos flexionantes y fuerzas cortantes. Sinónimo, trabe.

123. Vigueta

Viga de tamaño relativamente angosto apoyadas sobre vigas o muros, con poca separación, para soportar bovedillas de losas de entrepiso o cubierta.

124. Voladizo

Viga o losa empotrada en un extremo y libre en el otro.

Z**125. Zapata**

Elemento estructural de la cimentación que transmite las cargas directamente al suelo, generalmente tiene una forma ensanchada, hacia la parte de contacto con el terreno, para distribuir las cargas en una superficie más amplia. Puede ser aislada, corrida o de borde o lindero.

Referencias de los Comentarios:

Alcocer S M, Arias J G, Vázquez A (2004). Structures Through shaking table tests, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2130.

Alcocer S M, Aguilar G, Cano G (1995), Determinación de las propiedades mecánicas de los tabiques extruidos tipo VINTEX, MULTEX y AREMAX, Informe ES/01/95 CENAPRED.

ACI 355 3R (2011). Guide for design of anchorage to concrete: Examples using ACI 318 Appendix D. American Concrete Institute.

Bass, R., Carrasquillo, R. y Jirsa, J. (1989). "Shear transfer across new and existing concrete interfaces." ACI Structural Journal, 86(4), 383-393.

Collins, D (1989). Load-deflection behavior of cast-in- place and retrofit concrete anchors subjected to static, fatigue and impact tensile loads. Tesis de maestría, Universidad de Texas en Austin.

Cruz O., A I (2015), Contribución del refuerzo horizontal a la resistencia de muros de mampostería confinada, Tesis de Maestría, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

CSA S304-14 (2014), Design of Masonry Structures, Mississauga, Ontario.

Díaz Infante, L A (1993). Estadísticas de propiedades estructurales de conjuntos habitacionales de interés social, Tesis de Licenciatura, UNAM CU

Edificaciones de mampostería, (2019) Bernardo Gómez González, Raúl Jean Perrilliat, José Álvaro Pérez Gómez y Ernesto Leopoldo Treviño eds. Limusa, SMIE.

Jiménez, J (1992). Behavior of steel-to-concrete connections for use in repair and rehabilitation of reinforced concrete structures. Tesis de maestría, Universidad de Texas en Austin.

Leal G, J M, Pérez Gavilán, J J, Castorena G., J H, Velázquez D, J I, (2017), Infill walls with confining elements and horizontal reinforcement: an experimental study, Engineering Structures, 150, 153-165.

Leal G, J M, Pérez Gavilán, J J, Castorena G, Reyes S, A y Barraza G, M A, (2019), Nuevas expresiones de las NTCM (2017) para el cálculo de la resistencia a corte de muros diafragma de mampostería, Revistas de Ingeniería Sísmica, No. 100, 1-29

Leal, GM (2018), Comportamiento de muros diafragma ante cargas laterales, Tesis de Maestría, Instituto de Ingeniería de la UNAM, México

Lizárraga P, JF (2017), Comportamiento de muros de mampostería confinada sobre elementos flexibles, Tesis Doctoral, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Marques, R and Lourenço, Paulo B (2019) Structural behavior and design rules of confined masonry walls: Review and proposals, Construction and Building Materials 217, pp. 137-155.

Paulay, T & Priestley, MJN (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc, Nueva York, USA.

Pérez Gavilán, JJ, Flores, LE & Alcocer, SM (2013), *Efectos de la esbeltez en la resistencia de muros de mampostería confinada*, Ingeniería Sísmica, pp. 55-77.

Pérez Gavilán, JJ (2019), *Ductility of confined masonry walls, results from several experimental campaigns in Mexico*, 13th North American Masonry Conference, Salt Lake City

Riahi, Z, Elwood, KJ & Alcocer, SM (2009), *Backbone model for confined masonry walls for performance-based seismic design*, Journal of Structural Engineering, pp. 644-654.

Rubio P, L (2017), *Contribución del refuerzo horizontal a la resistencia a corte de muros confinados de piezas de arcilla extruida*, Tesis de maestría, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Sánchez, T A, Flores, L. E., Alcocer, S., & Meli, R. (1992). *Respuesta Sísmica de Muros de Mampostería Confinada con Diferentes Tipos de Refuerzo*. CENAPRED, México.

SMIE (2015), *Análisis de Estructuras de Mampostería, 2015*, Sergio Alcocer, Svetlana Brzev, Javier Cesin, José A. Escobar, Leonardo Flores, Raúl Granados, Oscar Hernández, Raúl Jean, J J Pérez Gavilán, J. Alvaro Pérez, José Luis Rangel, Manuel A. Taveras, Amador Terán y Oscar Zúñiga, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, J. J. Pérez Gavilán ed.

Weiner, D (1985). *Behavior of steel to concrete connections used to strengthen existing structures*. Tesis de maestría, Universidad de Texas en Austin.

TRANSITORIOS

Artículo Único.- Las presentes Normas Técnicas, entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en el Periódico Oficial, Órgano de Gobierno del Estado de Zacatecas o en la Gaceta Municipal, órgano de difusión del Ayuntamiento de Guadalupe, Zacatecas, y formarán parte integral del Reglamento de Construcción para el Municipio de Guadalupe, Zacatecas, publicado en el Periódico Oficial del Gobierno del Estado, con fecha 18 de octubre de 2023.

DADO en la Sala de Cabildo del Palacio de Gobierno Municipal de Guadalupe, Zacatecas, mediante Acuerdo de Cabildo 620/2023, de fecha 06 de noviembre de 2023.

Lic. José Saldívar Alcalde

Presidente Municipal

Lic. María de la Luz Muñoz Morales

Síndico Municipal

Regidores**Reg. José Alejandro Zapata Castañeda****Reg. Yoltyc Cristina Díaz Inguanzo****Reg. Manuel de Jesús López Velázquez****Reg. Margarita Ramos Rivera****Reg. Rafael Rodríguez Espino****Reg. María Elena Márquez Martínez****Reg. Aarón Basurto Menchaca****Reg. Carla María Tena Mena****Reg. Ma. Teresa López García****Reg. Stephania de las Mercedes Castruita Cataño****Reg. Luis Gerardo Flores Mendoza****Reg. Griselda Pamela Salazar Nájera****Reg. Alicia Giovanna Salmón Buenrostro****Reg. Jennifer Alvarado de Luna**

Y para que llegue al conocimiento de todas y de todos y se le dé debido cumplimiento y observancia, mando se imprima, publique y circule en términos de lo dispuesto por los artículos 2, fracción VII, 60, fracción I, inciso "h", y 80, fracción I, de la Ley Orgánica del Municipio del Estado de Zacatecas.

PRESIDENTE MUNICIPAL.- JOSÉ SALDÍVAR ALCALDE. SECRETARIO DE GOBIERNO MUNICIPAL.- ELEAZAR MOISÉS LIMONES VENEGAS. Rúbricas.