

**NORMA MEXICANA
NMX-R-079-SCFI-2015**

**ESCUELAS – SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LA INFRAESTRUCTURA
FÍSICA EDUCATIVA-REQUISITOS**

SCHOOLS - STRUCTURAL SECURITY OF THE EDUCATIONAL PHYSICAL
INFRASTRUCTURE -REQUERIMENTS

DIRECCIÓN GENERAL DE NORMAS

La presente norma, entrará en vigencia al día siguiente después de su publicación en el Diario
Oficial de la Federación



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

PREFACIO

En la elaboración de la presente norma mexicana participaron las siguientes instituciones:

- CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES (CENAPRED).
- INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELÉCTRICAS (IIE).
- INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO (IMCA).
- INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA (IMTA).
- INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL (IPN).
- INSTITUTO PARA LA SEGURIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES EN EL DISTRITO FEDERAL (ISCDF).
- INSTITUTO LOCAL DE LA INFRAESTRUCTURA FÍSICA EDUCATIVA DEL DISTRITO FEDERAL (ILIFEDF).
- INSTITUTO NACIONAL DE LA INFRAESTRUCTURA FÍSICA EDUCATIVA (INIFED).
- DIRECCIÓN GENERAL DE PROTECCIÓN CIVIL DE LA SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN (DGPC-SEGOB).
- UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DEL ESTADO DE MÉXICO (UAEM).
- UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA (UAM).
- UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO (UNAM).
- UNIVERSIDAD POPULAR AUTÓNOMA DEL ESTADO DE PUEBLA (UPAEP).
- ORGANISMO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN Y LA EDIFICACIÓN, S. C. (ONNCCE).
- SECRETARÍA DE ECONOMÍA (SE).
- CÁMARA NACIONAL DE LA INDUSTRIA DEL HIERRO Y DEL ACERO (CANACERO)



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

ÍNDICE DEL CONTENIDO

1. OBJETIVO	6
2. CAMPO DE APLICACIÓN	7
3. REFERENCIAS	7
4. DEFINICIONES	8
4.1. Bitácora	8
4.2. Calidad.....	8
4.3. Conservación	8
4.4. Construcción	9
4.5. Director Responsable de Obra (DRO)	9
4.6. Especificaciones.....	9
4.7. Infraestructura Física Educativa (INFE)	9
4.8. Inmueble educativo	9
4.9. Mantenimiento	9
4.10. Manual o guía de operación y mantenimiento.....	10
4.11. Mitigación de riesgos.....	10
4.12. Proyecto ejecutivo	10
4.13. Pruebas geotécnicas.....	10
4.14. Reparación	10
4.15. Supervisión.....	10
4.16. Peligro	10
4.17. Reconstrucción	11
4.18. Reconversión	11
4.19. Rehabilitación.....	11
4.20. Riesgo.....	11
4.21. Seguridad.....	11
5. ABREVIATURAS	11
6. TERMINOLOGÍA	12
6.1. Evaluación de la conformidad	12
6.2. Normas y especificaciones del INIFED.....	12
6.3. Verificación	13
7. DISPOSICIONES GENERALES	13
7.1. Introducción	13
7.2. Sistema de unidades	13
7.3. Aspectos legales	13
7.4. Planeación, construcción y mantenimiento.....	14
7.5. Proyecto arquitectónico	15
7.6. Proyecto ejecutivo	15
8. REQUISITOS PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL.....	15
8.1. Clasificación de las estructuras	15
8.2. Características generales de las edificaciones.....	16
8.3. Estudios preliminares	16



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

8.4.	Control y ejecución de obra	18
9.	CRITERIOS Y ACCIONES	18
9.1.	Acciones de diseño.....	18
9.2.	Criterios de diseño estructural	19
9.3.	Estados límite de servicio	19
9.4.	Acciones permanentes.....	19
9.5.	Cargas variables	19
10.	DISEÑO POR SISMO	23
10.1.	Espectros de diseño elásticos.....	23
10.2.	Espectros para diseño de estructuras del sector educativo	39
11.	DISEÑO POR VIENTO	60
11.1.	Requisitos para el diseño por viento	61
11.2.	Cargas debidas a la acción del viento.....	62
11.3.	Clasificación de las estructuras por su respuesta ante el viento.....	63
11.4.	Métodos estático y simplificado para diseño por viento	64
11.5.	Empujes Dinámicos por Efectos del Viento.....	75
12.	ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.....	81
12.1.	Materiales para mampostería.....	81
12.2.	Especificaciones generales de análisis y diseño.....	83
12.3.	Sistemas estructurales a base de muros de mampostería	85
12.4.	Diseño de los muros.....	91
12.5.	Mampostería de piedras naturales	91
12.6.	Construcción	92
13.	ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO	92
13.1.	Consideraciones generales	92
13.2.	Estados límite de falla	96
13.3.	Estados límite de servicio	97
13.4.	Diseño por durabilidad.....	98
13.5.	Requisitos complementarios	100
13.6.	Disposiciones complementarias para elementos estructurales comunes	110
13.7.	Marcos dúctiles.....	113
13.8.	Losas planas	116
13.9.	Concreto presforzado	118
13.10.	Concreto prefabricado	119
13.11.	Concreto de alta resistencia	119
13.12.	Concreto ligero.....	120
13.13.	Concreto simple.....	120
13.14.	Construcción	120
14.	ESTRUCTURAS DE ACERO Y COMPUESTAS.....	128
14.1.	Disposiciones generales	128
14.2.	Requisitos de diseño	130
14.3.	Propiedades de las secciones	132
14.4.	Diseño por Estabilidad	132
14.5.	Diseño de miembros de acero estructural	133
14.6.	Diseño de miembros compuestos	135



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

14.7.	Diseño de conexiones	135
14.8.	Diseño de miembros de acero formados en frío	142
14.9.	Estados límites de servicio	144
14.10.	Requisitos para sistemas estructurales de acero y compuestos	148
14.11.	Ejecución de las obras	150
14.12.	Diseño por cargas de encharcamiento	151
14.13.	Diseño por Fatiga.....	151
14.14.	Evaluación y reparación de estructuras existentes	151
14.15.	Casos especiales.....	151
15.	DISEÑO DE CIMENTACIONES	151
15.1.	Objetivo	151
15.2.	Investigación del subsuelo	152
15.3.	Tipos de suelos y macizos rocosos.....	152
15.4.	Diseño geotécnico de la cimentación	165
15.5.	Diseño estructural de la cimentación.....	189
15.6.	Análisis y diseño de excavaciones	192
15.7.	Muros de contención	201
15.8.	Procedimiento constructivo	204
15.9.	Observación del comportamiento de la cimentación	212
15.10.	Cimentaciones abandonadas	213
15.11.	Cimentaciones sobre rellenos controlados.....	213
15.12.	Recimentaciones.....	214
15.13.	Mejoramiento del terreno.....	214
15.14.	Zonas de riesgo geotécnico	216
15.15.	Memoria de diseño de cimentaciones	216
16.	DIAGNÓSTICO Y REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	216
16.1.	Introducción	216
16.2.	Criterios generales para el diagnóstico, evaluación, modelado y análisis	218
16.3.	Determinación de la necesidad de rehabilitar	222
16.4.	Rehabilitación.....	223
16.5.	Criterios de reparación en cimentaciones.....	224
16.6.	Criterios de reparación y refuerzo en elementos de concreto	224
16.7.	Criterios de reparación y refuerzo en estructuras de acero y compuestas ...	228
16.8.	Criterios de reparación y refuerzo en estructuras de mampostería	236
16.9.	Sistemas de control de respuesta	239
17.	EVALUACIÓN DE LA CONFORMIDAD	239
18.	BIBLIOGRAFÍA.....	240
19.	CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES.....	241



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

0. INTRODUCCIÓN

La presente norma tiene por objeto regular, en sus aspectos esenciales, el proceso de diseño estructural, construcción, rehabilitación y reforzamiento de inmuebles e instalaciones, destinados al servicio del sistema educativo nacional incorporando la reglamentación para el desarrollo de una construcción segura, confiable y habitable para la sustentabilidad, estableciendo las obligaciones y responsabilidades de los distintos entes que intervienen en dicho proceso.

De manera específica se busca lograr:

- La regulación de la infraestructura física educativa.
- Que las entidades federativas cuenten con una herramienta para normar y hacer más eficiente los procesos de construcción de la INFE.
- La actualización de este documento normativo conforme a la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, cuando se generen cambios en los diferentes ordenamientos normativos y tecnológicos, entre otros, que impacten sustancialmente en el contenido del mismo.
- Establecer y promover requisitos de calidad, seguridad, funcionalidad, oportunidad, equidad, sustentabilidad y pertinencia.
- Una INFE menos vulnerable ante el impacto de fenómenos naturales.

Esta norma tiene como uno de sus propósitos mantener en vigor y permanentemente, códigos de procesos de edificación y/o reglamentos de construcción. La continua actualización de estos códigos mediante ciclos de revisión establecidos asegura su uso, garantizando una adecuada aplicación para cada región y respetando la autonomía de las autoridades locales y, en el marco de sus atribuciones, les permita contar con un instrumento actualizable para hacer más eficiente y de mayor calidad la construcción de la INFE.

1. OBJETIVO

Esta Norma Mexicana establece los requisitos mínimos para el diseño estructural y construcción que deben cumplir las edificaciones nuevas, y para la revisión y rehabilitación, en su caso, de estructuras existentes.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

2. CAMPO DE APLICACIÓN

Este proyecto de norma mexicana aplica a la infraestructura física educativa al servicio del sistema educativo nacional.

Cuando existan regulaciones estatales o municipales en los mismos rubros que se establecen en esta norma y estas sean más estrictas, se deberá acatar lo establecido por la autoridad local.

3. REFERENCIAS

Para la correcta aplicación de esta norma se deben utilizar como referencia las siguientes normas oficiales mexicanas y normas mexicanas vigentes en aquello que sean aplicables; así mismo, se complementa con las siguientes normas y manuales vigentes o los que los sustituyan:

NMX-B-252-1988 "Requisitos generales para planchas, perfiles, tablaestacas y barras de acero laminado, para uso estructural".

NMX-B-266-1989 "Requisitos generales para lámina laminada en caliente y en frío, de acero al carbón y de acero de baja aleación y alta resistencia".

NMX-C-003-ONNCCE-2010 "Industria de la construcción - Calhidratada - Especificaciones y métodos de ensayo".

NMX-C-021-ONNCCE-2010 "Industria de la construcción - Cemento para albañilería (mortero) - Especificaciones y métodos de ensayo".

NMX-C-061-ONNCCE-2010 "Industria de la construcción - Cementos hidráulicos - Determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos".

NMX-C-083-ONNCCE-2014 "Industria de la construcción-Concreto - Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto - Método de prueba".

NMX-C-122-ONNCCE-2004"Industria de la construcción - Aguapara concreto - Especificaciones".

NMX-C-160-ONNCCE-2004"Industria de la construcción-Concreto - Elaboración y curado en obra de especímenes de concreto".

NMX-C-169-ONNCCE-2009"Industria de la construcción-Concreto - Extracción de especímenes cilíndricos o prismáticos de concreto hidráulico endurecido".



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

NMX-C-404-ONNCCE-2012 "Industria de la construcción – Mampostería – Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural – Especificaciones y métodos de ensayo".

NMX-C-406-ONNCCE-2014 "Industria de la construcción – Sistemas de vigueta y bovedilla y componentes prefabricados similares para losas – Especificaciones y métodos de prueba".

NMX-C-464-ONNCCE-2010 "Industria de la construcción – Mampostería – Determinación de la resistencia a compresión diagonal y módulo de cortante de muretes, así como determinación de la resistencia y la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas de mampostería de arcilla o de concreto – Métodos de ensayo".

NMX-R-003-SCFI-2011 "Escuelas – Selección del terreno para construcción – Requisitos".

Adicionalmente, la presente norma se complementa con las normas y manuales vigentes que se indican en el Capítulo 18 de Bibliografía.

4. DEFINICIONES

Para los propósitos de esta norma se establecen las siguientes definiciones:

4.1. Bitácora

Documento foliado físico o electrónico de carácter técnico, legal y de comunicación en el que se anotan los incidentes del proceso de obra, así como las observaciones e instrucciones especiales del Director Responsable de Obra del Supervisor o del Verificador, de los representantes de la autoridad local y, en su caso, de los corresponsables, del propietario o Promotor y del Constructor.

4.2. Calidad

El cumplimiento de los requisitos inherentes a la infraestructura física educativa establecidos en la legislación, normatividad y lineamientos aplicables.

4.3. Conservación

Aquellos trabajos que deban ejecutarse en una edificación, en sus instalaciones, equipos y sistemas, con el objeto de restituir sus condiciones de



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

operación y funcionamiento. Los trabajos de conservación se clasificarán en: mantenimiento y reparación.

4.4. Construcción

Conjunto de actividades efectuadas para edificar, instalar, rehabilitar, ampliar o modificar uno o más espacios educativos o parte de ellos.

4.5. Director Responsable de Obra (DRO)

- a) Persona física profesional, calificada y acreditada con registro por las autoridades correspondientes a la localidad, responsable de la observancia de la ley de desarrollo urbano local, reglamentos y demás disposiciones aplicables en el acto que otorga su responsiva.
- b) Persona física profesional asignada para tal efecto por las autoridades correspondientes según la etapa o actividad de responsabilidad, cuando no exista esta figura en la reglamentación local; y
- c) Figura de Corresponsable como el profesional que solidariamente se responsabiliza con el DRO en alguna especialidad.

4.6. Especificaciones

Descripción de las características y conjunto de requisitos que deben cumplir los materiales, procesos, equipos e insumos y servicios establecidos por el cliente para la realización de una obra.

4.7. Infraestructura Física Educativa (INFE)

Muebles e inmuebles destinados a la educación impartida por el Estado y los particulares con autorización o con reconocimiento de validez oficial de estudios, así como a los servicios e instalaciones necesarios para su correcta operación.

4.8. Inmueble educativo

Conjunto de bienes e instalaciones destinados a la educación impartida por el Estado y por los particulares con autorización o reconocimiento de validez oficial de estudios.

4.9. Mantenimiento

Trabajos y operaciones necesarias que se realizan en las construcciones, instalaciones, sistemas, mobiliario y equipo con el fin de sostener y asegurar su buen funcionamiento.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

4.10. Manual o guía de operación y mantenimiento

Documento que contiene procedimientos e instrucciones para sostener y asegurar el buen funcionamiento de las construcciones, instalaciones, mobiliario y equipo con los que operan los inmuebles educativos.

4.11. Mitigación de riesgos

Conjunto de acciones preventivas orientadas a disminuir el impacto o daño que puede causar la ocurrencia de un fenómeno perturbador potencialmente destructivo sobre la infraestructura física educativa.

4.12. Proyecto ejecutivo

Conjunto de planos y documentos que conforman los proyectos arquitectónicos y de ingenierías de una obra, el catálogo de conceptos, así como las descripciones e información suficientes para que ésta se pueda llevar a cabo.

4.13. Pruebas geotécnicas

Conjunto de procedimientos y métodos, tanto de campo como de laboratorio, mediante los cuales se determinan la posición del nivel freático, el tipo de materiales y las propiedades mecánicas de los estratos del subsuelo.

4.14. Reparación

Conjunto de acciones para arreglar o corregir partes y/o elementos dañados en las construcciones, instalaciones, mobiliario y equipo con los que cuenta un inmueble educativo.

4.15. Supervisión

Conjunto de actividades consistentes en realizar un seguimiento puntual de carácter normativo, técnico, administrativo y de control de calidad, efectuado por una persona física o moral con experiencia y conocimientos en la materia, para asegurar que la obra se ejecute con la calidad, costo y tiempo establecidos en el contrato, proyecto ejecutivo, especificaciones técnicas y normatividad vigente.

4.16. Peligro

Probabilidad de ocurrencia de un agente perturbador potencialmente dañino, de cierta intensidad, durante un cierto periodo de tiempo y en un sitio determinado.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

4.17. Reconstrucción

Reposición total o parcial de una edificación.

4.18. Reconversión

Cambio del uso o destino que de manera original se le asignó a un espacio o una edificación.

4.19. Rehabilitación

Trabajos necesarios para restablecer las condiciones y características de resistencia o funcionamiento de un inmueble educativo.

4.20. Riesgo

Medida de los daños o pérdidas probables sobre un agente afectable (personas, bienes o servicios), como resultado de la interacción entre su vulnerabilidad y la presencia de un agente perturbador.

4.21. Seguridad

Conjunto de condiciones establecidas para mitigar los riesgos y garantizar la integridad física de usuarios, equipos y bienes muebles.

5. ABREVIATURAS

Para los propósitos de esta norma se establecen las siguientes abreviaturas:

CDS-MDOC	Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.
CDV-MDOC	Capítulo de Diseño por Viento del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.
DOF	Diario Oficial de la Federación.
DRO	Director Responsable de Obra.
INIFED	Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa.
INFE	Infraestructura Física Educativa.
IMCA	Instituto Mexicano de la Construcción en Acero.
LOPSRM	Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas.
NTC	Normas Técnicas Complementarias.
NTC-Criterios y	



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

Acciones	Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones del RCDF.
NTC-Diseño Arquitectónico	Normas Técnicas Complementarias para Diseño Arquitectónico
NTC-Sismo	Normas técnicas complementarias para diseño por sismo del RCDF.
NTC-Viento	Normas técnicas complementarias para diseño por viento del RCDF.
NTC-Mampostería	Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería del RCDF.
NTC-Concreto	Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto del RCDF.
NTC-Metálicas	Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras metálicas del RCDF.
NTC-Cimentaciones	Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones del RCDF.
NMX	Norma Mexicana.
NOM	Norma Oficial Mexicana.
RCDF	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
SEP	Secretaría de Educación Pública.

6. TERMINOLOGÍA

Para los propósitos de esta norma se establece la siguiente terminología:

6.1. Evaluación de la conformidad

Determinación del grado de cumplimiento con las normas oficiales mexicanas o la conformidad con las normas mexicanas, las normas internacionales u otras especificaciones, prescripciones o características. Comprende, entre otros, los procedimientos de muestreo, prueba, calibración, certificación y verificación.

6.2. Normas y especificaciones del INIFED

Normas y Especificaciones para estudios, proyectos, construcción e instalaciones del INIFED.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

6.3. Verificación

Constatación ocular o comprobación mediante muestreo, medición, pruebas de laboratorio, cálculos o examen de documentos que se realiza para evaluar la conformidad en un momento determinado.

7. DISPOSICIONES GENERALES

7.1. Introducción

En este apartado se establecen los aspectos generales que se deben considerar al inicio de una obra.

7.2. Sistema de unidades

El sistema de unidades adoptado en la presente Norma, y con el que se debe trabajar para el desarrollo de un proyecto, planos, memorias, bitácoras, y otros documentos que forman parte del contrato de obra para la infraestructura educativa, deben ser compatibles con lo indicado en la NOM-008-SCFI-1993 "Sistema general de unidades de medida".

La información y ecuaciones que aparecen en la presente Norma se presentan en primera instancia utilizando el sistema internacional de unidades (SI), y entre paréntesis se incluyen además las expresiones en el sistema métrico decimal convencional. Cada sistema debe utilizarse con independencia, sin hacer combinaciones entre sistemas de unidades. Cuando es posible, las expresiones se presentan de forma adimensional en la presente Norma.

7.3. Aspectos legales

Las obras de construcción, instalación, modificación, ampliación, reparación y demolición, así como el uso de las edificaciones deben sujetarse a las disposiciones de la Ley de Desarrollo Urbano de cada entidad; del reglamento de construcción local y de sus normas técnicas complementarias y demás disposiciones jurídicas y administrativas aplicables.

En esta norma se detallan a las especificaciones, diseño y cálculo de estructuras destinadas a la construcción de INFE, puntualizando que esta normatividad técnica es de observancia obligatoria en los términos que marca la Ley General de la Infraestructura Física Educativa vigente siendo aplicable a todas las edificaciones y espacios que formen parte integrante de un plantel escolar, independientemente del uso particular al que esté destinado.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

7.3.1. Responsable

El DRO, los corresponsables o la persona física profesional, calificada y acreditada con registro por las autoridades correspondientes de la localidad, encargados de la observancia de la LOPSRM, reglamentos y demás disposiciones aplicables, son los que se comprometen a dar cumplimiento de esta norma, así como de la utilización de insumos que cumplan con las disposiciones correspondientes. El propietario, el constructor y sus representantes serán responsables solidarios.

7.3.2. Vía pública

Para las actividades de planeación, diseño, construcción, operación y mantenimiento de instalaciones y de estructuras que tengan algún efecto en la vía pública, así como en las instalaciones para las conducciones subterráneas y aéreas en la vía pública y sobre el alineamiento y número oficial, se deberá cumplir con los requerimientos aplicables correspondientes a la autoridad local.

7.3.3. Licencias y permisos

Para construir, ampliar, reparar o modificar una obra o instalación el DRO y los Corresponsables, previo al inicio de los trabajos, deben solicitar la licencia de construcción correspondiente según las normatividad del reglamento de construcción local.

7.3.4. Bitácora de obra

Durante el desarrollo de los trabajos la supervisión debe vigilar y o controlar las incidencias de la obra para lo cual utilizará como instrumento de control técnico y legal la bitácora de obra y su uso será conforme a lo establecido en la Norma Mexicana NMX-R-024-SCFI "Escuelas – Supervisión de obra de la infraestructura física educativa – Requisitos", o la que la sustituya.

7.4. Planeación, construcción y mantenimiento

Se deberá realizar con base a la norma mexicana NMX-R-021-SCFI "Escuelas – Calidad de la infraestructura física educativa–Requisitos". La verificación del cumplimiento de los requisitos se realizará con base en la cadena de valor de la INFE mediante la comprobación física y documental en sus etapas de: planeación, contratación, proyecto ejecutivo, construcción y supervisión, así como en elementos para conservación del ambiente.

Para el cumplimiento de los requisitos del mantenimiento de los planteles educativos se deberá observar lo indicado en el volumen 7 Conservación de las normas y especificaciones del INIFED.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

7.5. Proyecto arquitectónico

Para garantizar las condiciones de habitabilidad, accesibilidad, funcionamiento, higiene, acondicionamiento ambiental, eficiencia energética, comunicación, seguridad en emergencias, integración al contexto e imagen urbana de las edificaciones, los proyectos arquitectónicos correspondientes deben cumplir con los requerimientos establecidos en las normas técnicas complementarias para el proyecto arquitectónico del reglamento de construcciones local vigente o en ausencia de éste, las NTC-Diseño Arquitectónico.

7.6. Proyecto ejecutivo

Debe contener como mínimo:

- Proyecto arquitectónico, incluyendo planos y memoria descriptiva del mismo.
- Proyecto de las instalaciones hidráulicas, sanitarias, eléctricas, de gas y especiales, con sus correspondientes memorias de cálculo, planos y memorias descriptivas.
- Proyecto estructural con la descripción detallada de las características de la estructura y, en su caso, el proyecto de protección a colindancias.
- Estudio de Mecánica de Suelos, que indique la caracterización del terreno, es decir, propiedades físicas y propiedades mecánicas. Además debe contener la capacidad de carga y las propiedades de deformación del terreno, para calcular asentamientos totales o diferenciales. Finalmente deberá contener las recomendaciones del tipo de cimentación que se deberá emplear.
- Memoria de Cálculo Estructural, en el que se muestre claramente el sistema estructural resistente a cargas y acciones sísmicas y de viento, con definición de dimensiones, secciones, cuantías, materiales y otras características importantes que se requieran señalar, que permitan la ejecución de la estructura de acuerdo a la normativa vigente en la zona, firmada por el profesional Responsable.
- Especificaciones de construcción relacionando las con la normatividad vigente.
- Características y especificaciones de los materiales, productos, elementos y componentes para uso estructural y en instalaciones.

8. REQUISITOS PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL

8.1. Clasificación de las estructuras

Para los efectos de esta norma toda la infraestructura física educativa se clasifica como perteneciente al Grupo A, ya que son edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana o de desastre. Se



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

incluyen en este grupo los edificios de aulas, laboratorios, talleres, gimnasios, oficinas administrativas, y estructuras de techumbres usadas como cubiertas de patios, así como cualquier otra edificación.

Se considerará también dentro de esta misma clasificación a los elementos estructurales secundarios como bardas perimetrales del predio, pretilos en pasillos y azoteas, recubrimientos de fachadas, elementos no estructurales, así como apéndices sobre las edificaciones como son las estructuras para tanques de agua.

8.2. Características generales de las edificaciones

En zonas sísmicas C y D, según se define en el Capítulo 10 de Diseño por sismo, toda edificación deberá cumplir con los requisitos de estructura regular (ver Capítulo 10).

Adicionalmente, en la zona sísmica D, las edificaciones de acero y concreto a base de marcos o de marcos y muros de concreto deberán cumplir con los requisitos de geometría y detallado de las Secciones 13.6.5 y 13.7, si son de concreto, y con los de las Secciones 14.10.1.1 y 14.10.1.2 si son de acero.

8.3. Estudios preliminares

8.3.1. Selección del terreno

La selección del terreno se deberá realizar con base a la norma mexicana NMX-R-003-SCFI "Escuelas – Selección del terreno para construcción – Requisitos", considerando las condiciones que no son aptas para la construcción en el medio físico natural y el medio físico transformado.

Se debe consultar el mapa de riesgos del municipio en caso de existir.

8.3.2. Geotecnia

Los estudios de geotecnia contendrán como mínimo:

- Introducción
- Descripción del predio y condiciones actuales del inmueble educativo.
- Elaboración de los programas de exploración y muestreo del subsuelo.
- Visita al sitio para conocer la problemática general y en su caso modificar o complementar el programa original de exploración.
- Exploración y muestreo
 - Marco geológico.
- Descripción de las zonificaciones geotécnica, sísmica e hidrometeorológicas
 - Trabajos de campo



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

- Recopilación de la información de geotecnia y sísmica existente.
- Tipos, cantidad y profundidad de sondeos
- Descripción de los sondeos, de obtención de muestras y de pruebas realizadas en el lugar.
- Trabajos de gabinete
 - Selección del número, tipo y procedimiento de las pruebas de laboratorio.
 - Definición del origen, composición y propiedades del subsuelo.
 - Perfiles estratigráficos y modelo geotécnico.
 - Propiedades del terreno de cimentación. Al menos se definirá la capacidad de carga a la profundidad que se especifique en el proyecto y la velocidad de ondas de corte para fines de diseño sísmico del sitio de desplante.
 - Condiciones del agua subterránea y cuerpos de agua cercanos.
 - Condiciones especiales (licuación, subsidencia, fallas geológicas, inundación, cortes o taludes inestables, cavernas, etc.)
 - Croquis y figuras.
- Análisis de alternativas para cimentaciones o rehabilitaciones de estas.
- Elaboración de especificaciones generales sobre el procedimiento constructivo de las cimentaciones o rehabilitación de estas.
- En su caso recomendaciones para cortes, taludes, empujes en muros, pisos, mejoramiento del subsuelo, procesos constructivos y control del comportamiento de la obra durante y posterior a su construcción.
- Recomendaciones para la realización de otro tipo de estudios, los cuales contendrán los puntos anteriores más los específicos para el tipo de prueba.
- Reporte fotográfico que incluirá fotografías panorámicas, áreas y tomas desde los vértices, al que se anexarán croquis indicando los puntos y direcciones de las tomas.
- Memoria de cálculo
- Conclusiones

8.3.3. Estructuras

- Las especificaciones deben incluir requerimientos del proyecto para los materiales estructurales, su fabricación, colocación, tolerancias y controles de calidad.
- Las especificaciones para elementos deben incluir los criterios normativos de su diseño y de detallado.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

- Las especificaciones más relevantes deben abreviarse e incluirse en los planos.
- Los planos deben mostrar la ubicación y denominación de los elementos estructurales, sus dimensiones, sus refuerzos y sus conexiones a una escala y nivel de detalle que permita la construcción en una secuencia razonable por un contratista competente y con experiencia en construcciones con los materiales especificados.
- Las plantas, elevaciones, cortes y detalles deberán ejecutarse en una escala, cantidad y extensión adecuadas para representar claramente la relación entre los elementos y sus interconexiones.
- Los planos estructurales del proyecto deben incluir como mínimo lo siguiente:
 - Detalles típicos y notas.
 - Cuadro o plantas de cargas de uso.
 - Plantas de cimentaciones, secciones y detalles.
 - Plantas de estructuras, secciones y detalles.
 - Elevaciones de todos los ejes estructurales, secciones y detalles.
 - Plantas del sistema de pisos y techos, secciones y detalles.
 - Detalles de uniones.
 - Otros detalles.
- Conclusiones

Todos los documentos incluirán los datos del Responsable que corresponda, nombre, número de cédula profesional, número y localidad de registro, así como firmas del encargado del desarrollo del proyecto, de los técnicos y especialistas involucrados.

8.4. Control y ejecución de obra

El Responsable debe supervisar el cumplimiento de las disposiciones constructivas establecidas en esta Norma y del proyecto ejecutivo. Son aplicables a cada edificación y a cada empresa constructora que participe en la obra.

9. CRITERIOS Y ACCIONES

9.1. Acciones de diseño

Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

- a) Acciones permanentes,
- b) Acciones variables, y
- c) Acciones accidentales.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

La definición de estas acciones, las intensidades de diseño y la combinación de acciones se tomarán como se establece en el reglamento local o en el capítulo 2 de las NTC-Criterios y Acciones y los CDS y CDV del MDOC, según apliquen.

9.2. Criterios de diseño estructural

Se considerará que 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.

Los estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio.

Se entenderá por resistencia la capacidad equivalente a 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.

Los criterios para la determinación de las resistencias de diseño, así como los factores de carga y las combinaciones de acciones en las cuales se usan, se tomarán como se establece en el reglamento local o en capítulo 3 de las NTC-Criterios y Acciones y los CDS y CDV del MDOC, según apliquen.

9.3. Estados límite de servicio

Los requisitos para revisión de los desplazamientos para el estado límite de servicio, vibraciones y otros estados límite se tomarán como se establece en el reglamento local o el capítulo 4 de las NTC-Criterios y Acciones.

9.4. Acciones permanentes

La definición y evaluación de las cargas muertas y otras acciones estáticas como empujes de tierras y líquidos se tomarán como se establece en el capítulo 5 de las NTC-Criterios y Acciones. Se incluirán los incrementos al peso de losas y capa de mortero sobre la misma, como se establece en dicho capítulo.

9.5. Cargas variables

La definición de las cargas vivas se tomará como se establece en el capítulo 6 de las NTC-Criterios y Acciones.

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

- 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.

Las cargas uniformes de la Tabla 1 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

Tabla 1 Cargas vivas unitarias, kN/m^2 (kg/m^2)

Destino de piso o cubierta	W	W_a	W_m	Observaciones
a) Habitación (internados de escuelas)	0,7 (70)	0,9 (90)	1,7 (170)	1
b) Oficinas 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, auditorios, teatros, gimnasios, restaurantes o comedores y similares)	0,4 (40)	2,5 (250)	3,5 (350)	5
g) Bodegas	$0,8W_m$	$0,9W_m$	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)	



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

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

$$1 + \frac{4,2}{\sqrt{A}} \left(100 + \frac{420}{\sqrt{A}} ; \text{ en kg/m}^2 \right)$$

En 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

$$1,1 + \frac{8,5}{\sqrt{A}} \left(110 + \frac{850}{\sqrt{A}} ; \text{ en kg/m}^2 \right)$$

En 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.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

- ³ En áreas de comunicación de internados se considerará la misma carga viva que en el inciso a).
- 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 la carga unitaria, W_m , que no será inferior a 3,5 kN/m² (350 kg/m²) 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 establecida en la Tabla 2 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.
- ⁹ Para tomar en cuenta el efecto de granizo, W_m se tomará igual a lo establecido en la Tabla 2 y se tratará como una carga accidental para fines de calcular los factores de carga. 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 2.- Cargas de granizo

Zonificación (Ver Figura 1)	Carga viva accidental en el fondo de valles de techos, W_a kN (kg)	Carga viva máxima en techos, W_m kN/m² (kg/m²)
Zona A	0	0
Zona B	0,2 (20)	0,65 (65)
Zona C	0,3 (30)	1,0 (100)

SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

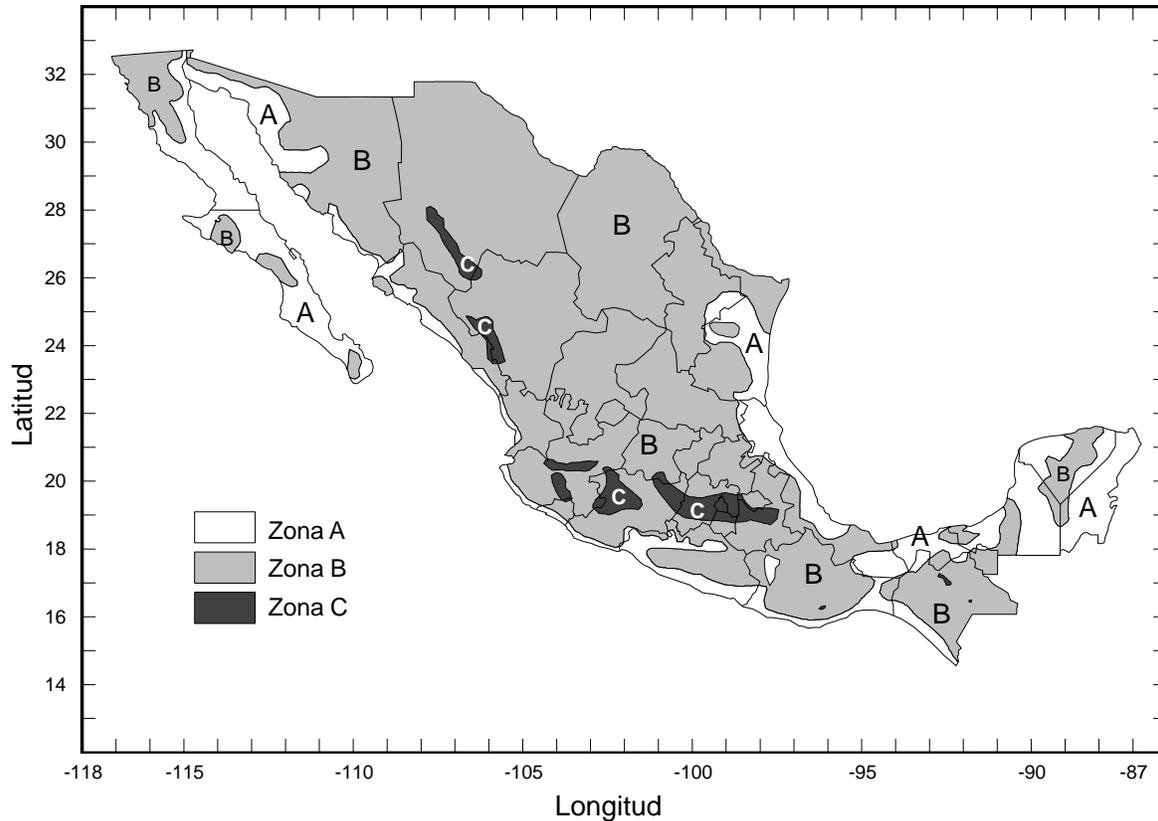


Figura 1 Zonas para cargas de granizo

Los requisitos para las cargas vivas transitorias, cambios de temperatura, deformaciones impuestas y vibraciones se tomarán como se establece en el reglamento local o capítulo 6 de las NTC-Criterios y Acciones.

10. DISEÑO POR SISMO

10.1. Espectros de diseño elásticos

10.1.1. Introducción

La intensidad del movimiento sísmico es uno de los peligros más importantes al que están expuestas las construcciones en el país. Para tomar en cuenta el peligro sísmico, frecuentemente se recurre al uso de espectros de diseño que dependen, entre otros aspectos, de la cercanía del sitio a las fuentes generadoras de temblores y de las condiciones locales del terreno.

Para garantizar la seguridad de la INFE se suministran espectros de diseño sísmico regionales basados en los propuestos en el Capítulo de Diseño Sísmico



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CDS-MDOC) vigente, que proporcionan espectros para terreno rocoso con variaciones continuas dentro del territorio mexicano.

Para la construcción de los espectros se deberán tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se deberá realizar una exploración básica o detallada del subsuelo como se señala en las Secciones 8.3.2 y 10.1.4.
- Se tendrán espectros de diseño por tipo de suelo y espectros de diseño con efectos de sitio.
- Los espectros de diseño por tipo de suelo se construirán a partir de un parámetro relacionado con el peligro sísmico, que es la aceleración máxima en terreno rocoso, y se continuará con factores con los que se toman en cuenta las condiciones del terreno.
- Los espectros de diseño con efectos de sitio se construirán a partir de espectros de peligro uniforme en roca y de propiedades dinámicas del suelo idealizado como un medio estratificado. Los efectos de sitio se tomarán en cuenta en forma explícita con criterios que permitan considerar las amplificaciones dinámicas del terreno en forma rigurosa.
- Los espectros de diseño con efectos de sitio son envolventes de los espectros de respuesta, elástica e inelástica, para todo periodo estructural.
- Los espectros de diseño deben ser transparentes, es decir, carecer de factores de reducción ajenos al peligro sísmico.
- Las ordenadas espectrales corresponden al 5% del amortiguamiento crítico estructural.
- A periodo estructural largo, los espectros de diseño de desplazamiento que se derivan de los espectros de aceleración deben tender a los desplazamientos máximos del terreno.
- Se suministrarán espectros de diseño para los estados límite de servicio y de resistencia.

10.1.2. Peligro sísmico en México

El movimiento sísmico del terreno se caracteriza con el espectro de peligro uniforme en roca. Este corresponde al periodo de retorno óptimo propuesto en el CDS-MDOC vigente. Para construir los espectros de diseño, se suministra en la Tabla 3, para las principales poblaciones del país, calculándose el valor de la aceleración máxima en roca a_0^r con la siguiente fórmula:

$$a_0^r (T_e = 0)$$



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

En donde:

- a_0^r Aceleración máxima en roca en cm/s^2 ;
 T_e es el periodo estructural en s

Si se requiere obtener el valor de a_0^r para otras localidades, se deberá hacer uso del programa PRODISIS incluido en el CDS-MDOC vigente.

Estos valores corresponden al nivel de importancia del Grupo B, por lo tanto, para obtener el espectro de diseño transparente para las estructuras del Grupo A, se deberá construir primero el espectro para las estructuras del grupo B y multiplicarse por factor de importancia estructural de 1,5.

Tabla 3 Aceleración máxima en roca a_0^r

No.	POBLACIÓN	Longitud	Latitud	a_0^r
1	Acapulco, Gro.	-99,88	16,86	448,50
2	Aguascalientes, Ags.	-102,29	21,88	49,90
3	Álvaro Obregón, D. F.	-99,21	19,38	131,32
4	Azcapotzalco, D. F.	-99,19	19,49	124,08
5	Benito Juárez, D. F.	-99,16	19,38	131,29
6	Buenavista de Cuellar, Gro.	-99,41	18,46	180,78
7	Campeche, Camp.	-90,52	19,84	32,00
8	Cancún (Benito Juárez), Q. R.	-86,86	21,16	32,00
9	Celaya, Gto.	-100,81	20,53	84,85
10	Chalco, Méx.	-98,90	19,26	138,99
11	Chetumal (Othón P. Blanco), Q. R.	-88,30	18,50	39,11
12	Chicoloapan, Méx.	-98,91	19,39	130,38
13	Chihuahua, Chih.	-106,07	28,63	50,45
14	Chilpancingo, Gro.	-99,50	17,55	264,85
15	Chimalhuacán, Méx.	-98,96	19,43	127,77
16	Ciudad Acuña, Coah.	-100,95	29,32	44,53
17	Ciudad Apodaca, N. L.	-100,19	25,78	44,60
18	Ciudad del Carmen, Camp.	-91,86	18,61	66,52
19	Ciudad General Escobedo, N. L.	-100,35	25,80	44,57
20	Ciudad López Mateos, Méx.	-99,24	19,55	120,68
21	Ciudad Madero, Tamps.	-97,84	22,25	44,75



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

No.	POBLACIÓN	Longitud	Latitud	a ₀
22	Ciudad Nezahualcóyotl, Méx.	-99,00	19,40	129,84
23	Ciudad Obregón, Son.	-109,93	27,48	96,66
24	Ciudad Santa Catarina, N. L.	-100,44	25,68	44,57
25	Ciudad Valles, S. L. P.	-99,00	22,00	46,34
26	Ciudad Victoria, Tamps.	-99,14	23,74	44,42
27	Coacalco, Méx.	-99,11	19,64	115,48
28	Coatzacoalcos, Ver.	-94,46	18,14	133,76
29	Colima, Col.	-103,73	19,25	287,21
30	Córdoba, Ver.	-96,93	18,88	147,31
31	Coyoacán, D. F.	-99,16	19,35	133,27
32	Cuajimalpa, D. F.	-99,29	19,36	132,69
33	Cuauhtémoc, D. F.	-99,15	19,44	127,33
34	Cuautitlán Izcalli, Méx.	-99,21	19,65	115,02
35	Cuatla, Mor.	-98,95	18,81	168,29
36	Cuernavaca, Mor.	-99,22	18,92	160,83
37	Culiacán, Sin.	-107,39	24,80	71,64
38	Delicias, Chih.	-105,47	28,19	46,68
39	Durango, Dgo.	-104,66	24,00	45,93
40	Ecatepec, Méx.	-99,04	19,60	117,72
41	Ensenada, B. C.	-116,61	31,86	171,71
42	Fresnillo, Zac.	-102,87	23,18	45,32
43	Gómez Palacio, Dgo.	-103,49	25,57	44,67
44	Guadalajara, Jal.	-103,35	20,66	104,47
45	Guadalupe, N. L.	-100,21	25,67	44,60
46	Guanajuato, Gto.	-101,26	21,02	67,18
47	Guaymas, Son.	-110,90	27,92	153,89
48	Gustavo A. Madero, D. F.	-99,12	19,48	124,66
49	Hermosillo, Son.	-110,96	29,08	80,51
50	Hidalgo del Parral, Chih.	-105,67	26,93	45,50
51	Iguala, Gro.	-99,54	18,35	186,88
52	Irapuato, Gto.	-101,35	20,67	82,25
53	Ixtapaluca, Méx.	-98,89	19,31	135,76
54	Iztacalco, D. F.	-99,10	19,40	129,93
55	Iztapalapa, D. F.	-99,09	19,36	132,57
56	Jiutepec, Mor.	-99,18	18,88	163,11



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

No.	POBLACIÓN	Longitud	Latitud	a ₀
57	Juárez, Chih.	-106,42	31,68	54,44
58	La Paz, B. C. S.	-110,31	24,14	145,67
59	León, Gto.	-101,67	21,12	63,85
60	Los Mochis, Sin.	-108,99	25,79	123,63
61	Los Reyes (La Paz), Méx	-98,98	19,37	131,81
62	Magdalena Contreras, D. F.	-99,24	19,31	135,92
63	Manzanillo, Col.	-104,29	19,08	384,56
64	Matamoros, Tamps.	-97,50	25,87	44,32
65	Mazatlán, Sin.	-106,41	23,24	66,81
66	Mérida, Yuc.	-89,62	20,98	32,00
67	Metepec, Méx.	-99,60	19,26	139,31
68	Mexicali, B. C.	-115,44	32,63	360,72
69	Miguel Hidalgo, D. F.	-99,19	19,41	129,34
70	Milpa Alta, D. F.	-99,02	19,19	143,78
71	Minatitlán, Ver.	-94,55	17,99	145,43
72	Monclova, Coah.	-101,42	26,91	44,56
73	Monterrey, N. L.	-100,31	25,67	44,58
74	Morelia, Mich.	-101,19	19,70	113,28
75	Naucalpan, Méx.	-99,24	19,48	124,80
76	Navojoa, Son.	-109,44	27,07	84,82
77	Nicolás Romero, Méx.	-99,31	19,62	116,95
78	Nogales, Son.	-110,94	31,30	72,94
79	Nuevo Laredo, Tamps.	-99,54	27,48	44,53
80	Oaxaca, Oax.	-96,73	17,06	246,12
81	Ojo de Agua (Tecamac), Méx.	-99,03	19,68	113,08
82	Orizaba, Ver.	-97,10	18,85	153,33
83	Pachuca, Hgo.	-98,76	20,10	95,15
84	Piedras Negras, Coah.	-100,52	28,70	44,53
85	Playa del Carmen (Solidaridad), Q. R.	-87,07	20,63	32,00
86	Poza Rica, Ver.	-97,46	20,53	73,73
87	Puebla, Pue.	-98,20	19,04	151,44
88	Puerto Vallarta, Jal.	-105,22	20,65	316,10
89	Querétaro, Qro.	-100,39	20,59	82,06
90	Reynosa, Tamps.	-98,29	26,08	44,45
91	Salamanca, Gto.	-101,20	20,57	84,26



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

No.	POBLACIÓN	Longitud	Latitud	a ₀
92	Saltillo, Coah.	-101,00	25,43	44,55
93	San Cristóbal de las Casas, Chis.	-92,64	16,74	180,77
94	San Juan del Río, Qro.	-99,98	20,38	88,04
95	San Luis Potosí, S. L. P.	-100,98	22,15	46,75
96	San Luis Río Colorado, Son.	-114,77	32,45	274,48
97	San Nicolás de los Garza, N. L.	-100,25	25,75	44,59
98	San Pedro Garza García, N. L.	-100,38	25,65	44,57
99	Tampico, Tamps.	-97,86	22,22	44,27
100	Tapachula, Chis.	-92,27	14,90	347,86
101	Tehuacán, Pue.	-97,40	18,46	179,81
102	Tepic, Nay.	-104,90	21,50	137,23
103	Tijuana, B. C.	-117,05	32,50	171,26
104	Tláhuac, D. F.	-99,00	19,27	138,49
105	Tlalnepantla, Méx.	-99,20	19,54	121,19
106	Tlalpan, D. F.	-99,17	19,29	137,21
107	Tlaquepaque, Jal.	-103,31	20,64	105,04
108	Tlaxcala, Tlax.	-98,24	19,32	131,90
109	Toluca, Méx.	-99,65	19,29	137,36
110	Tonalá, Jal.	-103,24	20,62	100,08
111	Torreón, Coah.	-103,42	25,53	44,66
112	Tultitlán, Méx.	-99,17	19,65	114,98
113	Tuxtla Gutiérrez, Chis.	-93,10	16,75	199,41
114	Uruapan, Mich.	-102,05	19,42	143,83
115	Venustiano Carranza, D. F.	-99,09	19,43	127,93
116	Veracruz, Ver.	-96,14	19,17	114,82
117	Villahermosa, Tab.	-92,95	18,00	105,55
118	Xalapa, Ver.	-96,91	19,54	106,17
119	Xochimilco, D. F.	-99,10	19,26	139,19
120	Zacatecas, Zac.	-102,57	22,76	45,90
121	Zamora, Mich.	-102,28	19,98	107,35
122	Zapopan, Jal.	-103,39	20,72	101,69



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

10.1.3. Regionalización sísmica

Las intensidades del peligro sísmico varían en el territorio mexicano en forma continua, tanto para periodos de retorno constante, como periodos de retorno óptimos. Sin embargo, para la construcción de espectros para construcciones de la INFE, es necesario contar con una regionalización sísmica que ayude a obtener los efectos de sitio. Para esto, se propone una regionalización en que se consideran cuatro zonas: dos de baja sismicidad y dos de alta sismicidad definidas en la Tabla 4. Para determinar la zona sísmica se proporciona un criterio simple basado en el valor de la aceleración máxima en roca, a_0^r , para periodo de retorno óptimo, este valor se obtiene de la Figura 2.

Tabla 4 Regionalización sísmica

a_0^r (cm/s ²)	Zona	Intensidad sísmica
$a_0^r \geq 200$	D	Muy Alta
$100 \leq a_0^r < 200$	C	Alta
$50 \leq a_0^r < 100$	B	Moderada
$a_0^r < 50$	A	Baja

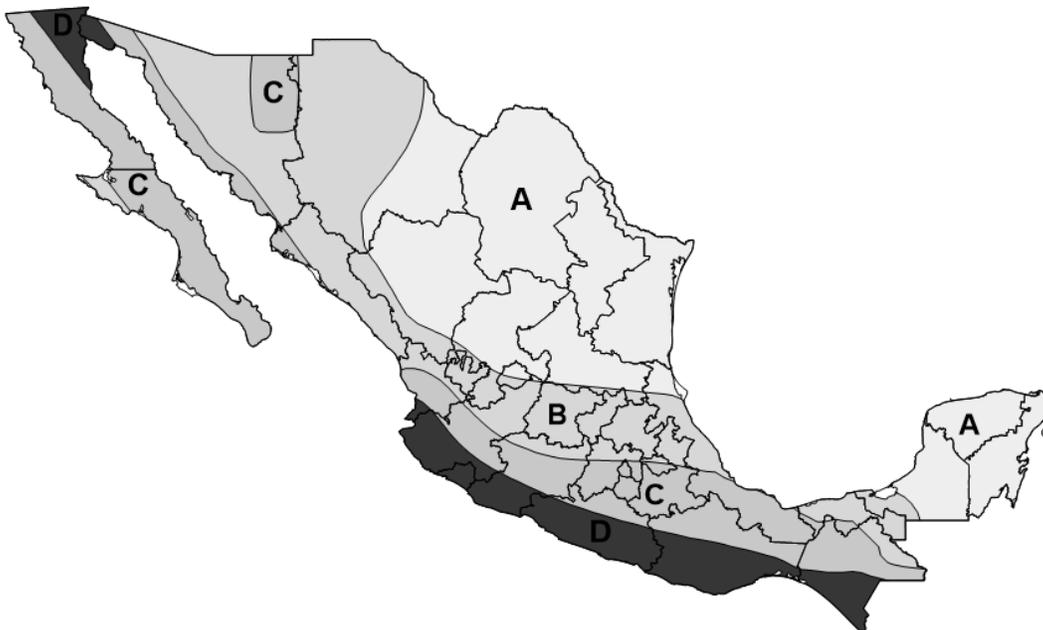


Figura 2 Regionalización sísmica de la República Mexicana (CDS-MDOC)



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

10.1.4. Determinación de los parámetros dinámicos del suelo

Para construcciones de la infraestructura física educativa se determinarán los parámetros dinámicos del depósito de suelo idealizado como un manto homogéneo (equivalente), es decir, el periodo dominante, la velocidad de propagación de ondas de corte y el espesor. La relación entre estos parámetros es la siguiente:

$$T_s = \frac{4H_s}{v_s} \quad (1)$$

En donde:

- T_s es el periodo dominante del estrato equivalente del terreno (periodo del sitio);
- H_s es el espesor total del estrato equivalente del terreno;
- v_s es la velocidad efectiva de propagación de ondas de corte en el estrato.

La clasificación del terreno se hace al localizar el punto formado por los parámetros H_s y v_s en la carta de microzonificación sísmica que se presenta en la Figura 3. Según esta carta, el terreno de cimentación se clasifica en:

Tabla 5 Valores de v_c y H_c por zona sísmica

Zona	H_c (m)	v_c (m/s)
A	∞	120
B	40	200
C	30	280
D	20	360

- TIPO I Terreno firme o rocoso en que no se presentan amplificaciones dinámicas: Depósito de suelo con $v_s \geq 720$ m/s o $H_s \leq 2$ m
- TIPO II Terreno formado por suelos en que se presentan amplificaciones dinámicas intermedias: Depósito de suelo con $v_c \leq v_s < 720$ m/s y $H_s > 2$ m, o $H_s > H_c$ y $v_s < 720$ m/s
- TIPO III Terreno formado por suelos en que se presentan grandes amplificaciones dinámicas: Depósito de suelo con $v_s < v_c$ y 2 m $< H_s \leq H_c$

Los valores de H_c y v_c , que son espesores y velocidades característicos dependientes de la zona sísmica, se consignan en la Tabla 5.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

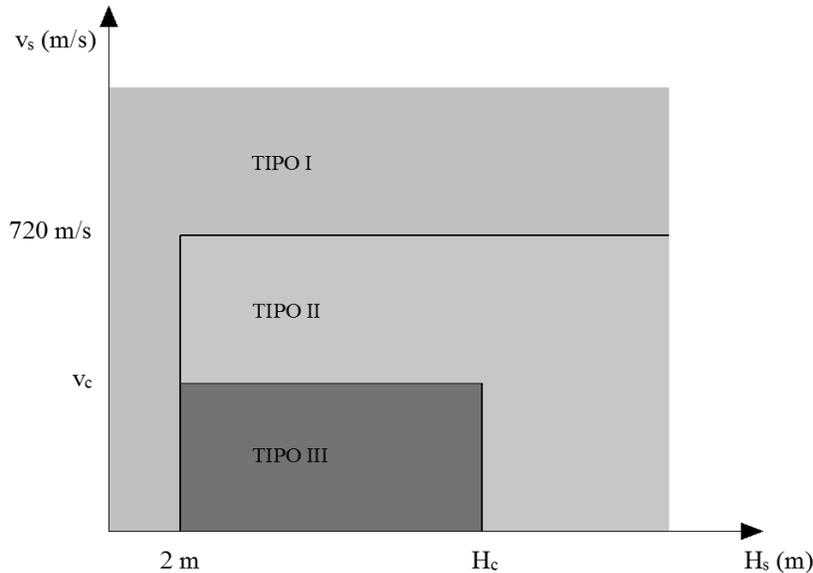


Figura 3 Carta de microzonificación sísmica

Aunque para la clasificación del terreno bastan dos de los parámetros del depósito de suelo, preferentemente se deberán obtener los tres a partir de pruebas independientes. Estas pruebas, indicadas en la Tabla 6 se deben realizar de acuerdo con lo indicado en la Sección 8.3.2.

Tabla 6 Pruebas recomendadas para obtener los parámetros del depósito de suelo

Parámetro	Prueba
H_s	<ul style="list-style-type: none"> • Cota de profundidad a la que se encuentre un basamento rocoso o de suelo firme detectado en los estudios geotécnicos para el diseño de la cimentación. • Prueba de penetración estándar • Sondeo Eléctrico Vertical • Sondeo Electromagnético por Transitorios
T_s	<ul style="list-style-type: none"> • Prueba de vibración ambiental • Registros sísmicos de sitio
v_s	<ul style="list-style-type: none"> • Prueba de dispersión de ondas (MASW, SPAC) • Tendido de refracción sísmica • Cross-hole • Down-hole • Sonda suspendida • Cono sísmico • Dilatómetro sísmico



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

Con la obtención de estos tres parámetros en forma independiente, y la ecuación 1, se tienen tres combinaciones posibles que deben verificarse, como se indica en la Tabla 7.

Tabla 7 Parejas de valores para la clasificación del terreno

Caso	Combinación de datos	Determinación del espesor	Determinación de la velocidad
1	H_s y v_s	H_s	v_s
2	T_s y v_s	$H_s = v_s T_s / 4$	v_s
3	H_s y T_s	H_s	$v_s = 4H_s / T_s$

Como se indicó, cada combinación de valores de H_s y v_s de la Tabla 7 se representa como un punto en la carta de microzonificación. La clasificación del terreno se hará considerando la condición más desfavorable, es decir:

1. El terreno se clasificará como Tipo III si al menos uno de los puntos cae en la zona de terreno III.
2. El suelo se clasificará como terreno II si al menos uno de los puntos cae en la zona de terreno II, pero no cae ninguno en la zona de terreno III.
3. El suelo se clasificará como terreno I si todos los puntos caen en la zona de terreno I.

Finalmente, las pruebas recomendadas para obtener la velocidad equivalente del depósito de suelo, en realidad proporcionan perfiles estratigráficos de velocidad y espesor. Para determinar la velocidad equivalente del depósito de suelo, debe considerarse que el espesor total del depósito es:

$$H_s = \sum_{i=1}^N h_i \quad (2)$$

En donde:

- H_s es el espesor total del estrato equivalente del terreno;
- N es el número de estratos;
- h_i es el espesor del i -ésimo estrato;

y utilizar el criterio más desfavorable de los siguientes:

- a) Velocidad promedio



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

$$v_s = \frac{\sum_{i=1}^N v_i h_i}{H_s} \quad (3)$$

En donde:

v_s es la velocidad efectiva de propagación de ondas de corte del estrato equivalente ;

H_s es el espesor total del estrato equivalente del terreno;

b) Lentitud promedio

$$v_s = \frac{H_s}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad (4)$$

c) Aproximación del modo fundamental. Se hará uso de las ecuaciones 5 a 7, para el cálculo del periodo dominante del terreno:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{G_i} \right) \left(\sum_{i=1}^N \gamma_i h_i (w_i^2 + w_i w_{i-1} + w_{i-1}^2) \right)} \quad (5)$$

En donde:

γ_i es el peso volumétrico del i-ésimo estrato

G_i es el módulo de rigidez en cortante del i-ésimo estrato, igual a $\gamma_i v_s^2/g$

N es el número de estratos

g es la aceleración de la gravedad

con

$$\begin{aligned} w_0 &= 0 && \text{en la roca basal} \\ w_N &= 1 && \text{en el estrato superficial} \end{aligned} \quad (6)$$

y

$$w_n = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}} \quad \text{en los estratos intermedios} \quad (7)$$

v_i es la velocidad de propagación de ondas de corte del i-ésimo estrato

La velocidad efectiva del depósito se determinará con la ecuación 1. De los criterios consignados en los incisos a, b y c, se tomará la velocidad de ondas



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

de corte v_s que conduzca a la condición más desfavorable, que va de terreno Tipo III a terreno Tipo I.

10.1.5. Espectros de diseño transparente (Grupo B)

Las ordenadas del espectro de aceleración (Figura 4) para diseño sísmico, $a = Sa/g$, expresadas como fracción de la gravedad, g , adquieren la siguiente forma paramétrica:

$$a = \frac{Sa(T_e)}{g} = \begin{cases} a_0 + (c - a_0) \frac{T_e}{T_a} & \text{si } T_e < T_a \\ c & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\ c \left(\frac{T_b}{T_c} \right)^r p_c \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (8)$$

En donde:

- a es la aceleración espectral normalizada con la aceleración de la gravedad
- $Sa(T_e)$ es la pseudoaceleración en función del periodo estructural T_e
- a_0 es la aceleración máxima del terreno
- c es la máxima ordenada espectral
- T_e es el periodo estructural
- T_a es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño
- T_b es el límite superior de la meseta del espectro de diseño
- T_c es el periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno
- r es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_b \leq T_e < T_c$
- k es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_e \geq T_c$
- p_c es un factor empleado para definir la variación del espectro en la rama descendente calculado de la siguiente forma



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

$$p_c = k + (1 - k) \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 \quad (9)$$

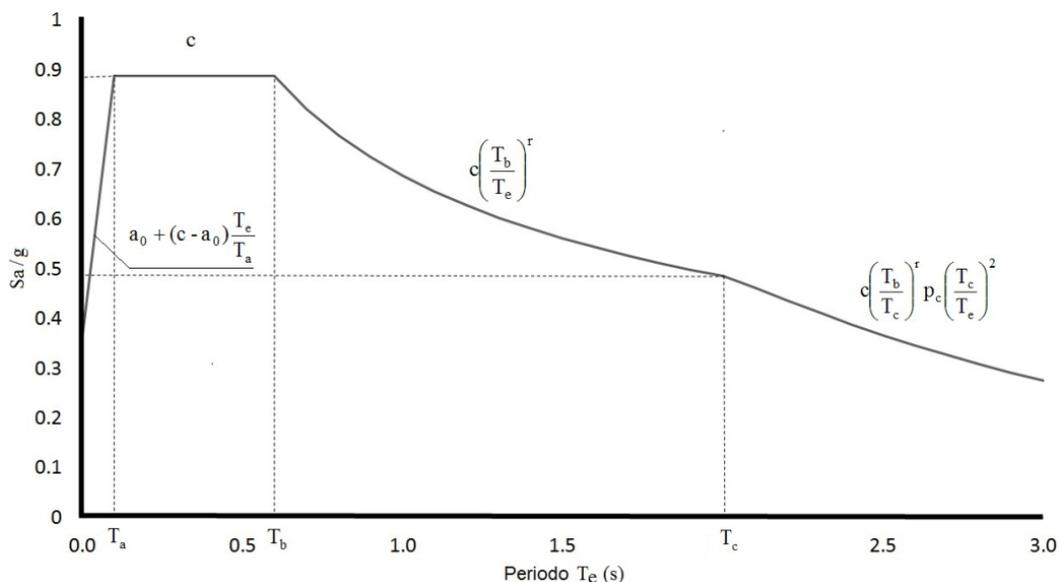


Figura 4 Espectro de diseño sísmico

10.1.5.1. Parámetros espectrales para estructuras del sector educativo

Para obtener los parámetros del espectro de diseño para la INFE se empleará el criterio de los *Espectros Regionales*. Para este criterio la aceleración máxima del terreno, a_0 , y la máxima ordenada espectral, c , se determinan como:

$$a_0 = \frac{a_0^r \times F_{Sit}}{g} \quad (10)$$

$$c = a_0 \times F_{Res} \quad (11)$$

En donde:

- a_0 es la aceleración máxima del terreno;
- c es la máxima ordenada espectral;

F_{Sit} es el factor de sitio



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

F_{Res} es el factor de respuesta

Estos factores se calculan mediante las siguientes expresiones, dependiendo la zona sísmica, la aceleración máxima en roca a_0^r y el tipo de suelo.

Tabla 8 Factor de sitio F_{Sit} para diferentes zonas y tipos de terreno

	Terreno Tipo I	Terreno Tipo II	Terreno Tipo III
Zona A	$F_{Sit} = 1,0$	$F_{Sit} = 2,6$	$F_{Sit} = 2,7$
Zona B	$F_{Sit} = 1,0$	$F_{Sit} = 2,6 - 0,1 \left(\frac{a_0^r - 50}{50} \right)$	$F_{Sit} = 2,7 - 0,1 \left(\frac{a_0^r - 50}{50} \right)$
Zona C	$F_{Sit} = 1,0$	$F_{Sit} = 2,5 - 0,2 \left(\frac{a_0^r - 100}{100} \right)$	$F_{Sit} = 2,6 - 0,2 \left(\frac{a_0^r - 100}{100} \right)$
Zona D	$F_{Sit} = 1,0$	$F_{Sit} = 2,3 - 0,6 \left(\frac{a_0^r - 200}{290} \right)$	$F_{Sit} = 2,4 - 0,6 \left(\frac{a_0^r - 200}{290} \right)$

Tabla 9 Factor de respuesta F_{Res} para diferentes zonas y tipos de terreno

	Terreno Tipo I	Terreno Tipo II	Terreno Tipo III
Zona A	$F_{Res} = 2,5$	$F_{Res} = 4,0$	$F_{Res} = 4,6$
Zona B	$F_{Res} = 2,5$	$F_{Res} = 4,0 - 0,2 \left(\frac{a_0^r - 50}{50} \right)$	$F_{Res} = 4,6 - 0,3 \left(\frac{a_0^r - 50}{50} \right)$
Zona C	$F_{Res} = 2,5$	$F_{Res} = 3,8 - 0,4 \left(\frac{a_0^r - 100}{100} \right)$	$F_{Res} = 4,3 - 0,5 \left(\frac{a_0^r - 100}{100} \right)$
Zona D	$F_{Res} = 2,5$	$F_{Res} = 3,4 - 0,6 \left(\frac{a_0^r - 200}{290} \right)$	$F_{Res} = 3,8 - 0,8 \left(\frac{a_0^r - 200}{290} \right)$

Los valores de a_0^r , a_0 y c deben cumplir con las siguientes restricciones especificadas en la Tabla 10.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

Tabla 10 Restricción de los valores de a_0^r , a_0 y c en las zonas A y D (en cm/s^2)

	Terreno I	Terreno II	Terreno III
Zona A	$a_0^r \geq 32$, $c \geq 80$	$a_0 \geq 80$, $c \geq 320$	$a_0 \geq 84$, $c \geq 390$
Zona D	$a_0^r \leq 490$, $c \leq 1225$	$a_0 \leq 735$, $c \leq 2058$	$a_0 \leq 760$, $c \leq 2280$

El resto de los parámetros, dependientes del tipo de terreno, necesarios para definir el espectro de diseño se consignan en la Tabla 11.

Tabla 11 Valores de los periodos característicos y exponentes que controlan las ramas descendentes de los espectros de diseño

Zona	Tipo de terreno	Ta(s)	Tb(s)	Tc(s)	k	r
A	I	0,1	0,6	2,5	1,5	1/2
	II	0,2	1,6	2,5	1,0	2/3
	III	0,4	2,9	2,9	0,5	1
B	I	0,1	0,6	2,5	1,5	1/2
	II	0,2	1,6	2,5	1,0	2/3
	III	0,4	2,9	2,9	0,5	1
C	I	0,1	0,6	2,0	1,5	1/2
	II	0,2	1,5	2,0	1,0	2/3
	III	0,2	2,5	2,5	0,5	1
D	I	0,1	0,6	2,0	1,5	1/2
	II	0,1	1,4	2,0	1,0	2/3
	III	0,1	2,0	2,0	0,5	1

10.1.5.2. Exploración detallada

El carácter conservador de los espectros regionales, como a los aquí descritos, tienen el propósito de proteger a las estructuras en todo tipo de terreno y en todas las zonas sísmicas. Sin embargo, se recomienda realizar estudios detallados del terreno para sustentar un diseño más racional mediante



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

espectros específicos de sitio, como los que se consignan en la sección 3.1 del CDS-MDOC vigente.

Las microzonificaciones sísmicas que se conozcan para otras localidades serán aplicables siempre y cuando sean congruentes con los criterios de clasificación de terrenos de cimentación establecidos en el presente Capítulo.

Se podrán realizar exploraciones detalladas para la caracterización dinámica del suelo de cimentación, siempre y cuando el depósito se idealice como un medio con estratificación horizontal de extensión lateral infinita (CDS-MDOC).

El producto de esta exploración será una descripción cuantitativa de las propiedades dinámicas del suelo de cimentación como función de la profundidad de exploración. Las propiedades de interés son el espesor, la velocidad de propagación de ondas de corte, la densidad de masa o peso volumétrico y el amortiguamiento del material de cada estrato. Para tener una descripción detallada se recomienda que el intervalo de mediciones de las propiedades dinámicas sea lo más corto posible, preferentemente menor que 2 m.

La profundidad de exploración será hasta encontrar un estrato rocoso o suelo firme, con velocidades de propagación de ondas de corte superiores a 720 m/s y espesor mayor que 5 m. Se debe garantizar que la exploración cubra la profundidad necesaria para medir correctamente el periodo dominante del sitio. Para ello, los primeros 30 m se cubrirán con pruebas directas de velocidad de ondas de cortante. Con técnicas directas e indirectas combinadas se inferirá la estratigrafía profunda a fin de reproducir el periodo dominante del terreno determinado experimentalmente con pruebas de vibración ambiental. Dependiendo de la importancia de la estructura y de la profundidad de la roca, la exploración directa se extenderá más allá de los 30 m. Si con la exploración directa no se alcanza la roca, se obtendrán dos espectros, uno considerando la roca a la profundidad que llegó la exploración directa, y el otro considerando la roca a la profundidad que indican las pruebas indirectas. El espectro de diseño debe cubrir a los dos espectros de respuesta. La velocidad de la roca, cuando esta no se encuentre se fijará en 1000 m/s.

Con esta información se caracterizan las condiciones locales del terreno. El procedimiento consiste en cuantificar las amplificaciones del movimiento sísmico mediante el modelo unidimensional de suelos estratificados y considerar el movimiento en roca como excitación. Este procedimiento se describe con detalle en el CDS-MDOC vigente.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

10.2. Espectros para diseño de estructuras del sector educativo

En esta Sección se presentan los criterios para evaluar las solicitudes sísmicas que obran en estructuras del sector educativo. Para el diseño se considerarán dos estados límites: a) el nivel de servicio, en que se revisarán las deformaciones para limitar los daños y, b) el nivel de prevención de colapso, en que se determinarán las resistencias y se revisarán las deformaciones para prevenir la falla estructural. Los choques contra estructuras adyacentes y rotura de vidrios se tomarán en cuenta en el nivel de prevención de colapso.

10.2.1. Factores reductores

Para estructuras del sector educativo se consideran las reducciones por ductilidad, sobrerresistencia y redundancia, los posibles cambios por emplear amortiguamientos distintos al 5%, así como las modificaciones por interacción suelo-estructura. Se considerarán amplificaciones para estructuras con comportamiento histerético degradante ubicadas en suelos blandos. Para ello, se tomarán en cuenta lo siguiente.

10.2.1.1. Factor de amortiguamiento, β

Para un amortiguamiento estructural $\zeta_e = 5\%$, se tiene que $\beta = 1$, para cualquier periodo estructural T_e . Para tomar en cuenta otros niveles de amortiguamiento estructural proporcionados por el tipo de estructuración, el uso de dispositivos disipadores de energía, o bien, por los efectos de la interacción suelo-estructura, deberá obtenerse el valor del factor de amortiguamiento, β , de acuerdo al criterio establecido en la sección 3.2 del CDS-MDOC vigente.

10.2.1.2. Factor de comportamiento sísmico, Q

En la actualidad, la forma más adecuada de caracterizar las estructuras en función de su ductilidad consiste en el empleo del factor de comportamiento sísmico Q , que en realidad no sólo está asociado a la ductilidad estructural, sino también a la estructuración, al deterioro o efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de capacidad ante carga sísmica que los métodos convencionales de diseño no consideran.

Para construcciones de la infraestructura física educativa se deberán usar los siguientes factores de comportamiento sísmico:

$Q = 3$ cuando se cumplan los siguientes requisitos:



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

Los requisitos de este Capítulo se aplican a los marcos colados en el lugar contruados en zonas C y D, en los casos en que se busca un comportamiento estructural dúctil con alta disipación de energía por deformación y donde se ponga especial cuidado en el detalle de los elementos no estructurales a fin de que no se dañen al ocurrir sismos intensos. En particular que cumplan con las Secciones 13.7.1.1 ó 13.7.1.2. En estas secciones Q corresponde a lo establecido en el Capítulo para diseño sísmico de esta Norma. En todos los casos debe cumplirse con las Secciones 13.7.1.3 a 13.7.1.7.

1. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales. Si hay muros de mampostería divisorios, de fachada o de colindancia ligados a la estructura, se deben considerar en el análisis pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y, además, si los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80% de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
2. Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que se fijan para marcos y muros dúctiles en el Capítulo 13 de la presente norma.
3. Los marcos rígidos de acero y compuestos satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que se fijan en el Capítulo 14 de la presente Norma, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con estas normas.

Q = 2 cuando se cumplan los siguientes requisitos:

La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo que se especifica para los casos Q = 3 o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas correspondientes vigentes.

También se usará Q = 2 cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las NTC vigentes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las NTC para el diseño y



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

construcción de estructuras de madera vigentes, o de algunas estructuras de acero que se indican en las NTC vigentes.

Cabe señalar que para fines de análisis (cálculo de fuerzas sísmicas), el factor de comportamiento sísmico Q deberá ser como máximo 3. No obstante, para fines de diseño (detallado) deberá utilizar el factor de comportamiento sísmico $Q = 4$.

10.2.1.2.1. Valores de Q y Q' a emplear para fines de diseño

En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos y sistemas sismorresistentes de la estructura en la dirección de análisis. El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean sus propiedades en estas direcciones.

10.2.1.2.2. Factor reductor por ductilidad Q'

Para fines de diseño, en el estado límite de colapso, se tendrá en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, aunque sea de manera aproximada. Para ello, las ordenadas espectrales se dividirán por el factor de reducción por ductilidad Q' a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas. Para cualquier tipo de estructura, el factor reductor se calculará como sigue:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T_e}{T_b}} & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p_b}{k}} & \text{si } T_e > T_b \end{cases} \quad (12)$$

En donde:

- Q es el factor de comportamiento sísmico (Sección 10.2.1.2)
- T_b es el límite superior de la meseta del espectro de diseño (Sección 10.1.5.1)
- T_e es el periodo estructural
- k es un parámetro que controla la caída del espectro (Sección 10.1.5.1)
- β es el factor de amortiguamiento (Sección 10.2.1.1)

- p_b es un factor empleado para definir la variación del espectro en la rama descendente, calculado de la siguiente forma:



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

$$p_b = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^2 \quad (13)$$

En caso de que se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los especificados en este Capítulo, siempre que sean congruentes con ellos y se demuestre convincentemente tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales como la validez de los valores del amortiguamiento y el factor reductor que se propongan.

10.2.1.3. Factor reductor por sobrerresistencia, R

En general, existen diversos factores que hacen que las estructuras tengan una sobrerresistencia. La opción más práctica para tomar en cuenta este aspecto consiste en aplicar un factor reductor del lado de las acciones sísmicas. En construcciones de la infraestructura física educativa la reducción por sobrerresistencia está dada por el factor R, el cual tomará un valor de 2.

10.2.1.4. Factor por redundancia, ρ

Para estructuras del sector educativo se considera un factor de redundancia $\rho = 1$.

10.2.1.5. Factor de amplificación por comportamiento degradante, A_{cd}

Para estructuras ubicadas en Terrenos II o III y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia, las ordenadas del espectro de diseño se multiplicarán por el factor de amplificación por comportamiento degradante A_{cd} dado por:

$$A_{cd} = 0.8 + \frac{1}{2 + 5 \left| 2 \frac{T_e}{T_s} - 1 \right|^5} \quad (14)$$

En donde:

- A_{cd} es el factor de amplificación por comportamiento degradante;
- T_e es el periodo estructural;
- T_s es el periodo del sitio;



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

10.2.1.6. Espectro de diseño reducido para el estado límite de prevención de colapso

Por definición los espectros de diseño se construyen para un valor nominal de amortiguamiento estructural del 5%, no obstante, este valor puede variar en las siguientes situaciones: a) que después de examinar la estructuración del edificio, el analista demuestre o justifique el uso de un valor diferente, b) que los efectos de interacción sean significativos e induzcan cambios en el valor nominal de amortiguamiento de 5% y, c) una combinación de ambas. Ello se incorpora a través de un factor de amortiguamiento, β , que se calcula como se indica en la Sección 10.2.1.1. El concepto de dependencia de las ordenadas del espectro con el amortiguamiento, así como sus reducciones debidas a la ductilidad, a la sobrerresistencia y a la redundancia se pueden representar mediante

$$a' = \frac{a(\beta)}{Q'R\rho} \quad (15)$$

En donde:

- a' son las ordenadas espectrales reducidas;
- Q' es el factor reductor por ductilidad;
- R es el factor reductor por sobrerresistencia
- ρ es el factor por redundancia

Para estructuras con comportamiento histerético degradante ubicadas en suelos blandos, las ordenadas espectrales reducidas a' se calcularán como:

$$a' = \frac{a(\beta) A_{cd}}{Q'R\rho} \quad (16)$$

Los valores de los parámetros de la forma espectral propuesta corresponden al nivel de prevención de colapso para estructuras del Grupo B. Para obtener los espectros de diseño para la INFE todas las ordenadas espectrales del Grupo B deberán multiplicarse por el factor de importancia estructural de 1,5.

10.2.1.7. Espectro de diseño para el estado límite de servicio

Para el estado límite de servicio deben emplearse las ordenadas espectrales elásticas divididas entre el factor de servicio $F_{ser} = 5,5$ (incluso cuando se considere comportamiento histerético degradante), sin reducciones por sobrerresistencia, redundancia o ductilidad. Los desplazamientos laterales que se calculen con las ordenadas del espectro para el estado límite de servicio serán desplazamientos reales.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

10.2.2. Condiciones de regularidad

10.2.2.1. Estructuras regulares

Para que las estructuras del sector educativo puedan considerarse regulares deben satisfacer simultáneamente las condiciones establecidas en la sección 3.3.2.1 de estructuras tipo edificios del CDS-MDOC vigente.

10.2.2.2. Estructura irregular

Una estructura es irregular si no cumple con una o más de las condiciones de regularidad establecidas en la sección 3.3.2.2 de estructuras tipo edificios del CDS-MDOC vigente.

10.2.2.3. Estructura fuertemente irregular

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones de regularidad establecidas en la sección 3.3.2.3 de estructuras tipo edificios del CDS-MDOC vigente.

10.2.2.4. Corrección por irregularidad

En el diseño sísmico de estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad especificadas, el factor reductor por ductilidad Q' , descrito en la Sección 10.2.1.2.2, se multiplicará por el factor α indicado en la Tabla 12 a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas por ductilidad. Sin embargo, en ningún caso Q' se tomará menor que la unidad.

Tabla 12 Factor correctivo por irregularidad, α

Factor correctivo α	Tipo de irregularidad
0,9	Cuando no se cumpla una condición de regularidad enumeradas del 1 al 9 en la sección 3.3.2.1 de estructuras tipo edificios del CDS-MDOC vigente
0,8	Cuando no se cumplan dos o más condiciones de regularidad, o no se cumpla con la condición 10 u 11 de regularidad de la sección 3.3.2.1 de estructuras tipo edificios del CDS-MDOC vigente
0,7	Estructuras fuertemente irregulares

Los desplazamientos laterales calculados, tomando en cuenta la reducción por irregularidad, se multiplicarán por el producto QR_p .



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

10.2.3. Elección del tipo de análisis

Para el análisis sísmico de estructuras de la INFE se puede recurrir a tres tipos de análisis:

- a) Método simplificado
- b) Método estático
- c) Método dinámico

El método simplificado se describe en la Sección 10.2.4. Es el más simple de utilizar, sin embargo, sólo es aplicable a estructuras regulares con altura no mayor de 13 m, que cumplan simultáneamente con todos los requisitos indicados.

El método estático, descrito en la Sección 10.2.5, es aplicable a edificios regulares cuya altura sea menor o igual que 30 m y estructuras irregulares con altura no mayor de 20 m. En terreno firme, estos límites se incrementan a 40 y 30 m, respectivamente. Para que una estructura se considere regular, debe cumplir las condiciones descritas en la Sección 10.2.2, en caso contrario, se considerará irregular. Las estructuras que no cumplan los requisitos anteriores, se deberán analizar empleando un método dinámico según se establece en la sección 3.3.6 del CDS-MDOC vigente. El análisis dinámico es aplicable en todos los casos.

10.2.4. Método simplificado

El método simplificado solamente será aplicable al análisis de estructuras que cumplan simultáneamente los tres requisitos siguientes:

1. En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las correspondientes NTC para estructuras de mampostería, concreto, estructuras metálicas y madera. Para que la distribución de elementos resistentes pueda considerarse sensiblemente simétrica, la excentricidad torsional en dos direcciones ortogonales (Figura 5), calculada estáticamente, no deberá exceder el 10% de la dimensión en planta del edificio (ec. 17), medida paralelamente a la excentricidad.

SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

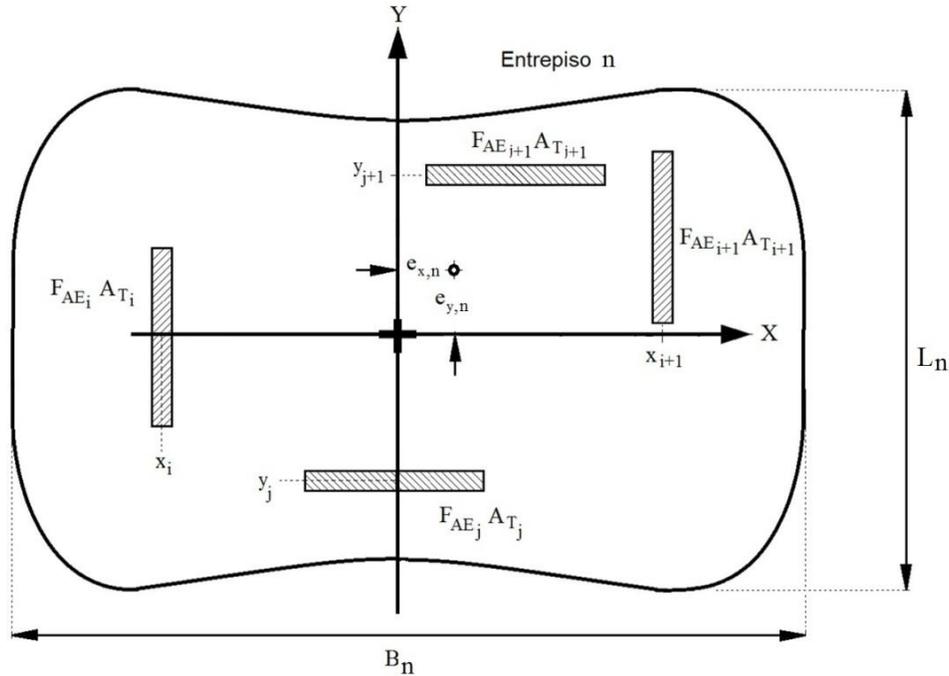


Figura 5 Centro de cortante del entrepiso n

$$e_{x,n} = \frac{\left| \sum_{i=1}^k x_i F_{AE_i} A_{T_i} \right|}{\sum_{i=1}^k F_{AE_i} A_{T_i}} \leq 0.10 B_n, \quad e_{y,n} = \frac{\left| \sum_{j=1}^k y_j F_{AE_j} A_{T_j} \right|}{\sum_{j=1}^k F_{AE_j} A_{T_j}} \leq 0.10 L_n \quad (17)$$

En donde:

B_n es la dimensión menor del entrepiso n

L_n es la dimensión mayor del entrepiso n

A_{T_i} es el área bruta de la sección transversal del muro i

F_{AE_i} es el factor de área efectiva i

$e_{x,n}, e_{y,n}$ son las excentricidades torsionales en el entrepiso n, provocadas por los muros en las direcciones x,y calculadas con las ecs. 17.

El área efectiva de los muros es el producto del área bruta de la sección transversal y el factor de área efectiva F_{AE} , que para el estado límite de servicio o comportamiento elástico ($Q=1$) estará dado por las siguientes ecuaciones:



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

$$F_{AE} = \begin{cases} 1,5 + \frac{h'_n}{L} - 1,5 \left(\frac{h'_n}{L} \right)^2 & \text{si } \frac{h'_n}{L} \leq 1,0 \\ 2,2 - 1,5 \frac{h'_n}{L} + 0,3 \left(\frac{h'_n}{L} \right)^2 & \text{si } 1,0 < \frac{h'_n}{L} \leq 2,5 \end{cases} \quad (18)$$

y para el estado límite de prevención de colapso, F_{AE} estará dado por la siguiente ecuación:

$$F_{AE} = 0,6 + 0,6 \frac{h'_n}{L} - 0,3 \left(\frac{h'_n}{L} \right)^2 + 0,05 \left(\frac{h'_n}{L} \right)^3 \quad \text{si } \frac{h'_n}{L} \leq 2,5 \quad (19)$$

En donde:

h'_n es la altura del entrepiso n ;

L es la longitud del muro;

Los muros referidos en este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales o de madera. En este último caso estarán arriostrados con diagonales. Sin embargo, cabe señalar que en la estructura de interés, todos los muros en todos los entrepisos deberán ser de un mismo material.

2. La relación entre longitud y ancho de la planta de la estructura no excederá de 2,0, a menos que, para fines de análisis sísmico, dicha planta se pueda suponer dividida en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y la indicada en el inciso 1 y cada tramo resista la fuerza cortante que le corresponda calculada como se indica al final de esta sección.
3. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base de la estructura no excederá de 1,5 y la altura de la estructura no será mayor de 13 m.
4. El sistema de piso constituye un diafragma rígido y resistente. Por lo tanto, no podrá utilizar el método simplificado en estructuras cuyo sistema de piso esté compuesto por: a) madera contrachapada (triplay) sobre vigas o armaduras de madera, b) lámina de acero sobre vigas o armaduras de acero, c) losa plana aligerada con casetones o bloques de espuma de poliestireno de grandes dimensiones (mayores a 60 cm por lado) o, d) vigueta de concreto presforzado con bovedillas de espuma de poliestireno de grandes dimensiones.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, momentos torsionantes, momentos de volteo y flexibilidad del diafragma. Únicamente será necesario verificar que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en el piso, calculada según se especifica en la Sección 10.2.5.1, empleando la aceleración máxima espectral, c , reducida por los factores de sobrerresistencia y ductilidad que se proporcionan en la Tabla 13, y considerando que $\rho = 1$. La aceleración máxima espectral se obtiene de acuerdo a la ec. 11.

La verificación se realizará en dos direcciones ortogonales.

Tabla 13 Factores reductores para el método simplificado

Tipo de muro	Q'	R
Muros de mampostería macizos confinados con dalas y columnas.	2	2
Muros de mampostería huecos confinados con dalas y columnas.	1,5	2
Muros de mampostería no confinados	1	2

10.2.5. Método estático

El método estático es aplicable a edificios regulares cuya altura sea menor o igual que 30 m y estructuras irregulares con altura no mayor de 20 m. En terreno firme, estos límites se incrementan a 40 y 30 m, respectivamente.

El método de análisis estático consta esencialmente de los siguientes pasos:

- 1) Calcular fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los pisos que produzcan efectos equivalentes a la acción sísmica.
- 2) Distribuir las fuerzas laterales del paso 1 y los momentos torsionantes asociados a estas fuerzas entre los sistemas resistentes a carga lateral que conforman la estructura, como son marcos, muros o combinaciones de éstos.
- 3) Analizar cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

10.2.5.1. Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar T_e

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura se supondrá un conjunto de fuerzas de inercia laterales actuando sobre cada uno de los niveles, en los que se suponen concentradas las masas, como se ilustra en la Figura 6.

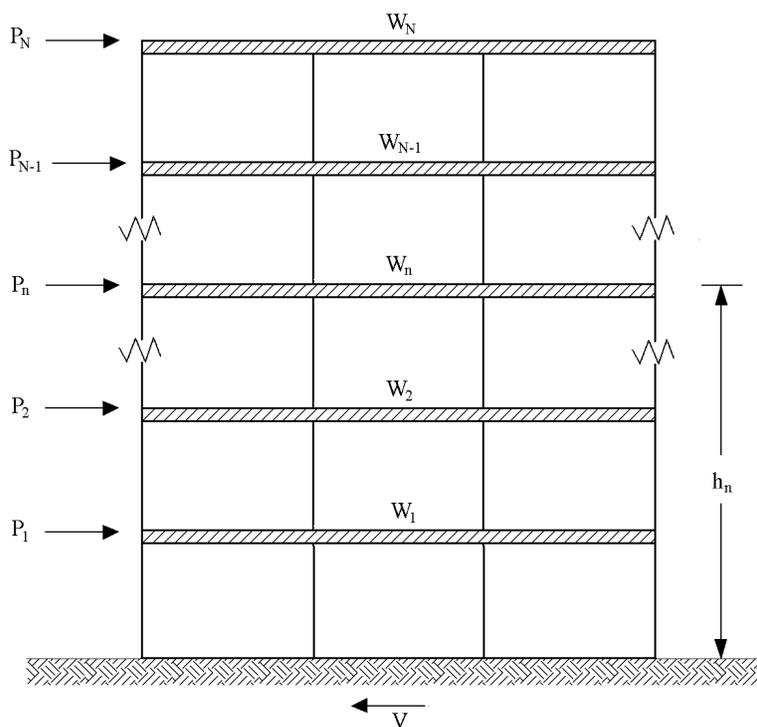


Figura 6 Fuerzas sísmicas en un edificio

Las fuerzas de inercia se determinarán considerando que las aceleraciones de las masas de la estructura varían linealmente con la altura y que la fuerza cortante basal de la estructura es igual a la máxima ordenada espectral, reducido por ductilidad, redundancia y sobrerresistencia y multiplicado por el peso de la construcción, independientemente del periodo fundamental de la estructura. Para estructuras ubicadas en suelos blandos (Tipo II y III) y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia, se amplificarán por este concepto conforme se establece en la ecuación 16.

De acuerdo con lo anterior, cada una de las fuerzas de inercia se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a su altura sobre el desplante o nivel a partir del que las deformaciones laterales de la estructura pueden ser apreciables, es decir:



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

$$P_n = \alpha_f W_n h_n \quad (20)$$

En donde:

P_n es la fuerza lateral que actúa sobre la masa del nivel n de acuerdo con las ecuaciones 23 ó 24;

W_n es el peso de la masa del nivel n ;

h_n es la altura del nivel n sobre el desplante;

El coeficiente se tomará de tal manera que la relación

$$\frac{V}{W} = \frac{c\beta}{Q'R\rho} \quad (21)$$

En donde:

V es la fuerza cortante basal

W es el peso de la construcción, incluyendo cargas muertas y vivas

Q' el factor reductor por ductilidad, calculado como se indica en la ecuación 12 de la Sección 10.2.1.2.2 para $T_e = T_a$.

T_a es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño

c es el la máxima ordenada espectral dado por la ecuación 11 de la sección 10.1.5.1.

β es el factor de amortiguamiento definido en la sección 10.2.1.1. Si el amortiguamiento estructural es 5% y no hay efectos de interacción $\beta = 1.0$

De esta forma se tiene que

$$\alpha_f = \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n} \frac{c\beta}{Q'R\rho} \quad (22)$$

En donde:

N_e es el número de masas concentradas, igual al número de niveles del edificio

Sustituyendo la ecuación 22 en la ecuación 20 se obtiene que la fuerza lateral que actúa en el centro de masa del nivel n es igual a:



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

$$P_n = W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n} \frac{c \beta}{Q' R \rho} \quad (23)$$

Para estructuras ubicadas en Tipo II y III (suelos blandos) y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia, la ecuación 23 se transforma en:

$$P_n = W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n} \frac{c \beta A_{cd}}{Q' R \rho} \quad (24)$$

10.2.5.2. Valuación de fuerzas sísmicas estimando T_e

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según la Sección 10.2.5.1, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura. Éste podrá obtenerse a partir del cociente de Schwartz mediante la ecuación:

$$T_e = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \left[\frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n X_n^2}{\sum_{n=1}^{N_e} P_n X_n} \right]^{1/2} \quad (25)$$

En donde:

X_n es el desplazamiento del nivel n en la dirección de la fuerza,
 g es la aceleración de la gravedad.

Para el cálculo de fuerzas se procederá como en la Sección 10.2.5.1 con la relación V/W igual a $a(\beta)/Q'R\rho$. Esto implica que las fuerzas sísmicas sean:

$$P_n = W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n} \frac{a(\beta)}{Q' R \rho} \quad (26)$$

o para estructuras ubicadas en suelos blandos y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

En donde:

$a(\beta)$ es la aceleración espectral, normalizada con la gravedad, correspondiente a T_e y considerando los cambios debidos a amortiguamientos diferentes de 5%.

10.2.5.3. Momentos torsionantes

El momento torsionante, Mo_n^t , en el entrepiso n , se tomará igual a la fuerza cortante V_n en el entrepiso multiplicada por la excentricidad de diseño, e_n^+ o e_n^- , que resulte más desfavorable para cada sistema resistente de la estructura. Sin embargo, ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.

$$Mo_n^t = \begin{cases} V_n e_n^+; & e_n^+ = e_{dn} + 0,05b_n \\ V_n e_n^-; & e_n^- = 0.5e_n - 0,05b_n \end{cases} \quad (27)$$

En donde:

e_n es la excentricidad torsional calculada en el entrepiso n , igual a la distancia entre el centro de torsión y la línea de acción de la fuerza cortante correspondientes a dicho entrepiso,

b_n es la máxima dimensión en planta del entrepiso n medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno,

e_{dn} es la excentricidad torsional incrementada para tomar en cuenta los efectos dinámicos.

En el caso de revisión de estados límite de resistencia o revisión de deformaciones máximas empleando el nivel de colapso (Sección 10.2.7), e_{dn} será igual a:

$$e_{dn} = 1,5 e_n \quad (28)$$

Para la revisión de desplazamientos horizontales por limitación de daños a elementos no estructurales, considerando el nivel de servicio, e_{dn} tomará el siguiente valor:

$$e_{dn} = e_n + e_{an} \geq 1,5 e_n \quad (29)$$

En donde:

e_{an} será igual al menor de los dos siguientes valores:

$$e_{an} = 0,05(b_n + b'_n) \sqrt{\frac{20e_n}{b_n}} \leq 0,05(b_n + b'_n) \quad (30)$$



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

$$e_{an} = \frac{1}{2e_n} \left[L_{sn}^2 - e_n^2 - F_{kn}^2 + \sqrt{(L_{sn}^2 + e_n^2 - F_{kn}^2)^2 + 4e_n^2 F_{kn}^2} \right] \quad (31)$$

$$L_{sn}^2 = (b_n^2 + b_n'^2) / 12 \quad (32)$$

En donde:

b_n' es la dimensión en planta de la estructura en el sentido del sismo,

F_{kn}^2 es la relación entre las rigideces de torsión y lateral de la planta.

La excentricidad adicional e_{an} puede desprejarse cuando $F_{kn}^2 > 5L_{sn}^2 + e_n^2$.

El signo positivo o negativo de la excentricidad que aparece en la ecuación 28 no se refiere a que la línea de acción de la fuerza cortante se encuentre del lado positivo o negativo del centro de torsión. Indica que la excentricidad se incrementará $0,05b_n$ o se reducirá $0,05b_n$. Además, la excentricidad de diseño en cada entrepiso no podrá tomarse menor que la mitad de la máxima excentricidad torsional calculada para los entrepisos que se encuentran abajo del entrepiso de referencia, y el momento torsionante de ese entrepiso tampoco podrá ser menor que la mitad del máximo momento torsionante calculado para los entrepisos que están arriba.

En estructuras en que el factor de comportamiento sísmico, Q , sea mayor o igual a 3,0, la excentricidad torsional en ningún entrepiso deberá exceder de $0,2b_n$. Para estas estructuras se tomará en cuenta que el efecto de la torsión puede incrementarse cuando alguno de sus elementos resistentes que contribuyan significativamente a la rigidez total del entrepiso incurriere en el intervalo no lineal o falle. A fin de disminuir este efecto, las resistencias de los elementos que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces. Estos elementos deben ser de la misma índole. Por ejemplo, si en un lado la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben ser suministradas predominantemente por columnas, o si de un lado por muros de concreto, en el opuesto también por muros de concreto.

10.2.5.4. Momentos de volteo

El momento de volteo en el nivel n , Mo_n^V , calculado como la integral del diagrama de cortantes de entrepiso, para cada sistema resistente de la estructura podrá reducirse de acuerdo con la ecuación

$$Mo_n^V = \left(0,8 + \frac{0,2h_n}{H} \right) \sum_{m=n+1}^{N_e} V_m (h_m - h_{m-1}) \quad (33)$$



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

En donde:

- Mo_n^V es el momento de volteo;
- H es la altura de la estructura;
- h_m es la altura del entrepiso m;
- V_m es la fuerza cortante en el entrepiso m,

El momento de volteo reducido no podrá ser menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel, multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima del nivel.

10.2.5.5. Efectos de segundo orden

En el análisis deberán tomarse en cuenta, explícitamente, los efectos P- Δ , esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales actuantes sobre la estructura deformada, así como por la influencia de la carga axial en la rigidez de la construcción. Estos efectos no se podrán despreciar cuando, en cualquier entrepiso n, el desplazamiento relativo del entrepiso, X'_n , multiplicado por el factor QR_ρ , y dividido por la altura del entrepiso, h'_n , exceda de $0,08V_n/W'_n$, siendo V_n la fuerza cortante del entrepiso y W'_n el peso de la estructura incluyendo cargas muertas y vivas que obra encima del entrepiso n, afectado por el factor de carga correspondiente.

Una forma aproximada de estimar los efectos de segundo orden consiste en amplificar en cada entrepiso la deformación y los momentos en los extremos de las columnas calculados despreciando estos efectos, mediante el factor de amplificación:

$$\Delta_n = 1 + \frac{\frac{X'_n}{h'_n}}{\frac{V_n}{W'_n} - \frac{1,2X'_n}{h'_n}} \quad (34)$$

Los momentos en los extremos de las trabes tendrán que corregirse proporcionalmente con sus rigideces angulares para que se satisfaga el equilibrio de momentos en los nudos.

En donde:

- Δ_n es el factor de amplificación;
- W'_n es el peso de la estructura incluyendo cargas muertas y vivas que obra encima del entrepiso n;
- h'_n es la altura del entrepiso;



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

X'_n es el desplazamiento relativo del entrepiso.

10.2.5.6. Efectos combinados de los movimientos del terreno

Las estructuras se analizarán ante la acción de tres componentes ortogonales del movimiento del terreno, dos horizontales y uno vertical.

Los efectos en la respuesta, tales como desplazamientos y elementos mecánicos, se combinarán empleando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos en las tres direcciones ortogonales:

$$S = \sqrt{S_x^2 + S_y^2 + S_z^2} \quad (35)$$

En donde:

S es la suma de los cuadrados;

S_x^2 es la suma de los cuadrados en el plano horizontal;

S_y^2 es la suma de los cuadrados en el plano vertical;

S_z^2 es la suma de los cuadrados en el plano diagonal.

10.2.5.7. Componente vertical

El efecto de la componente vertical deberá tomarse en cuenta en los casos que se mencionan a continuación:

- En elementos estructurales horizontales, con claros iguales o superiores a 15 m.
- En voladizos horizontales como marquesinas y balcones, de longitud igual o superior a 3 m.
- En elementos pretensados horizontales.
- En estructuras con aislamiento en la base.
- Así como cualquier otra estructura o elemento en que la variación de la acción sísmica vertical afecte en forma significativa su dimensionamiento.

La aceleración espectral vertical se deberá tomar como se indica en la ecuación 37. Su efecto deberá considerarse actuando en ambos sentidos.

$$a_v = \begin{cases} 1,4F_d a' & T_v < 0,05 \\ 1,4F_d \left(\frac{0,05}{T_v}\right)^{2/3} a' & T_v \geq 0,05 \end{cases} \quad (36)$$



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

En donde:

- a_v es la aceleración espectral vertical;
- F_d es el factor de distancia igual a $a_0^r / 200$, pero no mayor a 1
- a' es la ordenada espectral modificada en la dirección más desfavorable (ec. 15 ó 16)
- T_v es el periodo fundamental estimado del elemento en la dirección vertical. Si no se conoce el periodo vertical deberá tomarse el valor de $T_v = 0,05$ s

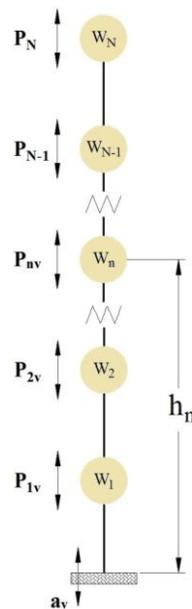


Figura 7 Distribución de las fuerzas sísmicas verticales

Para el método estático, se deberá considerar una fuerza equivalente vertical actuando en ambos sentidos sobre cada uno de los niveles, en los que se suponen concentradas las masas, como se ilustra en la Figura 7. Esta fuerza dependerá de la ordenada vertical, a_v , y se obtendrá con la siguiente ecuación:

$$P_{nv} = W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n} a_v \quad (37)$$

En donde:

- P_{nv} es la fuerza estática equivalente vertical que actúa sobre la masa del nivel n ;
- a_v es la aceleración espectral vertical obtenida de la ec. 37;



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

W_n es el peso del entrepiso n incluyendo cargas muertas y vivas;

h_n es la altura del entrepiso n.

10.2.5.8. Comportamiento asimétrico

En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza-deformación difieran en sentidos opuestos se dividirán los factores de resistencia correspondientes entre el factor A_{ca} , siendo para terrenos firmes o roca:

$$A_{ca} = 1 + d \left(1 + \frac{k_1 T_e^{k_2}}{k_3 + T_e^{k_2}} \right) \quad (38)$$

y para terreno blando:

$$A_{ca} = 1 + d \left(1 + \frac{k_1 \left(\frac{T_e}{T_s} \right)^{k_2}}{k_3 + \left| \frac{T_e}{T_s} - 1 \right|} \right) \quad (39)$$

En donde:

d es la diferencia entre los valores de la relación $a(\beta)/Q'R_p$ o $a(\beta)A_{cd}/Q'R_p$, según sea el caso, que causarían la falla o fluencia plástica de la construcción en uno y otro sentido, expresados como fracción de la aceleración de la gravedad

k_1, k_2, k_3 son parámetros que dependen del tipo de terreno y del comportamiento histerético supuesto para el sistema estructural y cuyos valores se proporcionan en la Tabla 14.

Tabla 14 Valores de los parámetros

Tipo de Terreno	Comportamiento	k_1	k_2	k_3
Blando (Tipo II y III)	Elastoplástico	1,7 - 2,9d	0,6	0,2
	Degradante	4,2 - 8,6d	1,5	0,6
Firme o roca (Tipo I)	Elastoplástico	0,25 - 0,1d	0,6	0,2
	Degradante	1,0	1,5	0,6

10.2.5.9. Revisión por cortante basal

En casos donde hayan sido aplicado el método dinámico descrito en la sección 3.3.6 del CDS-MDOC vigente, se encuentra que, en la dirección que se considera, la relación V/W es menor que $0,7a(\beta)/Q'R_p$ o $0,7a(\beta)A_{cd}/Q'R_p$ para estructuras con comportamiento histerético degradante ubicadas en suelos



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

Tipo II y III, según sea el caso, se incrementarán todas las fuerzas de diseño y los desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que V/W iguale a este valor.

Esta condición implica que la fuerza cortante basal de diseño no puede ser menor que 70% de la que suministraría un análisis estático tomando en cuenta el periodo fundamental de la estructura. Sin embargo, en ningún caso el cortante será menor que a_0W cuando $T_e \leq T_b$, donde a_0 es la aceleración máxima del terreno normalizada con la aceleración de la gravedad, (ecuación 10 de la Sección 10.1.5.1) y W es el peso total de la construcción.

10.2.6. Método dinámico

Este método se aplicará de acuerdo a lo descrito en la sección 3.3.6 de estructuras tipo edificios del CDS-MDOC vigente.

10.2.7. Revisión de estados límite

Se revisará que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

10.2.7.1. Desplazamientos horizontales por limitación de daños a elementos no estructurales (límite de servicio)

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculadas con alguno de los métodos de análisis sísmico para las ordenadas espectrales del estado límite de servicio que se describe en la Sección 10.2.1.7, no excederán a 0,002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, o estos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En este caso, el límite será de 0,004.

El cálculo de deformaciones laterales podrá omitirse cuando se aplique el método simplificado de análisis sísmico. En la revisión de este estado límite no se considerará la importancia de la estructura.

10.2.7.2. Desplazamientos horizontales para seguridad contra colapso

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales modificadas $a(\beta)/Q'R_p$ o $a(\beta)A_{cd}/Q'R_p$, según



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

corresponda, multiplicadas por el factor QR_ρ y divididas por la diferencia de elevaciones correspondiente, no excederán las distorsiones de entrepiso indicadas en la Tabla 15, según los sistemas estructurales correspondientes.

El cálculo de deformaciones laterales podrá omitirse cuando se aplique el método simplificado de análisis sísmico. En la revisión de este estado límite se tomará en cuenta la importancia de la estructura.

Tabla 15 Distorsiones permisibles de entrepiso

SISTEMA ESTRUCTURAL	DISTORSIÓN
Marcos dúctiles de concreto reforzado ($Q = 3$)	0,020
Marcos dúctiles de acero ($Q = 3$)	0,020
Marcos dúctiles de sección compuesta de acero y concreto reforzado ($Q = 3$)	0,020
Marcos de acero, de concreto reforzado o compuestos de ambos materiales con ductilidad limitada ($Q = 1,25$ ó 2)	0,015
Losas planas sin muros o contravientos	0,015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0,020
Marcos de acero, de concreto reforzado o compuestos de ambos materiales con contravientos concéntricos	0,015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto reforzado ($Q = 3$)	0,015
Muros combinados con marcos de concreto reforzado con ductilidad limitada ($Q = 1,25$ ó 2)	0,010
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0,008
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0,006
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0,004
Muros de carga de mampostería combinada y confinada	0,004
Muros de carga de mampostería confinada de bloques huecos de concreto	0,003
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0,002
Muros diafragma	0,006



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

10.2.7.3. Rotura de vidrios

En fachadas, tanto interiores como exteriores, la colocación de los vidrios en los marcos, o la liga de éstos con la estructura, serán tales que las deformaciones de ésta no afecten a los vidrios. Para ello, se verificará que alrededor de cada tablero de vidrio o cada marco exista una holgura no menor que el desplazamiento relativo entre los extremos del tablero o marco, calculado a partir de la deformación por cortante de entrepiso y dividido entre $1+h_t/b_t$, donde b_t es la base del tablero o marco y h_t su altura. Para este cálculo se considerarán los desplazamientos mencionados en la Sección 10.2.7.2.

10.2.7.4. Separación con estructuras adyacentes

Toda construcción deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 5 cm ni menor que el desplazamiento horizontal del nivel que se trate. El desplazamiento horizontal se obtendrá como el calculado en la sección 10.2.7.2, aumentado en 0.001 ó 0.003 veces la altura del nivel sobre el desplante para terrenos tipos II y III, respectivamente. Si se emplea el método simplificado de análisis sísmico, la separación mencionada no será, en ningún nivel, menor de 5 cm ni menor de la altura del nivel sobre el desplante multiplicada por 0.002, 0.004 ó 0.006, para terrenos tipos I, II y III, respectivamente.

La separación entre cuerpos de una misma estructura o entre estructuras adyacentes será cuando menos igual a la suma de las que, de acuerdo con las especificaciones precedentes, corresponden a cada una. Podrá dejarse una separación igual a la mitad de esta suma, si los dos cuerpos tienen la misma altura y tipo de estructuración y las losas coinciden a la misma altura, en todos los niveles. Al revisar el estado límite de falla de la cimentación, se tomará en cuenta la fuerza de inercia horizontal que obra en el volumen de suelo que se halla bajo los cimientos y que, sujeto a la aceleración máxima del terreno (es decir, a_0 veces la aceleración de la gravedad), potencialmente se desplazaría ante una falla en cortante.

11. DISEÑO POR VIENTO

Las estructuras y/o componentes estructurales de la INFE deberán diseñarse contra la acción del viento. Los lineamientos aquí indicados aplican para el diseño de la estructura principal y los elementos secundarios y apéndices que pueda poseer, así como para el diseño de los elementos considerados como "no estructurales" de fachada y recubrimientos (vgr. láminas, cancelería y vidrios). Con fines prácticos, en esta norma se deberán considerar los empujes estáticos o dinámicos, según resulte la respuesta dinámica estructural como se indica en lo sucesivo. Es importante mencionar que los efectos dinámicos que induce el



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

viento en estructuras y/o componentes muy rígidos y poco esbeltos, suelen ser despreciables. Los lineamientos aquí indicados se aplican para estructuras con altura de hasta 200 m, con claros que no excedan los 100 m y periodos naturales de vibración menores a los 5 s; en caso contrario deberá consultarse a un especialista en la materia.

11.1. Requisitos para el diseño por viento

Deberán cumplirse requisitos mínimos para la seguridad de la INFE contra los efectos del viento. Dichos requisitos se enlistan a continuación

- **Direcciones de análisis:** Para el análisis de los efectos del viento, se considerarán al menos dos direcciones en las que el viento puede actuar; estas direcciones serán horizontales, perpendiculares e independientes entre sí. Se elegirán aquellas que induzcan las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la estructura (o parte de la misma), considerando la rugosidad del terreno alrededor del sitio de desplante según la dirección del viento. Es frecuente que, según la forma de las estructuras y las direcciones de análisis consideradas, se produzcan presiones verticales sobre los elementos horizontales como son los techos, voladizos y techumbres ligeras, por lo que también se deben considerar estos efectos en esa dirección vertical. Asimismo se deberán tomar en cuenta los dos sentidos de las direcciones seleccionadas, con el fin de establecer las condiciones críticas sobre éstas.
- **Factores de carga y resistencia:** Se seguirán los lineamientos establecidos en el Capítulo 9. Criterios y Acciones, para la definición de condiciones y combinaciones de carga para diseño.
- **Seguridad contra el volteo:** La relación entre el momento estabilizador y el actuante de volteo no deberá ser menor que 2. En este caso no se considerarán las cargas vivas que contribuyan a disminuir el volteo.
- **Seguridad contra el deslizamiento:** Al analizar esta posibilidad no se tomarán en cuenta las cargas vivas. La relación entre la resistencia al deslizamiento y la fuerza que provoca el desplazamiento horizontal será por lo menos igual que 2.
- **Seguridad contra el levantamiento:** Cuando se puedan generar fuerzas de levantamiento ascendente o descendente sobre las estructuras o partes de las mismas, deberán considerarse los efectos que éstas produzcan, sobre todo en techos ligeros, voladizos, tapas y domos ligeros en azoteas, estructuras provisionales y sistemas de anclaje. No se considerarán las cargas vivas en este análisis.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

- Presiones interiores: Este tipo de presiones se presentan en estructuras permeables y se deberán combinar con las exteriores pudiendo ser favorables o desfavorables según la condición de análisis. Deberán considerarse las diferentes direcciones y sentidos del viento y las posibles combinaciones en que se encuentren las aberturas (cerradas o abiertas) por donde pueda ingresar el flujo de viento al interior de las estructuras.
- Seguridad durante la construcción: Las estructuras provisionales o elementos estructurales temporales que se empleen durante la construcción y que permanezcan por un periodo menor o igual que seis meses (vgr. apuntalamientos y contraventeos), deberán revisarse ante los efectos de viento. Si se prevé que la falla de estas estructuras provisionales no causaría pérdidas importantes se podrán diseñar para velocidades con periodo de retorno de 10 años, como se señala en el Capítulo de Diseño por Viento del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CDV-MDOC) vigente.
- Análisis estructural: Se empelarán modelos de análisis estructural elásticos lineales. Cuando los efectos no lineales puedan ser de importancia, deberá consultarse a un especialista para definir la forma de considerarlos.
- Seguridad y condiciones de servicio contra aceleraciones excesivas inducidas por el viento. Cuando los efectos dinámicos sean de importancia, esto es, cuando el periodo natural de vibración de las estructuras sea mayor de 1 s, se deberá revisar que las aceleraciones inducidas por el viento no provoquen malestar o incomodidad en los usuarios de la estructura. Para la revisión se podrá emplear el procedimiento sugerido en el CDV-MDOC vigente u otro que sea debidamente justificado.

11.2. Cargas debidas a la acción del viento

Las cargas debidas al viento se calcularán con base en la velocidad máxima regional del viento para el sitio de interés en la República Mexicana. Para construcciones de la INFE se tomarán las velocidades de la Figura 8, que corresponden al mapa de isotacas (líneas de igual magnitud de la velocidad de viento) con un periodo de retorno de 200 años. Estas velocidades están en km/h y se asocian a ráfagas de 3 s, a 10 m sobre el terreno natural y poca rugosidad en los alrededores (Categoría 2 de la Tabla 25).

Es importante mencionar que en este mapa de isotacas, se tienen consideradas las velocidades que pueden generarse por diferentes sistemas meteorológicos, como son: tormentas locales, tormentas de mesoescala, frentes fríos, nortes y ciclones tropicales. Sin embargo, hay que señalar que los vientos de tornados, que se presentan en el Noreste del país no están incluidos. Esto es debido a que es sumamente difícil registrarlos por lo pequeño

**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

de sus dimensiones y lo espaciado en el tiempo de sus ocurrencias. No obstante, en zonas propensas a tornados u otro tipo de tormentas no consideradas, deberán tomarse las previsiones necesarias para considerar los vientos inducidos por estos fenómenos meteorológicos, o en su caso, consultar a un especialista.

Para valores de velocidades de las ciudades más importantes en la República Mexicana se pueden consultar las tablas que recomienda el CDV-MDOC vigente. Las velocidades para diseño de recubrimientos asociadas a 10 años de periodo de retorno se tomarán también del CDV-MDOC vigente. La intensidad de las cargas se calculará con base en las Secciones 11.4 y 11.5.

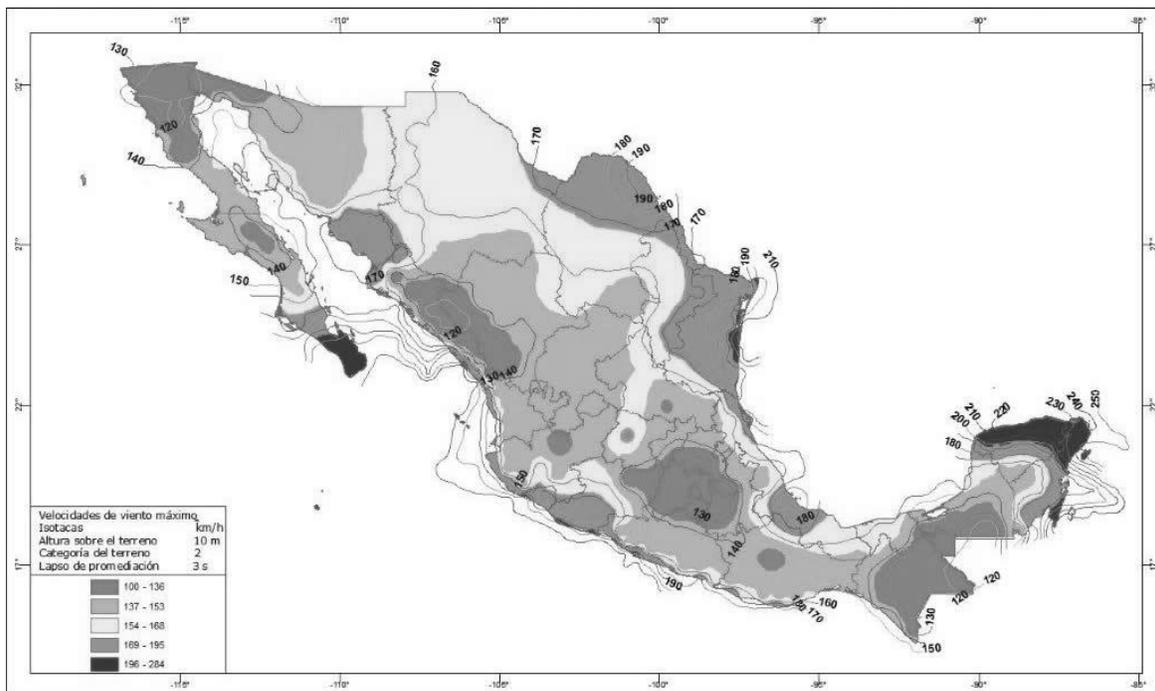


Figura 8 Mapa de regionalización eólica de la República Mexicana, periodo de retorno de 200 años

11.3. Clasificación de las estructuras por su respuesta ante el viento

Para fines de diseño por viento de la INFE, en esta norma se contemplan principalmente dos tipos de estructuras, de acuerdo con la naturaleza de los principales efectos que este fenómeno natural provoca.

Tipo 1. Comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos de viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubierta rígidos; es decir, que sean capaces de resistir las cargas



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las construcciones en que la relación entre altura y dimensión menor en planta es mayor que 5 y cuyo periodo natural de vibración excede de 1 s. Se excluyen también las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que por la adopción de una geometría adecuada, la aplicación de presfuerzo u otra medida, se logre limitar la respuesta estructural dinámica.

Tipo 2. Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes en la dirección del viento. Se cuentan en este tipo, los edificios con esbeltez, definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor que 5, o con periodo fundamental mayor que un 1 s.

Otros tipos. Para estructuras en que se propicie la generación periódica de vórtices por su forma geométrica (mástiles, astas banderas, cables, etc.) o en aquellas en que su forma o su periodo de vibración propician problemas aeroelásticos especiales deberán realizarse estudios analíticos o experimentales no cubiertos por esta norma. Para este efecto, puede consultarse el CDV-MDOC vigente o a un experto.

Para el diseño de las estructuras tipo 1 bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento, calculados de acuerdo con la Sección 11.4.

Para el diseño de las estructuras Tipo 2 deberán incluirse los efectos estáticos y los dinámicos causados por turbulencia. En este caso, las cargas dinámicas por viento podrán calcularse con un método estático equivalente, de acuerdo con la Sección 11.5.

11.4. Métodos estático y simplificado para diseño por viento

Para el cálculo de empujes y/o succiones sobre las construcciones del Tipo 1 debidas a la presión del viento, se podrá emplear el método estático al aplicar las presiones de diseño y los coeficientes de presión señalados en seguida.

El método simplificado podrá aplicarse para estructuras con altura no mayor de 15 m, con planta rectangular o formada por una combinación de rectángulos, tal que la relación entre la altura (o altura media si está compuesta de diferentes alturas de techos o techos inclinados) y la dimensión menor en planta sea menor que 4.

En ambos métodos la velocidad y la presión de diseño se calculan con las expresiones que se especifican en las secciones abajo indicadas, sin embargo



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

los coeficientes de presión son distintos en cada caso, como se indica en las Secciones 11.4.4 y 11.4.5.

11.4.1. Determinación de la velocidad de diseño, V_D

La velocidad de diseño, V_D , es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de la misma.

La velocidad de diseño, V_D , en km/h, se obtendrá con la ecuación:

$$V_D = F_T F_{rz} V_R \quad (40)$$

En donde:

F_T es el factor que depende de la topografía local, adimensional,

F_{rz} el factor que toma en cuenta el efecto de las características de exposición local, adimensional, y

V_R la velocidad regional de ráfaga que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, en km/h.

La velocidad regional de ráfaga, V_R , y los factores F_{rz} y F_T se definen y se determinan en las Secciones 11.2, 11.4.1.2 y 11.4.1.3, respectivamente.

11.4.1.1. Categorías de terrenos según su rugosidad

Tanto en el procedimiento de análisis estático como en el dinámico, intervienen factores que dependen de las condiciones topográficas y de exposición locales en donde se desplantará la construcción. Por lo tanto, con el fin de evaluar correctamente dichos factores, es necesario establecer clasificaciones de carácter práctico. En la Tabla 25 se consignan cuatro categorías de terrenos atendiendo al grado de rugosidad que se presenta alrededor de la zona de desplante. El factor de exposición y el factor de la topografía deben relacionarse con las características del sitio de desplante de la estructura.

En la dirección del viento que se esté analizando, el terreno inmediato a la estructura deberá presentar la misma rugosidad (categoría), cuando menos en una distancia denominada "longitud mínima de desarrollo", la cual se consigna en la Tabla 25 para cada categoría del terreno. Cuando no exista esta longitud mínima, el factor de exposición local, F_{rz} , definido en la Sección 11.4.1.2, deberá modificarse para tomar en cuenta este hecho. En este caso, el diseñador podrá seleccionar, entre las categorías de los terrenos que se encuentren en una dirección de análisis dada, la que provoque los efectos más desfavorables y determinar el factor de exposición para tal categoría, o seguir un procedimiento analítico más refinado para corregir el factor de exposición, como el que se señala en el CDV-MDOC vigente.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

Tabla 16 Categoría del terreno según su rugosidad

Cat.	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
1	Terreno abierto, prácticamente plano, sin obstrucciones y superficies de agua.	Franjas costeras planas, zonas de pantanos o de lagos, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivo sin setos o bardas alrededor, superficies nevadas planas.	La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones.	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, árboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones existentes, tienen alturas de 1,5 a 10 m, la longitud mínima debe ser la mayor entre 1500 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas.	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las casas y viviendas.	Las obstrucciones existentes presentan alturas de 3 a 5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m o 10 veces la altura de la nueva construcción, la que sea mayor.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas.	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50% de los edificios tiene una altura mayor que 20 m. Las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser la mayor entre 400 m y 10 veces la altura de la nueva construcción.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

11.4.1.2. Factor de exposición, F_{rz}

El factor de exposición local, F_{rz} , establece la variación de la velocidad del viento con la altura, en función de la categoría del terreno. Este factor se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$F_{rz} = c \quad \text{si} \quad z \leq 10 \quad (41)$$

$$F_{rz} = c \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \quad \text{si} \quad 10 < z < \delta \quad (42)$$

$$F_{rz} = c \left(\frac{\delta}{10} \right)^\alpha \quad \text{si} \quad z \geq \delta \quad (43)$$

En donde:

- z es la altura por encima del terreno natural, a la cual se desea conocer la velocidad de diseño, en m,
- α el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura, adimensional,
- δ la altura medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y puede suponerse constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente; en m, y
- c el coeficiente de escala de rugosidad, adimensional.

Las variables α , δ y c están en función de la rugosidad del terreno, los valores recomendados se presentan en la Tabla 17.

Tabla 17 Valores de α , δ y c

Categoría del terreno	α	δ (m)	c
1	0,099	245	1,137
2	0,128	315	1,000
3	0,156	390	0,881
4	0,170	455	0,815

Como se mencionó en la Sección 11.4.1.1, cuando no se satisface la longitud mínima de desarrollo, según lo establecido en la Tabla 18, deberá seleccionarse la categoría del terreno que genere las condiciones más desfavorables para la



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

dirección del viento de interés o consultar el método de ajuste en el CDV-MDOC vigente.

11.4.1.3. Factor correctivo por topografía, F_T

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplantará la estructura. Así, por ejemplo, si la construcción se localiza en las laderas o cimas de colinas o montañas de altura importante con respecto al nivel general del terreno de los alrededores, es muy probable que se generen aceleraciones del flujo del viento y, por consiguiente, deberá incrementarse la velocidad regional.

De acuerdo con las características topográficas del sitio, en la Tabla 18 se presentan los valores o expresiones para determinar el valor del factor de topografía.

Tabla 18 Factor de topografía local, F_T

Sitios	Ejemplos de topografía local	F_T
Protegidos	Valles cerrados	0,9
Normales	Terreno prácticamente plano: Campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%.	1,0
Expuestos	Promontorios: Montes, cerros, lomas, cimas, colinas, montañas.	1,1
	Terraplenes: Peñascos, acantilados, precipicios, diques, presas.	1,2

11.4.2. Determinación de la presión básica de diseño, q_z

Cuando el viento actúa sobre una construcción, genera presiones sobre sus superficies, que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él, se denomina presión dinámica de base q_z , en Pa, y se determina con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0,047 G V_D^2 \quad (44)$$

$$(q_z = 0,0048 G V_D^2 \text{ en kg/m}^2)$$

En donde:

V_D es la velocidad básica de diseño, en km/h, definida en la Sección 11.4.1,



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

- q_z la presión dinámica de base a una altura z sobre el nivel del terreno, en Pa, y
- G el factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.

El valor de G se obtiene con la siguiente expresión:

$$G = \frac{0.392 \Omega}{273 + \tau} \quad (45)$$

En donde:

- Ω es la presión barométrica, en mm de Hg, y
- τ el valor medio anual de las temperaturas mínimas diarias, en °C.

En la Tabla 19 se presenta la relación entre los valores de la altitud, h_m , en metros sobre el nivel del mar (msnm), y la presión barométrica, Ω , en mm de Hg (mercurio). Para altitudes intermedias de la Tabla 19 se podrá realizar una interpolación lineal.

Tabla 19 Relación entre la altitud y la presión barométrica

Altitud, h_m (msnm)	Presión barométrica, Ω (mm de Hg)
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

11.4.3. Determinación de la presión de diseño, p_z

La presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada, p_z , en Pa, se obtiene tomando en cuenta su forma y está dada, de manera general, por la siguiente expresión:

$$p_z = C_p q_z \quad (46)$$



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

En donde:

C_p es el coeficiente de presión, adimensional.

A esta presión se le denomina empuje medio o estático y es producido por los efectos de la velocidad del viento.

El coeficiente de presión se define como la relación entre la presión actuante sobre la construcción o sobre una de sus superficies, y la presión dinámica de base, para una altura dada. Este coeficiente determina el efecto de la variación de la presión, según la geometría o forma de la construcción, así como de la intensidad de la velocidad y la turbulencia del flujo del viento. En las Secciones siguientes se definen los coeficientes de presión según la forma de la construcción y si se trata de presión externa o interior.

La convención de signos para presiones exteriores e interiores que aquí se adopta, es que éstas serán positivas cuando ejerzan un empuje y negativas cuando ejerzan una succión en la superficie sobre la que actúan.

La Figura 9 ilustra la convención de signos adoptada para el efecto de las presiones sobre las superficies, la cual ya está considerada en los valores (negativos o positivos) de los coeficientes de presión definidos en este Capítulo.

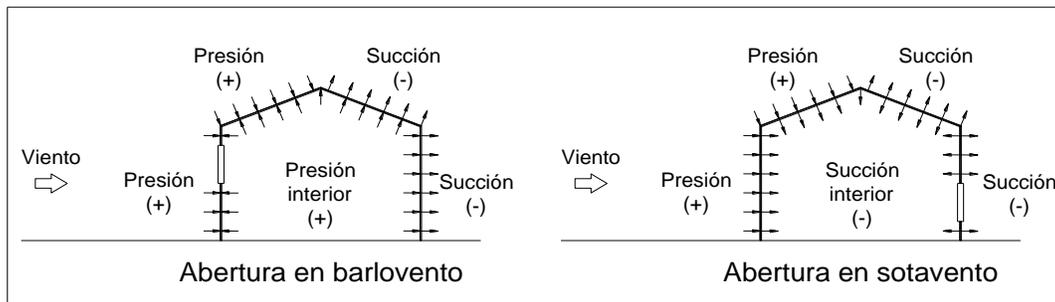


Figura 9 Convención de signos para las presiones ejercidas por el viento en una edificación con aberturas en barlovento o sotavento

Para el caso de que se presenten presiones exteriores e interiores, éstas se evaluarán respectivamente con las ecuaciones siguientes:

$$p_{ze} = C_{pe}q_z \quad (47a)$$

$$p_{zi} = C_{pi}q_z \quad (48b)$$



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

En donde:

C_{pe} y C_{pi} son los factores de presión exterior e interior, adimensionales.

En lo incisos siguientes se definen los coeficientes de presión para el caso de presiones exteriores e interiores.

11.4.4. Coeficientes de presión para el método simplificado

11.4.4.1. Coeficientes de presión exterior

Cuando se aplique el método simplificado, la presión actuante sobre las superficies expuestas de la construcción será normal a éstas y se aplicarán los coeficientes de presión exterior que se indican en la Tabla 20.

Tabla 20 Coeficientes de presión exterior

Superficie	C_{pe}
Pared de barlovento	0,8
Pared de sotavento ¹	-0,4
Paredes laterales	-0,8
Techos planos	-0,8
Techos inclinados lado de barlovento ²	-1,0 para $0^\circ < \gamma \leq 20^\circ$ -1,0 < 0,05 γ - 2,0 < 0,5 para $20^\circ < \gamma \leq 50^\circ$ 0,8 para $\gamma > 50^\circ$
Techos inclinados lado de sotavento	-0,7

Notas:

- 1) La succión se debe considerar constante en toda la altura de la pared de sotavento y se debe calcular para un nivel z igual a la altura media del edificio.
- 2) γ es el ángulo de inclinación del techo, en grados.

En el caso de que las construcciones presenten aleros o voladizos en sus extremos, como se indica en la Figura 10, los coeficientes de presión que deberán aplicarse, con el signo correspondiente, serán el del muro de abajo para la superficie inferior del alero, y el del techo para la superficie superior del alero.

SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

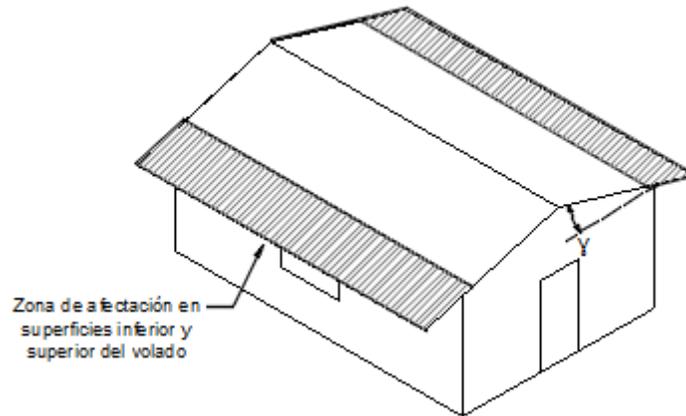


Figura 10 Zonas de afectación en aleros por coeficientes de presión exterior

11.4.4.2. Coeficientes de presión interior

Una estructura cerrada es la que se compone de muros y techos; dichos muros y techos pueden tener aberturas, tales como ventanas o puertas, por donde el flujo del viento puede penetrar y generar presiones interiores.

Cuando las paredes de la construcción puedan tener aberturas que abarquen más de 30 por ciento de su superficie total, se deberá considerar, en el diseño de los elementos estructurales, el efecto de las presiones que se generan por la penetración del viento en el interior de la construcción. Estas presiones se considerarán actuando uniformemente en las partes interiores de las paredes y techo y se determinarán con la ecuación 48, empleando los coeficientes de presión interior, C_{pi} , que se indican en la Tabla 21, en función de la posición de las aberturas que puedan existir en las paredes de la construcción.

Tabla 21 Coeficientes de presión interior

Posición de aberturas	C_{pi}
Aberturas principalmente en la cara barlovento	0,75
Aberturas principalmente en la cara sotavento	-0,6
Aberturas principalmente en las caras paralelas a la dirección del viento	-0,5
Aberturas distribuidas uniformemente en las cuatro caras	-0,3
Aberturas principales en techos (cerca de sotavento)	-0,7

SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

Aberturas principales en techos (cerca de barlovento)	0,8
Aberturas principales en techos a dos aguas o planos ¹	+/-0,3

Notas:

- 1) En el caso donde se muestran dos valores del coeficiente de presión interior, el techo deberá diseñarse para la condición más desfavorable.

11.4.4.3. Coeficiente de presión local

Se aplicará un coeficiente de presión local igual a 1,5 solamente a los coeficientes de presión externa dados en la Tabla 20, para el diseño de los recubrimientos. En las aristas de muros y techos se aplicará un factor de presión local igual a 2 para el diseño de los sujetadores en la zona de afectación indicada en la Figura 11. El ancho de la zona de afectación a lo largo de los bordes de muros y techos será 0,2 veces de su dimensión menor (ancho o largo) o del total de su altura si ésta resulta menor. Para el caso de que se tengan aleros también se aplicarán los coeficientes de presión local en esta zona de afectación de la misma manera como se indicó en la Sección 11.4.4.1.

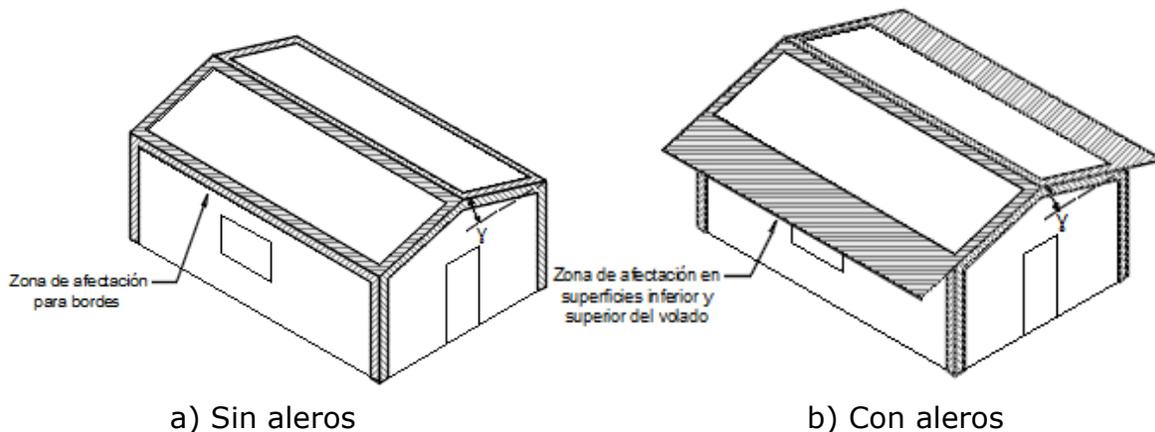


Figura 11 Zonas de afectación en bordes de muros, techos y aleros, por coeficientes de presión local

11.4.5. Fuerzas sobre construcciones cerradas

Las fuerzas estáticas que se ejercen sobre los muros y techos de estructuras cerradas, serán las resultantes de las presiones actuantes sobre sus superficies exteriores e interiores y se calculan con la siguiente expresión:

$$F_{es} = p_z A_z \quad (48)$$



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

con

$$p_z = (p_{ze} - p_{zi}) \quad (49)$$

En donde:

- F_{es} es la fuerza estática resultante del viento que actúa perpendicularmente sobre las superficies o elementos estructurales de la construcción, en N,
- p_z la presión de diseño a la altura z , en Pa,
- p_{ze} la presión exterior, en Pa,
- p_{zi} la presión interior, en Pa,
- A_z el área de la estructura expuesta al viento, o parte de ella, en m^2 , a la altura z , sobre la que actúa la presión de diseño, p_z .

El área expuesta al viento es la proyección de la superficie en un plano normal al flujo del viento. La ecuación 50 conservará el signo negativo ya que los propios signos de los coeficientes de presión exterior o interior toman en cuenta la convención de signos definida en la Sección 11.4.3.

11.4.6. Coeficientes de presión para el método estático

Cuando no se cumplan las condiciones para aplicar el método simplificado, se aplicará el método estático. Este método se encuentra completamente descrito en el CDV-MDOC vigente.

En el caso de muros o bardas que tengan una reja que aumente su dimensión vertical, su altura efectiva se deberá incrementar incluyendo la de la reja. Sin embargo, el área de la reja, adicional a la de la pared, contribuirá solamente con un 50% de su dimensión vertical para el cálculo de la presión. Este aumento de área expuesta se traduce no sólo en una mayor fuerza lateral sino también en un mayor momento de volteo, pues el brazo de palanca aumentará también debido a la reja. Para el caso de muros o bardas y techos aislados, los coeficientes de presión se consultarán en el CDV-MDOC vigente.

Por otra parte, en las zonas propensas a sufrir el impacto de huracanes (zonas dentro de una franja de 1 km de ancho sobre la costa o con velocidades de 200 km/h o mayores), los sistemas de aire acondicionado, las cancelerías, vidrios y anclajes, deberán diseñarse para resistir impactos de proyectiles conforme a lo que indica el CDV-MDOC vigente. Adicionalmente, será necesario dejar trabas a los lados de las ventanas para que en caso de la víspera de un huracán se coloquen tablas para su protección; también pueden colocarse sistemas de cortinas plegables que hayan tenido un buen desempeño en huracanes pasados.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

11.5. Empujes Dinámicos por Efectos del Viento

11.5.1. Limitaciones del método dinámico

El análisis dinámico se emplea para evaluar la acción resultante de la interacción dinámica entre el flujo del viento y las estructuras pertenecientes al Tipo 2. Las fuerzas y presiones actuantes sobre algunas de las partes o subsistemas, como tramos de muros o cubiertas, deben determinarse mediante el análisis estático o simplificado, con los coeficientes y factores de presión correspondientes al método empleado. El procedimiento de análisis dinámico se aplicará para calcular las cargas equivalentes inducidas por el viento que actúan sobre las estructuras sensibles a los efectos dinámicos producidos por la turbulencia del viento; dichas estructuras tienen además un comportamiento elástico lineal.

Para la aplicación del método dinámico se deberá satisfacer alguna de las siguientes condiciones:

- La relación $H/D > 5$, en donde H es la altura de la construcción y D la dimensión mínima de la base, ambas en m , o
- El periodo fundamental de la estructura (en la dirección del empuje dinámico del viento) es mayor que un segundo y menor o igual que cinco segundos.

Si el periodo de la estructura es mayor que cinco segundos y su altura mayor a los 200 m , este procedimiento no es aplicable y deberá consultarse a un experto en la materia.

11.5.2. Fuerza dinámica equivalente en la dirección del viento $F_{eq}(z)$

La fuerza dinámica equivalente actuando sobre la estructura, en N , para una altura sobre el nivel del terreno, z en m , se obtiene con:

$$F_{eq}(z) = p_z A_{exp} F_{RD} \quad (50)$$

En donde:

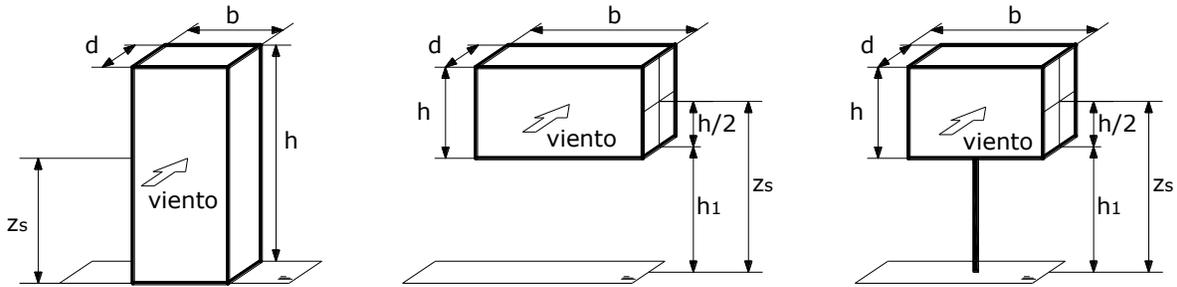
- p_z es la presión actuante sobre la estructura (definida en la Sección 11.4.3),
 A_{exp} es el área expuesta proyectada en un plano perpendicular a la dirección del viento, en m^2 , y
 F_{RD} es el factor de respuesta dinámica paralela a la dirección del viento, calculado de acuerdo a la Sección 11.5.3.

SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

11.5.3. Determinación del factor de respuesta dinámica paralela a la dirección del viento, F_{RD}

Este procedimiento sólo podrá emplearse si se cumplen las siguientes condiciones:

La estructura corresponde a una de las siguientes formas generales:



Estructuras verticales como edificios.

Estructuras horizontales como vigas.

Estructuras con masas concentradas como anuncios espectaculares o tanques elevados.

$$z_s = 0,6h \geq z_{\text{mín}}$$

Altura de referencia, z_s

$$z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{\text{mín}}$$

$$z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{\text{mín}}$$

Figura 12 Formas generales de estructuras contempladas en el análisis dinámico y alturas de referencia (z_s)

La respuesta máxima en la dirección del viento está dada principalmente por la contribución del modo fundamental de vibrar, cuyas coordenadas espectrales tendrán el mismo signo. Por tanto, la contribución de los modos de vibrar superiores se considera despreciable.

El factor de respuesta dinámica para estas estructuras se calcula con la siguiente expresión:

$$F_{RD} = \frac{1 + 2k_p I_V(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_V(z_s)} \quad (51)$$

En donde:

$$I_V(z_s) = \bar{d} \left(\frac{z_s}{10} \right)^{-\alpha'} \quad z_{\text{mín}} \leq z_s \leq 200 \quad (52)$$



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

$$I_v(z_s) = \frac{1}{\ln\left(\frac{z_{\text{mín}}}{z_0}\right)} \quad z_s \leq z_{\text{mín}} \quad (53)$$

$$k_p = \sqrt{2 \ln(600v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \ln(600v)}} \geq 3,0 \quad (54)$$

$$v = \eta_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \geq 0,08 \quad (55)$$

En donde:

$\eta_{1,x}$ es la frecuencia natural de vibración de la estructura en el modo fundamental, en Hertz.

Los valores de los parámetros \bar{d} , z_0 , $z_{\text{mín}}$ y α' dependen de la categoría del terreno y se presentan en la Tabla 22.

Tabla 22 Valores de los parámetros \bar{d} , z_0 , $z_{\text{mín}}$ y α'

Categoría del terreno	\bar{d}	z_0 (m)	$z_{\text{mín}}$ (m)	α'
1	0,15	0,01	1	0,12
2	0,19	0,05	2	0,16
3	0,29	0,30	5	0,21
4	0,43	1,00	10	0,29

El factor de respuesta de fondo (B^2) y el factor de respuesta en resonancia (R^2), que se definen en la Sección 11.5.5, dependen de la velocidad media del viento para empujes dinámicos (V'_D), la cual se define en la siguiente Sección.

11.5.4. Determinación de la velocidad media para empujes dinámicos, V'_D

La velocidad media del viento, correspondiente a un tiempo promedio de 600 segundos para el cálculo de empujes dinámicos, se determinará con la siguiente expresión:

$$V'_D = \frac{F_T F'_{Tz} V_R}{3,6} \quad (56)$$

En donde:

F_T es el factor de topografía, definido en la Sección 11.4.1.3,
 V_R es la velocidad regional de ráfaga, obtenida de la Figura 8, y



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

F'_{rz} es el factor de exposición para la velocidad media, definido en la siguiente Sección.

11.5.4.1. Determinación del factor de exposición para empujes dinámicos, F'_{rz}

El factor de exposición, F'_{rz} , considera el efecto combinado de las características de rugosidad local y de la variación de la velocidad con la altura, y se define como:

$$F'_{rz} = 0,702 \bar{b} \quad \text{Si } z \leq 10 \quad (57)$$

$$F'_{rz} = 0,702 \bar{b} \left(\frac{z}{10} \right)^{\alpha'} \quad \text{Si } 10 \leq z \leq 200 \quad (58)$$

En donde:

Z es la altura medida a partir del nivel medio del terreno, en la cual se desea calcular la velocidad media del viento, en m;

\bar{b} es un coeficiente adimensional, que se obtiene de la Tabla 23, y

α' es un exponente adimensional que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura, cuyos valores se presentan en la Tabla 22.

Tabla 23 Valores del parámetro \bar{b}

Categoría del terreno	\bar{b}
1	1,17
2	1,00
3	0,77
4	0,55

11.5.5. Determinación del factor de respuesta de fondo (B^2) y del factor de respuesta en resonancia (R^2)

El factor de respuesta de fondo, B^2 , y el factor de respuesta en resonancia, R^2 , se calculan con:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} \quad (59)$$



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

$$R^2 = \frac{\pi}{4\zeta_{t,x}} S_L(z_s, \eta_{1,x}) R_h(\eta_h) R_b(\eta_b) \quad (60)$$

En donde:

b y h son el ancho y la altura de la estructura (ver Figura 12) ambas en m, $L(z_s)$ la longitud de la escala de turbulencia, adimensional, a la altura de referencia, z_s , en m.

La longitud de escala de turbulencia se define como:

$$L(z_s) = 300 \left(\frac{z_s}{200} \right)^{\bar{\alpha}} \quad \text{para } z_s \geq z_{\min} \quad (61)$$

$$L(z_s) = L(z_{\min}) \quad \text{para } z_s < z_{\min} \quad (62)$$

Los valores de z_{\min} se presentan en la Tabla 22 y los valores del parámetro $\bar{\alpha}$ se presentan en la Tabla 24 para diferentes categorías del terreno.

Tabla 24 Valores del parámetro $\bar{\alpha}$

Categoría del terreno	$\bar{\alpha}$
1	0,44
2	0,52
3	0,61
4	0,67

La densidad de potencia espectral del viento, $S_L(z_s, \eta_{1,x})$ y las funciones de admitancia aerodinámica $R_h(\eta_h)$ y $R_b(\eta_b)$ están dadas por:

$$S_L(z_s, \eta_{1,x}) = \frac{6,8 \left(\frac{\eta_{1,x} L(z_s)}{V_D'(z_s)} \right)}{\left[1 + 10,2 \left(\frac{\eta_{1,x} L(z_s)}{V_D'(z_s)} \right) \right]^{\frac{5}{3}}} \quad (63)$$

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}); \quad R_h = 1,0 \text{ para } \eta_h = 0 \quad (64)$$



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2}(1 - e^{-2\eta_b}); \quad R_b = 1,0 \text{ para } \eta_b = 0 \quad (65)$$

En donde:

$S_L(z_s, \eta_{1,x})$ densidad de potencia espectral del viento;
 $R_h(\eta_h)$ y $R_b(\eta_b)$ admitancia aerodinámica;

En donde:

$$\eta_h = \frac{4,6h\eta_{1,x}}{V_D'(z_s)} \quad \text{y} \quad \eta_b = \frac{4,6b\eta_{1,x}}{V_D'(z_s)}$$

La relación de amortiguamiento total ($\zeta_{t,x}$) está dada por tres componentes adimensionales, éstos son: el amortiguamiento estructural ($\zeta_{est,x}$), el aerodinámico ($\zeta_{a,x}$) y el asociado con dispositivos especiales de amortiguamiento ($\zeta_{d,x}$), y se calcula como:

$$\zeta_{t,x} = \zeta_{est,x} + \zeta_{a,x} + \zeta_{d,x} \quad (66)$$

En donde:

$\zeta_{t,x}$ amortiguamiento total;
 $\zeta_{est,x}$ amortiguamiento estructural;
 $\zeta_{a,x}$ amortiguamiento aerodinámico;

Algunos valores representativos de relación de amortiguamiento estructural son: 0,015; 0,01 y 0,013 para edificios de concreto reforzado y presforzado, edificios de acero y estructuras mixtas de concreto y acero, respectivamente. Otros valores de relación de amortiguamiento estructural pueden consultarse en el CDV-MDOC vigente.

Para el cálculo de los empujes dinámicos paralelos a la dirección del viento de estructuras con forma diferente a las mostradas en la Figura 12, así como los empujes transversales, se pueden emplear los procedimientos descritos en el CDV-MDOC vigente, en donde también se hace una descripción detallada de los términos y factores empleados para el cálculo de los empujes dinámicos.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

12. ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

12.1. Materiales para mampostería

12.1.1. Piezas

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con la norma mexicana NMX-C-404-ONNCCE y con el peso volumétrico mínimo establecido en la sección 2.1 de las NTC-Mampostería.

12.1.2. Cementantes y agregados

En la elaboración del concreto y morteros se empleará cualquier tipo de cemento hidráulico que cumpla con los requisitos especificados en la norma mexicana NMX-C-414-ONNCCE.

Para la elaboración de morteros se podrá usar cemento de albañilería que cumpla con los requisitos especificados en la norma mexicana NMX-C-021-ONNCCE, o bien se podrá usar cal hidratada que cumpla con los requisitos especificados en la norma mexicana NMX-C-003-ONNCCE.

Los agregados deben cumplir con las especificaciones de la norma mexicana NMX-C-111-ONNCCE.

El agua para el mezclado del mortero o del concreto debe cumplir con la norma mexicana NMX-C-122-ONNCCE. Esta debe almacenarse en depósitos limpios y cubiertos.

12.1.3. Mortero de pega y mortero y concreto de relleno

La resistencia a compresión del mortero, sea para pegar piezas o de relleno, se determinará de acuerdo con el ensaye especificado en la norma mexicana NMX-C-061-ONNCCE. La resistencia a compresión del concreto de relleno, que es el que se usará para rellenar celdas de piezas huecas, se determinará del ensaye de cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas mexicanas NMX-C-160-ONNCCE y NMX-C-083-ONNCCE.

El mortero deberá cumplir con el la sección 2.5 de las NTC-Mampostería.

12.1.4. Acero de refuerzo

El refuerzo que se emplee en castillos, dalas o refuerzo interior del muro, estará constituido por barras corrugadas que cumplan con la norma NMX-C-407-ONNCCE, 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, que cumplan con la norma NMX-B-253. Se admitirá el uso de



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

barras lisas, como el alambión, únicamente en estribos, en mallas de alambre soldado o en conectores. El diámetro mínimo del alambión para ser usado en estribos es de 5,5 mm, y tendrá un esfuerzo especificado de fluencia no menor a 206 MPa (2100 kg/cm²).

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se tomará igual a 2×10^5 MPa (2×10^6 kg/cm²).

12.1.5. Mampostería

La resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f_m' , se determinará según la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE con el ensaye de pilas construidas con piezas superpuestas y el mortero que se usará en la obra. Para la presente norma se la variable f_m' será equivalente a f_m^* de la norma citada.

La fuerza cortante que toma la mampostería se basa en el esfuerzo cortante resistente de diseño, v_m' , que se toma igual a la resistencia a compresión diagonal. La resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería se determinará con el método indicado en la norma NMX-C-464-ONNCCE, con el ensaye de muretes cuadrados y con el mortero usado en la obra. Para la presente norma se la variable v_m' será equivalente a v_m^* de la norma citada.

El módulo de elasticidad de la mampostería, E_m , y el módulo de cortante G_m , se determinarán de acuerdo con los métodos indicados en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE.

De no contar con ensayes de pilas y muretes, y solo para el caso de estructuras de hasta dos niveles, se podrán usar los valores indicativos incluidos en la Tabla 25, así como las siguientes expresiones para los módulos de elasticidad y de cortante:

$$E_m = 800 f_m', \text{ para piezas de concreto}$$

$$E_m = 600 f_m', \text{ para piezas de barro y otros materiales excepto concreto}$$

$$G_m = 0,2 E_m$$

Tabla 25 Resistencia de diseño de la mampostería a compresión y a cortante, para estructuras de hasta dos niveles, sobre área bruta, MPa (kg/cm²)

Pieza (que cumplen la NMX-C-404-ONNCCE)	Resistencia de diseño a compresión f_m'	Resistencia de diseño a cortante v_m'
Tabique macizo de arcilla	1,5 (15)	0,15 (1,5)



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

Tabique de arcilla con huecos verticales ¹	3 (30)	0,15 (1,5)
Bloque hueco de concreto	1,5 (15)	0,1 (1)
Tabique macizo de concreto (tabicón)	1 (10)	0,1 (1)

¹ Industrializado (extruido o prensado)

12.2. Especificaciones generales de análisis y diseño

Se considerarán los criterios de diseño y las hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión indicadas en la sección 3.1 de las NTC-Mampostería.

En cuanto a los métodos de análisis se adoptarán los establecidos en la sección 3.2 de las NTC-Mampostería.

12.2.1. Método simplificado de análisis y diseño

En edificaciones de hasta dos niveles será admisible considerar que la fuerza cortante que toma cada muro o segmento es proporcional a su área transversal, ignorar los efectos de torsión, de momento de volteo y de flexibilidad de diafragma, y emplear el método simplificado de diseño sísmico.

El método simplificado será aplicable al análisis de edificios de mampostería que cumplan los requisitos establecidos en la Sección 10.2.4:

Se verificará únicamente que en cada entrepiso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, V_R , proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante sísmica factorizada que obre en dicho entrepiso, V_u :

$$V_R \geq V_u$$

En donde:

V_R resistencia al corte de los muros de carga;

V_u fuerza cortante sísmica factorizada que obre en dicho entrepiso;

En la estimación de la resistencia se deberá considerar el área efectiva, que es el producto del área bruta de la sección transversal del muro por el factor de área efectiva, F_{AE} , dado en la Sección 10.2.4.

Para edificios escolares de uno o dos niveles, la fuerza cortante sísmica factorizada en cada entrepiso podrá calcularse, en forma aproximada, como la



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

suma del peso arriba del entrepiso multiplicada por el coeficiente sísmico reducido establecido en la Sección 10.2.4 y por el factor de carga. El peso arriba del entrepiso debe incluir la carga viva accidental.

El cortante resistente de entrepiso en cada dirección de análisis deberá evaluarse como:

$$V_R = F_R(0,5v_m' + 0,3\sigma + \eta p_h f_{yh}) \Sigma F_{AE} A_T \quad (67)$$

En donde:

σ es el esfuerzo normal promedio en los muros del entrepiso, calculado como el peso total arriba del entrepiso, dividido entre la suma de las áreas transversales de todos los muros del entrepiso;

F_{AE} es el factor de área efectiva;

Si en el sistema de piso predomina la descarga a muros en una sola dirección, como en sistemas de vigueta y bovedilla con las viguetas paralelas, entonces se calculará un esfuerzo σ para cada una de las dos direcciones de análisis como el promedio de los esfuerzos que producen las cargas verticales correspondientes. En caso de que parte de la carga baje por columnas a la cimentación, deberá excluirse dicha carga del peso total para el cálculo del esfuerzo promedio.

Para el cálculo se tomará σ no mayor que $3,33v_m'$, y el producto $p_h f_{yh}$ no excederá el máximo establecido en la Sección 12.4.2. Si el producto $p_h f_{yh}$ difiere entre los distintos muros del entrepiso en la dirección de análisis considerada, se tomará el menor de ellos.

12.2.2. Detallado del refuerzo

Para el detallado del refuerzo se usará lo establecido en la sección 3.3 de las NTC-Mampostería, con los siguientes cambios:

El diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder de una 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 noveno de la menor dimensión.

En muros confinados en interiores de edificios, las barras de refuerzo longitudinal de castillos y dalas deberán tener un recubrimiento mínimo de concreto de 20 mm, y los estribos un mínimo de 10 mm.

En muros exteriores el recubrimiento mínimo de las barras longitudinales y estribos se aumentará en 5 mm a menos que el concreto tenga una resistencia a compresión no menor que 20 MPa (200 kg/cm²) o bien se proteja el



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

elemento de concreto con una capa de mortero tipo I ó II de al menos 15 mm de espesor.

En intercepción de dalas y castillos se debe asegurar que todo el acero de refuerzo cumpla con los recubrimientos de esta Sección.

Para la unión de barras se aplicará lo siguiente:

a) Barras sujetas a tensión

La longitud de traslapes de barras en concreto se determinará según lo especificado para concreto reforzado. No se aceptan uniones soldadas.

Si las barras son verticales y se traslapan en el interior de piezas huecas rellenas de mortero o concreto, la longitud del traslape, L_{tr} , será al menos igual

$$L_{tr} = 0,49 \frac{d_b^2 f_y}{K \sqrt{f_j'}} \geq 300 \text{ mm} \quad (68)$$

En donde:

L_{tr} es la longitud del traslape;

K es el recubrimiento mínimo del mortero, que en bloques de concreto se tomará como el recubrimiento de mortero más la mitad del espesor de la pieza. Este valor no se tomará mayor que $5d_b$;

Como opción simplificada, para barras con esfuerzo especificado de fluencia no mayor de 412 MPa (4200 kg/cm²), podrá tomarse una longitud de

$$L_{tr} = 50d_b^2 \text{ en tabiques, o de}$$

$$L_{tr} = 35d_b^2 \text{ en bloques de más de 14 cm de ancho}$$

y si se usan alambres con esfuerzo especificado de fluencia mayor que 412 MPa se multiplicará por 1,4 la longitud calculada con la opción simplificada.

La longitud calculada con cualquiera de las opciones se multiplicará por 1,3 si se usan barras con diámetro mayor a 16 mm. La longitud final de traslape no será nunca menor que 300 mm.

12.3. Sistemas estructurales a base de muros de mampostería

12.3.1. Mampostería confinada

Es la que está reforzada con castillos y dalas. En esta modalidad los castillos o porciones de ellos se cuelan después de ser construido el muro o la parte de él que corresponda.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

El espesor de la mampostería de los muros, t , no será menor que 100 mm en zonas A y B ni que 120 mm en zonas C y D y la relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t , no excederá de 30.

Para ser considerados como confinados, los muros deben cumplir con los requisitos de la sección 5.1 de las NTC-Mampostería con las siguientes diferencias:

- a) Los castillos y dalas tendrán como ancho mínimo, b_c , el espesor del muro, t y como peralte mínimo (h_c , medido en el plano del muro) el menor de t o de 150 mm. En muros que se interceptan el peralte mínimo h_c será necesario sólo en una de las dimensiones del castillo.
- b) El concreto de castillos y dalas tendrá un resistencia a compresión, f'_c , no menor de 15 MPa (150 kg/cm²), salvo en muros exteriores en regiones con condiciones ambientales agresivas donde tendrá una resistencia no menor que 20 MPa (200 kg/cm²).
- c) Para estructuras construidas en zona sísmica C y D, según se establece en el Capítulo 10, Diseño por sismo, cuando la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, v'_m , sea superior a 0,5 MPa (5 kg/cm²), se suministrará el mismo refuerzo transversal, con una separación no mayor que 100 mm, dentro de una longitud H_o en cada extremo de los castillos. En castillos a los lados de aberturas, la distancia H_o se tomará a partir del extremo libre del castillo (ver Figura 13).

H_o se tomará como el mayor de $H/6$, $2h_c$ y 400 mm, donde H es la altura del muro.

SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

En muros con aberturas (como puertas y ventanas) ubicados en zonas sísmicas C y D (ver

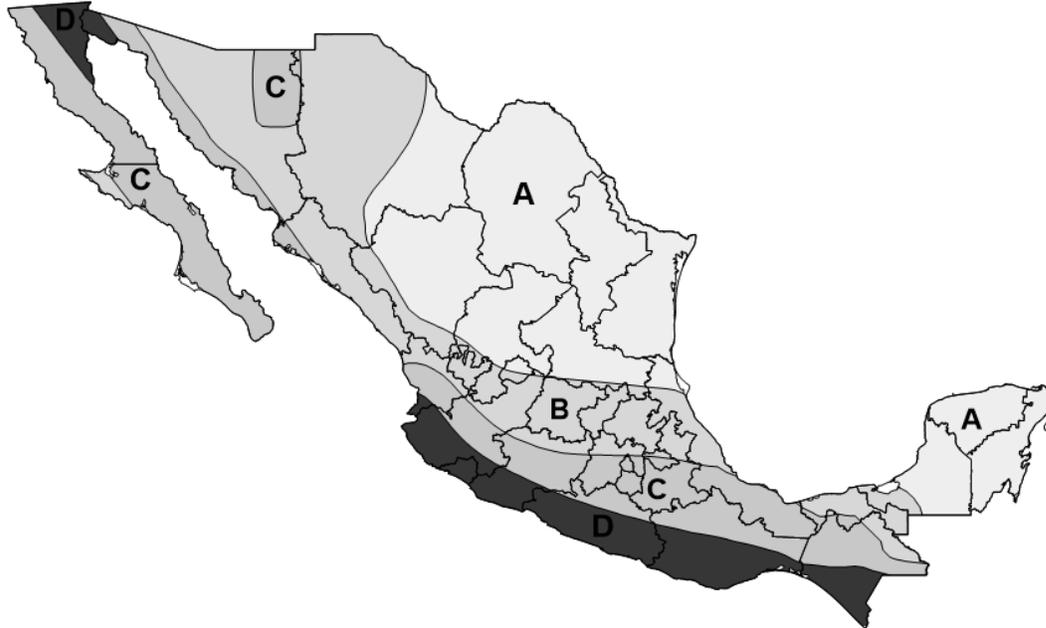


Figura 2) existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de toda abertura cuyas dimensiones horizontal o vertical excedan de 600 mm (ver Figura 13). En zonas A y B será necesario sólo el cerramiento de concreto reforzado arriba de la abertura.

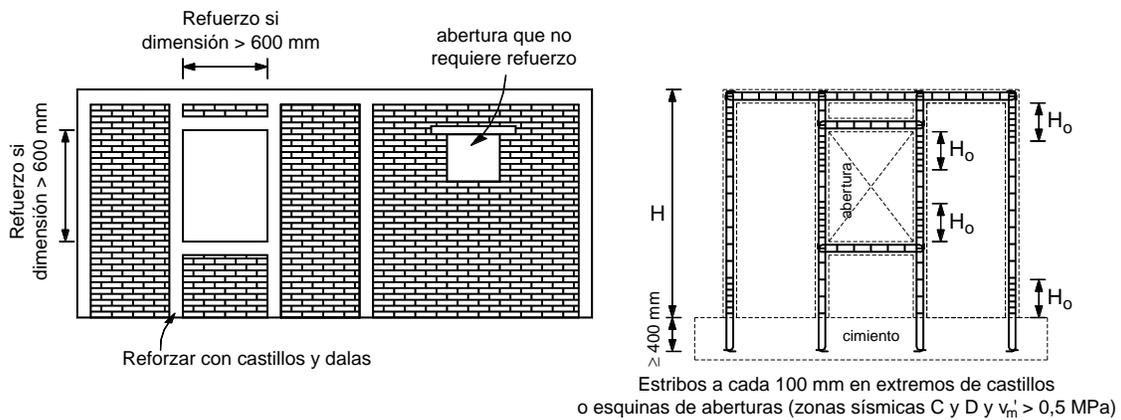


Figura 13 Refuerzo en el perímetro de aberturas en zona sísmica C y D

La unión vertical de la mampostería con los castillos 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.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

12.3.2. Mampostería reforzada interiormente

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.

El espesor de la mampostería de los muros, t , no será menor que 100 mm en zonas A y B ni que 120 mm en zonas C y D y la relación altura a espesor de la mampostería del muro, H/t , no excederá de 30.

12.3.2.1. Requisitos generales

Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los requisitos siguientes:

- a) La suma de la cuantía de acero de refuerzo horizontal, p_h y vertical, p_v , no será menor que 0,002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0,0007, es decir:

$$p_h + p_v \geq 0,002;$$
$$p_h \geq 0,0007; \text{ y}$$
$$p_v \geq 0,0007.$$

En donde:

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t} \frac{f_{yh}}{412}; \quad p_v = \frac{A_{sv}}{s_v t} \frac{f_{yv}}{412};$$
$$\left(p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t} \frac{f_{yh}}{4200}; \quad p_v = \frac{A_{sv}}{s_v t} \frac{f_{yv}}{4200} \quad \text{si se usan kg/cm}^2 \right)$$

En donde:

- p_h es la cuantía de acero de refuerzo horizontal y vertical;
 A_{sh} área de acero de refuerzo horizontal que se colocará a una separación vertical s_h ; y
 A_{sv} área de acero de refuerzo vertical que se colocará a una separación s_v (ver Figura 15).

En las ecuaciones anteriores no se deberá incluir el refuerzo colocado en los extremos del muro.

- b) El refuerzo horizontal en el interior del muro tendrá una separación no mayor de seis hiladas ni mayor de 600 mm.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

- c) El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor de seis veces el espesor del mismo, t , ni mayor de 800 mm.

12.3.2.2. Refuerzo en los extremos de muros e intersecciones

- a) Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro. Las dimensiones y requisitos de refuerzo longitudinal y transversal cumplirán con lo indicado para dalas en la Sección 12.3.
- b) En todo extremo de muro y a una separación máxima de 3 m deberá colocarse acero de refuerzo vertical en cada una de las dos celdas consecutivas, donde el producto del área de acero en cada celda por su esfuerzo especificado de fluencia sea igual o mayor que 30 kN (3000 kg).
- d) En la intersección de muros deberá contarse con las dos celdas consecutivas indicadas en el inciso anterior para los muros en cada dirección, compartiendo una celda común.
- e) Para muros que lleguen a tope, sin traslape de piezas, se deberá contar con las dos celdas reforzadas indicadas en el inciso b) pertenecientes a dicho elemento, y con los conectores indicados en la Sección 12.3.2.3.

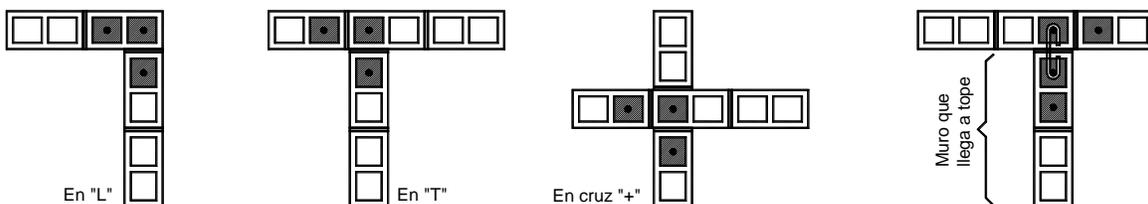


Figura 14 Refuerzo en los extremos de los muros e intersecciones

Para el colado de las celdas donde se aloje el refuerzo vertical podrán emplearse los morteros y concretos de relleno especificados en la Sección 12.1.3. El hueco de las piezas (celda) tendrá una dimensión mínima mayor de 50 mm y un área no menor de 30 cm².

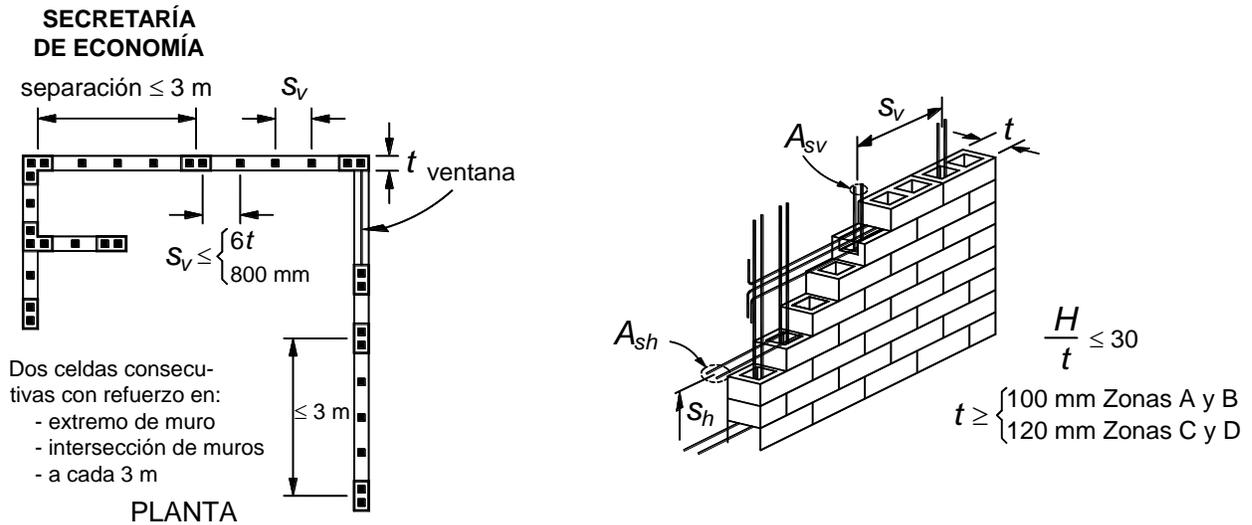


Figura 15 Requisitos para mampostería con refuerzo interior

12.3.2.3. Muros transversales

Cuando los muros transversales sean de carga y lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos como se establece en la sección 6.1.5 de las NTC-Mampostería.

Los pretilos o parapetos deberán reforzarse interiormente con barras de refuerzo vertical como las especificadas en la Sección 12.3.2.2. Se deberá proporcionar refuerzo horizontal en la parte superior de pretilos o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm.

12.3.3. Muros diafragma

Estos son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez ante cargas laterales. Pueden ser de mampostería confinada, reforzada interiormente o no reforzada. El espesor de la mampostería de los muros no será menor de 100 mm.

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 o bien se reforzará el muro con castillos o refuerzo interior. La resistencia a flexión perpendicular al plano del muro se calculará con las hipótesis de la sección 3.1 de las NTC-Mampostería.

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 resistencia del tablero.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

12.3.4. Mampostería simple

Queda prohibido el uso de muros de mampostería sin algún tipo de refuerzo para elementos estructurales en edificaciones escolares.

12.4. Diseño de los muros

12.4.1. Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro

Para el cálculo de la carga vertical resistente, P_R , y del momento flexionante resistente de diseño de la sección, M_R , se usará la sección 5.3 o de la 6.3 de las NTC-Mampostería para muros de carga mampostería confinada o reforzada, respectivamente.

12.4.2. Resistencia a cargas laterales

La fuerza cortante resistente de diseño, V_R , se determinará como la suma de la contribución de la mampostería más la del refuerzo horizontal, en caso de que cumpla con los requisitos establecidos en esta norma:

$$V_R = V_{mR} + V_{sR} \quad (69)$$

En donde:

- V_R es la fuerza cortante resistente de diseño;
- V_{mR} es la contribución de la mampostería;
- V_{sR} es el refuerzo horizontal;

Para el cálculo de la contribución de la mampostería, V_{mR} , y del refuerzo horizontal, V_{sR} , se usará la sección 5.4 o la sección 6.4 de las NTC-Mampostería para muros de carga de mampostería confinada o reforzada, respectivamente. Para muros diafragma se usará la sección 4.3 de las NTC-Mampostería.

En las zonas C y D no se permite el uso de armaduras planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica (escalerilla) para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

12.5. Mampostería de piedras naturales

Los requisitos para el 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, se ajustarán a los requisitos del capítulo 8 de las NTC-Mampostería



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

12.5.1. Cimientos

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. Se aplicarán los requisitos de la sección 8.4 de las NTC-Mampostería.

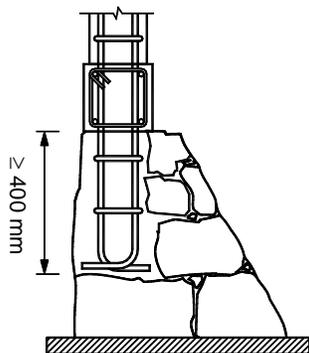


Figura 16 Cimiento de piedra

12.6. Construcción

Para la construcción de elementos de mampostería se deberá cumplir con los requisitos del capítulo 9 de las NTC-Mampostería.

13. ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

13.1. Consideraciones generales

13.1.1. Alcance

En este Capítulo se presentan disposiciones para diseñar estructuras de concreto reforzado, presforzado y parcialmente presforzado. Se dan requisitos complementarios para concreto ligero y concreto de alta resistencia. Se incluyen estructuras coladas en el lugar y prefabricadas.

En este Capítulo se hace referencia a las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto (NTC-Concreto) del reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF). Siempre que en el texto de las NTC-Concreto se haga referencia al Título Sexto del RCDF se entenderá que se hace referencia al Título de Seguridad Estructural del Reglamento de Construcciones de la localidad; cuando se haga referencia a las NTC-Criterios y Acciones del RCDF se entenderá que se hace al Capítulo 9 de Criterios y Acciones; cuando se haga a las NTC-Sismo del RCDF se entenderá que se hace al Capítulo 10 de Diseño por sismo; cuando se haga a las NTC-



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

Viento del RCDF, se entenderá que hace al Capítulo 11 de Diseño por viento, y cuando se haga referencia al Corresponsable en Seguridad Estructural o al Director Responsable de Obra, se entenderá que se hace a las personas autorizadas para desempeñar las funciones correspondientes como se establece en la definición de la Sección 4.5.

13.1.2. Unidades

Se aplicará lo estipulado en la Sección 7.2.

13.1.3. Criterios de diseño

Los procedimientos optativos a que se hace mención en el proemio de la sección 1.3 de las NTC-Concreto deberán ser aprobados por la autoridad local con el apoyo del INIFED.

Para los estados límite de falla, estados límite de servicio, diseño por durabilidad y diseño por sismo se aplicará lo estipulado en las secciones 1.3.1 a 1.3.4 de las NTC-Concreto, pero para fines de análisis estructural no se usará un valor del factor de comportamiento sísmico, Q , mayor que 3.

13.1.4. Análisis

Se aplicará lo estipulado en la sección 1.4 de las NTC-Concreto.

13.1.5. Materiales

Las normas mexicanas (NMX) citadas se refieren a las que estén vigentes cuando se aplique el presente documento.

13.1.5.1. Concreto

El concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales tendrá un peso volumétrico en estado fresco superior a 22 kN/m^3 ($2,2 \text{ t/m}^3$).

Los requisitos adicionales para concretos de alta resistencia con resistencia especificada a la compresión, f_c' , igual o mayor que 40 MPa (400 kg/cm^2) se encuentran en la Sección 13.11.

13.1.5.1.1. Materiales componentes

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.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111-ONNCCE con las modificaciones y adiciones establecidas en la Sección 13.14.3.1. El concreto se fabricará con agregados gruesos con peso específico superior a 2,6 (caliza, basalto, etc.). 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 DRO. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-255-ONNCCE.

13.1.5.1.2. Resistencia a compresión

Los concretos tendrán una resistencia especificada, f_c' , igual o mayor que 25 MPa (250 kg/cm²). 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 satisfacen los requisitos prescritos en la Sección 13.14.3.4.1. El DRO, podrá autorizar el uso de resistencias, f_c' , distintas de la antes mencionada, sin que sean inferiores a 20 MPa (200 kg/cm²).

Todo concreto estructural debe mezclarse por medios mecánicos y proporcionarse por peso.

Para diseñar se usará el valor nominal, f_c^* , determinado con la expresión siguiente.

$$f_c^* = 0,8 f_c' \quad (70)$$

En donde:

f_c^* es el valor nominal;

El valor f_c^* se determinó de manera que la probabilidad de que la resistencia del concreto en la estructura no lo alcance es de dos por ciento. Puesto que f_c^* es una medida de la resistencia del concreto en la estructura, para que sea válida la ec. 13.1 deben cumplirse los requisitos de transporte, colocación, compactación y curado prescritos en las Secciones 13.14.3.5, 13.14.3.6 y 13.14.3.9, respectivamente.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

Se hace hincapié en que el proporcionamiento de un concreto debe hacerse para una resistencia media, $\overline{f_c}$, mayor que la especificada, f_c' , y que dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricar el concreto.

13.1.5.1.3. Resistencia a tensión

Se considera como resistencia media a tensión, $\overline{f_t}$, de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de 150×300 mm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NMX-C-163-ONNCCE. Pueden usarse valores de la resistencia media a tensión o del módulo de rotura que estén en función de la resistencia a compresión f_c' siempre que estén respaldados por información experimental en estas unidades.

13.1.5.1.4. Módulo de elasticidad

Pueden usarse valores de E_c determinados experimentalmente según la norma NMX-C-128-ONNCCE o que estén en función de la resistencia a compresión cuando exista información experimental.

También puede calcularse el módulo de elasticidad con la siguiente expresión:

$$E_c = w^{1,5} 40,775 \sqrt{f_c'} \quad (71)$$

$$\left(E_c = w^{1,5} 4000 \sqrt{f_c'} \right)$$

En donde:

E_c está en MPa;

W es el peso volumétrico del concreto en kN/m^3 ;

f_c' es la resistencia del concreto en MPa (E_c y f_c' en kg/cm^2 y w en t/m^3 en la expresión entre paréntesis).

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. Los corazones se extraerán de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCE.

13.1.5.1.5. Contracción por secado

A falta de información experimental, se puede suponer la contracción por secado final, ε_{cf} , igual a 0,001.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.1.5.1.6. Deformación diferida

A falta de información experimental, se puede suponer un coeficiente de deformación axial diferida final,

$$C_f = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i} \quad (72)$$

En donde:

δ_f es la deformaciones axial final;
 δ_i es la deformaciones axial inmediata;

igual a 2,4. Las flechas diferidas se deberán calcular con la Sección 13.3.2.

13.1.5.2. Acero

Se aplicará lo estipulado en la sección 1.5.2 de las NTC-Concreto.

13.1.6. Dimensiones de diseño

Se aplicará lo estipulado en la sección 1.6 de las NTC-Concreto

13.1.7. Factores de resistencia

Se aplicará lo estipulado en la sección 1.7 de las NTC-Concreto

13.2. Estados límite de falla

13.2.1. Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión

Se aplicará lo estipulado en la sección 2.1 de las NTC-Concreto.

13.2.2. Flexión

Se aplicará lo estipulado en la sección 2.2 de las NTC-Concreto excepto que la ecuación 2.2 se sustituirá por:

$$A_{s,min} = 0,003 bd \quad (73)$$

En donde:

$A_{s,min}$ es el área mínima de acero por flexión;
b es el ancho de la sección transversal;
d es el peralte.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.2.3. Flexocompresión

Se aplicará lo estipulado en la sección 2.3 de las NTC-Concreto.

13.2.4. Aplastamiento

Se aplicará lo estipulado en la sección 2.4 de las NTC-Concreto.

13.2.5. Fuerza cortante

Se aplicará lo estipulado en la sección 2.5 de las NTC-Concreto.

13.2.6. Torsión

Se aplicará lo estipulado en la sección 2.6 de las NTC-Concreto.

13.3. Estados límite de servicio

13.3.1. Esfuerzos bajo condiciones de servicio

Será aplicable la sección 3.1 de las NTC-Concreto.

13.3.2. 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 el Capítulo 9 de Criterios y Acciones.

13.3.2.1. Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

La deflexión total será la suma de la inmediata más la diferida.

Las deflexiones inmediatas se calcularán con los requisitos que se establecen en la sección 3.2.1.1 de las NTC-Concreto.

La deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la flecha inmediata para la carga sostenida considerada, por el factor

$$\frac{2}{1 + 50p'} \quad (74)$$

En donde:



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

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.

13.3.3. Agrietamiento en elementos que trabajan en una dirección

Se aplicará lo establecido en la sección 3.3 de las NTC-Concreto.

13.4. Diseño por durabilidad

13.4.1. Disposiciones generales

La durabilidad será tomada en cuenta en el diseño, mediante la determinación de la clasificación de exposición y cumpliendo con los siguientes requisitos:

- Calidad y curado del concreto;
- Restricciones en los contenidos químicos;
- Recubrimiento del acero de refuerzo; y
- Precauciones en la reacción álcali-agregado.

Los requisitos para el cemento u otros sistemas para protección serán los establecidos en la sección 4.1.3 de las NTC-Concreto.

13.4.2. Clasificación de exposición

Se aplicará lo estipulado en la sección 4.2 de las NTC-Concreto.

13.4.3. Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2

Se aplicarán los requisitos de la sección 4.3 de las NTC-Concreto, donde el concreto tendrán una resistencia a compresión especificada, f_c' , no menor de 20 MPa (200 kg/cm²).

13.4.4. Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición B1, B2 y C

Se aplicarán los requisitos de la sección 4.4 de las NTC-Concreto, donde el concreto tendrá una resistencia a compresión especificada, f_c' , no menor de:

- 20 MPa (200 kg/cm²) para clasificación B1;
- 25 MPa (250 kg/cm²) para clasificación B2; y
- 50 MPa (500 kg/cm²) para clasificación C.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.4.5. Requisitos para concretos con clasificación de exposición D

Se aplicarán los requisitos de la sección 4.5 de las NTC-Concreto.

13.4.6. Requisitos para concretos expuestos a sulfatos

Se aplicarán los requisitos de la sección 4.6 de las NTC-Concreto.

13.4.7. Requisitos adicionales para resistencia a la abrasión

Se aplicarán los requisitos de la sección 4.7 de las NTC-Concreto.

13.4.8. Restricciones sobre el contenido de químicos contra la corrosión

Para los requisitos de restricción sobre el ion cloruro para protección contra la corrosión, el contenido de sulfatos y las restricciones sobre otras sales, se aplicarán los requisitos de la sección 4.8 de las NTC-Concreto.

13.4.9. Requisitos para el recubrimiento del acero de refuerzo

Se aplicarán los requisitos de la sección 4.9 de las NTC-Concreto.

El recubrimiento libre de toda barra de refuerzo, tanto longitudinal como transversal, 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.

Para protección contra la corrosión el recubrimiento en vigas, trabes y contratraves no será menor que el valor dado en la tabla 4.5 de las NTC-Concreto, 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 dicha tabla, según corresponda.

Cuando el concreto es colado sobre o contra el terreno 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.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.4.10. Reacción álcali-agregado

Se deben tomar precauciones para minimizar el riesgo de daño estructural debido a la reacción álcali-agregado.

13.5. Requisitos complementarios

13.5.1. Anclaje

13.5.1.1. 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 de anclaje.

Tabla 26 Recubrimiento mínimo requerido

Clasificación de exposición	Resistencia a compresión especificada, kg/cm ²							
	150 ⁽²⁾	200	250	300	400	500	600	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 ⁽¹⁾	65 ⁽¹⁾	60 ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Además se requiere emplear un contenido de cemento Pórtland no menor que 350 kg/m³ y una relación agua/cemento que no exceda 0,40.

⁽²⁾ Ver Sección 13.1.5.1.2 de Resistencia a compresión.

13.5.1.2. Longitud de desarrollo de barras a tensión

13.5.1.2.1. 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 75, por el factor o los factores indicados en la tabla 5.1 de las NTC-Concreto. Las disposiciones de esta Sección son aplicables a barras de diámetro no mayor de 3,81 cm. (Núm. 12).

$$\left(L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f'_c}} \geq 0,11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \text{ (usando kg/cm}^2 \text{ y cm)} \quad (75)$$



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

En 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: $\left(\frac{A_{tr} f_{yv}}{100 s n}, \text{ usando } \text{kg/cm}^2 \right)$;
- 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 de 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 30 cm.

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 1,2. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_d .

13.5.1.2.2. Barras con dobleces

Esta Sección se refiere a barras a tensión que terminan con dobleces a 90 ó 180 grados que cumplan con los requisitos de la Sección 13.5.5, seguidos de tramos rectos de longitud no menor que $12d_b$ para dobleces a 90 grados, ni menor que $4d_b$ 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 17). La longitud de desarrollo se obtendrá multiplicando la longitud de desarrollo básica dada por la expresión:

$$\left(0,076 d_b f_y / \sqrt{f_c'} \right) \text{ (usando } \text{kg/cm}^2 \text{ y cm)} \quad (76)$$

por el factor o los factores de la Tabla 27 que sean aplicables, pero sin que se tome menor que 15 cm ni que $8d_b$.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

Tabla 27 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo¹

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro igual a 1,91cm (número 6) o menor.	0,8
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 30 cm de concreto.	1,3
En concreto ligero	1,3
Barras con f_y mayor de 4200 kg/cm ² .	$\left(2 - \frac{4200}{f_y}\right)$
Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que 1,91 cm (número 6).	1,2
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 $3d_b$, o separación libre entre barras menor que $6d_b$	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 dúctiles.

13.5.1.3. 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 20 cm.

SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

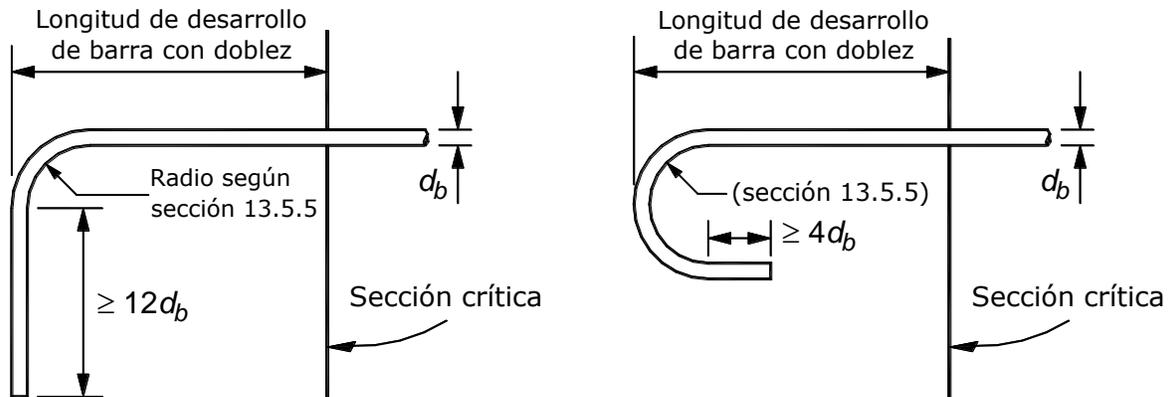


Figura 17 Longitud de desarrollo de barras con dobleces

13.5.1.4. Vigas y muros

13.5.1.4.1. Requisitos generales

En vigas y muros con cargas en su plano, la fuerza de tensión a la que se refiere la Sección 13.5.1.1, se valorará con el máximo momento flexionante de diseño que obra en la zona comprendida a un peralte efectivo a cada lado de la sección.

Los requisitos de la Sección 13.5.1.1 y del párrafo anterior se cumplen para el acero a tensión, si:

- 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.
- 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.
- 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 la Sección 13.5.1.2.
- Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado, se prolonga más allá del centro del apoyo y termina en un doblado de 90°180 grados, seguido por un tramo recto de $12d_b$ o $4d_b$, respectivamente. El doblado debe cumplir con los requisitos de la Sección 13.5.5. En caso de no contar con un espacio suficiente para alojar el doblado, se empleará un anclaje mecánico equivalente al doblado.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

Tabla 28 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo de barras con dobleces¹

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro no mayor que 3,49 cm (número 11), con recubrimiento libre lateral (normal al plano del doblez) no menor que 6 cm, y para barras con doblez a 90 grados, con recubrimiento libre del tramo de barra recto después del doblez no menor que 5 cm	0,7
Barras de diámetro no mayor que 3,49 cm (número 11), confinadas en toda la longitud de desarrollo con estribos verticales u horizontales separados entre sí no más de $3d_b$	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;

13.5.1.4.2. Requisitos adicionales

Los siguientes requisitos deben respetarse además de los anteriores:

- 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.
- 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 $12d_b$, ni que un dieciseisavo del claro libre.

13.5.1.5. Columnas

En las intersecciones con vigas o losas las barras de las columnas serán continuas y en su caso cumplirán con las disposiciones de las Secciones 13.7.4 ó 13.8.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

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 de la Sección 13.5.1.1, si la longitud de desarrollo de toda barra longitudinal no es mayor que dos tercios de la altura libre de la columna.

13.5.1.6. Anclajes mecánicos

Cuando no haya espacio suficiente para anclar barras por medio de doblez, se pueden usar anclajes mecánicos. Estos 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. Elementos típicos en los que pueden ser necesarios los anclajes mecánicos son las vigas diafragma y las ménsulas.

13.5.1.7. 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 $6d_b$ de largo, ni menos de 8 cm. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de la Sección 13.5.5.

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.

13.5.1.8. 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 5 cm de la sección considerada. Si sólo se ahoga un alambre perpendicular a no menos de 5 cm de la sección considerada, se supondrá que se desarrolla la



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

mitad del esfuerzo de fluencia. La longitud de un alambre desde la sección crítica hasta su extremo no será menor que 20 cm.

13.5.2. 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.

13.5.3. 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) Tres cuartos 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.

13.5.4. 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 7.2.2.d de las NTC-Concreto. 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.

13.5.5. Dobleces del refuerzo

El radio interior de un dobléz no será menor que $(f_y/60\sqrt{f_c})$ en kg/cm², veces el diámetro de la barra doblada 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 dobléz no será menor que el que marca, para la prueba de doblado, la norma mexicana NMX-C-407-ONNCCE.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

En todo doblez 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.

13.5.6. Uniones de barras

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 dúctiles, se respetarán los requisitos de las Secciones 13.7.2.2 y 13.7.3.3.

13.5.6.1. Uniones de barras sujetas a tensión

13.5.6.1.1. 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 más se unan barras alternadas.

13.5.6.1.2. Traslape

La longitud de un traslape no será menor que 1,33 veces la longitud de desarrollo, L_d , calculada según la Sección 13.5.1.2.1, ni que menor que $(0,1f_y - 6$ en $\text{kg/cm}^2)$ veces el diámetro de la barra.

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.

13.5.6.1.3. 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 33 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



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

ejecución de las uniones. Para marcos dúctiles, se respetarán los requisitos de las secciones 13.7.1.6 y 13.7.1.7.

13.5.6.2. 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 $0,5f_y$. 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 5 cm.

Las uniones por traslape en secciones donde al esfuerzo en los alambres sea menor o igual que $0,5f_y$, el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que 5 cm.

13.5.6.3. 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 la Sección 13.5.1.3, ni que $(0,01f_y - 10\text{kg/cm}^2)$ veces el diámetro de la barra.

13.5.7. 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:

$$\left(a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \right) \quad (77)$$

En 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 15 cm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor que 15 cm, 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 $1,5 a_{s1}$.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

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 50 cm ni de $3,5x_1$.

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.

13.5.8. 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 (Sección 13.14.3.11), 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.

13.5.9. 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 la Sección 13.5.3.

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 2 cm. 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 4 cm.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.6. Disposiciones complementarias para elementos estructurales comunes

13.6.1. Vigas

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.1 de las NTC-Concreto.

13.6.2. Columnas

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.2 de las NTC-Concreto.

13.6.3. Losas

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.3 de las NTC-Concreto, excepto que la sección 6.3.3.5 de dichas normas quedará en la siguiente forma:

Cuando sea aplicable la tabla 6.1 de las NTC-Concreto podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 250. 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:

$$f_s \leq 252 \text{ MPa} \text{ y } w \leq 3,8 \text{ kN/m}^2 \left(f_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } w \leq 380 \text{ kg/m}^2 \right)$$

para otras combinaciones de f_s y w , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por

$$\begin{aligned} &0,182 \sqrt[4]{f_s w} & (78) \\ &\left(0,032 \sqrt[4]{f_s w} \right) \end{aligned}$$

el valor obtenido según el párrafo anterior.

En donde:

f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en MPa;
 w es la carga uniformemente distribuida en condiciones de servicio, en kN/m^2 (f_s puede suponerse igual a $0,6f_y$) (f_s y w en kg/cm^2 y kg/m^2 , respectivamente, en la expresión entre paréntesis).

13.6.4. Zapatas

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.4 de las NTC-Concreto.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.6.5. Muros

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 la Sección 13.6.5.2.2, se medirán desde el piso de la planta baja.

13.6.5.1. Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.5.1 de las NTC-Concreto.

13.6.5.2. Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

13.6.5.2.1. 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 13.6.5.1 y 13.2.3. 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.

Se usará como máximo $Q = 3$ en el diseño por sismo de los muros a que se refiere esta sección y que resistan la totalidad de las fuerzas laterales inducidas. Se adoptará $Q = 2$ cuando el muro no cumpla con los requisitos para elementos extremos de la Sección 13.6.5.2.4. Si parte de las fuerzas laterales inducidas por el sismo son resistidas por otras formas estructurales, como marcos dúctiles o losas planas, se usará el valor de Q prescrito en los Capítulos 13.7 y 13.8 de estas normas. En edificaciones construidas en la zona sísmica D, los muros deberán tener los elementos de refuerzo en los extremos prescritos en la Sección 13.6.5.2.4.

13.6.5.2.2. Momentos flexionantes de diseño

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.5.2.2 de las NTC-Concreto.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.6.5.2.3. Flexión y flexocompresión

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.5.2.3 de las NTC-Concreto.

13.6.5.2.4. Elementos de refuerzo en los extremos de muros

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.5.2.4 de las NTC-Concreto.

13.6.5.2.5. Fuerza cortante

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.5.2.5 de las NTC-Concreto.

13.6.5.2.6. Muros acoplados

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.5.2.6 de las NTC-Concreto.

13.6.6. Diafragmas y elementos a compresión de contraventeos

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.6 de las NTC-Concreto, y en la norma mexicana NMX-C-405-ONNCCE.

En la mayoría de sus numerales se considerará sin cambio el contenido de las NTC-Concreto.

13.6.6.1. 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 o entre elementos resistentes a fuerzas laterales.

13.6.6.2. Firmes colados sobre elementos prefabricados

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.6.2 de las NTC-Concreto.

13.6.6.3. 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 30 mm.

Se deberá considerar lo indicado en la NMX-C-406-ONNCCE "Sistemas de vigueta y bovedilla y componentes prefabricados similares para losas".

13.6.6.4. Diseño

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.6.4 de las NTC-Concreto.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.6.6.5. Refuerzo

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.6.5 de las NTC-Concreto.

13.6.6.6. Elementos de refuerzo en los extremos

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.6.6 de las NTC-Concreto.

13.6.7. Arcos, cascarones y losas plegadas

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.7 de las NTC-Concreto.

13.6.8. Articulaciones plásticas en vigas, columnas y arcos

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.8 de las NTC-Concreto.

13.6.9. Ménsulas

Se aplicará lo estipulado en la sección 6.9 de las NTC-Concreto.

13.7. Marcos dúctiles

13.7.1. Requisitos generales

Los requisitos de este Capítulo se aplican a los marcos colados en el lugar construidos en zonas sísmicas C y D, en los casos en que se busca un comportamiento estructural dúctil con alta disipación de energía por deformación y donde se ponga especial cuidado en el detalle de los elementos no estructurales a fin de que no se dañen al ocurrir sismos intensos. En particular que cumplan con las Secciones 13.7.1.1 ó 13.7.1.2. En estas secciones Q corresponde a lo establecido en el Capítulo para diseño sísmico de esta Norma. En todos los casos debe cumplirse con las Secciones 13.7.1.3 a 13.7.1.7.

13.7.1.1. Estructuras diseñadas con Q igual a 4

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.1.1 de las NTC-Concreto, pero para fines de análisis estructural no se usará un valor del factor de comportamiento sísmico, Q, mayor que 3.

13.7.1.2. Estructuras diseñadas con Q igual a 3

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.1.2 de las NTC-Concreto.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.7.1.3. Miembros estructurales de cimentaciones

Los requisitos de la Sección 13.7 se aplicarán también a los elementos estructurales de la cimentación.

13.7.1.4. Requisitos complementarios

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.1.4 de las NTC-Concreto.

13.7.1.5. Características mecánicas de los materiales

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.1.5 de las NTC-Concreto, excepto que el concreto tendrá una resistencia especificada mínima de 25 MPa (250 kg/cm²).

13.7.1.6. Uniones soldadas de barras

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.1.6 de las NTC-Concreto.

13.7.1.7. Dispositivos mecánicos para unir barras

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.1.7 de las NTC-Concreto.

13.7.2. Miembros a flexión

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.2 de las NTC-Concreto.

13.7.2.1. Requisitos geométricos

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.2.1 de las NTC-Concreto

13.7.2.2. Refuerzo longitudinal

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.2.2 de las NTC-Concreto excepto que en el inciso a) se utilizará la ecuación 73 de esta Norma y la cuantía de acero longitudinal a tensión, p , no excederá de aquella que cause una deformación unitaria en el acero en la cara de tensión más alejado del eje neutro de 0,005.

13.7.2.3. Refuerzo transversal para confinamiento

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.2.3 de las NTC-Concreto.

13.7.2.4. Requisitos para fuerza cortante

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.2.4 de las NTC-Concreto.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.7.3. Miembros a flexocompresión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_g f_c' / 10$.

En marcos colados en el lugar, diseñados por sismo con $Q=4$, que tengan relación altura-base mayor que 2, y que se encuentren en zonas sísmicas C y D según el Capítulo 10 de Diseño por sismo, al dimensionar por flexocompresión, se incrementarán 50 por ciento la fuerza axial y el momento flexionante debidos al sismo. El factor de resistencia se tomará igual a 0,8, excepto si se usa el procedimiento optativo que se presenta en la sección 7.3.2.2 de las NTC-Concreto del RCDF.

13.7.3.1. Requisitos geométricos

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.3.1 de las NTC-Concreto.

13.7.3.2. Resistencia mínima a flexión de columnas

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.3.2 de las NTC-Concreto.

13.7.3.3. Refuerzo longitudinal

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.3.3 de las NTC-Concreto.

13.7.3.4. Refuerzo transversal

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.3.4 de las NTC-Concreto.

13.7.3.5. Requisitos para fuerza cortante

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.3.5 de las NTC-Concreto.

13.7.4. Uniones viga-columna

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.4 de las NTC-Concreto.

13.7.5. Conexiones viga-columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.5 de las NTC-Concreto.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.8. Losas planas

13.8.1. Requisitos generales

Las disposiciones contenidas en otras partes de este documento que no contradigan a los requisitos de este Capítulo serán aplicables al diseño de losas planas. En la fabricación de losas planas, se usará concreto con una resistencia mínima a la compresión de 25 MPa (250 kg/cm²).

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 (1000 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 6.6 de las NTC Concreto, a fin de asegurar la correcta transmisión en su plano de las fuerzas de inercia generadas por el sismo a los elementos verticales resistentes.

13.8.2. Sistemas losa plana–columnas para resistir sismo

Se aplicará lo estipulado en la sección 8.2 de las NTC-Concreto.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.8.3. Análisis

13.8.3.1. Consideraciones generales

Se aplicará lo estipulado en la sección 8.3.1 de las NTC-Concreto.

13.8.3.2. Análisis aproximado por carga vertical

Se aplicará lo estipulado en la sección 8.3.2 de las NTC-Concreto.

13.8.3.3. Análisis aproximado ante fuerzas laterales

Se aplicará lo estipulado en la sección 8.3.3 de las NTC-Concreto.

13.8.4. Transmisión de momento entre losa y columnas

Se aplicará lo estipulado en la sección 8.4 de las NTC-Concreto.

13.8.5. Dimensionamiento del refuerzo para flexión

Se aplicará lo estipulado en la sección 8.5 de las NTC-Concreto.

13.8.6. Disposiciones complementarias sobre el refuerzo

Se aplicará lo estipulado en la sección 8.6 de las NTC-Concreto.

13.8.7. Secciones críticas para momento

Se aplicará lo estipulado en la sección 8.7 de las NTC-Concreto.

13.8.8. Distribución de los momentos en las franjas

Se aplicará lo estipulado en la sección 8.8 de las NTC-Concreto.

13.8.9. Efecto de la fuerza cortante

Se aplicará lo estipulado en la sección 8.9 de las NTC-Concreto.

13.8.10. Peraltes mínimos

Se aplicará lo estipulado en la sección 8.1 y 8.10 de las NTC-Concreto.

13.8.11. 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 del resto de la losa, pero no se supondrá mayor que 1,5 por dicho peralte, para fines de dimensionamiento.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.8.12. Aberturas

Se aplicará lo estipulado en la sección 8.12 de las NTC-Concreto.

13.9. Concreto presforzado

13.9.1. 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 con una resistencia mínima a la compresión de 25 MPa (250 kg/cm²). Se permitirá el uso de tendones de presfuerzo no adheridos sólo en losas que cumplan con los requisitos de la Sección 13.9.7.

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.

13.9.1.1. Definición de elementos de acero para presfuerzo

Se aplicará lo estipulado en la sección 9.1.1 de las NTC-Concreto.

13.9.2. Presfuerzo parcial y presfuerzo total

Se aplicará lo estipulado en la sección 9.2 de las NTC-Concreto.

13.9.3. Estados límite de falla

Se aplicará lo estipulado en la sección 9.3 de las NTC-Concreto.

13.9.4. Estados límite de servicio

Se aplicará lo estipulado en la sección 9.4 de las NTC-Concreto.

13.9.5. Pérdidas de presfuerzo

Se aplicará lo estipulado en la sección 9.5 de las NTC-Concreto.

13.9.6. Requisitos complementarios

Se aplicará lo estipulado en la sección 9.6 de las NTC-Concreto.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.9.7. Losas postensadas con tendones no adheridos

Se aplicará lo estipulado en la sección 9.7 de las NTC Concreto.

13.10. Concreto prefabricado

13.10.1. Requisitos generales

Se aplicará lo estipulado en la sección 10.1 de las NTC-Concreto.

13.10.2. Estructuras prefabricadas

Se aplicará lo estipulado en la sección 10.2 de las NTC-Concreto con los siguientes cambios:

La estructura debe cumplir con los requisitos para Q igual a 3 que se especifican en la Sección 10.2.1.2.

13.10.3. Conexiones

Se aplicará lo estipulado en la sección 10.3 de las NTC-Concreto.

13.10.4. Sistemas de piso

Se aplicará lo estipulado en la sección 10.4 de las NTC-Concreto.

13.11. Concreto de alta resistencia

13.11.1. Definición

Se aplicará lo estipulado en la sección 11.1 de las NTC-Concreto.

13.11.2. Empleo de concretos de alta resistencia

13.11.2.1. Disposiciones generales

Se aplicará lo estipulado en la sección 11.2.1 de las NTC-Concreto.

13.11.2.2. Limitaciones al empleo de concretos de alta resistencia

Se aplicará lo estipulado en la sección 11.2.2 de las NTC-Concreto.

13.11.3. Propiedades mecánicas

13.11.3.1. Módulo de elasticidad

Se aplicará lo estipulado en la sección 11.3.1 de las NTC-Concreto.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.11.3.2. Resistencia a la tensión

Se aplicará lo estipulado en la sección 11.3.2 de las NTC-Concreto.

13.11.3.3. Contracción por secado

Se aplicará lo estipulado en la sección 11.3.3 de las NTC-Concreto.

13.11.3.4. Deformación diferida

Se aplicará lo estipulado en la sección 11.3.4 de las NTC-Concreto.

13.12. Concreto ligero

13.12.1.1. Requisitos generales

Se aplicará lo estipulado en la sección 12.1 de las NTC-Concreto.

13.12.2. Requisitos complementarios

Se aplicará lo estipulado en la sección 12.2 de las NTC-Concreto.

13.13. Concreto simple

13.13.1. Limitaciones

Se aplicará lo estipulado en la sección 13.1 de las NTC-Concreto.

13.13.2. Juntas

Se aplicará lo estipulado en la sección 13.2 de las NTC-Concreto.

13.13.3. Método de diseño

Se aplicará lo estipulado en la sección 13.3 de las NTC-Concreto.

13.13.4. Esfuerzos de diseño

Se aplicará lo estipulado en la sección 13.4 de las NTC-Concreto.

13.14. Construcción

13.14.1. Cimbra

13.14.1.1. Disposiciones generales

Se aplicará lo estipulado en la sección 14.1.1 de las NTC-Concreto.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.14.1.2. 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 Capítulo 9 sobre Criterios y Acciones.

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.

13.14.2. Acero de refuerzo

13.14.2.1. Disposiciones generales

Se aplicará lo estipulado en la sección 14.2.1 de las NTC-Concreto.

13.14.2.2. Control en la obra

Se aplicará lo estipulado en la sección 14.2.2 de las NTC-Concreto.

13.14.2.3. Extensiones futuras

Se aplicará lo estipulado en la sección 14.2.3 de las NTC-Concreto.

13.14.3. Concreto

13.14.3.1. 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 13.1.5.1. En cualquier caso podrá



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

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.

13.14.3.2. Elaboración del concreto

El concreto podrá ser dosificado en una planta central y transportado a la obra en camiones revolventes, 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. La dosificación establecida no deberá alterarse, en especial, el contenido de agua. Deberá ser mezclado en una revolventadora mecánica, ya que no se permitirá la mezcla manual de concreto estructural.

13.14.3.3. 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 29 como mínimo.

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.

Tabla 29 Frecuencia mínima para toma de muestras de concreto fresco

Prueba y método	Frecuencia mínima
Revenimiento (NMX-C-156-ONNCCE)	Una vez por cada entrega, si es premezclado. Una vez por cada revoltura, si es hecho en obra.
Peso volumétrico (NMX-C-162)	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 20 m ³ de concreto.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

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.

Tabla 30 Tolerancias para revenimientos

Revenimiento nominal, mm	Tolerancia, mm
menor de 50	± 15
50 a 100	± 25
mayor de 100	± 35

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 30. 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 (2200 kg/m³).

13.14.3.4. Requisitos y control del concreto endurecido

13.14.3.4.1. 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-083-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



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

cada día de colado, pero al menos una por cada 40 m³; sin embargo, si 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.

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' .

Si sólo se cuenta con dos muestras, el promedio de las resistencias de ambas no será inferior a $f_c' - 1,3$ MPa ($f_c' - 13$ kg/cm²), además de cumplir con el 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 a 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-ONNCCE, 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.

El concreto representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que $0,85f_c'$ y la resistencia de ningún corazón es menor que $0,75f_c'$. 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



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

necesaria, o recurrir a realizar pruebas de descritas en el Capítulo 16 Diagnóstico y reparación de estructuras existentes, 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.

13.14.3.4.2. Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad del concreto tendrá el valor especificado por el proyectista de la obra. En caso de que no se haya especificado, tendrá un valor mínimo de $3100 \sqrt{f_c'}$ (o bien $9700 \sqrt{f_c'}$ si se usan kg/cm^2).

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 que se cumple el requisito de valor mínimo de módulo de elasticidad de una muestra si el promedio de los módulos de los tres especímenes es igual o mayor que el mínimo y si ningún promedio de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas no es menor que dicho valor. El módulo de elasticidad se determinará según la norma NMX-C-128-ONNCCE.

El DRO, los corresponsables o la persona física, 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.

13.14.3.5. Transporte

Se aplicará lo estipulado en la sección 14.3.5 de las NTC-Concreto.

13.14.3.6. Colocación y compactación

Se aplicará lo estipulado en la sección 14.3.6 de las NTC-Concreto.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

13.14.3.7. Temperatura

Se aplicará lo estipulado en la sección 14.3.7 de las NTC-Concreto.

13.14.3.8. Morteros aplicados neumáticamente

Se aplicará lo estipulado en la sección 14.3.8 de las NTC-Concreto.

13.14.3.9. Curado

Se aplicará lo estipulado en la sección 14.3.9 de las NTC-Concreto.

13.14.3.10. Juntas de colado

Se aplicará lo estipulado en la sección 14.3.10 de las NTC-Concreto.

13.14.3.11. Tuberías y ductos incluidos en el concreto

Se aplicará lo estipulado en la sección 14.3.11 de las NTC-Concreto.

13.14.4. Requisitos complementarios para concreto presforzado

13.14.4.1. Lechada para tendones adheridos

Se aplicará lo estipulado en la sección 14.4.1 de las NTC-Concreto.

13.14.4.2. Tendones de presfuerzo

Se aplicará lo estipulado en la sección 14.4.2 de las NTC-Concreto.

13.14.4.3. Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo

Se aplicará lo estipulado en la sección 14.4.3 de las NTC-Concreto.

13.14.5. Requisitos complementarios para estructuras prefabricadas

Se aplicará lo estipulado en la sección 14.5 de las NTC-Concreto.

13.14.6. Tolerancias

Las tolerancias que a continuación se señalan rigen con respecto a los planos constructivos del proyecto registrados ante la autoridad competente, con los posibles ajustes autorizados por el DRO.

- 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



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

- 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 30 mm, 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 $10 \text{ mm} + 0,01L$ 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 $3 \text{ mm} + 0,03d$ 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



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

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.

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 Responsable estudiará las consecuencias que de ahí deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura.

14. ESTRUCTURAS DE ACERO Y COMPUESTAS

14.1. Disposiciones generales

14.1.1. Alcance

La presente sección aplica al diseño de la infraestructura física educativa de acero estructural, con o sin trabajo en acción compuesta con el concreto. Las presentes disposiciones establecen el criterio para el diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero en edificios y en otras estructuras similares a edificios, destinadas para la infraestructura física educativa.

Los requisitos generales de diseño se presentan en el Capítulo 7. Las cargas de gravedad y las combinaciones de carga se establecen en el Capítulo 9, mientras que la determinación de las cargas de sismo y viento se establece en esta Norma en los Capítulos 10 y 11, respectivamente.

Cuando existan condiciones no previstas en esta sección, se permite que el diseño se base en pruebas o análisis sujeto a la aprobación de la autoridad local. Se permiten otros métodos de análisis y diseño siempre que sean aceptados por la autoridad local.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

14.1.2. Unidades

Se aplicará lo estipulado en la Sección 7.2. Por conveniencia con la práctica local, algunas disposiciones de este Capítulo también incluyen datos en unidades del sistema inglés entre paréntesis.

14.1.3. Especificaciones

Los materiales deben cumplir con las Normas Mexicanas (NMX) que se indiquen en la presente Norma; por conveniencia, adicionalmente se indica entre paréntesis una norma internacional o extranjera equivalente. En ausencia de una Norma Mexicana, la presente Norma solo menciona la Norma internacional o extranjera aplicable.

El presente Capítulo de esta norma se complementa con los requisitos de diseño de las versiones vigentes de los siguientes documentos técnicos:

- "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas". Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. En lo sucesivo, este documento se cita como la NTC-Metálicas.
- "Manual de Construcción en Acero". Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA). En lo sucesivo, este documento se cita como el Manual IMCA. Este documento contiene:
 - "Especificación para el Diseño de Estructuras de Acero". Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA). En lo sucesivo, este documento se cita como la Especificación IMCA.
 - "Código de Prácticas Generales para la Construcción de Estructuras de Acero". Instituto Mexicano para la Construcción en Acero (IMCA). En lo sucesivo, este documento se cita como el Código de Prácticas del IMCA.
- "AWS D1.1 – Structural Welding Code–Steel". American Welding Society (AWS). En lo sucesivo, este documento se cita como la Especificación AWS D1.1.
- "ANSI/AISI S100 – North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members". American Iron and Steel Institute (AISI), aprobada en Canadá por CSA group, y endorsada en México por la Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero (CANACERO). En lo sucesivo, este documento se cita como la Especificación AISI-S100.
- "Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts". Research Council on Structural Connections (RCSC). En lo sucesivo, este documento se cita como la Especificación RCSC.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

14.1.4. Materiales

Los reportes de pruebas efectuadas al material del productor, el fabricante o pruebas de laboratorio constituyen evidencia suficiente de que el material cumple las normas NMX o las equivalentes ASTM. Estas pruebas en perfiles laminados en caliente, placas y barras deben realizarse de acuerdo con la Norma Mexicana NMX-B-252 (ASTM A6/A6M); para láminas se deben realizar de acuerdo con la Norma Mexicana NMX-H-347 (ASTM A568/A568M).

Existe evidencia en reportes de pruebas efectuadas en placas y perfiles laminados disponibles que, los esfuerzos efectivos de fluencia y últimos, pueden ser mayores a sus valores nominales. Si se presenta este caso, no se admite considerar los esfuerzos máximos esperados para la revisión de las capacidades de los elementos estructurales, excepto en donde se indique explícitamente este incremento en las presentes Normas.

Los materiales sin identificación no deben utilizarse como elementos estructurales. Sin embargo, con aprobación de la autoridad local, se pueden usar los materiales sin identificación para miembros no estructurales en donde su falla no represente un peligro para los usuarios, o bien, una reducción de la resistencia de la estructura.

Para cada uno de los certificados de calidad de los perfiles pesados, se requiere la elaboración de una prueba de impacto Charpy con muesca en V conforme a la Norma NMX-B-252 (ASTM A6/A6M). Los perfiles pesados, ya sea laminados o armados, son aquellos con algún espesor en sus componentes, igual o mayor a 51 mm. (2 pulg). La prueba de impacto debe garantizar un promedio mínimo de 27 J (20 lb-pie) de energía absorbida a una temperatura máxima de -18 °C.

En empalmes, perfiles armados por placas, soldaduras de demanda crítica, conexiones atornilladas, o en donde se espera que se desarrollen articulaciones plásticas, la prueba de impacto debe garantizar un promedio mínimo de 54 J (40 lb-pie) de energía absorbida a una temperatura máxima de 20 °C.

14.1.5. Planos y especificaciones de diseño y fabricación

Los planos y especificaciones de diseño estructural, así como los planos y especificaciones de fabricación, deben cumplir con los requisitos del vigente Código de Prácticas del IMCA.

14.2. Requisitos de diseño

14.2.1. Disposiciones generales

El diseño y la fabricación de miembros y conexiones deben ser consistentes con las hipótesis que se asumieron en el análisis estructural y con el



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

comportamiento idealizado de la estructura en cualquiera de sus etapas de construcción, incluido el montaje, condiciones de servicio, y para la carga última.

14.2.2. Bases del diseño

El diseño de estructuras de acero para la infraestructura física educativa debe efectuarse con el método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR), con el cual se debe garantizar que la resistencia requerida (o demanda) no exceda la resistencia de diseño de cada componente estructural (ecuación 79), o bien, que el cociente entre la resistencia requerida entre la resistencia de diseño no exceda la unidad. La resistencia requerida (P_u) se determina a partir de un análisis de segundo orden en la estructura sujeta a las combinaciones de carga del Capítulo 9 de esta Norma. El diseño debe garantizar que ninguna combinación de carga excede un estado límite de resistencia o servicio. La resistencia de diseño ($F_R R_n$), correspondiente a cada estado límite, es igual al producto de la resistencia nominal (R_n) por el factor de reducción de resistencia (F_R). En el caso de cargas actuando simultáneamente, aplica la ecuación de interacción que se especifique en cada caso.

$$P_u \leq F_R R_n \left[\frac{P_u}{F_R R_n} \leq 1 \right] \quad (79)$$

En donde:

- P_u es la resistencia requerida o demandada última, en Newton o Newton por metro;
- F_R es el factor de reducción de resistencia aplicable, adimensional;
- R_n es la resistencia nominal, en Newton o Newton por metro.

14.2.3. Bases de diseño en conexiones

Los elementos de una conexión se deben diseñar con las disposiciones de la Sección 14.8. Se permite el uso de conexiones simples, rígidas y semirrígidas, siempre que se garantice que el desempeño de la conexión y del sistema en su conjunto es satisfactorio. Independientemente del tipo, las fuerzas y deformaciones en las conexiones deben ser consistentes con el desempeño esperado e idealizado, así como con las suposiciones consideradas en el análisis estructural.

Excepto donde se indique otra cosa, los diafragmas y arrostros se deben diseñar para las fuerzas que resulten de la aplicación de las combinaciones de cargas en la estructura, o bien, para desarrollar la capacidad máxima del elemento estructural.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

Los miembros individuales, las conexiones, así como la estructura en su conjunto, deben garantizar el cumplimiento de los estados límite de servicio como se estipula en la Sección 14.8.

14.3. Propiedades de las secciones

14.3.1. Dimensiones y propiedades geométricas

La determinación de las resistencias nominales de perfiles laminados en caliente de acero estructural, de perfiles de lámina doblados en frío, así como de algunas secciones armadas, se pueden obtener a partir de las dimensiones y propiedades geométricas reportadas en la última edición del Manual de Construcción en Acero del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA). Para las secciones no reportadas en este Manual se pueden usar las dimensiones y propiedades geométricas reportadas por el productor. En secciones armadas no reportadas, las propiedades geométricas pueden calcularse con base en las dimensiones o propiedades de los componentes reportados por el productor.

14.3.2. Áreas netas

Para fines del cálculo de la resistencia a fractura de miembros en tensión y cortante, el área neta se debe obtener a partir de lo que establece el capítulo 2 de las NTC-Metálicas, o bien, la sección B4.3b de la Especificación IMCA.

14.3.3. Clasificación de secciones para pandeo local

Para fines de evaluación de efectos de pandeo local, las secciones en compresión debida a carga axial se clasifican como no-esbeltas (o tipo 3) y esbeltas (o tipo 4) de acuerdo con la tabla B4.1^a de la Especificación IMCA, o bien, con la tabla 3.2 de las NTC-Metálicas. En secciones en compresión debida a flexión, las secciones se clasifican como compactas (o tipo 2), no-compactas (o tipo 3) o esbeltas (o tipo 4) de acuerdo con la tabla B4.1.b. de la Especificación IMCA, o bien, con la tabla 3.3 de las NTC-Metálicas. En los casos que se mencionen secciones altamente compactas (o tipo 1), estas se definen de acuerdo con la tabla 3.3 de las NTC-Metálicas.

14.4. Diseño por Estabilidad

La estabilidad de la estructura y sus elementos debe determinarse como se indica en el capítulo 2 de las NTC-Metálicas, o bien, como se indica en el capítulo C de la Especificación IMCA.

Se permite que el análisis de segundo orden se obtenga a través de alguno de los métodos rigurosos o iterativos reportados en la literatura, o



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

alternativamente, a través del método simplificado descrito en el apéndice 8 de la Especificación IMCA. El análisis de segundo orden debe considerar todas las cargas gravitacionales que puedan afectar la estabilidad de la estructura, así como las imperfecciones generadas a consecuencia de las tolerancias acumuladas durante la fabricación y el montaje que especifica el Código de Prácticas Generales del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA). Además, se deben considerar todas las posibles fuentes de deformaciones (axiales, flexión, cortante, y otras que contribuyan al desplazamiento de la estructura), así como los efectos de segundo orden $P-\Delta$ y $P-\delta$, y todas las incertidumbres en la rigidez y resistencia en el sistema estructural.

Por su parte, el diseño por estabilidad debe efectuarse preferentemente con el método directo descrito en el capítulo 2 de las NTC-Metálicas, o bien, como se indica en el capítulo C de la Especificación IMCA. Alternativamente, siempre y cuando sea aplicable, puede emplearse el método de longitud efectiva descrito en el capítulo 2 de las NTC-Metálicas, o bien, como se indica en el apéndice 7 de la Especificación IMCA.

14.5. Diseño de miembros de acero estructural

14.5.1. Miembros en tensión

El diseño de miembros de acero en tensión debe determinarse como se indica en el capítulo 4 de las NTC-Metálicas, o bien, como se indica en el capítulo D de la Especificación IMCA, considerando los estados límites de fluencia en la sección total y de fractura en la sección neta. La determinación de las áreas neta y neta efectiva se determina según lo establezca el capítulo 3 de las NTC-Metálicas, o bien, como se indica en el capítulo C de la Especificación IMCA.

14.5.2. Miembros en compresión

El diseño de miembros de acero en compresión debe realizarse como se indica en el capítulo 5 de las NTC-Metálicas, o bien, como se indica en el capítulo E de la Especificación IMCA, considerando los estados límites de pandeo por flexión, pandeo local, y pandeo por torsión o flexotorsión como se indique en estos documentos.

Para los miembros de acero estructural en compresión en construcciones de la infraestructura física educativa se permite el empleo de secciones esbeltas o tipo 4. En el caso de miembros en compresión que formen parte del sistema sismorresistentes, se debe emplear secciones altamente compactas o tipo 1 si las fuerzas sísmicas se determinaron con un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$, y con secciones compactas si las fuerzas sísmicas se determinaron con un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$ o menor. Para clasificar las



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

secciones se pueden utilizar los límites descritos en el capítulo 3 de las NTC-Metálicas, o bien, en el capítulo C de la Especificación IMCA

14.5.3. Miembros en flexión

El diseño de miembros de acero en flexión debe realizarse como se indica en el capítulo 6 de las NTC-Metálicas, o bien, como se indica en el capítulo F de la Especificación IMCA.

Los miembros estructurales en flexión en construcciones de la infraestructura física educativa, no se permite el empleo de secciones esbeltas o tipo 4, es decir, secciones en las que la relación ancho-espesor excedan el límite λ_r que se estipule en el capítulo 3 de las NTC-Metálicas, o bien, en el capítulo C de la Especificación IMCA.

Asimismo, en los miembros estructurales en flexión en construcciones de la infraestructura física educativa, se debe garantizar que no controle el pandeo lateral torsional elástico. Para ello se debe garantizar que, como se indica en el capítulo 6 de las NTC-Metálicas, el momento resistente de la sección transversal sea de al menos dos terceras partes de su momento plástico; o bien, que la distancia entre apoyos laterales no exceda el límite L_r que se indica en el capítulo F de la Especificación IMCA.

14.5.4. Miembros en cortante

El diseño de miembros de acero en cortante debe realizarse como se indica en el capítulo 7 de las NTC-Metálicas, o bien, como se indica en el capítulo G de la Especificación IMCA.

Se debe garantizar el uso de almas compactas en vigas de acero estructural en construcciones de la infraestructura física educativa, de acuerdo con el límite establecido en el capítulo 7 de las NTC-Metálicas, o bien, en el capítulo G de la Especificación IMCA.

14.5.5. Miembros en torsión

El diseño de miembros de acero en torsión debe realizarse como se indica en el capítulo 8 de las NTC-Metálicas, o bien, como se indica en el capítulo H de la Especificación IMCA.

14.5.6. Miembros en flexocompresión y en flexotensión

El diseño de miembros de acero en flexocompresión o flexotensión debe realizarse como se indica en el capítulo 8 de las NTC-Metálicas, o bien, como se indica en el capítulo H de la Especificación IMCA.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

14.6. Diseño de miembros compuestos

El diseño de miembros de acero trabajando en acción compuesta con el concreto (incluyendo sistemas de piso, vigas y columnas), así como el diseño de los anclajes y dispositivos de transferencia de la carga en la interfaz acero-concreto, deben realizarse como se indica en el capítulo 9 de las NTC-Metálicas, o bien, como se indica en el capítulo I de la Especificación IMCA.

14.7. Diseño de conexiones

Las resistencias nominales de las conexiones, conformadas por los conectores, los elementos de conexión y las partes afectadas de los miembros conectados, que no están sometidos a cargas que generen fatiga, se pueden obtener a partir de las disposiciones reportadas en el capítulo J de la Especificación IMCA.

14.7.1. Disposiciones generales

Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligen, y al mismo tiempo satisfacer las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura.

Las resistencias de diseño de las conexiones se pueden obtener de acuerdo a las disposiciones de la sección J1.1 de la Especificación IMCA.

Los elementos componentes se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la solicitación de diseño correspondiente, determinada ya sea por medio de un análisis de la estructura bajo cargas de diseño, o bien, como un porcentaje especificado de la resistencia de diseño de los miembros conectados.

El diseño de las conexiones simples y a momento de puede hacer de acuerdo a las disposiciones de la sección J1.2 y J1.3 de la Especificación IMCA.

Las especificaciones para elementos en compresión con junta apoyada, para empalmes en perfiles pesados, así como para agujeros de acceso, se puede hacer de acuerdo a las disposiciones de la sección J1.4 a J1.6 de la Especificación IMCA.

Cuando se diseñen conexiones con tornillos de alta resistencia en combinación con soldaduras puede suponerse que comparten la carga siempre y cuando se cuente con el tipo de tornillos especificados en la sección A3.3 de la Especificación IMCA, instalados en agujeros transversales a la dirección de la carga.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

En conexiones con tornillos de alta resistencia en combinación con remaches puede suponerse que los tornillos de alta resistencia, diseñados para trabajar en conexiones tipo deslizamiento crítico, trabajan en conjunto con los remaches, y que las cargas se reparten entre los dos tipos de conectores.

Se deben cumplir las limitaciones en conexiones soldadas y atornilladas relativas al uso de juntas con tornillos con tensión inicial (pretensionados) o tornillos con apriete al contacto, de acuerdo a lo que indica la sección J1.10 de la Especificación IMCA.

14.7.2. Soldaduras

Estas recomendaciones se complementan con los requisitos establecidos en la Especificación AWS D1.1 y en la sección J2 de la Especificación IMCA.

El tipo de soldadura aplicable en la construcción de estructuras de acero de la infraestructura física educativa es el de arco eléctrico con electrodo metálico, aplicado manual, semiautomática o automáticamente. Los procesos aprobados por esta Norma son la soldadura manual con electrodo recubierto, la soldadura automática de arco sumergido, la protegida con gases y la soldadura con electrodo con núcleo fundente. Pueden utilizarse otros procesos si se califican adecuadamente por la autoridad local.

14.7.2.1. Soldaduras de penetración

El área efectiva de una soldadura de penetración es el producto de su longitud efectiva por el tamaño efectivo de su garganta.

La longitud efectiva de una soldadura de penetración entre dos piezas a tope es igual al ancho de la pieza más angosta, aun en el caso de soldaduras inclinadas respecto al eje de la pieza.

Las gargantas de las soldaduras de penetración parcial, los tamaños efectivos, y los espesores mínimos de las gargantas deben ajustarse a lo especificado en las tablas J2.1, J.2 y J2.3 de la sección J1 de la Especificación IMCA.

14.7.2.2. Soldaduras de filete

El área efectiva de una soldadura de filete es el producto de su longitud efectiva por el tamaño efectivo de su garganta.

La longitud efectiva de una soldadura de filete recta es igual a la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo retornos, cuando los haya. Si la soldadura de filete es curva, la longitud es igual a la del eje del cordón, trazado por el centroide del plano que pasa por la garganta, pero si el filete está



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

depositado en un agujero circular o en una ranura, el área efectiva no debe ser mayor que el área nominal de la sección transversal del agujero o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.

El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de filete es la distancia más corta de la raíz a la cara de la soldadura diagramática, sin incluir el refuerzo de la misma. En soldaduras de filete depositadas por el proceso de arco sumergido, el tamaño efectivo de la garganta puede tomarse igual a la pierna del cordón cuando ésta no excede de 10 mm (3/8 pulg.), e igual a la garganta teórica más 2,5 mm para filetes mayores de 10 mm.

Los tamaños mínimos admisibles en conexiones con soldaduras de filete son los que se muestran en la tabla J2.4 de la Especificación IMCA. El tamaño de la soldadura queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda el grueso de la parte más delgada.

El tamaño máximo de las soldaduras de filete debe ser:

- a) No mayor que el espesor del material cuando se aplica en los bordes de material de grueso menor a 6,3 mm (1/4 pulg).
- b) El grueso del material menos 1,5 mm (1/16 pulg.), cuando se aplique en los bordes de material de grueso igual o mayor que 6,3 mm (1/4 pulg.), excepto cuando se indique en los dibujos de fabricación que la soldadura debe depositarse tomando las medidas necesarias para obtener un tamaño igual al grueso del material. La distancia entre el borde de la soldadura depositada y el de la placa puede ser menor que 1,5 mm, pero el tamaño de la soldadura debe poderse verificar sin dificultad.

La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete utilizada para transmitir fuerzas no debe ser menor que cuatro veces su tamaño nominal. En caso contrario, se debe considerar que el tamaño de la soldadura no excede de un cuarto de su longitud efectiva.

Se puede usar la longitud efectiva como lo especifica la sección J2.2b de la Especificación IMCA.

14.7.2.3. Soldaduras de tapón o de ranura.

Las soldaduras de tapón y de ranura se usan en placas traslapadas al rellenar por completo, con metal de aportación, un agujero circular o alargado de una placa y cuyo fondo lo define la otra.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

El área efectiva de soldaduras de tapón o de ranura es el área de la sección transversal nominal del tapón o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.

Se deben cumplir las limitaciones de la sección J2.3b de la Especificación IMCA.

Las resistencias de diseño de las soldaduras se pueden calcular de acuerdo a las secciones J4 y J5 de la Especificación IMCA, y los requisitos del metal de aportación según las secciones J6 y J7 del mismo documento.

14.7.3. Tornillos y barras roscadas

El uso de tornillos de alta resistencia debe cumplir con lo establecido en la sección J3 de la Especificación IMCA, con los criterios de las NTC-Metálicas vigentes, y se complementan con la última edición de la Especificación RCSC, excepto cuando se establezca de otra manera en la presente Norma. Los tornillos de alta resistencia se agrupan en esta Norma conforme a la resistencia del material como sigue:

- Grupo A – ASTM A325, A325M, F1582, A354 Grado BC y A449
- Grupo B – ASTM A490, A490M, F2280 y A354 Grado BD

Cuando se ensamblen, todas las superficies de la junta, incluyendo aquellas superficies contiguas a las arandelas, deben estar libres de escamas, excepto escamas de laminado muy adheridas.

Las conexiones que transmiten las fuerzas cortantes entre las partes conectadas se diseñan para que la transmisión se haga por aplastamiento entre los tornillos y las partes conectadas, y se denominan juntas *por aplastamiento*. Cuando la transmisión de las fuerzas es por fricción entre las partes se denominan conexiones al *deslizamiento crítico*.

Dependiendo del tipo de conexión, puede, o no, requerirse que los tornillos se instalen apretándolos hasta que haya en ellos una tensión especificada mínima, no menor que la dada en la tabla J3.1 de la Especificación IMCA. El apriete puede hacerse por alguno de los métodos siguientes: vuelta de la tuerca, con un indicador directo de tensión, una llave calibrada, o con un tornillo de diseño especial.

Se permite colocar los tornillos con el apretado inicial cuando se utilizan en:

- a) conexiones tipo aplastamiento, excepto como se indica en la sección E6 o la sección J1.10 de la Especificación IMCA.
- b) en aplicaciones a tensión o en combinación de tensión y cortante, solamente para los tornillos del Grupo A, donde el aflojamiento o fatiga



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

ocasionadas por vibraciones o fluctuaciones de carga no se considera importante.

El apretado inicial se define como el necesario para hacer que todas las partes conectadas lleguen a estar firmemente en contacto. Se deben identificar claramente en los planos de diseño los tornillos que se deben apretar a una condición diferente al apretado inicial.

Para diseñar tornillos apretados al contacto deben utilizarse las resistencias nominales para conexiones por aplastamiento de la tabla J3.2 de la Especificación IMCA.

En conexiones tipo deslizamiento crítico en las que la carga se dirija hacia un borde de una parte conectada, se debe proporcionar una resistencia de diseño adecuada al aplastamiento, de acuerdo con los requisitos aplicables de la sección J3.7 de la Especificación IMCA.

En las tablas J3.3 y J3.3M de la Especificación IMCA se indican los tamaños máximos de los agujeros que pueden utilizarse en juntas atornilladas. Los agujeros de placas de base de columnas pueden ser mayores si se requiere por las tolerancias admisibles en la colocación de anclas en cimientos de concreto reforzado.

Solo se permite el uso de agujeros estándar o agujeros alargados cortos, excepto cuando el diseñador especifique el uso de agujeros sobredimensionados o alargados paralelos a la carga. Los detalles del uso de tornillos se especifican en la sección J3.2.

La separación mínima entre agujeros, se establece en la sección J3.3 de la Especificación IMCA, que indica que la distancia entre centros de agujeros para tornillos, sean estándar, sobredimensionados o alargados, no sea menor a 3 veces el diámetro de los tornillos.

La distancia mínima al borde del centro de un agujero estándar al borde de una parte conectada no debe ser menor que el valor aplicable de las tablas J3.4 y J3.4M de la Especificación IMCA. Para agujeros sobredimensionado o alargados, la distancia del centro al borde de una parte conectada no debe ser menor que la requerida para un agujero estándar más el incremento C2 en las tablas J3.5 y J3.5M de la Especificación IMCA.

La distancia máxima del centro de un tornillo al borde más cercano de las partes en contacto debe ser 12 veces el grueso de la parte conectada, sin exceder de 150 mm. La separación longitudinal entre conectores colocados en elementos en contacto continuo, consistentes en una placa y un perfil, o dos placas, debe ser como lo establece la sección J3.5 de la Especificación IMCA.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

La resistencia de diseño de tornillos y barras roscadas sujetas a tensión o cortante, se debe determinar de acuerdo a la sección J3.6 de la Especificación IMCA. Por su parte, la resistencia de diseño de tornillos y barras roscadas sujetas a tensión y cortante combinadas en conexiones tipo aplastamiento, se debe determinar de acuerdo a la sección J3.7 de la Especificación IMCA.

La resistencia de diseño de tornillos de alta resistencia en conexiones al deslizamiento crítico, se debe determinar de acuerdo a la sección J3.8 de la Especificación IMCA. Por su parte, la resistencia de diseño de tornillos sujetos a tensión y cortante combinadas en conexiones tipo deslizamiento crítico, se debe determinar de acuerdo a la sección J3.9 de la Especificación IMCA.

La resistencia al aplastamiento en agujeros para tornillos se determina de acuerdo a la sección J3.10 de la Especificación IMCA. La resistencia al aplastamiento debe revisarse en los dos tipos de conexiones con tornillos de alta resistencia, es decir, por aplastamiento y de deslizamiento crítico. Los agujeros sobredimensionados y alargados, cortos o largos, paralelos a la línea de fuerza, sólo pueden utilizarse en conexiones por deslizamiento crítico según la sección J3.2 de la Especificación IMCA.

La resistencia nominal de sujetadores especiales distintos que los tornillos presentados en la tabla J3.2 de la Especificación IMCA, se debe verificar por medio de pruebas.

Cuando se conectan tornillos u otros conectores en tensión en la placa de elementos con sección transversal en cajón o miembros de perfiles tubulares de acero estructural, la resistencia de la placa se debe determinar por análisis racional.

14.7.4. Elementos de conexión

Para el diseño de elementos de conexión, como placas de nudo en armaduras, ángulos, ménsulas, y la zona común a los dos miembros en conexiones viga-columna, pueden aplicarse las especificaciones del capítulo J4 de la Especificación IMCA.

Las resistencias de diseño de elementos de conexión sujetos a los diferentes estados límite se determina de acuerdo a lo siguiente: en tensión, según la sección J4.1 de la Especificación IMCA; en cortante, según la sección J4.2 de la Especificación IMCA; por ruptura en bloque de cortante, según la sección J4.3 de la Especificación IMCA; en compresión según la sección J4.4 de la Especificación IMCA; y por flexión, según la sección J4.5 de la Especificación IMCA.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

14.7.5. Placas de relleno en conexiones soldadas

Cuando sea necesario usar placas de relleno en conexiones para transmitir fuerzas, los rellenos y las soldaduras de esas conexiones deben cumplir con los requisitos de la sección J5 de la Especificación IMCA.

14.7.6. Resistencia al aplastamiento

La resistencia de diseño al aplastamiento de superficies en contacto se debe determinar por el estado límite de aplastamiento (fluencia local por compresión), como se indica en la sección J7 de la Especificación IMCA.

14.7.7. Placas base en columnas y aplastamiento del concreto

Se deben tomar las medidas apropiadas para transmitir los momentos y las cargas de las columnas a las bases y cimentaciones. La resistencia de diseño relativa al estado límite del aplastamiento del concreto se puede determinar como se establece en la sección J8 de la Especificación IMCA.

14.7.8. Pernos de anclaje y empotramientos

Los pernos de anclaje se deben diseñar para proporcionar la resistencia requerida a las cargas de toda la estructura en las bases de las columnas, incluyendo los componentes de tensión pura de cualquier momento flexionante que pueda resultar por las combinaciones de carga estipuladas en la sección B2 de la Especificación IMCA. Los pernos de anclaje se deben diseñar conforme a los requisitos de las partes roscadas de la tabla J3.2 de la Especificación IMCA.

El diseño de bases de columna y pernos de anclaje para transmitir fuerzas a las cimentaciones de concreto, incluyendo aplastamiento contra los elementos de concreto, debe satisfacer los requisitos de ACI 318 o ACI 349.

14.7.9. Patines y almas fuerzas concentradas

Esta sección se aplica a fuerzas concentradas simples y dobles aplicadas perpendicularmente a los patines de perfiles IR y perfiles armados similares. La fuerza simple concentrada puede ser de tensión o compresión. Las fuerzas concentradas dobles son una de tensión y otra de compresión formando un par sobre el mismo lado del miembro que recibe la carga.

Cuando la resistencia requerida excede la resistencia disponible como se determina para los estados límite enlistados en la sección J10 de la Especificación IMCA, se deben proporcionar atiesadores y/o placas de refuerzo de alma, dimensionados para resistir la diferencia entre la resistencia requerida y la resistencia disponible para el estado límite aplicable. Los atiesadores



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

también deben cumplir con los requisitos de diseño de la sección J10.8 de la Especificación IMCA. Las placas de refuerzo de almas también deben cumplir con los requisitos de diseño de la sección J10.9 de la Especificación IMCA.

Conforme a los requisitos de la sección J10.7 de la Especificación IMCA, se requiere poner atiesadores en los extremos sin atiesar de vigas.

Las resistencias de diseño de los diferentes estados límite debidos a la acción de fuerzas concentradas y los requisitos de atiesadores y de otros elementos de refuerzo se pueden determinar de acuerdo a la sección J10 de la Especificación IMCA.

14.7.10. Conexiones entre perfiles tubulares estructurales, PTE

Cuando se diseñen conexiones entre miembros de perfiles tubulares estructurales (PTE) de espesor uniforme se pueden seguir las especificaciones del capítulo K de la Especificación IMCA.

El tamaño de los perfiles tubulares PTE controla con frecuencia la resistencia de la conexión, especialmente el espesor de la placa en cuerdas de armadura, por lo tanto se debe considerar en el diseño inicial.

Los temas relacionados con el diseño de conexiones entre elementos PTE, y que se describen en el capítulo K de la Especificación IMCA son los siguientes:

- a) Fuerzas concentradas en miembros de PTE
- b) Conexiones entre miembros de PTE en armaduras
- c) Conexiones entre miembros de PTE sujetos a momento
- d) Soldaduras de placas, montantes y diagonales a miembros de PTE rectangular

14.8. Diseño de miembros de acero formados en frío

El diseño de miembros de acero formados en frío, así como el de sus conexiones, debe determinarse como se indique en la última edición de la Especificación AISI-S100, y la cual está endorsada por la Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero (CANACERO).

Cuando se utilicen miembros de acero doblados en frío en construcciones de la infraestructura física educativase debe verificar lo siguiente:

- a) Solo se permite el uso de aceros con certificados de calidad estructural de acuerdo con la sección A2 de la Especificación AISI-S100. Por lo tanto, se prohíbe utilizar miembros de aceros doblados en frío que no cuenten con



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

- certificados de calidad, o bien, que éstos correspondan a una calidad comercial.
- b) Las cargas y combinaciones de carga se deben determinar como se indica en el Capítulo 9 de la presente norma.
 - c) Las dimensiones reales de la sección transversal deben de satisfacer los requisitos y las relaciones límite ancho-espesor que se establecen en la sección B1 de la Especificación AISI-S100. Los anchos efectivos deben determinarse como se indica en las secciones B2 a B5 de la Especificación AISI-S100.
 - d) Las propiedades geométricas de la sección transversal (tales como área, momento de inercia, módulos de sección, radios de giro, etc.) se deben determinar como se especifica en la sección C1 de la Especificación AISI-S100.
 - e) En miembros que estén sujetos en tensión, se deben verificar los estados límite de fluencia y fractura en tensión, bloque de cortante, y aplastamiento de la lámina como se indica en la sección C2 y E6 de la Especificación AISI-S100.
 - f) En miembros viga sujetos en flexión y en cortante, se deben verificar todos los estados límite aplicables que se indican en la sección C3 de la Especificación AISI-S100. En construcciones de la infraestructura física educativa, se debe garantizar que los largueros estén lateralmente arriostrados de forma adecuada tal que no controlen el pandeo lateral-torsional y el pandeo distorsional. Además, deben estar adecuadamente fijados a sus elementos de soporte, así como a los elementos que éstos soporten.
 - g) En miembros que estén sujetos en compresión concéntrica, se debe verificar los estados límite de pandeo por flexión, y pandeo local, pandeo torsional o flexotorsional, y pandeo distorsional como se indica en la sección C4 de la Especificación AISI-S100.
 - h) En miembros que estén sujetos en carga axial y flexión, se debe verificar que se satisfacen las ecuaciones de interacción que se indican en la sección C5 de la Especificación AISI-S100.
 - i) Sistemas y ensambles estructurales de miembros doblados en frío deben satisfacer todos los requisitos aplicables que se indican en el capítulo D de la Especificación AISI-S100.
 - j) Las conexiones entre miembros doblados en frío deben satisfacer todos los requisitos del capítulo E de la Especificación AISI-S100. Las conexiones soldadas deben satisfacer los requisitos de la sección E2 de la Especificación AISI-S100. Las conexiones entre miembros doblados en frío con tornillos, pernos o pasadores, deben satisfacer la sección E3, E4 y E5, respectivamente, de la Especificación AISI-S100.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

14.9. Estados límites de servicio

Se proporcionan aquí guías para el diseño que tienen en cuenta consideraciones de servicio que no aparecen en otras partes de la presente Norma.

Los requisitos generales de diseño correspondientes a estados límite de servicio se incluyen en el Capítulo 9 de la presente Norma. Se debe también cumplir lo establecido en el capítulo 11 de las NTC-Metálicas y en el capítulo L de la Especificación IMCA.

Los estados límite de servicio se revisan utilizando las cargas de servicio, o de trabajo, que corresponden a cada uno de ellos.

14.9.1. Contraflechas

Cuando haya requisitos relativos a las contraflechas de los elementos estructurales, que sean necesarios para lograr un ajuste adecuado con otros elementos de la construcción, como pueden ser canceles, muros de relleno, parapetos o recubrimientos de fachada, esos requisitos deben indicarse en los documentos referentes al diseño y construcción.

Cuando no se especifique ninguna contraflecha en los dibujos de detalle de vigas o armaduras, éstas se deben fabricar y montar de manera que las pequeñas contraflechas debidas a laminado o armado en el taller queden hacia arriba, en la estructura montada.

14.9.2. Expansiones y contracciones

Los cambios de dimensiones de las estructuras y de los elementos que las componen, producidos por variaciones de temperatura y otros efectos, deben ser tales que no perjudiquen el comportamiento de la estructura, en condiciones de servicio. Cuando sea necesario, las construcciones deben de contar con juntas constructivas, y los elementos no estructurales se deben diseñar de manera que puedan absorber, sin daños, los cambios de dimensiones por tales contracciones y expansiones.

14.9.3. Deflexiones

Para el cálculo de las deflexiones de vigas de alma llena, largueros y armaduras de alma abierta se debe seguir lo establecido en el capítulo 11 de las NTC-Metálicas, y en lo establecido en capítulo L de la Especificación IMCA, excepto por lo que se indica en esta Sección.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

Las deflexiones de los elementos estructurales y sus combinaciones, producidas por cargas de trabajo, deben ser tales que no perjudiquen el comportamiento de la estructura, en condiciones de servicio.

Las deflexiones verticales de elementos estructurales y sus combinaciones, incluyendo pisos, techos, muros divisorios y fachadas, producidas por cargas de trabajo, no deben exceder los valores máximos permisibles.

En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la revisión del estado límite de desplazamientos se debe cumplir si se verifica que no 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 250; 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 debe considerar como estado límite un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la vigas entre 500. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplican.
- 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 debe ser igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico o por viento se debe cumplir lo dispuesto en los Capítulos 10 y 11 de la presente Norma.

La Tabla 31 y la Tabla 32 contienen información adicional, relativa a edificios industriales, bodegas, y otras construcciones semejantes, con estructura de acero.

En laboratorios donde se requieran grúas viajeras, se deben observar las especificaciones de trabes carril para grúas.

Tabla 31 Desplazamientos verticales máximos permisibles en elementos estructurales

Elemento	Carga	Desplazamiento máximo
Miembros que soportan cubiertas de techo rígidas.	CV ¹	L/300
Miembros que soportan cubiertas de techo flexibles.	CV ¹	L/200
Trabes carril para grúas.	Ver Tabla 32	



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

Tabla 32 Desplazamientos máximos permisibles en traves carril y edificios que soportan grúas

Elemento	Carga	Desplazamiento máximo
a) Desplazamientos verticales		
Trabe carril		
Grúa colgada o monorraíl, clase A, B o C.	Carga vertical de la grúa (sin impacto)	L/500
Grúa de puente. Clase A, B o C		L/650
Clase D	Carga vertical de la grúa (sin impacto)	L/900
Clase E		L/1200
b) Desplazamientos laterales		
Marco de acero		
Grúa operada desde el piso		H/150 ²
Grúa operada desde una cabina	Fuerza lateral de la grúa, viento o sismo	H/300 ≤ 40 mm
Trabe carril	Fuerza lateral de la grúa	L/500

¹ L es el claro de la trabe carril.

² H es la altura a la que se apoya la trabe carril; el desplazamiento se mide a esa altura.

Las clases de grúas que aparecen en la tabla son las definidas por la Asociación de Fabricantes de Grúas de América (C.M.A.A.A.):

Servicio	Mantenimiento	Ligero	Mediano	Pesado	Cíclico
Clase	A	B	C	D	E

14.9.4. Vibraciones

Las vigas y traves que soportan grandes áreas abiertas, sin muros divisorios ni otras fuentes de amortiguamiento, en las que las vibraciones ocasionadas por el tránsito de personas u otras actividades de éstas pueden resultar inaceptables, deben diseñarse tomando las medidas necesarias para reducir las vibraciones a límites tolerables.

Las vibraciones dependen, principalmente, de las acciones que las producen y de las características dinámicas del sistema de piso, como son: Frecuencia natural (Hertz; ciclos por segundo). Amortiguamiento, expresado como un porcentaje del amortiguamiento crítico. Masa y rigidez.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

En general, la sensibilidad de las personas es mayor ante vibraciones con frecuencias entre 2 y 8 Hz, para una aceleración del orden de 0,005g.

La revisión del estado límite de vibraciones es de especial importancia en lugares para espectáculos donde el público puede producir movimientos periódicos más o menos uniformes, como tribunas de auditorios, gimnasios y actividades aeróbicas.

Los equipos mecánicos que pueden producir vibraciones objetables deben aislarse de la estructura de una manera adecuada, para que la transmisión de las vibraciones a elementos críticos de la estructura se elimine o se reduzca a límites aceptables. Laboratorios con equipo sensible a vibraciones deben tener bases que aislen o amortigüen dichas vibraciones.

14.9.5. Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales de los pisos de las construcciones, producidas por fuerzas sísmicas o de viento, no deben ocasionar colisiones con estructuras adyacentes ni afectar el correcto funcionamiento de la construcción. Para ello, deben satisfacerse los requisitos estipulados en los Capítulos 10 y 11 de la presente Norma.

14.9.6. Fuego y explosiones

Las estructuras deben protegerse contra el fuego, para evitar pérdidas de resistencia ocasionadas por las altas temperaturas. El tipo y las propiedades de la protección utilizada dependen de las características de la estructura, de su uso y del contenido de material combustible.

En casos especiales se deben tomar precauciones contra los efectos de explosiones, buscando restringirlos a zonas que no pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

En laboratorios que empleen sustancias que puedan originar incendios, se deben construir muros de protección contra el fuego y las paredes interiores se deben recubrir con productos retardantes al fuego.

Además, se debe seguir lo establecido en el apéndice 4 de la Especificación IMCA.

14.9.7. Corrosión

Los elementos de acero estructural se deben proteger contra la corrosión, para evitar que ésta ocasione disminuciones de resistencia o perjudique su



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

comportamiento en condiciones de servicio. Cuando sea imposible protegerlos después de la fabricación de la estructura, en su diseño se debe tener en cuenta los efectos perjudiciales de la corrosión.

Antes del montaje, todos los elementos se deben proteger adecuadamente, con pinturas u otros productos que retrasen el proceso de corrosión, excepto cuando en los dibujos de fabricación o montaje se indique que algunas partes de la estructura no deben pintarse.

Se deben tomar precauciones especiales cuando las estructuras queden expuestas a humedades, humos, vapores industriales u otros agentes altamente corrosivos.

14.10. Requisitos para sistemas estructurales de acero y compuestos

Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que le proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección.

14.10.1. Marcos rígidos

14.10.1.1. Marcos rígidos dúctiles

Los marcos rígidos dúctiles tienen la capacidad de formar articulaciones plásticas donde sean necesarias, de preferencia en miembros a flexión, y mantener su resistencia en dichas articulaciones. Estas estructuras deben satisfacer los requisitos indicados en el capítulo 12 de las NTC-Metálicas.

Las vigas, columnas y uniones viga-columna deben ser diseñadas y arriostradas para soportar deformaciones plásticas importantes, a menos que se pueda demostrar que el elemento considerado va a mantenerse en el intervalo elástico mientras uno o varios elementos del nudo experimentan deformaciones plásticas importantes.

Las vigas y columnas de acero estructural deben ser tipo 1. No deben existir cambios importantes o abruptos en la sección transversal de las vigas en las zonas de formación de articulaciones plásticas.

Las uniones viga - columna deben satisfacer todos los requisitos aplicables del capítulo 12 de las NTC-Metálicas.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

14.10.1.2. Marcos rígidos con ductilidad reducida

Los marcos rígidos con ductilidad reducida deben desarrollar deformaciones inelásticas limitadas cuando se vean sometidos a las fuerzas que resulten de un movimiento sísmico intenso; para ello deben cumplir los requisitos indicados en el capítulo 12 de las NTC-Metálicas.

Las conexiones viga-columna se deben fabricar por medio de soldadura o tornillos de alta resistencia, y deben satisfacer los requisitos aplicables de los capítulos 10 y 12 de las NTC-Metálicas.

Estos marcos deben cumplir los requisitos para miembros dúctiles en flexión con las siguientes adecuaciones:

- a) En conexiones rígidas, el momento en las articulaciones plásticas de la viga se debe tomar igual a su momento plástico.
- b) En conexiones semirrígidas, el momento en el extremo se debe tomar igual al momento máximo que resista la conexión.

14.10.2. Marcos contraventeados

14.10.2.1. Marcos con contraventeo concéntrico dúctil

Los marcos con contraventeo concéntrico dúctil tienen la capacidad de disipar energía mediante fluencia de las diagonales o de sus conexiones. Los marcos de este tipo deben satisfacer, además, los requisitos específicos indicados en el capítulo 12 de las NTC-Metálicas.

Todas las secciones utilizadas en las diagonales deben ser tipo I con una relación de esbeltez menor a $5,88 \sqrt{E/f_y}$.

En marcos con contraventeo concéntrico no se permite usar diagonales en "K" conectadas en un solo punto y en un solo lado de la columna. Los contravientos en V y en V invertida deben cumplir los siguientes requisitos:

1. Las vigas interceptadas por contravientos deben ser continuas entre columnas.
2. Las vigas interceptadas por contravientos deben diseñarse para resistir las demandas suponiendo que el contraviento no existe.
3. Las vigas interceptadas por contravientos deben diseñarse para que resistan los efectos de las cargas verticales, muertas y vivas más una carga vertical aplicada por las diagonales, calculada considerando una fuerza mínima igual a la resistencia plástica de la sección ($P_y = AF_y$) en la diagonal en tensión, y una fuerza máxima al 30% de la resistencia de pandeo ($0.3P_c$) en la diagonal en compresión.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

4. Los patines superior e inferior de las vigas en la intersección con las diagonales deben diseñarse para que soporten una fuerza lateral del 2% de la resistencia nominal del patín.

14.10.2.2. Marcos con contraventeo concéntrico con ductilidad normal

Son aquellos sistemas en los que las diagonales de contraviento pueden resistir fuerzas de tensión y compresión importantes, mientras permiten deformaciones inelásticas moderadas en sus miembros y conexiones, bajo la acción de eventos sísmicos intensos.

Todas las secciones utilizadas en las diagonales deben ser tipo I con una relación de esbeltez menor a $4,23 \sqrt{E/f_y}$.

Las conexiones deben satisfacer los requisitos aplicables del capítulo 10 de las NTC-Metálicas, o bien, del capítulo J de la Especificación IMCA.

14.10.2.3. Marcos dúctiles con contraventeo excéntrico

En los marcos con contravientos excéntricos, por lo menos uno de los extremos de cada miembro en diagonal se conecta a una viga a una distancia pequeña del extremo de la viga que se une a la columna del marco o, en sistemas con diagonales en V o en V invertida, las dos diagonales se unen a la parte central de la viga dejando, entre ellas, una distancia pequeña.

Si la proporción geométrica de los elementos del marco es tal que les permite admitir amplias deformaciones inelásticas antes de sufrir pandeos locales, fracturas por resistencia, o problemas de inestabilidad global, el comportamiento del marco es muy dúctil. La rigidez lateral de este tipo de marcos es proporcionada principalmente por la rigidez axial de las diagonales.

14.10.3. Otros sistemas estructurales

Se permite utilizar otros sistemas estructurales en construcciones de la infraestructura física educativa que no se contemplen en la presente norma, siempre y cuando se demuestre a la autoridad local que el comportamiento del sistema estructural propuesto desempeñe un comportamiento adecuado durante la vida útil de la construcción.

14.11. Ejecución de las obras

La fabricación y el montaje de las estructuras de acero en construcciones de la infraestructura física educativa, así como de los componentes de acero estructural en estructuras compuestas, se deben realizar conforme a la última



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

edición del Código de Prácticas del IMCA, en complemento del capítulo 13 de las NTC-Metálicas y el capítulo M de la Especificación IMCA.

14.12. Diseño por cargas de encharcamiento

En miembros y elementos sujetos a cargas inducidas por encharcamientos, se debe efectuar un diseño por encharcamiento como se indica en el apéndice 2 de la Especificación IMCA.

14.13. Diseño por Fatiga

En miembros y conexiones sujetas a cargas repetidas, se debe efectuar un diseño por fatiga como se indica en el apéndice D de las NTC-Metálicas, o bien, con el apéndice 3 de la Especificación IMCA. Excepto en donde se indique lo contrario, el diseño por fatiga no se requiere para el diseño por sismo o viento.

14.14. Evaluación y reparación de estructuras existentes

La evaluación y reparación de estructuras existentes de acero o compuestas se debe efectuar como se indica en el Capítulo 16 de la presente Norma.

14.15. Casos especiales

Cuando se tengan casos especiales en estructuras de acero o compuestas de la infraestructura física educativa que no se contemplen en los requisitos de las Secciones 14.1 a 14.14 de la presente Norma, o bien en los documentos de referencia, se debe realizar un estudio analítico avanzado e integral, y/o un programa adecuado de pruebas de laboratorio, que apruebe la autoridad local.

15. DISEÑO DE CIMENTACIONES

La presente norma contiene criterios que se emplean en normas nacionales, extranjeras e internacionales vigentes, siguiendo primordialmente el esquema indicado en las NTC-Cimentaciones. Asimismo, incluye referencias a fin de orientar y facilitar el diseño de acuerdo con la práctica actual de la ingeniería de cimentaciones.

15.1. Objetivo

Este apéndice normativo tiene por objetivo fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos mínimos de seguridad y funcionalidad de la edificación. Los aspectos no cubiertos en este apartado quedan bajo la responsabilidad del Director Responsable de Obra y en su caso, del Corresponsable en Seguridad Estructural.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

Las edificaciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos orgánicos, 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.

15.2. Investigación del subsuelo

La investigación del subsuelo en el sitio donde se construirá la edificación se apoyará en el conocimiento geológico general y en la información geotécnica existente, y se llevará a cabo mediante una campaña exploración detallada considerando sondeos directos e indirectos, así como pruebas de campo y laboratorio, en cantidad suficiente para definir confiablemente la distribución en planta y perfil de la unidades geotécnicas en el subsuelo, los parámetros de diseño de la cimentación para cada unidad, las condiciones del agua subterránea y los procedimientos de edificación. Además, debe ser tal que permita definir si existen materiales sueltos superficiales, terrenos con problemas particulares (licuables, expansibles, colapsables, tubificables, contaminados, carbonatados, kársticidad, etc.), grietas, fallas, zonas con desplazamiento diferido (creep), oquedades naturales, túneles o galerías artificiales, estructuras o cimentaciones enterradas, asentamiento regional, la historia de las variaciones del nivel de aguas freáticas y presiones de poro en el subsuelo y en caso afirmativo su apropiado tratamiento.

En zonas con antecedentes históricos, la investigación del subsuelo debe ser conducida con precaución a fin de observar la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas o variaciones fuertes de estratigrafía. Se deberá considerar la historia de cargas a las que haya estado sometido el predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

15.3. Tipos de suelos y macizos rocosos

Para fines de esta norma se han considerado las condiciones geotécnicas indicadas en la Tabla 33.

En casos donde se localicen depósitos constituidos con suelos especiales, como los expansivos, residuales, dispersivos, colapsables, licuables, etc. (Tabla 34), así como condiciones especiales del macizo rocoso especiales, por ejemplo la kársticidad, expansibilidad, etc. (Tabla 35) y cuyos métodos de estudio y solución no se consideren en esta norma, se deberán realizar los estudios que sean pertinentes para cada caso con el fin de lograr el diseño del tipo o los tipos de cimentación óptimos para cada problema.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

En zonas donde existan formaciones con alto contenido de carbonato de calcio, rocas calcáreas, rocas volcánicas extrusivas, se deberá investigar la existencia de oquedades subterráneas que pudieran afectar la estabilidad de las cimentaciones. Asimismo, en zonas cubiertas con materiales aluviales no consolidados o disgregables se deberá investigar si existen antecedentes de agrietamientos o de erosión subterránea que puedan producir agrietamientos en la superficie del terreno y como consecuencia puedan inducir un mal comportamiento de las cimentaciones.

Tabla 33 Condiciones geotécnicas

Material	Depósito o unidad	Heterogeneidad	Espaciamiento de la Exploración	Tipo de terreno	F _R	Referencias
Suelo	Residual	Media	Media	B	0,5	Tamez (2001), Bujang <i>et al</i> (2012), Laurence (2010)
	Aluvial (llanura, terraza, delta y torrencial)	Alta	Intensa	C	0,35	Tamez (2001), Badillo y Rico (2010), Gerrard (1987)
	Lacustre	Baja	Baja	A	0,5	Tamez (2001), Badillo y Rico (2010)
	De Talud (coluviales)	Alta	Intensa	C	0,35	Tamez (2001), González y Ferrer (2011)
	Eólico	Alta	Intensa	C	0,35	Tamez (2001), Badillo y Rico (2010)
	Glacial	Alta	Intensa	C	0,35	
	Marino (playa, terraza, talud, llanura)	Alta	Intensa	C	0,35	
	Volcánico	Media	Media	Media	B	0,5
Macizo	GSI<25	--	Media	C	0,35	Hoek (2007),



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

rocoso	25<GSI<50	--	Media	B	0,5	González y Ferrer (2011)
	GSI>50	--	Baja	A	0,7	
Transición	Entre suelos	Alta	Intensa	C	0,35	Tamez (2001), Badillo y Rico (2010), Hoek (2007), González y Ferrer (2011)
	Entre macizos rocosos	Alta	Intensa	C	0,35	
	Entre suelos y rocas	Alta	Intensa	C	0,35	

Notas:
GSI (Geological Strength Index, Hoek, 2007)
Para el caso de cimentaciones profundas, el factor de reducción F_R puede variar dependiendo del tipo de material que se encuentre en la punta o fuste del elemento de la cimentación

Tabla 34 Condiciones especiales en suelos

Condiciones	Comentarios	Referencias
Suelos carbonatados	Emplear técnicas de exploración y ensayos de acampo laboratorio que consideren la presencia de los carbonatos. Determinar la ubicación del nivel de aguas freáticas.	Tirant y Nauroy (1994), FHWA (2002)
Suelos licuables	Determinar las condiciones piezométricas, las características de cada una de las fuentes sísmicas y los efectos de sitio	Towhata (2008), Day (2012), Robertson y Wride (1998), Department of defense (1997)
Amplificación sísmica	Determinar las condiciones piezométricas, las propiedades dinámicas del subsuelo, estudios geosísmicos y la determinación de las características de cada una de las fuentes sísmicas y los efectos de sitio	Kramer (1996), Department of defense (1997)
Suelos colapsables	Condiciones piezométricas, variaciones del nivel de	Bujang et al (2012), González y Ferrer (2011), FHWA (2002)



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

Suelos expansibles	aguas freática a corto y largo plazo, estudios de flujo de agua, estudios encaminados al mejoramiento del subsuelo.	Al-Rawas y Goosen (2006), Nelson y Miller (1992), Chen (1975), FHWA (2002)
Suelos erosionables		González y Ferrer (2011)
Suelos residuales		Bujang et al (2012), FHWA (2002)
Suelos tubificables		Tamez (2001)
Suelos dispersivos		Muni Budhu(2012), FHWA (2002)
Suelos en proceso de consolidación	Condiciones piezométricas, variaciones del nivel de aguas freática a corto y largo plazo, estudios de permeabilidad, evaluación del asentamiento regional. Estudios encaminados al mejoramiento del subsuelo	Kempfert y Gebreselassie (2006), Auvinet y Juárez (2009), Tamez (2001)
Agrietamiento	Mapeo y caracterización de grietas y condiciones del agua subterránea.	Muni Budhu(2012), FHWA (2002)
Congelamiento	Condiciones del agua subterránea	
Suelos orgánicos	Condición del agua subterránea, estudios de permeabilidad. Monitoreo del desplazamiento del suelo.	BSI (2001)
Suelos contaminados		González y Ferrer (2011)
Zona en creep		
Suelos artificiales	Evaluación del grado de compactación, estudios de granulometría,	Tamez (2001)

Tabla 35 Condiciones especiales en macizos rocosos

Condiciones	Referencias
Rocas expansibles	González y Ferrer (2011), Hoek (2007), Feng y Hudson (2011)
Kársticidad	
Cavernas en rocas ígneas	
Zona de falla	
Zona en creep	
Macizos rocosos contaminados o con gases tóxicos	



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

15.3.1. Investigación de colindancias

Deben investigarse el tipo, las condiciones y el comportamiento de la cimentación de las edificaciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Se investigará también la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, tales como canales enterrados, pozos de agua en servicio o abandonados, lumbreras, drenajes, conductos de agua potable, líneas de transmisión y otros servicios públicos, con objeto de verificar que la edificación no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas. También deberán localizar, caracterizar y estudiar la estabilidad de los cortes o taludes naturales y/o artificiales que se encuentren colindantes o cercanos al proyecto y diseñar el soporte requerido para asegurar su estabilidad en caso dado. Asimismo, se estudiará la posible afectación de los cuerpos de agua (río, laguna, manglar, etc.) que se encuentren cercanos al proyecto (inundación, socavación, etc.) y en el proceso de diseño de la cimentación se definirá la solución correspondiente.

15.3.2. Reconocimiento del sitio

Los objetivos del reconocimiento del sitio de proyecto son:

- 1) Conocer mediante un reconocimiento detallado del lugar e investigación bibliográfica las condiciones actuales y pasadas del sitio de proyecto con relación a: la topografía, geología, geotecnia, tipo y comportamiento de las edificaciones existentes y localización y caracterización de cuerpos de agua cercanos.
- 2) Con base en la información recopilada deberá definirse: la zona geotécnica donde se localiza el proyecto de acuerdo con la Tabla 33, y en su caso, la problemática geológica-geotécnica existente (Tabla 34 o Tabla 35) y la campaña de exploración considerando las pruebas de laboratorio y de campo a realizar. En el caso que no sea posible definir alguno de los aspectos anteriores, será necesario realizar una campaña de exploración preliminar enfocada a dicha determinación.

La investigación del subsuelo iniciará con un reconocimiento detallado del lugar y la revisión de la literatura geológica y geotécnica existente en la zona de proyecto, incluyendo aspectos como la topografía del lugar, geología regional y superficial, geomorfología, geología estructural, tectonismo y la localización de accidentes geológicos tales como falla, zonas de creep, agrietamientos, barrancas, cañadas, cortes y/o taludes cercanos al mismo. Asimismo, deberá



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

localizarse los cuerpos de agua cercanos al lugar y se estudiará las condiciones del agua subterránea.

Se investigará la existencia de bocas de antiguas minas o de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de exploración subterránea en el pasado, y la presencia de excavaciones subterráneas naturales, como cenotes, cavernas presentes tanto en rocas calcáreas y/o volcánicas, etc. 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 el o los usos del predio, por ejemplo, si fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación.

Se presentará atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estados 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 materiales 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 debidos a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen. De ser posible, se buscará que en este primer reconocimiento se obtenga información sobre la historia de la carga del predio y de las condiciones locales que puedan influir en el comportamiento futuro de las estructuras, tales como grietas, distribución y espesor de los suelos y/o rellenos no compactados.

En zonas cubiertas con derrames basálticos además de localizar los materiales volcánicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociadas a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas dentro de la lava que puedan afectar la estabilidad de las cimentaciones. Se tomará en cuenta que en ciertas zonas los derrames basálticos pueden estar sobre suelos finos compresibles o materiales granulares sueltos.

En zona donde existan formaciones con alto contenido de carbonato de calcio, rocas calcáreas, se investigará la existencia de oquedades subterráneas que pudieran afectar a la estabilidad de las cimentaciones. Así mismo, en zonas cubiertas con materiales aluviales no consolidados o disgregables se deberá investigar si existen antecedentes de agrietamiento o erosión subterránea que puedan producir agrietamientos en la superficie del terreno y como consecuencia puedan inducir un mal comportamiento de las cimentaciones.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

15.3.3. Campaña de exploración geológica-geotécnica

El objetivo de la campaña de investigación geológica-geotécnica es proporcionar información suficiente respecto a las condiciones del subsuelo, incluyendo el agua subterránea, a fin de identificar las condiciones de riesgo en el terreno y llevar a cabo el diseño de la cimentación considerando las etapas constructivas y los comportamientos a corto y largo plazo. Los alcances de dicha campaña serán:

- 1) Identificar y clasificar los suelos y/o macizos rocosos realizando la exploración con sondeos directos e indirectos.
- 2) Definir las condiciones del agua subterránea (NAF, presiones de poro, flujos de agua, etc.).
- 3) Identificar las condiciones de riesgo (geológico, geotécnico, ambiental, sísmico, inundación, inestabilidad de laderas, etc.).
- 4) Determinar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos y macizos rocosos.
- 5) Reunir información relevante adicional con respecto al sitio de proyecto.

A fin de cumplir los objetivos anteriores la campaña de investigación geológica-geotécnica deberán de llevarse a cabo estudios de gabinete, de campo y de laboratorio (Tabla 36):

- a) Estudios de gabinete: Revisión y análisis de la información técnica disponible como son los planos topográficos, mapas geológicos, de minería ambientales, de sismicidad, geohidrológicos, de construcciones existentes, de uso de suelo, fotografías aéreas e imágenes de percepción remota, así como de los mapas existentes de zonificación geotécnica y de riesgo; consulta de la información geotécnica disponible en las sociedades técnicas como en entidades gubernamentales.
- b) Sondeos directos e indirectos para identificar el tipo de unidades geotécnicas y su distribución espacial.
- c) Una vez determinada la distribución en planta y en perfil de las diferentes unidades geotécnicas-geológicas, se realizará el muestreo de dichas unidades a fin de identificarlas y determinar sus propiedades mecánicas. Solamente se podrán realizar pruebas mecánicas en muestras inalteradas.
- d) Pruebas de campo (como las de mediciones de los niveles freáticos, presiones de poro y calidad del agua, identificación de flujos de agua, medición de la conductividad hidráulica, pruebas de bombeo, pruebas con penetrómetro, presiómetros, ficómetros, pruebas de veleta, ensayos geosísmicos, geoboroscopios, etc.) y de laboratorio (ensayos de corte directo y triaxiales estáticos y dinámicos, etc.) a fin de definir los parámetros físicos y mecánicos de cada unidad geotécnica.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

Tabla 36 Campaña de investigación geológica-geotécnica

Investigación	Estudios	Referencias
Estudios de gabinete	Mapas topográficos, hidrológicos, geológicos, mineros, de uso de suelo, etc.	INEGI
	Zonificaciones geotécnicas	CFE (2008), NTC-DDF (2004), EC7-2 (2007)
	Documentación técnicas de sociedades técnicas y empresas gubernamentales	SMIG, SMIE, SMIS, AMITOS, CENAPRED
	Fotointerpretación y percepción remota	INEGI
Sondeos directos	Pozos a cielo abierto	¿?
	Penetración estándar en seco o con lodos	ASTM D1586-08a (1984), EC7-2 (2007), FHWA (2002), AASHTO T206, ASTM D 1586
	Augers convencionales y/o huecos	ASTM D 1452
	Penetrómetro estático Cono eléctrico y piezocono convencionales (medición de la resistencia de punta, fricción y presión de poro) o sísmico	ASTM D 5778-95 (2000), Santoyo et al. (1989), ISO (2006), EC7-2 (2007), FHWA (2002), ASTM D 3341, D5778
	Penetrómetros dinámico	BS en ISO 22476-2 (2005), Santoyo et al (1989)
	Piezoconos	ASTM D5778-95 (2000) e ISO (2006)
	Avance instrumentado	Santoyo (2010)
Muestreadores	Pared delgada (shelby), Denison, Pitcher, Pistón, barril doble y triple giratorio para rocas y suelos, muestreo especial empleando congelación o inyección de resinas, etc.	BSI (2006), ASTM D5730, D1452, D6151, D1587 y D6519
Sondeos indirectos	Geoléctrica de corriente continua y alterna	Aki (1957), Kearey (2002), Jones (1962), McDowell et al (2002), Milsom (2003), Mooney (1977), Okada (2004), Telford et al (1990) y USACE (1995)
	Geosísmica de reflexión y refracción	
	Geofísica de pozos (Sonda suspendida, cross-hole, up-hole, etc.)	
	Método gravimétrico	
	Ruido ambiental, SPAC, SASW, MASW, etc.	
Pruebas de campo	Levantamiento de discontinuidades en afloramientos	Hoek (2007), ,González y Ferrer (2011)
	Prueba de carga con placa en suelos y rocas	ASTM D1195-94 (2004) y González y Ferrer (2011)
	Prueba de corte con veleta	ASTM D 2573 (2001), Santoyo (2010), FHWA (2002)
	Prueba de corte directo	ASTM D 4554-02 (2002)
	Presiómetro en suelo y roca	Briaud (1987), Devincenzi y Franck. (2004), NF P 94-110 (1991), FHWA (2002)
	Ficómetro	AFNOR (1997)
	Cono eléctrico y piezocono (medición de la resistencia de punta, fricción y presión de poro) o sísmico	ASTM D 5778-95 (2000), Santoyo et al. (1989), ISO (2006), EC7-2 (2007), FHWA (2002), ASTM D 3341, D5778
	Dilatómetro convencional o sísmico	ASTM D6635-01 (2007), Marchetti et al (2001) y Santoyo (2010), FHWA (2002)
	Pruebas de permeabilidad (Leugeon, Lefranc, USBR, prueba de bombeo)	Cashman y Preene (2013), González y Ferrer (2011), FHWA (2002)
	Medición del NAF y presiones de poro (piezómetros)	



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

	Pruebas de bombeo	Cashman y Preene (2013)
	Pruebas de carga y de integridad en pilas y pilotes	SMMS (1989 y 2001)
	Medición de los desplazamientos del terreno (hundimiento y desplazamientos laterales) mediante bancos de nivel superficiales y/o profundos, inclinómetros, extensómetros, etc.	Clayton et al (1995), Santoyo (2010), FHWA (2002)
	Determinación del RQD en barrenos y afloramientos	Hoek (2007), González y Ferrer (2011), ISRM (1981)
	Determinación de la calidad del macizo rocoso mediante los índices GSI, RMR y Q	Hoek (2007), González y Ferrer (2011)
	Geoboroscopios	
	Fracturamiento hidráulico en rocas y suelos	González y Ferrer (2011)
	Estimación del estado de esfuerzos geostáticos (dilatómetros, presiómetros, etc.)	Hoek (2007) y González y Ferrer (2011)
Pruebas de laboratorio	Triaxial UU, CU y CD	BSI (2002), EC7-2 (2007), Juárez y Rico (2010), ISRM (1981), Hoek (2007), González y Ferrer (2011), FHWA (2002)
	Compresión simple	
	Consolidación unidimensional	
	Corte directo	
	Análisis granulométrico, humedad natural, límites de consistencia, densidad de sólidos, peso volumétrico natural y seco	
	Columna resonante	
	Prueba brasileña	

Espaciamiento de la investigación geotécnica.

La cantidad mínima de investigación del sitio dependerá de la zona geotécnica donde se localice el proyecto (tipo de terreno A, B o C, de acuerdo Tabla 33) y lo indicado en la Tabla 37, y debe entenderse como la propuesta inicial de exploración a fin de alcanzar los objetivos de la exploración. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones mencionados en dichas tablas no liberan al Director Responsable de Obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo, las propiedades mecánicas de la unidades geotécnicas y las condiciones del agua subterránea y de contaminación del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de que en el sitio se presente una condición especial en el subsuelo (Tabla 34 y Tabla 35) u obras especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en dichas tablas.

Para la aplicación de la Tabla 37 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



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

dicha subestructura. En edificios tomados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.

- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeo directos) será de uno por cada 70 m o fracción de perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en la zonas con terrenos considerados como tipo C (heterogeneidad alta), una por cada 90m o fracción de dicho perímetro para terrenos tipo B (heterogeneidad media) y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en las terrenos del tipo A (baja heterogeneidad). La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor.

Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles, como arcillas, limos y/o suelos orgánicos, deberán penetrar al menos 3 m en el estrato incompresible y en su caso, en las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato. En zonas donde se presuman que existen capas de suelos compresibles no muy profundas, y que se consideré puedan afectar el comportamiento de las estructuras, las exploraciones deberán llevarse hasta dichos extractos y de ser posible, hasta encontrar suelos más resistentes.

De igual manera en el caso de terrenos con condiciones especiales (Tabla 34 y Tabla 35), deberá programarse la exploración para definir el espesor de dichos estratos y el tipo y características del substrato donde se apoya el terreno con condiciones especiales en toda la zona de proyecto.

- c) Los procedimientos para localizar rellenos artificiales, galerías de minas y otras oquedades y/o discontinuidades deberán ser directos; es decir, basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.
- d) Los sondeos a realizar, en forma continua o selectiva, podrán ser de los tipos indicados a continuación (Tabla 36)
- i. Pozos a cielo abierto adomados y con ventanillas para observar el terreno, de preferencia circular.
 - ii. Sondeos con recuperación continúa de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. No es aceptable realizar pruebas mecánicas en muestras alteradas.
 - iii. Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

- iv. Sondeo con realización de prueba de campo, con o sin recuperación. La prueba podrá 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) o con forma de paleta (dilatómetro).
 - La resistencia a la penetración, punta y fuste, de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar (prueba estática de cono o prueba penetrométrica). Se recomienda que la velocidad de penetración del cono se encuentre dentro del intervalo de 2 cm/s, que es lo establecido en normas internacionales.
 - La respuesta esfuerzo-deformación de suelo o macizo rocoso, el esfuerzo geostático horizontal y la presión límite registradas al provocar en el sondeo la expansión de una cavidad cilíndrica (prueba presiométrica).
 - La resistencia al cortante del suelo (prueba de veleta o similar).
 - La velocidad de programación de ondas en el suelo (sonda suspendida, etc.).
 - Determinación de la presión de poro mediante piezómetros (abiertos, cerrados, etc.), durante el hincado de la herramienta o en ensayos de disipación.
 - Determinación de la condición geostática de esfuerzos (presiómetro, dilatómetro, etc.)
 - Determinación de la permeabilidad del terreno.
 - Determinación de la presión de fracturamiento hidráulico.
 - Observación directa del subsuelo empleando geoboroscopios
- v. Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril.
- vi. Sondeos de percusión o de avance con equipo tónico o sondeos con variables de perforación controladas.
- e) En caso de encontrarse el proyecto cerca de un talud natural o artificial y de edificaciones sensibles a los movimientos del terreno, deberá estudiarse su estabilidad, y en caso necesario llevar a cabo el diseño del sistema de soporte temporal y definitivo.
- f) Si se localiza un cuerpo de agua cercano al sitio de proyecto deberá llevarse un estudio geohidrológico de detalle a fin de definir su influencia, y en dado caso llevar a cabo las medidas pertinentes de no afectación.

Tabla 37 Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo

a) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras		
Caracte-	Tipo de	Requisitos mínimos



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

rísticas de la edificación	terreno	
$w \leq 40 \text{ kPa}$ $(\leq 4 \text{ t/m}^2)$ $D_f \leq 2,5 \text{ m}$	C (heterogeneidad alta)	Un sondeo por cada 70m o fracción del perímetro de la edificación.
	B (heterogeneidad media)	Un sondeo por cada 90m o fracción del perímetro de la edificación.
	A (heterogeneidad baja)	Un sondeo por cada 120m o fracción del perímetro de la edificación.
b) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas		
$w > 40 \text{ kPa}$ $(> 4 \text{ t/m}^2)$ $D_f > 2,5 \text{ m}$	C (heterogeneidad alta)	Un sondeo por cada 70m o fracción del perímetro de la edificación.
	B (heterogeneidad media)	Un sondeo por cada 90m o fracción del perímetro de la edificación.
	A (heterogeneidad baja)	Un sondeo por cada 120m o fracción del perímetro de la edificación.
<ul style="list-style-type: none"> • Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y discontinuidades tales como grietas, fallas, etc. • Realizar un estudio de geología superficial que involucre el área de proyecto. • Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas, fallas, oquedades y otras discontinuidades. • Sondeos o pozos a cielo abierto profundos 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, compresibles o con condiciones especiales que puedan afectar al comportamiento de la cimentación del edificio. • Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada. 		



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

			<ul style="list-style-type: none">• En caso de cimentaciones profundas, deberá realizarse una investigación sobre la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y a la determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.• Para edificios especiales deberán de realizarse entre 2 y 6 sondeos por cimentación.
<p>Nomenclatura y observaciones:</p> <p>w: es el peso unitario medio de la estructura, y D_f: es la profundidad de desplante de la cimentación.</p> <p>El espaciamiento recomendado debe de entenderse como una guía de inicio para alcanzar los objetivos del programa de investigación.</p> <p>Se requerirá mayor exploración si el subsuelo presenta condiciones especiales (Tabla 29 y Tabla 30)</p> <p>La profundidad de investigación de un sondeo debe considerar además del criterio geométrico indicado en la tabla al número, posición y profundidades de los demás sondeos.</p> <p>Se recomienda penetrar el estrato rocoso o suelo de buena calidad hasta 3m, al menos que se anticipe una carga excepcionalmente alta o que geológicamente se sospeche que existe un estrato débil por debajo del estrato rocoso o suelo de buena calidad.</p> <p>Se recomienda limitar la exploración a profundidades donde el incremento de esfuerzo debido a la edificación sea menor del 10% de su valor en el contacto terreno-cimentación.</p> <p>Para las estructuras colindantes deberá enfocarse para determinar las características de sus cimentaciones y el terreno de apoyo.</p> <p>Cuando el predio se localice en zona sísmica, de subsidencia, de inundación, cercana a taludes naturales o artificiales, en o cercana a terrenos contaminados, en zona de huracanes, se requerirá de un estudios de riesgo de acuerdo con la problemática presentada.</p>			

15.3.4. Determinación de propiedades en el laboratorio

Las propiedades índices y mecánicas (resistencia, deformabilidad y conductividad hidráulica) de los diferentes estratos del subsuelo se determinarán siguiendo procedimientos aceptados para este tipo de pruebas y empleando equipos debidamente calibrados. Para el caso particular de las mecánicas deberá verificarse el grado de alteración inducido en las muestras durante su muestreo, transporte y preparación a fin de asegurar que son inalteradas. El número de ensayos realizados deberán ser suficientes para poder clasificar con precisión el suelo o macizo rocoso de cada unidad geotécnica y definir sus propiedades mecánicas. En materiales arcillosos, se



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

harán por lo menos dos clasificaciones y determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

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 probados, 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 edificación.

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 compacidad relativa.

15.3.5. Investigación del hundimiento regional

En las zonas con suelos finos se tomará en cuenta la información disponible respecto a los posibles procesos de hundimiento regional que afecten a estos materiales y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de las cimentaciones. Si bien, este tipo de fenómeno es frecuente en suelos finos, ello no libera al DRO de tomar en cuenta este efecto en las zonas con suelos granulares o heterogéneos donde pudieran existir estratos comprensibles a cierta profundidad.

El hundimiento regional ocasionado por la consolidación de depósitos de suelos finos y/o fenómenos de subsidencia en otros tipos de suelos deberá investigarse mediante la observación directa de las presiones de poro, tanto en los estratos finos como granulares y con bancos de nivel superficiales y profundos, con suficiente anticipación al inicio de la obra y alejados de edificaciones y excavaciones que pudieran alterar el proceso de consolidación natural o subsidencia del subsuelo. En el caso de los bancos de nivel profundos, se deberá garantizar que los efectos de la fricción negativa actuando sobre ellos no afectarán las observaciones.

15.4. Diseño geotécnico de la cimentación

En el diseño de toda cimentación se deben considerar la revisión de los estados límite de falla y de servicio, como se indica a continuación:



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

- a) De falla:
- i. Flotación;
 - ii. Flujo plástico local o general del suelo o macizo rocoso donde se apoya la cimentación; y
 - iii. Falla estructural de las zapatas, losas, cajones, pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.
 - iv. Pérdida de contacto.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estado límite de falla consiste en comparar para cada elemento de la cimentación, y para ésta en su conjunto, la capacidad de carga del sistema cimentación-terreno con las acciones de diseño, afectando a las propiedades del suelo o macizo rocoso que controlan la resistencia al esfuerzo cortante por un factor de resistencia igual o menor que la unidad ($F_R \leq 1$) y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga mayores que la unidad ($F_C \geq 1$).

La capacidad de carga del sistema cimentación-terreno puede calcularse por métodos analíticos, numéricos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales locales o se puede determinar mediante pruebas de carga.

Para el caso de emplear métodos analíticos la capacidad de carga puede definirse a partir de la resistencia media del suelo o macizo rocoso a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo más crítico. En el cálculo se debe tomar en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación y entre ésta y las cimentaciones vecinas, en caso de existir.

Se presentará atención en la revisión de capacidad de carga para mecanismos de falla diferentes a los indicados previamente en el caso de presentarse condiciones del subsuelo especiales como las indicadas en las Tabla 34 y Tabla 35.

Cuando en el subsuelo del sitio o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras oquedades, o el subsuelo presente condiciones especiales de inestabilidad tales como las listadas en la Tabla 34, éstos deberán tratarse apropiadamente mediante el mejoramiento del terreno o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

- b) De servicio:
- i. Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante;
 - ii. Inclinación media de la construcción, y
 - iii. Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas en caso de existir.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

En cada uno de los movimientos, se debe considerar el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo o viento, y en su caso el diferido, por consolidación por ejemplo, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos debe ser tal que se garantice que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, y a los servicios públicos.

Se presentará especial atención a la compatibilidad a corto y largo plazo del tipo de cimentación seleccionado con el de estructuras vecinas.

La verificación del estado límite de servicio de la cimentación se realizará tomando en cuenta los límites máximos de movimientos indicados en la Tabla 38.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

Tabla 38 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación⁽¹⁾ (NTC-Cimentaciones)

a) Movimientos verticales (hundimientos o emersión)			
Tipo de terreno	Concepto		Límite
Suelos blandos cuyo espesor total es mayor de 20 m	Valor medio en el área ocupada		
	Asentamiento o emersión:	Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
		Construcciones colindantes	15 cm
	Velocidad del componente diferido:		1 cm/semana
Suelos no blandos y macizos rocosos	Asentamiento:	Construcciones aisladas	5 cm ⁽²⁾
		Construcciones colindantes	2,5 cm
b) Inclinación media de la construcción			
Tipo de daño			
Inclinación visible		100/(100+3h _c) por ciento	
Mal funcionamiento de grúas viajeras.		0,3 por ciento en dirección longitudinal	
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y en sus vecinas			
Tipo de estructura	Variable que limita		
Marcos de acero.	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro		0,006
Marcos de concreto.			0,004
Muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro		0,002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.			0,001 ⁽⁴⁾
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro		0,004
Tuberías de concreto con juntas.	Cambios de pendiente en las juntas		0,015

Notas:

- (1) Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en la norma. Los valores indicados en la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no cause ninguno de los daños en la edificación.
- (2) En construcciones aisladas se aceptará un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.
- (3) Los suelos blandos son finos de plasticidad media a alta (Límite Líquido mayor de LL > 35%), Índice de Consistencia I_c < 0,75, total o parcialmente saturados, con resistencia cortante no drenada menor de c_u < 40 kN/m². El espesor total de suelo blando se determina como la suma de todos los



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

estratos blandos que se ubican dentro del bulbo de incremento de esfuerzos por carga o descarga mayor del 10% de la carga neta aplicada.

- (4) Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros.

h_c es la altura de la construcción en metros.

En caso de emplear técnicas numéricas en la evaluación de los estados límite de falla y de servicio se cuidará que los modelos constitutivos del suelo y macizo rocoso, las condiciones de frontera y los programas de cómputo empleados sean adecuados (Potts, 2012; Potts David M. y L. Zdravkovic, 1999).

15.4.1. Acciones de diseño

Las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones deben ser las siguientes:

Primer tipo de combinación. Acciones permanentes más acciones variables, incluyendo la carga viva. 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. Se deberán incluir dentro de las acciones permanentes además, aquellas que se puedan producir sobre la cimentación debidas a fenómenos propios de la masa de suelo como pueden ser los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, tales como la fricción negativa, la licuación, la presión de expansión, etc.

Segundo tipo de combinación. Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se deben revisar 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 obtiene como resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la definición de la magnitud de todas las acciones pertinentes y de su distribución debe ser responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación, tomando en cuenta en los casos necesarios la influencia de la interacción



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

estática suelo-estructura. 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. Para considerar los efectos bidireccionales de los sismos, se debe utilizar la siguiente combinación de acciones sísmicas: 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. 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. Dentro de las acciones permanentes se debe considerar además aquellas que se puedan producir sobre la cimentación, que son debidas a fenómenos propios de la masa de suelo tales como la fricción negativa producida por los efectos del hundimiento regional, la licuación, la presión ascendente generada por los suelos expansivos, entre otros. Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en el Capítulo 9 sobre Criterios y Acciones.

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.

En el caso de cajones de cimentación, estructuras permanentes de sistemas de retención para las excavaciones y cimentaciones profundas construidas en suelos blandos en proceso de consolidación, suelos licuables o rellenos compresibles, se incluirá entre las acciones permanentes la fricción negativa que puede desarrollarse en los muros o en el fuste de los pilotes o pilas. Al estimar esta acción, se tomará en cuenta que:

- i. El esfuerzo cortante que se desarrolla en el contacto entre el suelo y la frontera con el cajón o el fuste del pilote (o pila), o en la envolvente de un grupo de pilotes, por fricción negativa no puede en principio ser mayor que la resistencia al corte del suelo determinada en prueba triaxial consolidada-no drenada, realizada bajo una presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo in situ.
- ii. El esfuerzo cortante máximo anterior solamente puede desarrollarse si el suelo alcanza la deformación angular límite.
- iii. La fricción negativa desarrollada alrededor del cajón o en un pilote o subgrupo de ellos en el interior de un grupo de pilotes no puede ser mayor que el peso del suelo correspondiente al área tributaria del o de los elementos considerados.
- iv. Los esfuerzos de descarga inducidos en el suelo por la fricción negativa considerada en determinado análisis no pueden ser mayores que los que



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

resulten suficientes para detener el proceso de consolidación que la origina.

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.

Cuando se considere que la fricción negativa pueda ser de importancia, deberá realizarse una modelación explícita, analítica o numérica, del fenómeno que permita tomar en cuenta los factores anteriores y cuantificar sus efectos. En esta modelación se adoptarán hipótesis conservadoras en cuanto a la evolución previsible de la consolidación del subsuelo.

Las estructuras subterráneas deberán diseñarse considerando la variación de las cargas de diseño durante su proceso constructivo y vida útil, en especial las que se generan cuando se presentan fenómenos de subsidencia principalmente por la incompatibilidad de deformaciones entre la estructura enterrada y el suelo circundante, la conexión con otras estructuras, así como la transición entre terrenos con diferente rigidez, así como tomar en cuenta las acciones sísmicas.

Las losas para estacionamiento, almacén, zonas deportivas se diseñarán considerando el primer tipo de combinación e incluirán las acciones que se puedan producir sobre la dicha estructura debidas a fenómenos propios de la masa de suelo como pueden ser los efectos del hundimiento regional, la licuación, la presión generada por los suelos expansivos, etc.

15.4.2. Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga F_C , que deben aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones deben ser los definidos en el Capítulo 9 sobre Criterios y Acciones. Para estados límite de servicio, el factor de carga debe considerarse unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se debe utilizar un factor de carga de 1,1 para el peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la subpresión y de la fricción negativa se debe considerar con un factor de carga unitario.

En cuanto a los factores de resistencia F_R , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas, modelado numérico o de pruebas de campo, su valor depende de las características generales del tipo de suelo o macizo rocoso que se indican en la Tabla 33.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

Los criterios de las secciones presentadas a continuación corresponden a la capacidad de carga de suelos o macizo rocosos homogéneos y estables, de lo contrario deberán de utilizarse métodos que tomen en cuenta dicha heterogeneidad o en caso dado podrá recurrirse al mejoramiento del subsuelo.

15.4.3. Cimentaciones superficiales (zapatas y losas)

15.4.3.1. Estados límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos o macizos rocosos uniformes totalmente saturados o secos, la revisión del estado límite de falla considerará el cumplimiento de las siguientes desigualdades para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales (ecs.81 y 82):

Condiciones de análisis en esfuerzos totales:

$$\frac{\sum QF_c}{A'} < N_c s_u F_R + p_v \quad (80)$$

Condiciones de análisis en esfuerzos efectivos:

$$\frac{\sum QF_c}{A'} < \left[p'_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B' N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \quad (81)$$

En donde:

$\frac{\sum QF_c}{A'}$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en desplante, afectada por su respectivo factor de carga F_c .

A' Área equivalente del cimiento, donde $A' = B' \times L'$.

B' Ancho equivalente de la cimentación, donde $B' = B - 2e_B$.

L' Longitud equivalente de la cimentación, donde $L' = L - 2e_L$.

p_v y p'_v Presiones verticales totales y efectivas, respectivamente, a la profundidad de desplante por peso propio del suelo o macizo rocoso.

γ Peso volumétrico del suelo o macizo rocoso.

e_B y e_L Excentricidades de carga en los sentidos del ancho y longitud del cimiento, respectivamente.

D_f Profundidad de desplante.

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B'}{L'} \right)$$



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

$$N_q = \left[1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi' \right] e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 2 \left[1 - 0.4 \frac{B'}{L'} \right] (N_q + 1) \tan \phi'$$

La expresión para determinar N_c es válida para $\frac{D_f}{B'} < 2$ y $\frac{B'}{L'} < 1$.

Si $\frac{D_f}{B'} > 2$ entonces $\frac{D_f}{B'} = 2$ y si $\frac{B'}{L'} > 1$ entonces $\frac{B'}{L'} = 1$

La condición de análisis en esfuerzos totales es aplicable a suelos finos donde s_u es el parámetro de resistencia del suelo en condiciones no drenadas, es decir es una condición a corto plazo. Por su parte, la condición de análisis en esfuerzos efectivos se aplica a condiciones de largo plazo y se aplica tanto a suelos como macizos rocosos donde el parámetro de resistencia al cortante es el ángulo de fricción interna efectivo, ϕ' .

Las expresiones 15.1 y 15.2 deberán de corregirse de acuerdo con los casos siguientes:

- i. Corrección por la densidad relativa del material. El ángulo de fricción interna efectivo, ϕ' , está dado por $\phi' = \alpha \tan(\alpha \tan \phi'^*)$, donde ϕ'^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en condiciones drenadas, determinada con la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del material, y el valor $\alpha = 0,67 + D_r - 0,75 D_r^2$, donde D_r es la densidad relativa de los suelos arenosos. Para $D_r > 0,67$, $\alpha = 1$
- ii. Corrección por el nivel de aguas freáticas. La posición del nivel de aguas freáticas que se considera para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico debe ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B 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 81 será:

$$\gamma = \gamma' + \frac{z}{B} (\gamma_m - \gamma')$$

Siendo γ' el peso volumétrico sumergido del material entre las profundidades z y $0.5B \tan(45^\circ + \phi'/2)$, y γ_m el peso volumétrico total del material arriba del nivel de aguas freáticas.

- iii. Corrección por fuerzas horizontales. Para tomar en cuenta la fuerza cortante aplicada a la profundidad de desplante de la cimentación se



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

multiplicarán la resistencia s_u (ec. 81) y el factor N_q (ec. 82) por el factor $(1-\tan \delta)^2$, donde δ es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical.

- iv. *Corrección por la presencia de un estrato blando.* En el caso de cimentaciones sobre un estrato uniforme de espesor H bajo la profundidad de desplante y apoyado sobre un estrato blando, se seguirá el criterio siguiente:
- Si $H > 3,5B$, se ignora el efecto del estrato blando para la revisión del estado límite de falla.
 - Si $3,5B > H \geq 1,5B$ se verificará la desigualdad 81 u 82 suponiendo que el cimiento se apoya en el estrato blando y considerando que el ancho del área cargada es $B+H$.
 - Si $H < 1,5B$ se verifican la desigualdad 81 u 82 suponiendo que el cimiento se apoya en el estrato blando y considerando que el ancho del área cargada es $B[1+2/3(H/B)^2]$
 - En el caso de cimientos rectangulares se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.

Para los casos donde las hipótesis utilizadas en las ecs. 81 y 82 no se cumplan deberán utilizarse mecanismos de falla y metodologías de análisis acordes con el tipo de suelo o macizos rocoso existentes, como modelado numérico. Asimismo, en la Tabla 34 y en la Tabla 35, se presentan referencias donde se describen métodos de análisis para cada tipo de condición especial observada. Para estos casos especiales se empleará un factor de resistencia de $F_R=0,35$, a menos que se indique lo contrario. A continuación se describen algunos casos especiales para la revisión del estado de falla (Tabla 34 y Tabla 35).

- Cimentación en la corona de un talud. Si la cimentación se localiza sobre un talud se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite o análisis numéricos considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos o de macizos rocosos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes para el método de equilibrio límite o la resistencia del medio en el modelado numérico, serán afectados por un factor de resistencia de $F_R=0,35$. Asimismo, en ambos métodos de análisis deberá revisarse el estado límite de servicio para esta condición de cimentación y la posible.
- Terreno heterogéneo y/o agrietado. En el caso de que el terreno de cimentación sea heterogéneo y/o agrietado, particularmente cuando el espaciamiento entre discontinuidades en un macizo rocoso sean comparables con las dimensiones de la cimentación, deberá verificarse si se cumplen las hipótesis utilizadas en el mecanismo de falla general (ecs. 81 u 82), de lo contrario deberán aplicarse mecanismos de falla



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

- acordes con el perfil estratigráfico, por ejemplo mecanismos de falla para medios discontinuos en forma de bloques.
- iii. Falla local. Además de la falla global se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que puedan afectar solamente una parte del terreno que soporta el cimiento. Es posible considerar para estos casos parámetros de resistencia del terreno reducidos, por ejemplo $c_u=0,67c_u$ y $\phi'=\text{ang tan}(0,67 \tan\phi')$.
 - iv. Presencia de oquedades. En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas deben ser consideradas en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deben mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:
 - Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.;
 - Demolición o refuerzo de bóvedas; y/o
 - Desplante bajo el piso de las cavidades.
 - v. Suelos licuables. No es recomendable que se cimenten estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos susceptibles a licuación. Asimismo, se debe tomar 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 ecs 81 y 82, deberá tomarse igual a la mitad del definido para condiciones estáticas.
 - vi. Suelos o macizos rocosos expansivos. En caso de que se compruebe que el terreno de desplante es expansivo se deberán considerar las acciones que sobre la cimentación puedan producir los desplazamientos verticales producto del comportamiento expansivo del terreno y/o métodos de mejoramiento (Tabla 34 y Tabla 35). En general no se recomienda el uso de cimentaciones superficiales en estos terrenos.
 - vii. Suelos colapsables. Para el caso que se compruebe que el suelo de desplante es colapsable, se deberán considerar las acciones y desplazamientos adicionales que puedan producirse por el comportamiento inestable del suelo, así como los métodos de estabilización pertinentes mencionados en las referencias de la Tabla 34.
 - viii. Suelos tubificables. Cuando el suelo de desplante tenga características tales que lo hagan susceptible a los fenómenos de tubificación o erosión, deberán tomarse en cuenta las acciones necesarias de prevención y mejoramiento del suelo para minimizar los posibles daños (Tabla 34).



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

Existen métodos alternos para evaluar el término de la derecha de las ecs. 81 y 82, como:

- Pruebas de campo.
- Métodos respaldados por evidencias experimentales confirmadas en los suelos o macizos rocosos en los que se vaya a desplantar la cimentación.
- Modelado numérico.

Los resultados de las pruebas de campo deberán estar respaldados por evidencias experimentales confirmadas en los tipos de terreno que se presenten en la zona de estudio; es decir, no se emplearán resultados de pruebas de campo realizadas en otras condiciones del terreno. Asimismo, los resultados de las pruebas podrán emplearse para determinar los valores de los parámetros del material de cimentación u obtener directamente el valor de la capacidad de carga unitaria afectada por los factores de resistencia indicados previamente.

En el caso de utilizar modelado numérico se cuidará de emplear las ecuaciones constitutivas, condiciones de frontera y los algoritmos numéricos adecuados a los tipos de terreno donde se apoyará la cimentación y al análisis empleado. Recomendaciones sobre el modelado numérico aplicado a la geotecnia se indican en Potts (2012) y Potts D. M. y L. Zdravkovic (1999).

La determinación de la resistencia límite del sistema cimentación-suelo empleando modelos numéricos se obtendrá aumentando las acciones por ensaye y error hasta alcanzar la carga que provoca un mecanismo de falla cinemáticamente admisible. La carga unitaria alcanzada será afectada por el factor de reducción F_R .

El modelo constitutivo empleado para definir el comportamiento del suelo o macizo rocoso debe ser representativo del comportamiento de dicho material en campo bajo las condiciones de carga y deformación reales. Asimismo, todas las propiedades mecánicas que se utilicen en dicho modelo deben estar respaldadas experimentalmente mediante pruebas de laboratorio, de campo y/o de carga.

15.4.3.2. Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se pueden calcular 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 las pruebas directas o indirectas mencionadas en la Sección 15.2, como una primera aproximación.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

En suelos granulares se produce un incremento de la rigidez del suelo con la profundidad debido al incremento de la presión de confinamiento. Este incremento de la rigidez debe ser considerado en el cálculo de asentamientos.

Cuando el subsuelo está constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, existe una influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. Para el caso en que los contrastes de rigidez entre los distintos estratos sean muy pequeños, esta influencia puede ser despreciada.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo generados por la segunda combinación de acciones se calcularán cuando proceda considerando las mismas condiciones elásticas que para las cargas estáticas.

La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se puede estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

En el caso de los asentamientos diferidos en suelos susceptibles a consolidación, como son arcillas y limos, se deben calcular con base en los resultados de pruebas de consolidación unidimensionales o ensayos triaxiales del tipo CD o CU (con medición de poro) realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad.

Los incrementos de presión vertical inducidos por la carga superficial se deben calcular con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones deben ser calculadas considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

De igual manera que para el caso de los asentamientos instantáneos, en el cálculo del incremento del esfuerzo vertical, cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, es aceptable despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos.

Para el cálculo de los asentamientos elásticos y por consolidación de cimentaciones superficiales existen metodologías ampliamente conocidas y utilizadas en la práctica. Algunas de estas metodologías pueden consultarse en la literatura especializada como Bowles (1996), Das (1999), Budhu (2011) entre otras. También puede recurrirse al análisis empleando modelos numéricos, cuidando el empleo de ecuaciones constitutivas, condiciones de frontera y los algoritmos numéricos adecuados a los tipos de terreno donde se apoyará la cimentación.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

15.4.4. Cimentaciones compensadas

Las cimentaciones compensadas son aquéllas en las que se reduce el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad.

Estas cimentaciones pueden clasificarse según el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón, es decir:

1. Parcialmente compensada: si el incremento neto de carga es positivo,
2. Totalmente compensada: si el incremento neto de carga es nulo,
3. Sobrecompensada: si el incremento neto de carga es negativo.

En 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 debe ser: 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 debe ser afectada por un factor de carga unitario para revisar si no se presentarán problemas de flotación en el caso que la cimentación sea sobrecompensada. El cálculo de las presiones netas debe realizarse con precisión ya que los asentamientos en este tipo de cimentaciones son muy sensibles a pequeños incrementos de la carga neta.

Además, en esta evaluación, debe 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 respecto al peso real de la estructura sea alta, la cimentación compensada debe considerarse como poco confiable por lo que se aplicará un factor de carga mayor que la unidad.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que estén por debajo del nivel freático y que no constituyan un espacio funcionalmente útil, deben considerarse como llenas de agua y el peso de esta debe ser sumado al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

15.4.4.1. Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones parcialmente compensadas se puede verificar con los criterios establecidos para las cimentaciones superficiales. Se debe comprobar además que no ocurra flotación (considerando un factor de carga unitario) de la cimentación durante ni después de la construcción. De ser



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

necesario, la construcción debe ser lastrada o instalar válvulas de alivio o dispositivos semejantes que garanticen que no se pueda producir la flotación. En la revisión por flotación, se debe considerar una posición conservadora del nivel freático. Además se debe revisar cuidadosamente la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo.

15.4.4.2. Estados límite de servicio

En este tipo de cimentaciones deben revisarse tres tipos de desplazamiento principalmente:

- a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación, incluyendo los debidos a la recarga del suelo descargado por la excavación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo la segunda combinación de acciones. Se debe poner especial atención en 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 deformaciones permanentes significativas cuando bajo la combinación carga estática-carga sísmica cíclica se alcanza un esfuerzo cortante que represente un porcentaje superior al 90 por ciento de su 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 pueden calcular con los mismos procedimientos de la teoría de la elasticidad utilizados para cimentaciones superficiales.

El cálculo de los movimientos diferidos también puede realizarse con los procedimientos de cimentaciones superficiales tomando en cuenta, además los movimientos relativos que puedan surgir de fenómenos exclusivos de la masa de suelo como son el hundimiento regional o el comportamiento de suelos expansivos.

En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán en gran medida de la técnica empleada en la realización de la excavación.

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



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

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.

15.4.5. Cimentaciones profundas

Para los fines de esta norma, los pilotes son elementos estructurales prefabricados e hincados en el subsuelo, mientras que las pilas son aquellas que se construyen en el lugar. La capacidad de carga de ambos se desarrolla a través del fuste (capacidad de carga por fricción) y en la punta (capacidad de carga por punta). El mecanismo de transferencia de carga se desarrolla en principio por fuste y posteriormente por punta.

Dado que el mecanismo de transferencia de carga y el comportamiento general del medio alrededor de la pila o pilote dependen de los cambios en el estado de esfuerzos inducidos en dicho material, para la determinación de su capacidad de carga y desplazamientos deberá considerarse su proceso constructivo y los cambios posteriores a su construcción, como son los fenómenos de consolidación, licuación, socavación, cambios en los niveles de aguas freáticas, etc.

Asimismo, es necesario llevar a cabo el control de calidad tanto de los elementos prefabricados como durante la construcción de las pilas (SMMS 2001 y 2002), en especial de los aspectos siguientes: fabricación e hincado de pilotes (tolerancias geométricas, protección, selección de los martillos, con o sin perforación previa, verticalidad, rechazo, materiales atravesados y de apoyo, tipo y calidad de conexión de los elementos del pilote, elaboración de los registros de fabricación e hincado de los pilotes, etc.), geometría y soporte de la excavación y calidad en las pilas (calidad de la excavación y de los lodos de estabilización empleados, geometría y calidad del armado y concreto, registro de construcción y curva de colado de la pila, etc.). También se considerará la realización de pruebas de integridad de deformaciones pequeñas



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

en el caso de las pilas de cimentación en un porcentaje mayor del 75% del total de las pilas.

Para el diseño de las cimentaciones profundas se considerará la totalidad de las acciones de diseño de acuerdo con la Sección 15.4.1, tanto para la revisión de los estados límite de servicio como de falla. Por lo que aunque exista un cajón o losa de cimentación, estos últimos no se considerarán para la revisión de la cimentación con pilas o pilotes.

Asimismo deberá de revisarse la estabilidad del subsuelo durante la construcción de la cimentación, por ejemplo limitar la expansión del suelo y/o evitar falla del de las paredes o del fondo de excavación ya sea del pozo realizado para construir las pilas o de la excavación efectuada para construir el cajón o la losa para conectar las pilas o pilotes a la superestructura.

Se debe revisar también que el comportamiento de la masa de suelo no produzca cambios significativos en el mecanismo de transferencia de carga considerado, tales como que la punta del pilote llegue a estar en contacto con un estrato más firme debido al proceso de hundimiento regional, haciendo que el pilote tenga una transferencia de carga primordialmente por su punta. En caso de presentarse esta situación, se deberá realizar un análisis específico para revisar la capacidad de carga del sistema de pilotes en la situación más desfavorable.

15.4.5.1. Estados límite de falla

De acuerdo con el tipo de diseño adoptado se debe verificar que la cimentación resulta suficiente para asegurar la estabilidad de la construcción, considerando alguna de las capacidades de carga siguientes:

- a) Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación. Despreciando la capacidad de los pilotes o pilas, se debe verificar entonces que la capacidad de carga de las zapatas o la losa de cimentación sea suficiente considerando los criterios de la cimentación superficial. Si se adopta este tipo de revisión, la losa o las zapatas y las contratrabes deben 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 dado con un factor de resistencia F_R igual a 1,0.
- b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes o pilas. Despreciando la capacidad del sistema suelo-losa, se debe verificar entonces para cada pilote o pila individual, para cada uno de los diversos subgrupos de pilotes



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

o pilas y para la cimentación en su conjunto, que la resistencia, R , sea suficientes para resistir las descargas de la superestructura.

$$R \geq \sum QF_c \quad (82)$$

En donde:

$\sum QF_c$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de su correspondiente factor de carga (F_c). Las acciones deben incluir el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y los efectos de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

En la determinación de la capacidad de carga de los pilotes o pilas, R , debe considerarse la contribución tanto de la adherencia lateral (C_f) como la contribución de la punta (C_p), así como el efecto de grupo del sistema de pilotes o pilas, por lo que la resistencia R debe tomarse igual al menor de los siguientes valores:

- a) La suma de las capacidades de carga de punta de todos los pilotes o pilas más su capacidad de adherencia considerando que su trabajo es como elementos individuales.
- b) La suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes o pilas más las capacidades de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente de cada uno de los subgrupos de pilotes o pilas que puedan ser considerados;
- c) La suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes y pilas más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente de todo el conjunto de pilotes o pilas.

En la revisión de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas, las cargas recibidas por los distintos pilotes o pilas individuales o subgrupos de pilotes o pilas se pueden estimar con base en la teoría de la elasticidad o a partir de un estudio explícito de interacción suelo-estructura. Es recomendable despreciar la capacidad de carga de los pilotes o pilas sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote o pila individual, C_f , se puede calcular como:

$$C_f = F_R A_L f \quad (83)$$



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

En donde:

A_L es el área lateral del pilote; f es la adherencia lateral media entre la pila o pilote y el suelo o macizo rocoso y F_R el factor de resistencia definido en la Tabla 33.

La adherencia lateral media pilote o pila con el suelo o el macizo rocoso, f , puede determinarse por medio de pruebas de campo o mediante algún método que la correlacione con los distintos parámetros de resistencia del suelo disponibles en la literatura tales como los ampliamente conocidos métodos α , β y γ . El valor de la adherencia lateral media en la frontera cimentación-medio es dependiente de la alteración producida en dicho medio durante el proceso constructivo de la cimentación y de los cambios en las condiciones del medio durante la vida útil de la edificación. En efecto, dependiendo el proceso constructivo utilizado, sea con o sin desplazamiento previo y empleando elementos prefabricados o colados en el lugar, variarán las propiedades mecánicas del medio y el esfuerzo horizontal inducido, y por tanto el valor de f (Poulos, 1980; Tamez, 2001; Budhu, 2011; Ibarra, 2012).

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo o de los subgrupos de pilotes o pilas en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la 15.4 considerando el grupo o los subgrupos como una gran pila de geometría igual a la envolvente del grupo o subgrupo (Tamez, 2001).

La capacidad de carga por punta de un pilote o pila C_p , puede calcularse de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios elementos (ASTM D 1143; Budhu, 2011). 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 es homogénea, la capacidad de carga puede estimarse mediante una ecuación similar a la definida para las cimentaciones superficiales, con factores N_c^* y N_q^* modificados (Das, 1997; Bowles, 1999):

Para suelos o macizos rocosos cohesivos

$$C_p = (s_u N_c^* F_R + p_v) A_p \quad (84)$$

Para suelos o macizos rocosos friccionantes

$$C_p = (p'_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (85)$$

En donde:

A_p es el área transversal de la base de la pila o del pilote;
 p_v y p'_v son las presiones verticales total y efectiva debida al peso del suelo o macizo rocoso a la profundidad de desplante de la



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

cimentación; su es la resistencia no drenada del material de apoyo en la base de la cimentación;
 F_R se tomará igual a $F_R=0,35$;
 N_c^* y N_q^* son los coeficientes de capacidad de carga modificados definidos por las expresiones siguientes:

$$N_c^* = \begin{cases} 9 & \text{si } L_e / B > 3; s_u > 25 \text{ kPa} \\ 6 & \text{si } s_u \leq 25 \text{ kPa} \end{cases}$$

$$N_q^* = \begin{cases} N_{\min} + L_e \frac{N_{\max} - N_{\min}}{4B \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})} & \text{si } L_e / B \leq 4 \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \\ N_{\max} & \text{si } L_e / B > 4 \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \end{cases}$$

En donde:

L_e es la longitud de empotramiento de la pila o pilote, B el ancho o diámetro equivalente de la cimentación, y los valores de N_{\max} y N_{\min} se presentan en la tabla siguiente;

Tabla 39 Valores de N_{\max} y N_{\min} (adaptada de NTC-Cimentaciones)

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_{\max}	12,5	26	55	132	350	1000
N_{\min}	7	11,5	20	39	78	130

En el caso de los macizos rocosos, las propiedades mecánicas del medio se podrán determinar con base en cualquiera de los criterios para evaluar la calidad de los macizos rocosos (GSI, RMR y Q).

La capacidad de carga considerada no debe rebasar la capacidad estructural del pilote o pila calculada con la resistencia admisible del material constitutivo del elemento.

Asimismo, deberá de revisarse el comportamiento a largo plazo de este tipo de cimentaciones y llevar a cabo las correcciones respectivas de la resistencia por fuste y punta de las pilas o pilotes; por ejemplo, en el caso de existir suelos licuables, colapsables, expansibles, tubificables y fenómenos de socavación, fisuramiento y karsticidad.

Además de la capacidad de carga vertical, es necesario revisar 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 sollicitaciones horizontales. La distribución de esfuerzos sobre la masa de suelo y los elementos mecánicos que se producen en los



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

pilotes pueden calcularse con los métodos analíticos descritos en Poulos (1980) o mediante modelos numéricos.

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 realizadas en suelos o macizos rocosos con iguales condiciones a las de la cimentación que se requiere diseñar. Estas pruebas podrán usarse para determinar los valores de los parámetros del suelo por usarse en las ecuaciones del apartado anterior 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 F_R .

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 F_R . 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 previamente.

Para la evaluación de la capacidad de carga se podrá recurrir a métodos numéricos 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 previamente. 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 F_R .

El modelo constitutivo que se emplee debe ser representativo del comportamiento de los materiales 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.

En suelos blandos en proceso de consolidación se deberá de asegurar que la estructura se asiente a una velocidad semejante al del hundimiento regional; el espacio dejado entre la punta de los pilotes o pilas y los estratos resistentes ubicados por debajo de dicha punta deberá ser suficiente para que en ninguna condición dicha punta pueda llegar a apoyarse en esta capa a consecuencia de la consolidación regional.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

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; y
- 3) Si $H < 1,5B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

$$B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right]$$

El criterio anterior se aplicará también a grupos o subgrupos de pilotes o pilas.

Alternativamente a las ecs. 84 y 85, las resistencias de punta y fuste para macizos rocosos podrán determinarse a partir de relaciones empíricas, como las que se indican a continuación:

Resistencia de fuste (Kulhawy y Phoon, 1993):

$$C_f = \left(\psi \sqrt{p_a \frac{\sigma_c}{2}} \right) F_R A_L \quad (1 \leq \psi \leq 3) \quad (86)$$

Resistencia de la punta (CGS, 1985):

$$C_p = 3\sigma_c k_{sp} D F_R A_p \quad (87)$$

En donde:

σ_c es la resistencia a la compresión simple;
 p_a presión atmosférica ($\approx 0,1$ MPa); y

$$k_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{g}{s}}} \quad \text{y} \quad D = 1 + 0,4 \left(\frac{L}{B} \right) \leq 3,4$$

En donde:

s es el espaciamiento;
g es la abertura de las discontinuidades;

La expresión 88 puede aplicarse en los siguientes intervalos: $0,05 < s/B < 2$ y $0 < g/s < 0,02$, y ambas expresiones 87 y 88 deberán corregirse por el efecto de las discontinuidades y la geometría real de la pila.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

15.4.5.2. Estados límite de servicio

Los asentamientos, desplazamientos laterales o emersiones de pilotes o pilas bajo cargas estáticas y dinámicas se deben de estimar considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo o macizo rocoso que los soporta, así como los fenómenos que dependan exclusivamente del comportamiento de la masa de suelo o del macizo rocoso, tales como el hundimiento regional, suelos o rocas expansivas, suelos colapsables, karsticidad, tubificación, socavación, fisuramiento, etc. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán en cuenta las excentricidades de carga.

Para el caso en que la punta de la cimentación profunda esté en contacto con un estrato de rigidez sensiblemente mayor a la de los estratos superiores, los asentamientos se deben calcular tomando en cuenta la deformación propia de la cimentación bajo las diferentes acciones a las que se encuentra sometidos.

Asimismo, las deformaciones obtenidas deben de considerar la presencia del total de pilas o pilotes y de la losa o cajón de cimentación, de acuerdo con la solución de cimentación propuesta.

En el caso que se requiera que las cimentaciones resueltas con pilotes que no estén apoyados en estratos duros desciendan con una velocidad semejante al del hundimiento regional del depósito de suelo que las rodea, es necesario evaluar el efecto que produzca la fricción negativa en el comportamiento de dicha cimentación. 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 considerando un factor de resistencia F_R unitario.

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 (ec.83) con factor de resistencia F_R unitario, considerando los coeficientes de reducción (C_R) que se indican en la Tabla 40.

Tabla 40 Coeficientes de reducción para el cálculo de la fricción negativa sobre pilas o pilotes apoyados en 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



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

	5	0,8
Interior	2,5	0,15
	5	0,5

Existen numerosos métodos basados en la teoría de la elasticidad para poder determinar los asentamientos de las cimentaciones profundas.

Nota: Mayor información de estas metodologías puede consultarse en Poulos (1980), Das (1997), Budhu (2011).

También se podrán determinar los asentamientos de este tipo de cimentaciones mediante el uso de modelos numéricos empleando las ecuaciones constitutivas, condiciones de frontera y los algoritmos numéricos adecuados a los tipos de terreno donde se apoyará la cimentación y al análisis empleado (Potts, 2012; Potts D. M. y L. Zdravkovic,1999).

Entre las acciones a considerar de deben incluir aquellas que se produzcan por el comportamiento exclusivo del medio, tales como la fricción negativa, materiales expansivos, fisuramiento, etc. Además se deben considerar las deformaciones producidas en los estratos localizados bajo el nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional es necesaria en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

Debe 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 puede estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas o bien con modelado numérico. En estas determinaciones, se tomará en cuenta el efecto restrictivo de los pilotes.

Cuando los pilotes o pilas se desplantan 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 sometidas, 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.

15.4.5.3. Pruebas de carga en pilotes

La estimación de la capacidad de carga de pilotes o pilas basadas en pruebas de campo (ASTM D 1143; Budhu, 2011) o en cálculos analíticos se verificará mediante pruebas de carga cuando:



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

- i. Exista incertidumbre excesiva sobre las propiedades de los suelos involucrados.
- ii. Si los resultados del control de calidad ya realizado en los elementos precolados o durante el proceso constructivo de los elementos colados en el lugar, o mediante pruebas de integridad llevadas a cabo ya construido el elemento, indiquen que la calidad de los elementos es mala o con posibles problemas.

Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1,5 veces la capacidad de carga calculada. En zonas donde existan suelos blandos la prueba se realizará al menos dos meses después de la hinca, 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 de punta y pilas, 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. Podrán hacerse pruebas de campo en pilotes o pilas de sección menor que la del prototipo y extrapolar el resultado a las condiciones de trabajo de los elementos de la cimentación.

15.4.5.4. Cimentaciones especiales

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa del perito en geotecnia responsable o al director Responsable de Obra. 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.

15.5. Diseño estructural de la cimentación

Las disposiciones contenidas en otras partes de este documento que no contradigan a los requisitos de este Capítulo serán aplicables al diseño estructural de las cimentaciones.

Los elementos mecánicos desarrollados en los componentes estructurales de la cimentación se producen primordialmente por dos tipos de solicitaciones: a) las presiones de contacto entre el suelo o macizo rocoso y el elemento de cimentación y b) las deformaciones impuestas por el terreno sobre el elemento de cimentación.

Los elementos mecánicos requeridos para el diseño estructural de la cimentación deben determinarse para cada combinación de acciones definida en la Sección 15.4.1, considerando que para las acciones sísmicas se considere



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

un factor de ductilidad de $Q = 1$. Alternativamente es posible llevar a cabo un análisis por capacidad que garantice que el comportamiento del sistema sea de estructura débil, sistema estructural de la cimentación fuerte y mecanismos de falla del terreno más resistentes, es decir, se busca que la falla geotécnica de la cimentación sea la última que se presente.

Los esfuerzos y deformaciones en las fronteras medio-estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, etc., deben evaluarse tomando en cuenta la rigidez y la resistencia de la estructura y de los suelos o macizos rocosos de apoyo (NTC-Cimentaciones).

Para el diseño estructural de las cimentaciones superficiales debe determinarse si el contraste de rigideces entre el terreno de apoyo y la cimentación es suficiente para que ésta se comporte como rígida, semi-rígida (elástica) o flexible. Existen diferentes métodos para realizar dicha evaluación (Bowles, 1996; Milovic, 1992), por ejemplo el factor de rigidez, K_{st} propuesto por Grabhoff (1987):

$$K_{st} = \frac{E_c}{E_s} \left(\frac{d}{I} \right)^3, \quad \begin{cases} = 1 & \text{cimentación rígida} \\ = 0,1 & \text{cimentación elástica} \\ = 0,001 & \text{cimentación flexible} \end{cases}$$

Independientemente del método que se utilice para determinar las presiones de contacto (soluciones cerradas o numéricas), éstas deben ser tales que las deformaciones diferenciales calculadas en el suelo o macizo rocoso coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura-superestructura. Se deben revisar que las distribuciones calculadas satisfagan las condiciones siguientes (NTC-Cimentaciones):

- a) Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y los elementos mecánicos en la subestructura y entre las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura;
- b) Que los hundimientos diferenciales inmediatos más los diferidos obtenidos de los análisis con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de la Tabla 38; 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



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

simplificaciones e hipótesis conservadoras o mediante estudios explícitos de interacción suelo-estructura.

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder soportar los esfuerzos resultantes de las acciones verticales y horizontales consideradas en el diseño de la cimentación y los que se presenten durante el proceso de transporte, izaje e hinca. Los pilotes deberán poder soportar estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad última con factor de resistencia unitario. Asimismo, deberán ser capaces de resistir los elementos mecánicos producidos por los campos de desplazamiento impuestos por el suelo colindante, condiciones estáticas y dinámicas. Este tipo de análisis es importante en el caso donde el elemento de cimentación tenga una rigidez lateral mucho mayor que el suelo.

Los pilotes y las pilas de concreto deberán cumplir con lo estipulado en el Capítulo 13 sobre Estructuras de concreto reforzado.

Estos análisis se pueden realizar con técnicas numéricas. En el caso se consideren movimientos sísmicos, éstos deben ser representativos del peligro sísmico de la zona. Dichos movimientos pueden determinarse siguiendo los procedimientos descritos en el CDS-MDOC. También se puede recurrir a métodos simplificados para estructuras enterradas, tales como los descritos en Hashash (2001).

Para el análisis y diseño de las pilas o pilotes deberán considerarse las condiciones de frontera para su cabeza (libre, empotrada, o en un nivel de restricción al giro intermedio; Fernández-Sola y Martínez 2012).

Para estimar el perfil de desplazamiento estático del suelo en campo libre se pueden realizar análisis de respuesta dinámica en campo libre, mediante modelos lineales equivalentes (Fernández-Sola *et al.* 2012^a). Detalles acerca de la distribución de los elementos mecánicos producidos por el paso de ondas sísmicas puede ser consultado en (Nikolau *et al.* 2001, Dezi *et al.* 2010, Fernández-Sola *et al.* 2012 a).

Una vez determinados los elementos mecánicos a los que estarán sometidos las pilas y pilotes, deberán ser diseñados conforme a las hipótesis y teorías del material del que estén constituidos. Los pilotes de acero deberán protegerse contra corrosión al menos en el tramo comprendido entre la cabeza y la máxima profundidad estimada a la que pueda descender el nivel freático (NTC-Cimentaciones, 2004).

La protección de pilotes y pilas ante la agresividad del medio ambiente deberá cumplir con lo señalado en la Tabla 41.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

En el caso de cimentaciones resueltas con pilotes o pilas cuya punta esté desplantada en un estrato firme y el resto del elementos se ubique en suelos donde se presenten los fenómenos de hundimiento regional, se tomará en cuenta que los pilotes pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional entre la punta del pilote y su parte superior. Lo anterior también es aplicable en terrenos donde se presente el fenómeno de licuación, tubificación, suelos colapsables y rocas cársticas. Asimismo, la subestructura debe diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte del suelo como sin él; es decir, en este último caso, apoyada solamente en los pilotes o pilas.

Tabla 41 Protección de pilotes y pilas

a) De concreto					
Relación agua/cemento del concreto, en peso					
Tipo	pH				
	>5,9	5,9-5,0	5,0-4,5	<4,5	
Concreto reforzado	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45	
Concreto presforzado	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45	
b) De acero					
Pérdida de espesor, debido a la corrosión, en mm					
Tipo de material	Vida útil requerida en el proyecto, años				
	5	25	50	75	100
Suelos naturales	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Suelos naturales contaminados y terraplenes industriales	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Terraplenes no compactados y no agresivos	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Terraplenes no compactados agresivos	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

15.6. Análisis y diseño de excavaciones

En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

- a) De falla: colapso parcial o total 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, falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes, falla general y colapso del techo de cavernas o galerías.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

- 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 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 y/o mejoramiento del suelo o macizo rocoso 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.

15.6.1. Estados límite de falla

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad parcial o total de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. El factor de resistencia será de $F_R=0,6$; sin embargo, si la falla de los taludes, paredes, fondo y/o ademes de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de $F_R=0,7$. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a excavaciones temporales será de 15 kPa (1,5 t/m²) con factor de carga unitario y se deberá considerar el efecto del sismo en su caso.

15.6.1.1. 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 en la proximidad de la corona, la presencia de grietas u otras discontinuidades y de sobrecargas en la corona del talud. 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. En el caso de excavaciones en macizos rocoso, deberá revisarse la



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

posibilidad de inestabilidad general y/o local por bloques dependiendo las características de los sistemas de discontinuidades existentes.

Para el análisis de estabilidad de taludes se podrán emplear métodos de equilibrio límite (dovelas, cuña, bloque clave, etc.) o numéricos (elementos finitos, diferencias finitas, elemento distinto, etc.) considerando superficies de falla cinemáticamente posibles que representen los modos de falla probables del terreno, y que tomen en cuenta en su caso las discontinuidades del suelo o del macizo rocoso. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación, los efectos del sismo, flujo de agua existente o probable y erosión del pie del talud. 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.

Se prestará especial atención a la estabilidad a largo plazo de excavaciones o cortes permanentes que se realicen en el predio de interés. 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 propuestas y del procedimiento constructivo especificado (Sección 15.8).

Falla por subpresión en estratos permeables. En el caso de excavaciones en materiales sin cohesión, se analizará en su caso la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, deberá controlarse y extraerse de la excavación el agua freática por bombeo empleando cárcamos, pozos punta o de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación corte una capa impermeable, que a su vez descansa sobre un estrato permeable saturado, 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 h_i del estrato impermeable para evitar inestabilidad de fondo se considerará:

$$h_i > \frac{\gamma_w}{\gamma_m} h_w \quad (88)$$

En donde:

h_w es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable;
 γ_w es el peso volumétrico del agua;



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

γ_m es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor h_i 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.

15.6.1.2. Estabilidad de excavaciones ademadas

En caso de usar elementos estructurales como tablestacas, anclajes, muros colados en el lugar, etc., para soportar las paredes de la excavación, se reverará la estabilidad general de una masa de suelo o del macizo rocoso que incluirá el propio elemento y la del sistema de soporte. El diseño de la estructura de retención incluye: la selección del tipo del muro, la profundidad de penetración o desplante, la determinación de su geometría, la evaluación de la capacidad estructural de la estructura de soporte incluyendo los troqueles y/o anclajes, la predicción de la deformación o deflexión del muro y del terreno alrededor durante el proceso constructivo y a lo largo de su vida útil, y verificar la estabilidad de la excavación de acuerdo con los siguientes mecanismos probables de falla a corto y largo plazo según aplique (Figura 18):

- i. Rotación y deslizamiento del muro de gravedad
- ii. Capacidad de carga del apoyo del muro o soporte perimetral
- iii. Falla estructural del muro (se evaluará el empotramiento y el momento resistente mínimo del elemento estructural, requeridos para garantizar la estabilidad)
- iv. Falla estructural de los troqueles o anclajes
- v. Inestabilidad de las paredes:
 - a. falla rotacional general o local (talud-berma o talud simple),
 - b. falla mediante bloques,
 - c. falla de las paredes de la trinchera para muros colados en el lugar, y
 - d. falla por extrusión de material.
- vi. Inestabilidad del fondo (Tamez *et al.* 2007):
 - a. falla por cortante general o local,
 - b. falla por su supresión,
 - c. falla por pateo del muro perimetral
- vii. Falla del núcleo central de la excavación
- viii. Fracturamiento del suelo inducido o preexistente
- ix. Flotación

SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

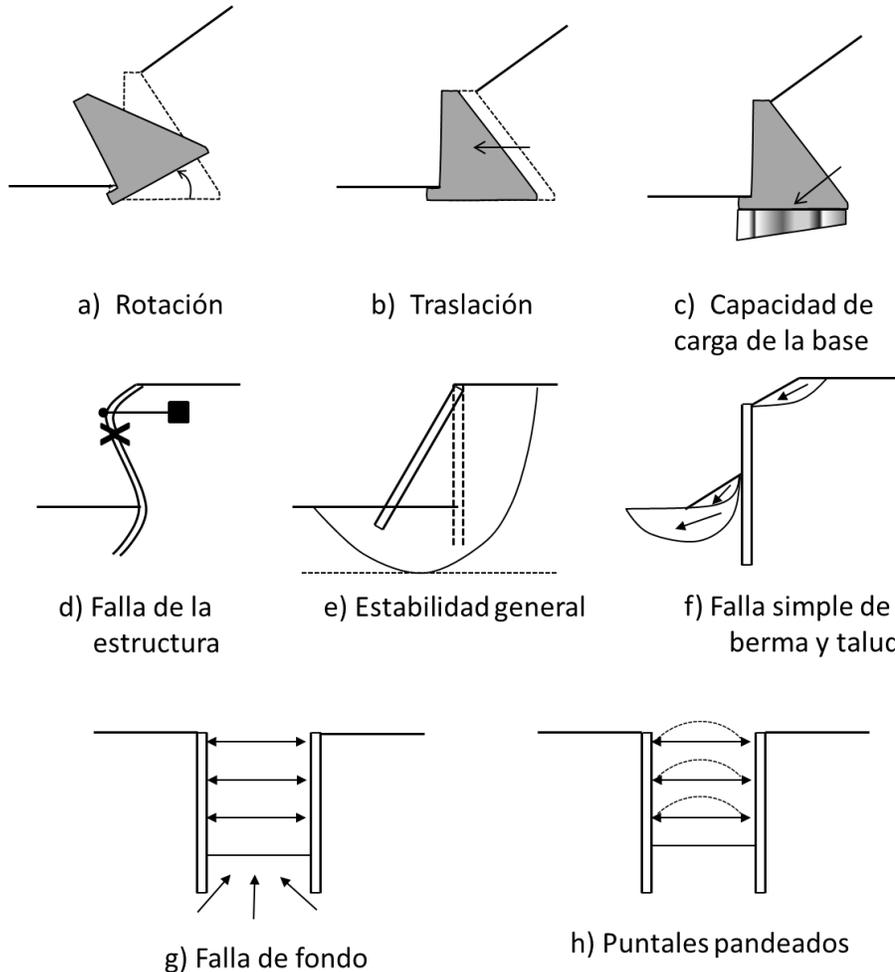


Figura 18 Mecanismos probables de falla en excavaciones ademadas

Para el caso de los suelos finos el análisis de largo plazo debe realizarse en términos de los parámetros de esfuerzos y resistencias efectivos.

Los análisis y el diseño de las excavaciones ademadas pueden realizarse mediante: soluciones cerradas, métodos de equilibrio límite y/o modelado numérico (elementos finitos, diferencias finitas, elemento distinto, etc.).

Es importante considerar en la selección del tipo de análisis a emplear, para cada caso particular de excavación, depende de los factores siguientes: del tipo de terreno (las clases de suelos o macizos rocosos presentes), condición inicial de esfuerzos en el subsuelo, las condiciones de drenaje, la trayectoria de esfuerzos que seguirá el terreno durante su construcción y vida útil, la presencia de discontinuidades o heterogeneidades (fracturamiento o



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

agrietamiento, geometría y condición de la discontinuidad, etc.) y el tiempo de construcción.

Asimismo, se deben realizar las pruebas de laboratorio o de campo suficientes para determinar las constantes de los modelos constitutivos que se utilizarán en el análisis.

Durante los análisis y el diseño de la excavación soportada deberán considerarse los aspectos siguientes:

- Presión del terreno, carga en anclas y troqueles y el momento de volteo del muro.
- Los movimientos del terreno, dentro y alrededor de la excavación.
- La estabilidad de la estructura de retención, en particular la estabilidad basal.
- El factor de seguridad requerido en la estructura de retención.

Falla de fondo

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$p_v + \sum q F_c < s_u N_c F_R \quad (89)$$

En donde:

- s_u es la resistencia no drenada del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no-consolidadas y no-drenadas (UU);
- N_c es el coeficiente de capacidad de carga definido en la Sección 15.3.3 y que depende de la geometría de la excavación; es decir, de B, ancho de la excavación, L su longitud y D su profundidad. Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo;
- p_v es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación;
- F_R se tomará igual a lo indicado la Sección 15.7.1; y
- $\sum q \cdot F_c$ son las sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga.

Presión lateral

La presión lateral sobre las estructuras de retención depende de:



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

- Propiedades físicas y mecánicas de los suelos o macizos rocosos
- Las cargas impuestas
- La interacción entre el terreno y la estructura de retención en la interfaz
- Las características generales de la deformación del sistema terreno-soporte

Para el caso de suelos cohesivos normalmente consolidados los esfuerzos laterales pueden determinarse mediante lo expresado en la Tabla 42.

Tabla 42 Presión lateral en suelos cohesivos normalmente consolidados

Tipo de análisis	Estado	Ecuación
Efectivo	Reposo	$e_{oh} = k_0 \gamma' z_0$
Efectivo	Activo	$e_{ah} = k_a \gamma' (z_a - z_c)$
Efectivo	Pasivo	$e_{ph} = k_p \gamma' z_p (z_a - z_c)$
Total	Activo/Pasivo	$e_h = \sigma'_z(z) \mp 2c_u$, (-) activo y (+) pasivo
Total	Activo/Pasivo	$e_h = \sigma'_z(z) \mp 2\lambda_{cu} \sigma'_{vc}$, (-) activo y (+) pasivo

Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones determinada a partir de modelos analíticos o numéricos 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 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 $F_c = 1,1$. 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 variaciones de temperatura.

Los elementos de soporte deberán diseñarse estructuralmente para resistir los empujes y las reacciones de los troqueles y de su apoyo.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

15.6.1.3. 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 o macizo rocoso y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación y el tipo de falla a presentarse.

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 como elemento de anclaje a corto y largo plazo, en especial por efectos de corrosión, y deberá verificarse la tensión de las anclas durante su vida útil. 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.

15.6.1.4. Fricción negativa

En las paredes de cajones de cimentación, estructuras permanentes de sistemas de retención para las excavaciones y cimentaciones profundas construidas en suelos donde exista hundimiento regional o rellenos compresibles, deberá considerarse en el diseño estructural, la fricción negativa que pueda generarse, o la fricción positiva en caso de materiales expansivos.

15.6.2. 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 (Tabla 43). Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye.

Tabla 43 Desplazamientos normalizados tolerables en excavaciones

Horizontal	$\frac{\delta_h}{H} < 0,2 \%$
Vertical	$\frac{\delta_v}{H} < 0,15 \%$

δ_h y δ_v son los desplazamientos horizontal y vertical y H es la altura de



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

excavación

Podrán aceptarse desplazamientos mayores a los indicados en la Tabla 43 si se asegura la integridad de las estructuras del proyecto y colindantes.

15.6.2.1. 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, mientras que los movimientos diferidos se estimarán partiendo del estado de esfuerzos antes de realizar la excavación y siguiendo el tramo de descarga de la curva de compresibilidad, considerando cada una de las etapas de excavación, en caso dado.

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 material excavado por el de la subestructura o considerar el mejoramiento del subsuelo.

En el caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles.

15.6.2.2. 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.

15.6.3. 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 o macizo rocoso en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. 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



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

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 el medio, la resistencia del medio 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 sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

15.7. Muros de contención

La presente Norma 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 y tablestacas metálicas, ambos 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 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 impida el desarrollo de empujes de agua superiores. 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.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

Los empujes desarrollados en condiciones sísmicas se evaluarán con base en el método Mononobe-Okabe, considerando que el relleno es granular y está completamente drenado (deberá verificarse que no es susceptible a licuarse). Cuando el método de Mononobe-Okabe no pueda aplicarse a las condiciones del proyecto, como alternativa podrá emplearse un método de equilibrio límite de análisis de estabilidad de taludes pseudo-sísmico, usando el coeficiente de aceleración k_h (Chugh, 1995).

15.7.1. Estados límite de falla

Los estados límite de falla a considerar para un muro serán la rotura estructural, el volteo, la falla por capacidad de carga, deslizamiento horizontal de la base del muro por el empuje del suelo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.

Para combinaciones de carga clasificadas en el inciso 2.3.a de las NTC-Criterios y Acciones, en la revisión del muro al volteo los momentos motores serán afectados de un factor de carga de $F_C = 1,4$ y los momentos resistentes de un factor de resistencia de $F_R = 0,7$; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento y de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motores se afectarán de un factor de $F_C = 1,4$ y las resistentes de un factor de resistencia de $F_R = 0,9$.

Para combinaciones de carga clasificadas en el inciso 2.3.b de las NTC-Criterios y Acciones, en la revisión del muro al volteo, los momentos motores serán afectados de un factor de carga de $F_C = 1,1$ y los momentos resistentes de un factor de resistencia de $F_R = 0,7$; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento y de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motores se afectarán de un factor de $F_C = 1,1$ y las resistentes de un factor de resistencia de $F_R = 0,9$.

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.

15.7.1.1. 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



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

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.

15.7.1.2. 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.

15.7.1.3. Compactación del relleno

Para especificar y controlar en el campo la compactación por capas de los materiales empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor Estándar, debiéndose vigilar el espesor y contenido de agua de las capas colocadas (el espesor de cada capa no podrá ser mayor de 20cm). En el caso de materiales friccionantes, 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.

15.7.1.4. 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 moverse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro 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 o mediante modelado numérico.

15.7.2. Estados límite de servicio

Deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo o macizo rocoso. Se recurrirá a los métodos aplicables a cimentaciones superficiales o al modelado numérico.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

15.8. Procedimiento constructivo

Como parte del estudio geotécnico, 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 medio.

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.

15.8.1. Procedimiento constructivo de cimentaciones

15.8.1.1. Cimentaciones someras

El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de geotecnia. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo o macizo rocoso 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 medio 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 medio o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o macizo rocoso o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad. Se prestará especial atención a la protección de los pilotes en zonas donde el subsuelo presenta una alta salinidad u otro tipo de agente agresivo.

15.8.1.2. 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, en todas las operaciones orientaciones posibles: izaje, tránsito, maniobras, penetración y extracción.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

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.

15.8.1.3. 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.

Pilotes. 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 40 cm deberán revisarse por pandeo verificando que la fuerza axial a la que se encontrarán sometidos, con su respectivo factor de carga, no rebase la fuerza crítica P_c definida por:

$$P_c = F_R \left(\frac{N^2 \pi^2 EI}{4L^2} + \frac{4KDL^2}{N^2 \pi^2} \right) \quad (90)$$

En donde:

- K es el coeficiente de reacción horizontal del suelo;
- D es el diámetro del pilote;
- E es el módulo de elasticidad del pilote;
- I es el momento de inercia 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.

No deberán construirse pilotes de menos de 60 cm de diámetro hasta 20 m de profundidad.

Pilas. Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio geotécnico deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla ya sea con lodo común, bentonítico, con productos químicos, inclusive espumas, o con ademe. Antes del colado, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

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, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo, las fechas de perforación y de colado, las características de la perforación previa llevada a cabo, el tipo y características del soporte de las paredes de la perforación utilizado, el volumen de concreto empleado y cualquier aspecto o cambio del procedimiento constructivo indicado en el proyecto.

Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico o algún producto químico como polímeros, el constructor no podrá verterlo en el drenaje urbano a menos que se asegure técnicamente que es biodegradable, por lo que deberá destinar un área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún tiradero ex profeso.

El uso de pilas con ampliación de base (campana) deberá de evitarse, particularmente cuando 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 20 cm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 20 cm 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.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

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 pilas de menos de 60 cm hasta 30 m de profundidad, ni de menos de 100 cm hasta profundidades mayores. Las pilas deberán ser construidas con ademe o estabilizadas con lodos o sustancias químicas a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable.

Respecto a la localización de las pilas se aceptará una tolerancia del 10 por ciento de su diámetro. La tolerancia en la verticalidad de una pila será de 2 por ciento de su longitud hasta 25 m de profundidad y de 3 por ciento para mayor profundidad.

El control de calidad de la pila se realizará en primera instancia mediante el registro de su construcción donde se incluyen las características geométricas de la pila, los materiales atravesados y de apoyo, la verificación de que todos los azolves han sido removidos y de la geometría de la pila, el tiempo que ha estado abierta la excavación, el tipo y características de soporte de la perforación empleado, el pH del agua y del lodo bentonítico o líquido con polímero empleado, el tipo de refuerzo colocado, y las características y volumen de concreto empleado (la gráfica volumen de concreto versus altura de concreto colocado).

Se deberán realizar pruebas para verificar la integridad de pilas al 75% del total de pilas construidas, y con base en los resultados obtenidos se valorará la realización de pruebas de carga, ya sean estáticas o dinámicas.

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.

Durante la construcción de pilas deberá colocarse alrededor de la excavación, excepto en la zona donde se encuentre la maquinaria, un piso temporal que asegure la seguridad del personal que participa en la construcción, así como todas las medidas convencionales de seguridad del personal.

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.

Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos de las mesas de colado, transportarlos e izarlos.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

El estudio de mecánica de geotecnia deberá definir si se requiere perforación previa, con o sin extracción de suelo, para facilitar la hincada o para minimizar el desplazamiento de los suelos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común, bentonítico o con mezclas de polímeros. En pilotes de fricción el diámetro de la perforación previa para facilitar la hincada o para minimizar el desplazamiento de los suelos no deberá ser mayor que el 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 84 se reducirá multiplicando el valor aplicable en ausencia de perforación por la relación $(1-0,4D_{\text{perf}}/D_{\text{pil}})$ donde D_{perf} y D_{pil} 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 muy 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 20 cm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye 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 hincada y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hincada. 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 10 cm 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 manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote mediante nivelaciones si se ha



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

presentado emersión por la hincada 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 de punta 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 es un pilote de fricción sufre 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 que las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.

15.8.1.4. 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 y gráficas 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) Representación gráfica de la curva asentamiento-carga; y
- g) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba.

15.8.2. Excavaciones

15.8.2.1. 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 la Sección 15.5.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

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 y que la deformación del suelo por descarga puede dar lugar a la generación de presiones de poro significativas.

15.8.2.2. 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 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 por lo menos 1,8 veces superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento continuo de todo el sistema.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

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 de agua. El agua bombeada arrojada al sistema de drenaje público deberá estar libre de sedimentos y contaminantes.

15.8.2.3. 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 la Sección 15.5. El sistema de apuntalamiento podrá también ser constituido por anclas horizontales instaladas en suelos firmes o muros perpendiculares colados en el lugar o prefabricados.

15.8.2.4. 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 llevar a cabo el bombeo previo sin generar movimientos que afecten estructuras vecinas y/o recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

15.8.2.5. 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.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

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 la Sección 15.6.1.3. 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 la resistividad eléctrica, el pH, la 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.).

15.9. Observación del comportamiento de la cimentación

En todas las edificaciones 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 desplantadas sobre suelos blandos, expansivos, colapsables, sueltos y cercanos a taludes, 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 así se especifique, 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 hasta que los movimientos diferidos se estabilicen (como se describe en el artículo 176 del RCDF), 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.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

15.10. Cimentaciones abandonadas

Al demoler edificios dañados, 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 altera el comportamiento del suelo, por ejemplo, cuando el subsuelo está sometido a consolidación regional tiende a generar una emersión del terreno a largo plazo, similar a la inducida por cimentaciones sobrecompensadas. 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 o considerar en el diseño la alteración provocada al extraer dicha cimentación preexistente.

15.11. 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 construidos por capas de espesor no mayor de 20 cm, 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 la presente Norma.

Todos los rellenos controlados o estabilizados deberán someterse a un control de calidad estricto durante su proceso constructivo y al final de su colocación y tratamiento. Deberá verificarse la calidad de cada capa colocada y en diferentes puntos de dicha capa, en especial en los bordes. Los métodos de



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

control podrán ser directos, determinación del peso volumétrico mediante calas, y/o indirectos, mediante penetrómetros, métodos nucleares o geofísicos debidamente correlaciones con pruebas de campo.

15.12. Recimentaciones

La recimentación de una estructura se obliga 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 geotécnico 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.

15.13. Mejoramiento del terreno

El mejoramiento del terreno es una opción alterna o de complemento a la solución de cimentación, donde se busca mejorar alguna de sus propiedades mecánicas, como por ejemplo:

Tabla 44 Mejoramiento del terreno

Variación de la propiedad mecánica del subsuelo	Problemas típicos a resolver
Incremento de la resistencia al esfuerzo cortante	Capacidad de carga deficiente, inestabilidad de taludes, licuación, colapsabilidad, bloques inestables, problemas de socavación y tubificación, etc.
Reducción de la deformabilidad	Asentamientos totales y diferenciales importantes, expansión de suelos, amplificación dinámica, licuación, desplazamientos laterales, etc.
Reducción de la permeabilidad	Problemas de filtración, variaciones importantes del nivel de aguas freáticas que provocan expansión de suelos, inundaciones, etc.
Incremento de la	Problemas de drenaje y de bombeo, etc.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

permeabilidad	
Continuidad del terreno	Presencia de cavernas o grietas de importancia

Existen diferentes técnicas para mejorar el terreno entre las principales se tienen:

- Precarga con peso, vacío o descenso de las presiones de poro
- Drenes verticales de arena o prefabricados.
- Compactación mecánica o dinámica
- Técnicas de vibrocompactación y vibroflotación
- Inclusiones rígidas (concreto con o sin refuerzo y perfiles metálicos) o flexibles (columnas de grava o arena)
- Tratamiento del suelo agregándole cal o cemento
- Técnicas de inyección de lechadas como jet grouting, compaction grouting y deep soil mixing

Cada método tiene sus limitaciones referentes a su intervalo de aplicación y su posible grado de mejoramiento del suelo o macizo rocoso.

La selección de la técnica de mejoramiento dependerá del problema a resolver, y del tiempo, costo y factibilidad de la solución, y la implementación de la solución deberá seguir las siguientes etapas:

- Diseño.* Deberán emplearse técnicas analíticas o numéricas para su diseño donde se definirá el tipo de solución, la meta a alcanzar con el mejoramiento, las deformaciones previstas o en su caso el gasto, las características geométricas y propiedades mecánicas del mejoramiento, el proceso constructivo, las técnicas para realizar su control y verificación, incluyendo la cantidad y frecuencia, las normas o estándares que se deben seguir, y el tiempo de construcción y seguimiento del mejoramiento.
- Control durante su construcción.* Previo a la construcción deberá definirse la condición original del terreno, en términos de la propiedad mecánica que se modificará y el estado de esfuerzos y deformaciones del subsuelo. Durante su construcción se vigilará la adecuada implementación del proceso constructivo y la geometría y propiedades del mejoramiento (por ejemplo, patrón, verticalidad, profundidad de las columnas de grava) y el seguimiento de las normas o estándares indicados en el proyecto ejecutivo.
- Evaluación al término de su construcción.* Con base en la condición original del terreno realizada en etapas previas, se evaluará la efectividad del mejoramiento. Para ello se emplearán técnicas directas o indirectas (sondeos de verificación, prospección geofísica, pruebas de carga, etc.) debidamente certificadas tanto en lo que respecta a equipos como al personal, y apoyadas en los estándares o normas nacionales o internacionales.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

15.14. Zonas de riesgo geotécnico

Previo a la realización del estudio geotécnico deberá revisarse en la literatura especializada, en la oficina de protección civil cercana al sitio, o cualquier fuente de información confiable si el sitio de proyecto se encuentra ubicado en una zona de riesgo (hundimiento, inundación, licuación, suelos expansivos, inestabilidad de taludes, existencia de cavernas, amplificación sísmica, etc.).

El estudio de geotecnia deberá contener un capítulo donde se estudie si el sitio se encuentra ubicado en alguna zona de riesgo, y en caso dado, deberá verificarse que la solución de cimentación contemple su seguridad ante dichos riesgos.

15.15. Memoria de diseño de cimentaciones

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, de la campaña de exploración y laboratorio, 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 límite 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 terreno con problemas especiales, y en particular los que se localicen en terrenos agrietados, sobre taludes o donde existan rellenos o antiguas minas subterráneas, se agregará a la memoria una descripción de estas condiciones y se indicará cómo éstas se tomaron en cuenta en el diseño de la cimentación.

16. DIAGNÓSTICO Y REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

16.1. Introducción

Este Capítulo tiene por objeto regular en sus aspectos esenciales el proceso de evaluación, diagnóstico, rehabilitación y reforzamiento de inmuebles



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

destinados al servicio del sistema educativo nacional incorporando la reglamentación para el desarrollo de una construcción segura, confiable, habitable y sustentable, estableciendo las obligaciones y responsabilidades de los distintos entes que intervienen en dicho proceso.

16.1.1. Propósito

En este Capítulo se dan las disposiciones que deben cumplirse para recuperar o verificar los niveles de seguridad estructural en las construcciones escolares existentes. Para lo anterior se deberá desarrollar un proceso de diagnóstico, de rehabilitación y, en los casos donde aplique, se efectuarán las actividades de conservación de la infraestructura física educativa.

16.1.2. Conceptos y definiciones

Construcción existente. Edificios, instalaciones e infraestructura física necesarios para que un inmueble escolar pueda cumplir sus funciones.

Diagnóstico. Conjunto de actividades y procedimientos necesarios para establecer la condición de la salud estructural, comportamiento, integridad y conveniencia de rehabilitar, reparar o reforzar una estructura o partes de ella, basados en investigaciones, inspecciones y aplicación del conocimiento sobre ingeniería estructural.

Evaluación. Conclusiones sobre la condición de la salud estructural, comportamiento, integridad y conveniencia de rehabilitar, reparar o reforzar una estructura o partes de ella.

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.

Seguridad estructural. Condición que debe guardar la construcción existente para cumplir con los estados límite correspondientes.

16.1.3. Alcance

El alcance del presente Capítulo se establece en el Capítulo 1 de la presente Norma. Pero también se establece como alcance el que estas disposiciones pueden emplearse en el proceso de evaluación, diagnóstico y rehabilitación estructural de construcciones escolares y en los programas de mitigación del riesgo ante fenómenos naturales de la infraestructura física educativa del país.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

16.1.4. Relación con otros documentos

Para la correcta aplicación del presente Capítulo se consideraran, además de los documentos y normas mencionados en el mismo, aquellos mencionados en los Capítulos 3 y 18 de la presente Norma.

16.2. Criterios generales para el diagnóstico, evaluación, modelado y análisis

16.2.1. 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, o bien, cuando se requiera verificar el cumplimiento del nivel de seguridad establecido en estas normas.

16.2.2. 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.

16.2.3. Investigación y documentación de la edificación y de las acciones que la dañaron

Información básica.

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 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.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

- 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 de la estructura.

16.2.4. Procedimientos de diagnóstico y evaluación

En este Capítulo se reconocen tres niveles de diagnóstico y evaluación. En el proceso de diagnóstico y evaluación se deberá aplicar cualquiera de los siguientes procedimientos, según el nivel de evaluación requerido:

- a) Nivel 1. Se refiere al diagnóstico y evaluación preliminares para establecer las condiciones actuales sobre la seguridad estructural de la INFE. En este nivel de evaluación se podrá utilizar una cédula que contenga la información necesaria para efectuar el diagnóstico y evaluación preliminares, dicha información podrá ser obtenida de manera visual en el sitio y/o a partir de la información del proyecto estructural y arquitectónico de la construcción existente. Al usar el Nivel 1 se determinará un índice preliminar de riesgo para ello podrá utilizarse el criterio propuesto en Ismael et al. (2013), ó bien otro que sea aprobado para el mismo fin.
- b) Nivel 2. Se refiere al diagnóstico y evaluación de las condiciones actuales sobre el nivel de vulnerabilidad estructural de las construcciones existentes ante la posible ocurrencia de algún fenómeno perturbador que aumente tal vulnerabilidad. En este nivel, además de la información obtenida para el Nivel 1, se deberá utilizar alguno de los métodos de análisis propuestos en la Sección 16.2.5 para verificar el desempeño de la construcción de interés ante el escenario supuesto que caracterice al fenómeno perturbador.
- c) Nivel 3. Se refiere al diagnóstico y evaluación de las construcciones existentes que tengan evidencia de experimentar, a corto o largo plazo, niveles de vulnerabilidad elevados que pongan en riesgo su integridad estructural. En este nivel, además de lo dispuesto en el Nivel 2, se podrán efectuar pruebas experimentales en los materiales o en la construcción de interés con el fin de reducir las incertidumbres en sus propiedades. En este nivel también deberán emplearse algunos de los métodos de la Sección 16.2.5.

Para una evaluación post-sísmica se podrán aplicar cualquiera de los tres niveles antes mencionados.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

16.2.5. Procedimientos de análisis

Los métodos de análisis propuestos para llevar a cabo los niveles de diagnóstico y evaluación 2 y 3 son los siguientes:

- a) Método A. Basado en la respuesta lineal del sistema estructural calculada mediante modelos analíticos que representen las condiciones reales de la construcción de interés, tanto en geometría, materiales, condiciones de apoyo entre sus elementos, tipo de cimentación y de terreno de desplante, interacción con elementos no estructurales y tipo de sistema de piso. Para aplicar este método será válido calcular las respuestas estructurales de interés, deformaciones, desplazamientos y elementos mecánicos, según los métodos y procedimientos de análisis mencionados en cada uno de los Capítulos de la presente Norma.
- b) Método B. Basado en la respuesta no lineal pseudo-estática del sistema estructural calculada mediante modelos analíticos, que contemplen la no linealidad geométrica y de los materiales, y que representen las condiciones reales de la construcción de interés, tanto en geometría, materiales, condiciones de apoyo entre sus elementos, tipo de cimentación y de terreno de desplante, interacción con elementos no estructurales y tipo de sistema de piso. Para aplicar este método será válido calcular las respuestas estructurales de interés, deformaciones, desplazamientos y elementos mecánicos, según los métodos disponibles para tal fin en la literatura, en este caso la revisión de la validez de los resultados del análisis quedará a juicio del Director Responsable de Obra y del Corresponsable en Seguridad Estructural, con el aval de un especialista certificado por la autoridad local.

16.2.6. 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.

16.2.7. Clasificación del daño en los elementos de la edificación

16.2.7.1. 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



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

dependerá de la resistencia relativa del elemento a las distintas acciones mecánicas que actúen en él.

16.2.7.2. 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) Ligeramente, 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 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 remplazo 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 remplazo 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 o muy grave, se deberá notificar a la autoridad para que especifique si es necesario la evacuación del edificio. Todo a juicio del Corresponsable en Seguridad Estructural.

16.2.8. Evaluación del impacto de los elementos dañados en el comportamiento de la edificación

16.2.8.1. Impacto de 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.

16.2.8.2. 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.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

16.2.8.3. 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.

16.2.8.4. Cálculo de la capacidad estructural

Para obtener la capacidad estructural se podrán usar los métodos de análisis mencionados en la Sección 16.2.5, así como los requisitos y ecuaciones aplicables de estas Normas o de otras normas técnicas complementarias. 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, afectado su capacidad individual según el tipo y nivel de daño. En edificaciones inclinadas debe incluirse el efecto del desplomo en el análisis.

16.2.8.5. 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.

16.3. Determinación de la necesidad de rehabilitar

16.3.1. 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.

16.3.2. Daño mayor

Si se concluye que no cumple con el nivel de seguridad, 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.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

La evaluación podrá igualmente recomendar la demolición total o parcial de la estructura. En este caso la edificación deberá ser desalojada.

16.4. Rehabilitación

16.4.1. Apuntalamiento, rehabilitación temporal y demolición

16.4.1.1. 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.

16.4.1.2. 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.

16.4.1.3. 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 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.

16.4.1.4. 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 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.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

16.5. Criterios de reparación en cimentaciones

Para la reparación y refuerzo de cimentaciones de edificios existentes deberán considerarse los criterios dados en las Secciones 15.12 y 15.13 de esta Norma.

16.6. Criterios de reparación y refuerzo en elementos de concreto

16.6.1. Alcance

Cuando 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.

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 estas normas.

16.6.1.1. 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.

16.6.2. Reparación de grietas

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 cementos hidráulicos de contracción compensada.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

En todos los casos se debe tener el concreto libre de acabados en por lo menos 300 mm adyacentes a la fisura.

16.6.3. 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 un 25 por ciento de su sección transversal, se debe reemplazarlas o bien colocar barras suplementarias que representen el doble de 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.

16.6.4. Aseguramiento de la calidad y pruebas para determinar las propiedades y características del 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.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

Los ensayos podrán ser semi destructivos y no destructivos.

16.6.4.1. Pruebas de 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 hacemos de la resistencia es a través de la dureza superficial de una capa superficial más o menos profunda.

La realización de esta prueba se deberá llevar a cabo siguiendo lo especificado en la norma vigente "Determinación del número de rebote utilizando el dispositivo conocido como esclerómetro, NMX-C-192-ONNCCE".

16.6.4.2. 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 "Determinación de la velocidad de pulso a través del concreto método de ultrasonido, NMX-C-275-ONNCCE".

16.6.4.3. Prueba de resistencia por medio de corazones de concreto

Los corazones son piezas de forma cilíndrica que se extraen del concreto mediante el corte de una broca hueca de diámetro específico.

Mediante la extracción y ensaye a compresión simple del corazón se puede determinar la resistencia del concreto, módulo de elasticidad y el diagrama esfuerzo deformación. Para la aplicación de esta prueba se deben aplicar las especificaciones de las normas: "Obtención y prueba de corazones y vigas extraídos de concreto endurecido NMX-C-169-ONNCCE-2009", "Determinación del módulo de elasticidad estático y relación de Poisson NMX-C-128-ONNCCE", y "Determinación de la resistencia a compresión de cilindros de concreto NMX-C-083-ONNCCE".

Se deberán obtener como mínimo tres corazones por tipo de elemento a evaluar.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

16.6.4.4. 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 "Practice of Petrographic Examination of Hardened Concrete", ASTM-C-856 vigente.

16.6.4.5. 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 RCDF.

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.

16.6.5. Reforzamiento

16.6.5.1. 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.

16.6.5.2. Encamisado de elementos de concreto

Los elementos de concreto se pueden reforzar colocando barras o 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,



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

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.

16.6.5.3. Reforzamiento de muros de concreto

Incremento de sección

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 aumentar 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.

16.7. Criterios de reparación y refuerzo en estructuras de acero y compuestas

16.7.1. Evaluación de estructuras existentes

Esta Sección aplica a la evaluación de la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de estructuras existentes de acero y compuestas en construcciones de la infraestructura educativa sujetas a cargas estáticas verticales (gravitacionales). Dicha evaluación se debe determinar mediante un análisis estructural, o pruebas de carga, o por una combinación del análisis estructural y las pruebas de carga cuando se especifica por el Responsable o en las especificaciones. En esta evaluación, los grados de acero no limitan a los que se mencionan en la sección A3.1 de la Especificación IMCA. Esta sección no muestra las pruebas de carga para los efectos de cargas sísmicas u otras cargas dinámicas (vibraciones).



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

16.7.1.1. Alcance

Estas disposiciones se deben aplicar cuando la evaluación de una estructura existente de acero se requiere para: (a) verificar el buen comportamiento estructural para un nuevo conjunto específico de cargas o combinaciones de diseño, o bien, (b) determinar la resistencia disponible de una nueva configuración del sistema estructural para satisfacer la demanda requerida.

La evaluación se debe realizar mediante un análisis estructural como se indica en la Sección 16.7.1.3, o a través de un programa de pruebas de carga como se indica en la Sección 16.7.1.4, o bien, mediante una combinación del análisis estructural y de pruebas de carga. Cuando se usen pruebas de carga, el ingeniero responsable debe analizar primeramente la aplicabilidad a las partes que conforman la estructura, elaborar un plan de pruebas, y desarrollar un procedimiento para prevenir la deformación excesiva permanente o de colapso catastrófico durante los ensayos.

16.7.1.2. Propiedades del material

16.7.1.2.1. Determinación de las pruebas requeridas

El Responsable debe determinar las pruebas específicas que se requieren a través de las Secciones 16.7.1.2.2 a 16.7.1.2.6, y especificar la ubicación donde se requieran. Cuando esté disponible el historial del proyecto mediante registros estará permitido reducir o eliminar las pruebas.

16.7.1.2.2. Propiedades a tensión

Las propiedades a tensión de elementos se deben considerar en la evaluación del análisis estructural (Sección 16.7.1.3) o de las pruebas de carga (Sección 16.7.1.4). En estas propiedades se debe incluir al esfuerzo de fluencia, la resistencia a tensión y el porcentaje de elongación. Cuando estén disponibles, con este propósito se permitirá considerar los resultados de los informes de las pruebas de certificación del material o los informes de certificación de las pruebas hechas por el fabricante o por un laboratorio de pruebas conforme a la norma NMX-B-252 o NMX-B-266 (equivalentes a la normas ASTM A6/A6M y A568/A568M, respectivamente). De otro modo, las pruebas a tensión deben llevarse a cabo con la norma NMX-B-172 (equivalente a la norma ASTM A370), a partir de muestras cortadas de los componentes de la estructura.

16.7.1.2.3. Composición química

Cuando la soldadura se anticipe para la reparación o para la modificación de las estructuras existentes, la composición química del acero se determinará mediante las especificaciones para la aplicación de soldaduras (WPS). Cuando



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

estén disponibles se permitirá considerar los informes de las pruebas de certificación del material o los informes de certificación de las pruebas hechas por el fabricante o por un laboratorio de pruebas de acuerdo a los procedimientos NMX o ASTM. De otro modo, el análisis se debe realizar conforme a la norma ASTM A751, a partir de muestras usadas para determinar las propiedades a tensión o de las tomadas del mismo lugar.

16.7.1.2.4. Tenacidad del metal base

Cuando los empalmes de tensión soldados en secciones pesadas y placas mayores a 50 mm (2 pulg.) sean críticos en el comportamiento de la estructura, se debe determinar la tenacidad mediante un ensaye de prueba Charpy en V, con la que se debe garantizar una energía no menor de 27 J (2,76 kg-m, 20 lb-pie) a una temperatura máxima de 21 °C, conforme a lo especificado en la sección A3.1d de la Especificación IMCA. En caso de que la tenacidad no cumpla con esta disposición, el Responsable debe decidir si son necesarias acciones correctivas.

16.7.1.2.5. Metal de soldadura

Cuando el desempeño de la estructura dependa de las conexiones soldadas se deben obtener muestras representativas del metal de soldadura, que se analizaran mediante análisis químico y pruebas mecánicas para caracterizar el metal de soldadura y determinar la magnitud y consecuencias de las imperfecciones. Si los requisitos de las especificaciones o normas no se cumplen, el ingeniero responsable debe determinar si se requieren acciones correctivas.

16.7.1.2.6. Tornillos y remaches

Se debe inspeccionar muestras representativas de tornillos para determinar las marcas y clasificaciones. Cuando los tornillos no se puedan identificar, se deben tomar muestras representativas, las cuales se deben probar para determinar su resistencia a tensión de acuerdo con la norma ASTM F606/F606M y así determinar su clasificación. Alternativamente, para fines de evaluación simplificada se pueden suponer los tornillos del tipo NMX-H-118 (ASTM A307).

En el caso de estructuras de acero conectadas con remaches, se deben tomar muestras representativas, las cuales se deben probar para determinar su resistencia a tensión. Alternativamente, para fines de evaluación simplificada se pueden suponer los remaches del tipo ASTM A502 Grado 1, a menos que un grado superior se establezca a través de los ensayos.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

16.7.1.3. Evaluación con análisis estructural

16.7.1.3.1. Datos de las dimensiones

Todas las dimensiones utilizadas en la evaluación, tales como espaciamento, la altura de las columnas, el espaciamento de los elementos, lugar de arrojamiento, las dimensiones de la sección transversal, el espesor y los detalles de conexiones se determinaran con un estudio de campo. Alternativamente, cuando estén disponibles, para determinar las dimensiones se permitirá considerar las dimensiones de los planos de diseño del proyecto con la verificación en terreno de las magnitudes críticas.

16.7.1.3.2. Evaluación de la resistencia

Las fuerzas por efectos de las cargas en miembros y conexiones se deben determinar con un análisis estructural aplicable al tipo de estructura a evaluar. Los efectos de carga se deben determinar con cargas estáticas gravitacionales y/o la combinación aplicable con cargas gravitacionales.

La resistencia disponible de los miembros y las conexiones de acero se deben determinar de acuerdo a las disposiciones de los capítulos B al K de la Especificación del IMCA, tal y como se menciona en el Capítulo 14 de esta Norma.

16.7.1.3.3. Evaluación del servicio

Cuando se requieran, las deformaciones ante cargas de servicio se deben calcular y reportar.

16.7.1.4. Evaluación con pruebas de carga

16.7.1.4.1. Determinación de la capacidad de carga mediante pruebas

En la determinación de la capacidad de carga de un piso existente o la estructura de techo se deberá aplicar gradualmente una carga de prueba de acuerdo con la planificación del ingeniero responsable. La estructura se inspeccionara visualmente para detectar signos de fatiga o falla inminente para cada nivel de carga. Si se encuentran condiciones fuera de lo común se realizaran las medidas correspondientes.

Las pruebas de resistencia de la estructura se consideraran como la carga de prueba máxima aplicada más la carga muerta in-situ. La intensidad de la carga viva del techo de una estructura se determinará mediante las pruebas de resistencia igual a $1,3CM + 1,5CV$, u otra equivalente, donde CM y CV son las cargas muerta y viva en la estructura, respectivamente. La intensidad nominal



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

de la carga viva de la estructura no debe exceder al valor estipulado en la presente norma. Es posible considerar combinaciones de carga más críticas cuando así se requiera conforme a los criterios de la norma local aplicable.

Es necesario considerar una descarga periódicamente, una vez que se ha alcanzado la intensidad de carga de servicio para identificar el inicio del comportamiento estructural inelástico a fin de documentar la cantidad y magnitud de las deformaciones inelásticas. Las deformaciones de la estructura, así como las que se presentan en los elementos, deben monitorearse en los puntos críticos durante las pruebas y referenciarse a la posición inicial antes de la carga. Es necesario demostrar que la deformación de la estructura no se incrementa más de un 10% manteniendo la carga máxima de la prueba durante una hora. Se permitirá repetir la secuencia de carga para demostrar su cumplimiento.

Es necesario registrar las deformaciones de la estructura después de 24 horas de haber removido la carga para determinar la deformación permanente. Debido a que la cantidad aceptable de deformación permanente depende de la estructura, no se especifica un límite para la deformación permanente bajo la carga máxima. Cuando no sea posible ensayar la estructura completa, se deberá seleccionar un segmento o zona representativa de la condición crítica, que no deberá ser menor a una bahía completa.

16.7.1.4.2. Evaluación de la serviciabilidad

Cuando se recomienden cargas de prueba, la estructura deberá cargarse incrementalmente hasta la intensidad de carga de servicio. Las deformaciones se deben monitorear durante una hora manteniendo la carga de servicio. Entonces, la carga se debe descargar y registrar la deformación.

16.7.1.5. Informe de evaluación

Después que se ha concluido la evaluación de una estructura existente de la infraestructura educativa, el ingeniero responsable debe preparar un reporte para documentar la evaluación. El reporte debe indicar si la evaluación se desarrolló mediante un análisis estructural, un ensayo de carga o por la combinación de ambas. Además, cuando se desarrolle un ensayo, el reporte debe incluir las cargas y las combinaciones de cargas consideradas, así como la relación observada entre (a) la carga y la deformación, y (b) el tiempo y la deformación. Toda la información relevante obtenida de los planos de diseño, reportes de los ensayos al material y otras pruebas complementarias deben ser igualmente reportadas. Finalmente, el reporte deberá indicar si la estructura, incluyendo todos los elementos y sus conexiones, son adecuados para soportar los efectos de las cargas durante su vida útil.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

16.7.2. Reparación y refuerzo de estructuras de acero

16.7.2.1. Alcance

Esta Sección aplica cuando se requiera recuperar la capacidad original de un elemento, de una conexión, o de un sistema estructural de acero. Adicional a esta Sección, se debe cumplir con el Capítulo 14 de esta Norma y con los requisitos del vigente Código de Prácticas Generales del IMCA.

16.7.2.2. Consideraciones generales

Se debe considerar todos los factores que intervengan para lograr una reparación adecuada, en los que se deben incluir la magnitud y el tipo del daño, la calidad de los materiales, la calidad de la ejecución, y los ensayos requeridos para garantizar un buen 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 estas normas.

Para garantizar la correcta ejecución y un buen control de calidad, los trabajos de reparación y refuerzo debe ser realizados por personal certificado.

16.7.2.3. Reemplazo de elementos o componentes

Los elementos de acero o componentes de una conexión (e.g., tornillos, tuercas, pernos, placas, ángulos, etc.) que presenten daño estructural severo puede ser necesario repararlos, reforzarlos, o sustituirlos con elementos nuevos, previa evaluación del plan de reparación y refuerzo. Son ejemplos de daño estructural severo los siguientes: fractura en soldaduras, en tornillos, en pernos, y en la sección neta de elementos estructurales; pandeo local de placas, y en almas o patines de elementos estructurales; pandeo por flexión, torsión o flexotorsión de columnas, y pandeo lateral-torsional de vigas.

Algunas posibles soluciones de reparación incluyen, aunque no se limita a las siguientes:

- Enderezamiento con flama. Este método no se puede usar cuando se tenga indicios de que al acero alcanza una deformación unitaria mayor a 0,01, cuando el elemento tenga excesivos pliegues, o cuando el elemento vaya a estar sujeto a cargas cíclicas (a menos que se agreguen cubreplacas atornilladas).
- Enderezamiento mecánico en caliente. Se debe limitar la temperatura del precalentamiento a 640 °C. Debe ser aplicado por personal calificado y que cuente con el equipo necesario.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

- Enderezamiento mecánico en frío. Este método no se puede usar cuando se tenga indicios de que al acero alcanza una deformación unitaria mayor a 0,05, cuando el elemento tenga fracturas, excesivos pliegues, o cuando el elemento vaya a estar sujeto a cargas cíclicas.
- Empleo de soldadura en algunos tipos de reparación, incluyendo incremento de la sección transversal al soldar elementos adicionales, reparación de defectos, fracturas no generadas por cargas cíclicas, o relleno de barrenos. No se debe soldar acero que tenga un contenido de carbono equivalente mayor a 0,50, o bien, con valores de tenacidad menores a 27 J (2,76 kg-m, 20 lb-pie) a 21 °C obtenido en la prueba de impacto Charpy.
- Empleo de tornillos de alta resistencia, en conjunto con empalmes de placas de acero. Todos los tornillos deben tener un apriete ajustado, y después deben ser pretensados al límite indicado por la Especificación IMCA o las NTC-Metálicas.
- Reemplazo de remaches por tornillos de alta resistencia pretensados en las conexiones.
- Reemplazo parcial de segmentos de acero. Un reemplazo parcial puede consistir de un inserto o empalme, el cual puede unirse mediante soldadura o mediante tornillos, pero no con ambos. No se deben usar insertos o empalmes soldados en elementos sujetos a carga cíclica.
- Reemplazo completo de elementos de acero. Un reemplazo completo del elemento estructural se debe aplicar cuando el daño se presente en la mayor parte de la longitud del elemento, a menos que el plan de reparación sugiera una reparación alterna con la que se tenga el mismo desempeño.

16.7.2.4. Reparación de daños por corrosión

Todo el acero con evidencia de corrosión se debe limpiar, y enseguida aplicar alguna protección anticorrosiva activa o pasiva. Se debe reemplazar el elemento o componente de acero corroído en el que se ha perdido más de un 25 por ciento de la sección transversal.

16.7.2.5. Reforzamiento

Cuando se requiera modificar las capacidades resistentes o de deformación de un elemento o sistema estructural, será necesario recurrir a su reforzamiento.

En caso de requerirse un reforzamiento en un elemento o en el sistema estructural, se debe considerar los cambios de resistencia y rigidez, y 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 estados límite de servicio o de falla prematuramente, o bien, que puedan conducir a comportamientos desfavorables o inestables.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

El análisis estructural debe realizarse con las condiciones que reflejen el comportamiento de la estructura reforzada, incluyendo la influencia de los elementos que aportan rigidez, así como la influencia de los efectos de segundo orden, de las conexiones, y de otros componentes que contribuyan a las deformaciones de los elementos o del sistema estructural.

Algunas posibles soluciones de refuerzo incluyen, aunque no se limita a las siguientes:

- Adición de placas (e.g., cubreplacas, placas de relleno, placas atiesadoras, diafragmas, placas de continuidad, placas de soporte) o de perfiles en los elementos originales para formar secciones armadas de mayor área e inercia. Estos componentes adicionales pueden conectarse a los elementos originales con soldaduras o con tornillos, y pueden remplazar segmentos con corrosión, aumentar la resistencia, disminuir las deformaciones, o evitar efectos de pandeo.
- Rigidización de conexiones viga-columna en marcos rígidos de acero, y su evaluación para garantizar que las conexiones viga-columna desarrollen una capacidad a rotación mayor a la supuesta en el diseño del sistema.
- Adición de elementos que aporten rigidez lateral al sistema, tales como contravientos concéntricos, contravientos excéntricos, contravientos restringidos al pandeo, muros de placa de acero, muros de concreto, muros compuestos, entre otros.
- Adición de concreto en una configuración que permita a las vigas o las columnas de acero trabajen en acción compuesta con el concreto, y así aumentar su resistencia, rigidez, y capacidad de deformación. En este caso, se debe garantizar que exista algún mecanismo de resistencia de la carga en la interfaz concreto-acero.
- Adición de elementos que disipen energía, que aíslen la base, o que minimicen la respuesta estructural de la estructura.

16.7.3. Reparación y refuerzo de estructuras compuestas

Para la reparación y refuerzo de elementos compuestos en estructuras existentes deberán considerarse los criterios dados en la Sección 16.6 para los componentes de concreto y de acero de refuerzo, y de la Sección 16.7.2 para los componentes de acero estructural.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

16.8. Criterios de reparación y refuerzo en estructuras de mampostería

16.8.1. Reparación de elementos

16.8.1.1. Alcance

Cuando 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.

16.8.1.2. 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.

16.8.1.3. 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.

Cuando 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.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

En todos los casos, se debe retirar el acabado del muro cuando menos en los 300 mm adyacentes a la grieta.

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.

16.8.1.4. 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 debe reemplazarlas 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.

16.8.2. Refuerzo

16.8.2.1. Generalidades

Cuando se requiera modificar las capacidades resistente 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



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

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.

16.8.2.2. 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 las Secciones 12.2.2, 12.4 y 12.6.

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.

16.8.2.3. 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 12.2.2 y 12.3.1. En el diseño, detallado y construcción de los nuevos castillos y dalas se deberá seguir lo indicado en las Secciones 12.2.2, 12.3.1 y 12.6. Se deberá anclar el refuerzo longitudinal de manera que alcance su esfuerzo de fluencia especificado.

16.8.2.4. 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.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

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 la Sección 12.3.3.

16.9. Sistemas de control de respuesta

Cuando se requiera el proceso de rehabilitación o refuerzo en una estructura y se usen sistemas no convencionales de resistencia sísmica, tales como aisladores de base o dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de evaluación y diseño que difieran de los aquí especificados, pero congruentes con ellos, si se demuestran, tanto la eficacia de los dispositivos y soluciones estructurales, como la validez de los valores de amortiguamiento y del factor de comportamiento sísmico que se propongan. También deberá demostrarse el cumplimiento de los estados límite de servicio y de falla.

17. EVALUACIÓN DE LA CONFORMIDAD

El cumplimiento de esta norma será en base a cada uno de los requisitos establecidos en la misma.



SECRETARÍA
DE ECONOMÍA

18. BIBLIOGRAFÍA

- ASTM C 270 - 14a Standard Specification for Mortar for Unit Masonry.
- Comisión Federal de Electricidad (CFE) e Instituto de Investigaciones Eléctricas (IIE), Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo. México (2008).
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, publicado el 29 de enero de 2004 en la Gaceta Oficial del Distrito Federal, pp. 56-115.
- Gobierno del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I, No. 103-bis, México, D.F., 6 de octubre de 2004, pp. 4-53.
- Gobierno del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I, No. 103-Bis, México, D.F., 6 de octubre de 2004, pp. 88-194.
- Gobierno del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I, No. 103-Bis, México, D.F., 6 de octubre de 2004, pp. 195-282.
- Gobierno del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-Bis, México, D.F., 6 de octubre de 2004, pp. 2-10.
- Gobierno del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-Bis, México, D.F., 6 de octubre de 2004, pp. 11-39.
- Gobierno del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño por viento", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-Bis, México, D.F., 6 de octubre de 2004, pp. 40-54.
- Gobierno del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-Bis, México, D.F., 6 de octubre de 2004, pp. 55-77.
- Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 4 de enero de 2000, última reforma publicada en el Diario Oficial de la federación el 11 de agosto de 2014.
- Ley General de Protección Civil, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de junio de 2012, última reforma publicada en el Diario Oficial de la Federación el 3 de junio de 2014.



**SECRETARÍA
DE ECONOMÍA**

- Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA), "Manual de Construcción en Acero", 5a. edición, Editorial Limusa, 2014.
- Ismael-Hernández E., Mora Pino, D.I, Herrera-Hernández, J.A., Herrera Bautista, A., Lira Romero, E., Orozco Arellano D.I. y Hernández Carreño, I.A. (2013) "Estimación de la vulnerabilidad estructural y de un índice preliminar de riesgo sísmico de construcciones escolares". Memorias del XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Boca del Rio, Ver. Normas y Especificaciones para Estudios, Proyectos, Construcción e Instalaciones del INIFED, México, D.F., 2014.
- Reglamento de la Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas, publicado en el Diario Oficial de la Federación el 28 de julio de 2010.

19. CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES

Esta norma mexicana no coincide con ninguna Norma Internacional por no existir referencia alguna al momento de su elaboración.

México, D.F. a 27 de octubre de 2015

LIC. ALBERTO ULISES ESTEBAN MARINA
DIRECTOR GENERAL