



SECRETARÍA EJECUTIVA - SISTEMA NACIONAL PARA LA PREVENCIÓN,
MITIGACIÓN Y ATENCIÓN DE DESASTRES



MINISTERIO DE TRANSPORTE E INFRAESTRUCTURA

**PROYECTO REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD ANTE
DESASTRES NATURALES**

**REVISIÓN Y ACTUALIZACIÓN DEL REGLAMENTO NACIONAL DE
CONSTRUCCIÓN**

REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

22 DE JUNIO DE 2005

DRM WORLD INSTITUTE FOR DISASTER RISK MANAGEMENT, INC.



Preámbulo

El presente documento contiene la propuesta del primer título del Reglamento Nacional de Construcción “Requisitos Generales de Diseño y Construcción”.

La actualización del Reglamento Nacional de Construcciones de Nicaragua nace por una iniciativa del Gobierno de la República de Nicaragua a través del Comité de Infraestructura del Sistema Nacional de Prevención, Mitigación y Atención de Desastres SINAPRED. La entidad técnica encargada de la actualización es la Dirección de Normas del Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI).

El presente título “Requisitos Generales de Diseño y Construcción” fue elaborado durante el año 2004 en el marco del componente B “Programa y Estrategia Nacional de Mitigación” del “Proyecto de Reducción de Vulnerabilidad ante Desastres Naturales”, proyecto financiado por el Banco Mundial. La elaboración del documento fue acompañada de un proceso de consulta con la comunidad de ingenieros en Nicaragua a través de tres talleres participativos. La empresa consultora World Institute for Disaster Risk Management, Inc. (DRM) apoyó al MTI en la elaboración.

El título “Requisitos Generales de Diseño y Construcción” se desarrolla en 108 artículos, agrupados en 21 capítulos, bajo los cuatro títulos “Definiciones y Criterios Generales de Diseño”, “Normas Técnicas para Diseño por Sismo”, “Normas Técnicas para Diseño por Viento”, y Normas Técnicas para realizar Estudios de Microzonificación Sísmica”.

A continuación se presenta la lista completa de los títulos previstos para el Reglamento Nacional de Construcción:

1. Requisitos Generales de Diseño y Construcción.
2. Normas para el Diseño de Estructuras de Concreto
3. Normas para el Diseño de Estructuras de Mampostería
4. Normas para el Diseño de Estructuras de Acero
5. Normas para el Diseño de Estructuras de Madera
6. Normas para el Diseño de Estructuras de Tierra
7. Normas para el Diseño de Sistemas Constructivos Novedosos
8. Normas para el Diseño Arquitectónico en Edificaciones
9. Normas para la Seguridad e Higiene en la Construcción
10. Regulación para el Ejercicio de las Empresas Constructoras y Consultoras
11. Regulación para el Permiso de Construcción
12. Regulaciones Especiales

Nomenclatura

α	exponente que determina la variación del viento con la altura
Δ	Desplazamiento relativo de un nivel respecto del inferior en un entrepiso
δ	altura a partir de la cual se considera que la variación de la velocidad del viento es despreciable
$\{\phi_i\}$	vector de amplitudes del i -ésimo modo natural de vibrar de una estructura, ecuación (17)
Φ	relación de solidez
Ω	factor de reducción por sobrerresistencia
A	área tributaria de un elemento estructural
a	ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, en porcentaje de g
a_0	aceleración máxima del terreno, corresponde a la aceleración espectral cuando $T=0$.
b	dimensión en planta de la edificación medida perpendicularmente a la acción del sismo, ecuación (14)
B_v	dimensión horizontal de un marco (o tablero) de la estructura donde se colocará una ventana
c	coeficiente sísmico
c'	factor por el que se debe multiplicar el peso de un nivel para obtener la fuerza de sismo F en dicho nivel
C_p	coeficiente de presión local
C_R	coeficiente sísmico reducido con el que se calculan los cortantes sísmicos de entrepiso empleando el método simplificado
d	diferencia en el valor de $a/\Omega Q'$ que llevaría a la falla en uno y otro sentido en estructuras con asimetría en su comportamiento
D_{rel}	desplazamiento horizontal o vertical relativo entre las 2 porciones de terreno que indican una falla geológica, en ecuación (2)
e_D	excentricidad torsional de diseño en un entrepiso
e_s	excentricidad torsional de un entrepiso, definido como la distancia entre el punto de aplicación de la carga de sismo y el centro de torsión del entrepiso
f	desplome del edificio dividido entre su altura
F_α	factor que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura
F_{AE}	factor con el que se calcula el área efectiva de muros a partir del área bruta, ecuación (4)
F_i	fuerza de sismo correspondiente al i -ésimo nivel, empleando el método estático
F_i	fuerza lateral arbitraria aplicada en el i -ésimo nivel, ecuación (10)
F_s	fuerza de sismo
F_{TR}	factor correctivo por topografía y rugosidad del terreno
g	aceleración de la gravedad, 9.81 m/s^2
h	altura del entrepiso
H	altura de entrepiso
h_i	altura a la que se sitúa el i -ésimo nivel de la estructura respecto del nivel de base, ecuación (9)
h_n	espesor del n -ésimo estrato de suelo.
H_v	altura (dimensión vertical) del marco (o tablero) de la estructura donde se colocará una ventana
$\{J\}$	vector que relaciona el movimiento de los grados de libertad en una estructura con un movimiento estático de la base; usualmente esta formado por "unos", ecuación (17)
L	longitud del muro
l_{ic}	longitud del i -ésimo muro central en una edificación sin diafragma rígido, ecuación (6)
l_{ie}	longitud del i -ésimo muro extremo en una edificación sin diafragma rígido, ecuación (6)
N	número de estratos del suelo
ρ_z	presión ejercida por el flujo de aire sobre una construcción
Q	capacidad dúctil de una estructura
Q'	factor de reducción por comportamiento dúctil de una estructura
r_0	radio de giro de la masa de una estructura tipo péndulo invertido con respecto a un eje horizontal
S	factor de amplificación por tipo de suelo
T	valor del periodo de la estructura
T_a	valor del periodo estructural que limite la parte ascendente del espectro de diseño
T_b	valor del periodo estructural que limite la parte plana del espectro de diseño
T_c	valor del periodo estructural que define un cambio en el régimen descendente del espectro de diseño
u	giro de la masa de una estructura tipo péndulo invertido, ecuación (12)
V	cortante de entrepiso
V_0	fuerza cortante en la base del edificio (cortante basal)
V_D	velocidad de diseño
V_n	velocidad de ondas de cortante del n -ésimo estrato de suelo
V_R	velocidad regional

V_s	velocidad promedio de propagación de ondas de cortante en suelos estratificados
w	carga vertical que soporta un muro transmitida por la cubierta, por unidad de longitud
P_y	peso de la porción de edificio por arriba de un entrepiso, en la ecuación (1)
W	carga viva unitaria media
W	peso sísmico actuando sobre una cubierta ligera y que se repartirá entre los muros portante para determinar la fuerza sísmica de diseño, ecuación (6)
$[W]$	matriz de pesos de las masas de una estructura, ecuación (17)
W_0	peso sísmico de la edificación por encima del nivel base
W_{ei}	peso modal efectivo del i -ésimo modo, ecuación (9)
W_i	peso sísmico del i -ésimo nivel, ecuación (9)
W_i	carga viva unitaria incidental
W_m	carga viva unitaria máxima
x	desplazamiento lateral de la masa de una estructura tipo péndulo invertido, ecuación (12)
x	cociente entre la separación centro a centro entre armaduras o marcos y su peralte
x_i	desplazamiento del i -ésimo nivel, ecuación (10)
Y_i	respuesta del i -ésimo modo de vibrar de una estructura
Y_T	respuesta modal total, resultado de combinar respuestas modales
z	altura medida desde el suelo

TÍTULO 1. DEFINICIONES Y CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

Capítulo 1 DEFINICIONES Y CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

Artículo 1.(Alcance)

El objetivo de este Título es establecer los criterios que deberán seguirse para el diseño estructural de edificaciones dentro de la República de Nicaragua. Los criterios corresponden tanto a los estados de seguridad estructural como de operación o servicio.

Artículo 2.(Unidades)

En todo el documento se empleará el sistema métrico decimal.

Artículo 3. (Acciones de diseño)

Se llama acciones ó fuerzas de diseño a todas aquellas perturbaciones que afectan a la estructura y que generan en ella un sistema de fuerzas internas (fuerza axial, cortante, momento flexionante y momento torsionante) para mantener el equilibrio y estabilidad de la estructura.

Artículo 4. (Distorsión de entrepiso)

Se conoce como distorsión de entrepiso o deriva al cociente entre la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos de la estructura entre la altura de dicho entrepiso.

Artículo 5.(Sistema estructural)

Toda edificación debe contar con un sistema estructural que permita el flujo adecuado de las fuerzas que generan las distintas acciones de diseño, para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera continua y eficiente hasta la cimentación. Debe contar además con una cimentación que garantice la correcta transmisión de dichas fuerzas al subsuelo.

Artículo 6.(Estados límite)

Un estado límite está definido por una combinación de fuerzas, desplazamiento o niveles de fatiga, que determinan el inicio de un comportamiento inaceptable de la estructura. Para efectos de diseño estructural, se deben considerar, como mínimo, dos estados límite: el estado límite de falla, y el estado límite de servicio.

Se considera como estado límite de falla al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o cualquiera de sus componentes, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga. Esto se refiere, en general, a que se alcance, en las secciones críticas de los elementos estructurales, la capacidad ante carga axial, flexión, cortante, torsión, o combinaciones de estas fuerzas internas.

Se define como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación.

Artículo 7. (Estado límite de falla)

En el estado límite de falla se deberá garantizar que:

- a) La resistencia de las secciones críticas de la estructura es mayor que las acciones de diseño obtenidas de las combinaciones de acciones definidas en el Artículo 31.
- b) Que la distorsión de entrepiso o deriva máxima del edificio no exceda los valores máximos permisibles que corresponden al sistema estructural en cuestión y a la carga que los origine. Dichos valores se presentan en la Tabla 14 (Artículo 81) para el caso de sismo.

Artículo 8. (Estado límite de servicio)

En el estado límite de servicio se deberá garantizar que:

- a) La máxima deflexión de una viga no sea mayor que el claro entre 240 más 0.5 cm. En el caso de que sobre la viga existan elementos no estructurales que puedan resultar afectados por desplazamientos verticales apreciables, la máxima deflexión (luego de colocar los elementos no estructurales) no será mayor al valor del claro de la viga entre 480 más 0.3 cm. En el caso de volados, los límites se duplicarán.
- b) La máxima distorsión de entrepiso o deriva producida por fuerzas gravitacionales (verticales) no será mayor que la altura del entrepiso entre 500 cuando existan elementos no estructurales incapaces de resistir deformaciones apreciables. En el caso de que los elementos no estructurales estén correctamente desligados de la estructura o estos estén hechos de materiales que permitan las deformaciones, entonces el límite para la distorsión de entrepiso será igual a la altura del entrepiso entre 250.
- c) La máxima distorsión de entrepiso o deriva producida por fuerzas laterales asociadas a un estado límite de servicio no serán mayores que 0.002 cuando existan elementos no estructurales incapaces de soportar deformaciones apreciables ligados a la estructura, o 0.004 cuando estos elementos no estructurales no existan o estén desligados de la estructura.
- d) Que las amplitudes de las vibraciones no excedan los valores indicados en los apartados a) y b), y que dichas amplitudes en las frecuencias que se presentan no produzcan incomodidad a los ocupantes del inmueble o daños en equipos sensibles a él.

Artículo 9. (Cargas)

Para el diseño de los elementos estructurales se deberán considerar todas las cargas muertas, cargas vivas, de sismo o de viento con las intensidades que se establecen en el Artículo 55, con las salvedades que se especifican en el capítulo 6 y combinados de la manera indicada en el Artículo 46.

Se deberán considerar también cargas como empujes de líquidos o tierra, así como cambios de temperatura, contracción, asentamientos diferenciales, etc. en los casos en que estas cargas sean significativos. Asimismo, se deberá tomar en cuenta las cargas producidas por equipos y/o maquinaria que no estén consideradas en el capítulo 2 de este reglamento.

Artículo 10. (Tipos de carga)

Se considerarán 3 tipos de cargas o acciones sobre las estructuras, de acuerdo a la duración de ellas cuando actúan sobre las estructuras, y son:

- a) Cargas permanentes o que actúan en forma continua sobre la estructura. También se considera cargas permanentes aquellas que sufren variaciones pequeñas en periodos de tiempo muy largos. Ejemplos de estas cargas son: el peso propio de la estructura y elementos no estructurales fijos (carga muerta), empujes de tierra y de líquidos, deformaciones impuestas a la estructura que varían poco con el tiempo como los debidos al preesfuerzo o a movimientos diferenciales de los apoyos.

- b) Cargas variables, son aquellas cuya intensidad varía significativamente en el tiempo. Ejemplos de estas cargas son: cargas vivas, cambios de temperatura, deformaciones impuestas y asentamientos diferenciales cuya intensidad varíe con el tiempo, y las acciones de maquinarias y equipo sobre la estructura. Además, en donde aplique, se deberá considerar los efectos de impacto, frenaje y vibraciones causadas por cargas variables durante la operación del edificio o estructura.
- c) Cargas accidentales, son acciones no permanente ni variables, de intensidad significativa y de duración breve y que pueden afectar a la estructura durante su operación. Ejemplos de este tipo de acciones son los sismos, los vientos, efectos de incendios, explosiones, etc.

Artículo 11. (Intensidades de las cargas)

Las intensidades de las acciones permanentes para diseño se tomarán del Artículo 20, las acciones variables del Artículo 21, las acciones debidas a sismo del Título 2 y las de viento del Título 3.

Para cargas no especificadas en ninguno de los artículos señalados, se deberá establecer su intensidad siguiendo un procedimiento razonable, adjuntándolo a la memoria de cálculos correspondiente y el valor determinado deberá aparecer en los planos estructurales, teniendo en cuenta lo siguiente:

- a) para cargas permanentes deberá tomarse en cuenta las incertidumbres en valores como pesos volumétricos, dimensiones de elementos, etc, de manera que se seleccione un valor máximo probable. Si la carga permanente es benéfica para la estabilidad global de la estructura, entonces deberá proponerse un valor mínimo probable.
- b) Para acciones variables se determinará un valor máximo (el máximo posible de ocurrir durante todo el tiempo de operación del edificio, y que se empleará para diseño combinado con las cargas permanentes), un valor medio (empleado para cálculo de asentamientos y deformaciones de largo plazo, y que representa el valor medio que estará aplicado sobre la estructura durante el tiempo de operación), un valor instantáneo (empleado para diseño combinado con acciones accidentales, y represente el valor probable de la carga viva durante el breve lapso en que se presenta una carga accidental) y un valor mínimo (empleado cuando la carga variable sea favorable para la estabilidad de la estructura; este valor puede ser cero).
- c) Para cargas accidentales diferentes de las de sismo y viento se tomará la intensidad que corresponda a un periodo de retorno de 50 años.

Artículo 12. (Métodos de análisis estructural)

Las fuerzas internas y las deformaciones de los elementos estructurales se determinarán mediante un análisis estructural empleando un método reconocido para ello. Deberán tomarse en cuenta, al menos, las propiedades mecánicas de los materiales que corresponden a la naturaleza de las cargas que se impondrán a la estructura.

Artículo 13. (Combinaciones de carga)

Se deberán considerar todas las combinaciones de cargas o acciones que no tengan una probabilidad despreciable de ocurrir. Como mínimo se emplearán las combinaciones de cargas señaladas en el Artículo 31.

Artículo 14. (Deformaciones)

Los desplazamientos y deformaciones de la estructura determinados en el análisis estructural debidos a cargas gravitacionales que se emplearán para la revisión de estados límite (Artículo 6) deberán considerar los efectos de largo plazo.

Artículo 15. (Efectos de segundo orden)

En el análisis estructural, cuando se considere la acción de una fuerza horizontal, se deberá considerar explícitamente el efecto de segundo orden o efecto P-Δ. Se podrá despreciar este efecto en los entresijos en que se cumple que:

$$\frac{\Delta}{h} \leq 0.08 \frac{V}{P_y} \tag{1}$$

en donde Δ es el desplazamiento relativo de un nivel respecto del inferior en el entresijo ante la acción de las fuerzas horizontales

h es la altura de dicho entrepiso

V es el cortante de entrepiso

P_V es la carga vertical que actúa sobre la porción del edificio por encima del entrepiso considerado, y que toma en cuenta la carga muerta y la carga viva.

Para el caso de sismo, deberá además tomar en consideración las disposiciones que al respecto se hagan en el Artículo 38 y siguientes.

Artículo 16. (Criterio de Diseño Estructural)

Toda estructura se diseñara para tener una seguridad adecuada frente a estados límite de falla o colapso, y para no rebasar ninguno de los estados límite de servicio.

Artículo 17. (Clasificación de las Estructuras)

Para efectos del diseño estructural se considerará que las estructuras se pueden clasificar en:

- a) Estructuras esenciales: (Grupo A) son aquellas estructuras que por su importancia estratégica para atender a la población inmediatamente después de ocurrido un desastre es necesario que permanezcan operativas luego de un sismo intenso, como hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, edificios de gobierno, escuelas, centrales telefónicas, terminales de transporte, etc. También se ubican dentro de este grupo las estructuras cuya falla parcial o total represente un riesgo para la población como depósitos de sustancias tóxicas o inflamables, estadios, templos, salas de espectáculos, gasolineras, etc. Asimismo, se considerará dentro de este grupo a aquellas estructuras cuya falla total o parcial causaría pérdidas económicas o culturales excepcionales, como museos, archivos y registros públicos de particular importancia, monumentos, puentes, etc.
- b) Estructuras de normal importancia: (Grupo B) son aquellas en el que el grado de seguridad requerido es intermedio, y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia como viviendas, edificios de oficinas, locales comerciales, naves industriales, hoteles, depósitos y demás estructuras urbanas no consideradas esenciales, etc.
- c) Estructuras de menor importancia: (**Grupo C**) son aquellas estructuras aisladas cuyo falla total o parcial no pone en riesgo la vida de las personas, como barandales y cercos de altura menor a 2.5m.

Artículo 18. (Resistencia)

Se denominará resistencia a la magnitud de la fuerza interna que provocará en la estructura o en un elemento de ella la inminente aparición de un estado límite de falla. Las fuerzas internas de un elemento estructural son la fuerza axial, las fuerzas cortantes, los momentos flexionantes y momentos torsionantes. El cálculo de la resistencia de un elemento estructural depende del tipo de fuerza interna y del material de dicho elemento, para lo cual se deberán seguir los procedimientos establecidos en las normas correspondientes.

Cuando se trate de un material no contemplado en las normas de diseño que forman parte de este Reglamento o cuando se emplee un material especificado en las normas pero el ingeniero encargado del diseño estructural lo considere necesario, se deberá adjuntar a la memoria de cálculos el procedimiento seguido para la determinación de las resistencias de diseño y acompañar los documentos que permitan a la autoridad encargada de garantizar el cumplimiento de este Reglamento revisar y eventualmente aprobar dicho procedimiento.

Artículo 19. (Colindancias)

Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 50 mm, ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel de que se trate. En este caso deben incluirse los desplazamientos debidos a la flexión de conjunto de la estructura y al giro de su base, en caso de que sean significativos.

En caso de que en un predio adyacente se encuentre una construcción que esté separada del lindero una distancia menor que la antes especificada, deberá dejarse en la nueva construcción una distancia tal que la separación entre las dos construcciones no sea menor de la suma de las requeridas para cada una, según esta sección. Sólo será admisible dejar la separación requerida para la construcción nueva, cuando se tomen precauciones que, a satisfacción del MTI y Gobiernos Municipales, garanticen evitar daños por el posible contacto entre las dos construcciones durante un sismo.

La separación entre cuerpos de un mismo edificio o entre edificios adyacentes será cuando menos igual a la suma de las que corresponden a cada uno, de acuerdo con los párrafos precedentes. Podrá dejarse una separación igual a la mitad de dicha suma si los dos cuerpos tienen la misma altura y estructuración y, además, las losas coinciden a la misma altura, en todos los niveles. En los planos arquitectónicos y en los estructurales se anotarán las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio. Los espacios entre edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material. Si se usan tapajuntas, éstas deben permitir los desplazamientos relativos, tanto en su plano como perpendicularmente a él.

Capítulo 2 CARGAS

Artículo 20. (Cargas muertas)

Se considerará como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia substancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Se considerará el peso de todos los dispositivos de servicio de la edificación, inclusive las tuberías, ductos, y equipos de aire acondicionado, instalaciones eléctricas, ascensores, maquinaria para ascensores y otros dispositivos fijos similares. El peso de todo este material se incluirá en la carga muerta.

El peso de los equipos con el que se amueble una zona dada, será considerado como carga viva. De la Tabla 1 a la Tabla 8 se establecen algunos pesos reales de diferentes elementos que pueden ser usados como guía en el cálculo de las cargas muertas. Para otros productos se utilizará el que especifique el fabricante.

Tabla 1. Cubiertas de techo (incluye material de fijación).

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Zinc corrugado calibre 28	3.6
Zinc corrugado calibre 26	5.4
Zinc corrugado calibre 24	6.1
Asbesto cemento 5 mm tipo Tejalita	9
Asbesto Cemento o Fibrocemento, lámina ondulada 6 mm	18
Asbesto cemento autoportante tipo Canaleta	19
Autoportante tipo maxiplac	15
Teja de barro tipo española nacional, saturada. Nota: en techo de teja deberá añadirse 35 kg/m en líneas de cumbre y de limatesas	50
Cartón asfáltico de 3 capas	35

Tabla 2. Cielos rasos.

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Cielo raso de Plywood de 3/16" con estructura de madera	14
Cielo raso de Plywood de 1/4" con estructura de madera	16
Fibrocemento liso 4 mm con estructura de madera	18
Fibrocemento liso 6 mm con estructura de madera	22
Fibrocemento liso 4 mm con perfiles de aluminio	5
Fibrocemento liso 6 mm con perfiles de aluminio	7
Machihembre de 1/2"	7
Yeso con perfiles de aluminio	8
Placa de 1/2" de fibrocemento reforzada con malla de fibra de vidrio	18
Mortero: cemento cal y arena en malla metálica (15 mm)	30

Tabla 3. Cubierta de pisos.

CONCEPTO	PESO (kg/m²)
Ladrillo de cemento	83
Ladrillo de barro	58
Ladrillo de Cerámica	30
Fibrocemento de 20 mm	22

Tabla 4. Paredes.

CONCEPTO	PESO (kg/m²)
Planchetas para paredes prefabricadas, área visible, sin viga corona	110
Bloque decorativo de concreto	117
Lámina Troquelada con estructura de perlines	6
Estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores	23
Esqueleto madera 2" x 3" con Plywood ¼" ambas caras	10
Esqueleto madera 2" x 3" con Plycem 6 mm ambas caras	16
Bloque de cemento de 10 x 20 x 40	140
Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	200
Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	228
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	260
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	300
Paneles de doble electromalla de acero con núcleo de poroplast (2.5 de repello ambas caras)	150
Bloque sólido de barro de 5.6 cmx20.3 cmx10.5 cm	172
Bloque sólido de barro de 5.2 cmx25.3 cmx13.3 cm	210
Bloque sólido de barro de 5.8 cmx29.8 cmx15.2 cm	255
Piedra Cantera 15x40x60	255
Ventanas de Paletas de vidrio con Estructura de aluminio	20
Ventanas de Vidrio Fijo con Estructura de Aluminio	35

Nota: Para paredes con repello de 1 cm. de espesor, agregar 20 kg/m² por cada cara repellada.

Tabla 5. Materiales almacenables.

A. ROCAS	Kg/m³		C. MATERIALES DIVERSOS	Kg/m³
Arenisca	2600		Alquitrán	1200
Arenisca porosa y caliza porosa	2400		Asfalto	1300
Basalto, diorita	3000		Caucho en plancha	1700
Calizas compactas y mármoles	2800		Papel	1100
Granito, sienita, diabasa, pórfido	2800		Plástico en plancha	2100
Gneis	3000		Vidrio plano	2600
Mármol	2700			
Pizarra	2800		D. METALES	
B. MADERAS			Acero	7850
Pochote	530		Hierro dulce	7800
Pino Costeño	801		Fundición	7250
Pino Ocote	660		Aluminio	2750
Genízaro	513		Plomo	11400
Cedro Macho	615		Cobre	8900
Cedro Real	481		Bronce	8500
Laurel hembra	561		Zinc	6900
Almendro	770		Estaño	7400
Bálsamo	960		Latón	8500
Roble	745		Mercurio	13600
Caoba	500		Níquel	9000
Cortez	960			
Guayabo	738		E. OTROS	
Guayacán	1240		Vidrios	2500
Laurel	565		Concreto asfáltico	2400
Comenegro	950		Losetas	2400
Guapinol	930		Cartón bituminado	600
Níspero	1010		Asbesto – cemento	2500
Madero Negro	960		Leña	600
Mora	920		Tierra	1600
Melón	930			
Ñambar	1100			

Tabla 6. Materiales de construcción.

MATERIAL	Kg/m³
Arena	1500
Arena de Pómez	700
Cal en polvo	1000
Cal en terrón	1000
Cemento en sacos	1600
Cemento en polvo	1200
Grava	1700
Piedra cantera	1440
Acero Estructural	7850

Tabla 7. Productos agrícolas.

PRODUCTO	Kg/m³
Avena	450
Azúcar	750
Cebada	650
Centeno	800
Frutas	650
Harina y salvado	500
Maíz	750
Papas	700
Pastos secos	400
Sal	1000
Trigo, frijoles, arroz	750

Tabla 8. Líquidos.

MATERIAL	Kg/m³
Aceite de Creosota	1100
Aceite de Linaza	940
Aceite de Ricino	970
Aceite Mineral	930
Acetona	790
Ácido clorhídrico al 40%	1200
Ácido nítrico al 40%	1250
Ácido sulfúrico al 50%	1400
Ácido Muriático	1200
Agua	1000
Agua de mar	1030
Alcohol etílico	800
Anilina	1040
Bencina	700
Benzol	900
Cerveza	1030
Gasolina	750
Leche	1030
Petróleo	800
Soda Cáustica	1700
Sulfuro de carbono	1290

Cuando no se realice un análisis detallado puede considerarse un peso de acabados de 120 Kg/m² y un peso de 150 Kg/m² para los muros divisorios, en pisos y terrazas.

Artículo 21. (Cargas vivas)

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. Deberán ser consideradas en el diseño las cargas vivas mas altas que

DESTINO	MAXIMA (Wm)	MEDIA (W)	INCIDENTAL (Wi)	Notas
Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	400	15	200	

Observaciones a la Tabla 9.

- (1). Para elementos con área tributaria, A, mayor de 36 m², Wm podrá reducirse, tomándola igual a $100 + 420/\sqrt{A}$. Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de Wm una carga de 500 kg aplicada sobre un área de 50 x 50 cm en la posición más crítica.
- (2). Para elementos con área tributaria, A, mayor de 36 m², Wm podrá reducirse, tomándola igual a $180 + 420/\sqrt{A}$. Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de Wm una carga de 1000 kg aplicada sobre un área de 50 x 50 cm en la posición más crítica.
- (3). Para el diseño de pretilas de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se tomará en cuenta lo estipulado en el Artículo 28.
- (4). La carga unitaria Wm, deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.
- (5). Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por recipientes de agua y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse o colgarse. 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 100 kg aplicada en la posición más crítica.
- (6). Más una carga concentrada de 1500 kg en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

Artículo 22. (intensidad)

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

- 1) La carga viva máxima Wm se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de las cimentaciones ante cargas gravitacionales.
- 2) La carga viva media W se deberá utilizar en el cálculo de deflexiones y asentamientos diferidos.
- 3) La carga viva incidental Wi se deberá usar para los análisis por sismo y por viento.
- 4) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en los casos de flotación, de volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área.
- 5) Las cargas vivas uniformes de la Tabla 9 (Cargas Vivas Unitarias Mínimas) se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento, entendiéndose por área tributaria el área que incide con su carga unitaria sobre el elemento en referencia, de acuerdo al tipo de losa o cubierta de que se trate.

Artículo 23. (Carga viva en techos livianos).

Para el caso de techos livianos de cubiertas onduladas (incluyendo la teja de barro), los elementos estructurales resistentes (tales como perlines de madera ó metálicos), podrán ser diseñados para los efectos que resulten de la superposición de una carga concentrada de 100 kg en la posición más desfavorable del miembro resistente, más una carga uniformemente distribuida de 10 kg/m².

Para el caso de elementos estructurales principales (tales como cerchas, marcos y vigas principales) que soportan techos livianos de cubiertas onduladas, se considerará una carga concentrada de 200 kg en la posición más desfavorable del elemento resistente, independientemente de la posición de la cumbrera cuando posee dos vertientes. Se adicionará una carga uniformemente distribuida de 10 kg/m².

Para efecto de sismo, la carga viva incidental a emplearse será de 10 kg/m².

Artículo 24. Cargas debidas a ceniza volcánica.

En localidades como León, Carazo, Masaya y en cualquier otra zona que esté expuesta a recibir ceniza volcánica deberá tomarse en cuenta dicha sobrecarga para efectos de diseño, adicional a la carga viva y a cualquier otra carga presente. Se recomienda una sobrecarga debida a ceniza en estado húmedo de 20 kg/m² en ausencia de documentación local.

En las limahoyas y zonas de la cubierta donde pueda acumularse anormalmente la ceniza por deslizamiento de los techos concluyentes, o por efecto del viento o de la lluvia, se calculará la sobrecarga debido a las acumulaciones previsibles.

Se considerará la posibilidad de que la sobrecarga de la ceniza gravite con valor distinto sobre zonas parciales de la cubierta a causa de depósitos desiguales, arrastres de vientos y otras causas.

Artículo 25. Reducción de cargas vivas de techo

No se permitirá reducción alguna, excepto en los elementos portantes principales para los que aplicarán las condiciones indicadas anteriormente.

Artículo 26. Reducción de cargas vivas de piso

La Carga Viva mínima uniforme que se utilizará para el diseño será el valor indicado en la Tabla 9 con las reducciones y limitaciones que aparecen en la Tabla 10.

- -No se permitirá ninguna reducción de carga viva para los diferentes elementos, miembros y conexiones (excepto columnas y muros) que soportan pisos usados como almacenamiento, biblioteca, archivo, estacionamiento de vehículos, lugar de asamblea, industria o tienda. Para las columnas y muros que soportan tales pisos, el porcentaje mínimo de carga viva será de 80 %.
- -No se permitirá reducción alguna de carga viva para el cálculo del esfuerzo de corte en el perímetro de columnas en estructuras de losas sin vigas.
- -Para sistemas de piso ligeros con cubierta rígida, se considerará en lugar de W_m , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 250 kg para el diseño de los elementos de soporte y de 100 kg para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.
- -Se considerarán sistemas de piso ligero aquellos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 0.80 m y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.
- -Los pisos que soporten cualquier tipo de maquinaria u otras cargas vivas concentradas en exceso de 500 kg (incluido el peso de los apoyos o bases), serán diseñados para poder soportar tal peso como una carga concentrada o como grupo de cargas concentradas.
- -Cuando exista una carga viva concentrada, se puede omitir la carga viva repartida en la zona ocupada por la carga concentrada.

Tabla 10. Porcentaje de carga viva.

ZONA CONTRIBUYENTE (M ²)	RELACIÓN CARGA VIVA ENTRE CARGA MUERTA*		
	0.625 Ó MENOS	1	2 ó más
14.9 ó menos	100	100	100
15-29.9	80	85	85
30-44.9	60	70	75
45-59.9	50	60	70
60 ó mas	40	55	65

*Para valores de la relación de carga viva / carga muerta diferentes a los indicados en esta tabla se puede interpolar entre los porcentajes de carga viva.

Artículo 27. Zona contribuyente de piso

Para establecer el porcentaje de carga viva, la zona contribuyente de piso se determinará de la siguiente manera:

1. Para el diseño de losas, sólidas o nervadas, de una o dos direcciones, el producto del lado más corto y de un ancho igual a la mitad del lado más corto.
2. Para el diseño de losas sin vigas, la mitad del área del paño.
3. Para el diseño de vigas o tijerales que apoyan en columnas, el área cargada que está directamente soportada por la viga o cercha.
4. Para el diseño de pisos con viguetas y elementos múltiples similares que descansan en vigas o cerchas, o para el diseño de estructuras menores alrededor de aberturas, dos veces el área cargada soportada, pero no más que el área del paño total.

Artículo 28. Casos Especiales

- Las barandas y parapetos alrededor de los pozos para escaleras, balcones, y techos en general, con exclusión de las ubicadas en teatros, lugares de asamblea y viviendas unifamiliares, serán diseñados para resistir la aplicación simultánea de una fuerza horizontal y una vertical de 60 kg/m, ambas aplicadas en su parte superior.
- Las barandas y parapetos de los balcones de teatros y lugares de asamblea serán diseñados para una fuerza horizontal de 75 kg/m, y una vertical de 150 kg/m, ambas aplicadas en su parte superior.
- Las barandas y parapetos en viviendas unifamiliares, se diseñarán para una fuerza horizontal y una vertical de 30 kg/m ambas aplicadas en su parte superior.
- Las barandas, parapetos o topes que se usan en zonas de estacionamiento para resistir el impacto de los vehículos en movimiento serán diseñados para soportar una carga horizontal de 500 kg/m, aplicada por lo menos 60 cm encima de la pista; pero en ningún caso la carga será inferior a 1500 kg/vehículo.
- Columnas en zonas de Estacionamiento. A no ser que se les proteja de manera especial, las columnas en las zonas de estacionamiento o que estén expuestas a impacto de vehículos en movimiento, serán diseñadas para resistir la carga lateral debida al impacto de vehículos. Para los vehículos de pasajeros, esta carga lateral será como mínimo 1500 kg, aplicada por lo menos 60cm encima de la pista.
- Jardineras. Cuando los techos tengan jardines, la carga viva mínima de diseño de las porciones con jardín será de 100 kg/m². El peso de los materiales del jardín será considerado como carga muerta y se hará este cómputo sobre la base de tierra saturada. Las zonas adyacentes de las porciones con jardín serán consideradas como áreas de asamblea, a no ser que haya disposiciones específicas permanentes que impidan su uso.
- Cuando se coloque algún anuncio o equipo en un techo, el diseño tomará en cuenta todas las acciones que dicho anuncio o equipo ocasione.

Artículo 29 (Cargas vivas móviles).

•Puentes – Grúa:

1. Cargas Verticales: La carga vertical será la máxima real sobre rueda cuando la grúa esté izando a capacidad plena . Para tomar en cuenta el impacto, la carga izada se aumentará en 25 % o la carga sobre rueda aumentará en 15 %, la que produzca mayores condiciones de esfuerzo.
2. Cargas Horizontales: La carga transversal, debida a la traslación del carro del puente-grúa, será el 20% de la suma de la capacidad de carga y el peso del carro, aplicada la mitad de dicha carga en la parte superior de cada riel y actuando en ambos sentidos perpendicularmente a la vía de rodadura.
3. La carga longitudinal debida a la traslación de la grúa, será el 10% de la reacción máxima total sin incluir el impacto, aplicada en la parte superior del riel y actuando en ambos sentidos paralelamente a la vía de rodadura.

·Teclas Monorrieles:

1. Cargas Verticales: Las cargas vertical será la suma de la capacidad de carga y el peso del tecla. Para tomar en cuenta el impacto, la carga vertical se aumentará en 10 % para teclas manuales y en 25 % para teclas eléctricos.
2. Cargas Horizontales: La carga transversal será el 20 % de la suma de la capacidad de carga y el peso del tecla.

Ascensores, montacargas y escaleras mecánicas:

Se aplicarán las cargas reales determinadas mediante análisis o usando los datos indicados en los diseños y catálogos del fabricante.

Impacto de Motores:

Para tomar en cuenta el impacto, las reacciones de las unidades a motor de explosión se aumentarán por lo menos en 50 % y las de unidades a motor eléctrico se aumentarán por lo menos en 25 %.

Asientos en lugares de Asamblea:

Los asientos y las zonas donde están instalados, en tribunas, estadios y otros lugares de asamblea, serán diseñados para resistir la aplicación simultánea de una carga de oscilación horizontal de 40 kg por metro lineal de asiento en una dirección paralela a la hilera de asientos, combinada con 15 kg, por metro lineal de asiento en una dirección perpendicular a la hilera de asientos, aplicadas ambas a la mitad de la altura del respaldar.

Artículo 30. Presiones de Tierra y Líquidos.

Todo muro de contención será diseñado para resistir, en adición a las cargas verticales que actúan sobre él, la presión lateral del suelo y sobrecargas, más la presión hidrostática correspondiente al máximo nivel probable del agua freática. Se considerarán las sub-presiones causadas por la presión hidrostática. Para el cálculo de la magnitud y ubicación de las presiones laterales del suelo se podrá emplear cualquiera de los métodos aceptados en la Mecánica de Suelos.

Para valuar el empuje de un líquido sobre la superficie de contacto con el recipiente que lo contiene se supondrá que la presión normal por unidad de área sobre un punto cualquiera de dicha superficie es igual al producto de la profundidad de dicho punto con respecto a la superficie libre del líquido por su peso volumétrico.

Artículo 31. Combinaciones de diseño.

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, de acuerdo a las siguientes dos categorías de combinaciones:

- I Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y de las acciones variables, las más desfavorables se tomarán con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien, todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo. Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva del Artículo 21, considerándola repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorable que uniformemente repartida, deberá tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en el mencionado artículo.
- II Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una de las acciones accidentales por combinación.

En ambos tipos de combinación, los efectos de todas la acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con el siguiente artículo.

Artículo 32. Factores de carga.

Los factores de carga se determinarán de acuerdo con las siguientes reglas:

- i. Para las combinaciones de categoría I del Artículo 31, se aplicará un factor de carga de 1.4. Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, el factor de carga se tomará igual a 1.5.
- ii. Para combinaciones de categoría II del Artículo 31 se considerará un factor de carga igual a 1.1 aplicado a todas las acciones que intervengan en la combinación.

- iii. Para las acciones cuyo efecto sea favorable para la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9.
- iv. Para la revisión de estados límite relacionados con desplazamientos o deformaciones de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 1.0.

Ejemplos de la aplicación del Artículo 31 y del Artículo 32 se muestran a continuación:

Combinaciones de Carga			
Categoría	Regla	Combinación	Propósito
I	i	1.4 CM+ 1.4 CV _M	Diseño
II	ii	1.1(CM + CV _r ± S _x ± 0.3S _y)	Diseño
II	iii	0.9 CM ± 1.1(S _x ± 0.3S _y)	Diseño
II	iv	CM + CV _m	Servicio

Capítulo 3 CONSIDERACIONES ESPECIALES

Artículo 33. Péndulos Invertidos.

Se considerará como péndulo invertido a toda estructura en que 50% o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis, o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta.

Para el análisis sísmico de péndulos invertidos serán aplicables todas las disposiciones procedentes estipuladas para estructuras de edificios, con la salvedad de que en el análisis estático de péndulos invertidos no se permite reducción de la fuerza cortante en función del periodo fundamental, ni reducción del momento de volteo.

En lo que se refiere a la determinación de las fuerzas sísmicas que obran sobre péndulos invertidos deberán considerarse los criterios establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

En cuanto al diseño sísmico de péndulos invertidos, las fuerzas internas debidas al movimiento del terreno en cada una de las direcciones en que se analice se combinarán con el 50% de las que produzca el movimiento del terreno en la dirección perpendicular a ella, tomando estas últimas con el signo que para el elemento resistente resulte más desfavorable.

Artículo 34. Apéndices.

Un apéndice se define como aquel elemento, sistema o parte de una estructura cuya estructuración difiere radicalmente de la del resto de la estructura principal. De este modo pueden considerarse apéndices los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos, casetas de ascensores, tanques de agua y construcciones anexas del último nivel.

Para el análisis de estructuras con apéndices pueden aplicarse todas las disposiciones estipuladas para estructuras de edificios. Las acciones sísmicas que obran sobre apéndices son función tanto del movimiento del terreno como de la interacción dinámica entre el apéndice y la estructura en que se apoya. Para su determinación se puede efectuar un análisis dinámico del conjunto; sin embargo, para fines de diseño se puede recurrir al método estático, pero fijando el coeficiente sísmico de diseño de tal forma que se consideren, aunque sea aproximadamente, los efectos de interacción apéndice-estructura, los cuales tienden a amplificar fuertemente la respuesta del apéndice.

Algunas formas de análisis mediante el método estático suponen una fuerza sísmica sobre el elemento en cuestión, determinada como si éste se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por un factor de amplificación el cual depende de la relación entre la aceleración del piso de desplante y la aceleración del terreno.

Artículo 35. Elementos no Estructurales.

Los elementos no estructurales son aquellos que no forman parte integrante de la estructura y no contribuyen a su resistencia y rigidez, así como aquellos elementos desligados adecuadamente de ella. Están incluidos en esta definición elementos frágiles como el vidrio y el yeso, y las particiones cuyo espesor no es suficiente para

contribuir significativamente a la rigidez y resistencia del sistema estructural; de igual forma los plafones, las instalaciones y equipos.

Las fuerzas sísmicas que transmiten los elementos no estructurales al sistema resistente principal deberán ser determinadas adecuadamente, de tal manera que se puedan diseñar las conexiones para resistir en forma apropiada dichas fuerzas. Esto es importante sobre todo en los casos en que los elementos no estructurales se colocan con dispositivos o conexiones que evitan la deformación directa de dichos elementos, pero que transmiten toda la fuerza de inercia debido al peso de los elementos al sistema estructural.

El diseñador estructural deberá diseñar los sistemas de anclaje o fijación de los elementos no estructurales a la estructura de la edificación.

Para la determinación de las fuerzas sísmicas puede emplearse un procedimiento similar al propuesto para los apéndices, donde se establezca un coeficiente de piso que asociado al peso del elemento no estructural permita estimar el efecto inercial del mismo sobre el sistema estructural.

En general siempre deberá buscarse que los elementos no estructurales se coloquen de manera que no experimenten daño por deformación del sistema estructural, cuando los primeros se colocan directamente sobre este último.

Artículo 36. Chimeneas.

Las chimeneas son estructuras especialmente vulnerables a los temblores ya que cuentan con tan sólo una línea de defensa, lo que implica que la falla de una sección traiga consigo el colapso de la estructura. Aunado a esto, por tratarse de estructuras altas y esbeltas, la contribución de los modos superiores de vibración en la respuesta total puede ser determinante. Además, son estructuras que generalmente disipan menos energía que las estructuras de edificios debido a su bajo amortiguamiento.

En el diseño de chimeneas deberá tenerse presente que, aunque se trata de estructuras en voladizo sencillas de analizar, es necesario protegerlas considerando adecuadamente los efectos de los modos superiores de vibración y el bajo amortiguamiento. Las fuerzas internas debidas al movimiento del terreno en cada una de las direcciones en que se analice se combinarán con el 50% de las que produzca el movimiento del terreno en la dirección perpendicular a ella, tomando estas últimas con el signo que para el elemento resistente resulte más desfavorable.

Por tratarse de estructuras donde dominan las deformaciones por flexión, el fuste de la chimenea se podrá modelar como una viga de flexión simple, es decir, será posible desprestigiar la influencia de la inercia rotacional y las deformaciones por cortante. En el diseño de estas estructuras se deberán tener en cuenta los efectos de vórtice.

Artículo 37. Puentes y Presas.

Para el análisis sísmico de puentes y presas deberán tomarse en cuenta las recomendaciones que para tal fin se estipulan en las respectivas Normas Técnicas de Diseño y Construcción.

Para los puentes y presas que estas Normas Técnicas Complementarias definan como importantes, se deberá hacer un estudio específico de amenaza y de amplificación local.

En puentes muy largos deberá tomarse en cuenta, al menos en forma aproximada, la posible variación en el movimiento efectivo entre apoyos consecutivos. De igual manera en apoyos ubicados en distintos márgenes con marcadas diferencias en el suelo de cimentación, donde las respuestas de uno y otro apoyo pueden ser distintas por efectos de sitio.

TÍTULO 2. NORMAS TÉCNICAS PARA DISEÑO POR SISMO

Capítulo 4 CRITERIOS GENERALES

Artículo 38 Alcance de los requisitos de diseño por sismo

Estos requisitos tienen como propósito obtener un desempeño estructural tal que: 1) Bajo el sismo asociado al estado límite de colapso no haya fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque puedan presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes; y 2) Bajo el sismo asociado al estado límite de servicio, la estructura tenga desplazamientos limitados.

El Director de Obra, de acuerdo con el propietario, puede decidir que se diseñe la estructura para que satisfaga requisitos más conservadores que los aquí establecidos, con el fin de reducir la probabilidad de pérdidas económicas en la construcción a cambio de una inversión inicial mayor.

Artículo 39 Condiciones de análisis y diseño

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como aquí se especifica, y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan, según los criterios que se establecen en el Artículo 31. Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos, con las limitaciones que se establecen en el Capítulo 5.

En el análisis se tendrá en cuenta la contribución a la rigidez de todo elemento, estructural o no, que sea significativa. Con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis, se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y, cuando sean significativos, los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos geométricos de segundo orden, entendidos éstos últimos como los que producen las fuerzas gravitacionales que actúan en la estructura deformada por la acción de dichas fuerzas y de las laterales. Se verificará que la estructura y su cimentación no rebasen ningún estado límite de falla o de servicio a que se refiere el Reglamento.

Para el diseño de todo muro, columna o contraviento que contribuya en más del 35 por ciento a la resistencia total en fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se adoptarán factores de resistencia 20 por ciento inferiores a los que señalen las Normas correspondientes.

Artículo 40 Muros divisorios, de fachada y de colindancia

Tratándose de muros de mampostería divisorios, de fachada o de colindancia, se deberá observar lo dispuesto en las secciones siguientes.

Muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales. Los muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales se ligarán adecuadamente a los marcos estructurales o cerramientos en todo el perímetro del muro; su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico y se verificará su resistencia de acuerdo con las Normas correspondientes. Los cerramientos de estos muros, a su vez estarán ligados a los marcos. Se verificará que las vigas o losas y columnas resistan la fuerza cortante, el momento flexionante, las fuerzas axiales y, en su caso, las torsiones que induzcan los muros en ellas. Se verificará, asimismo, que las uniones entre elementos estructurales resistan dichas acciones.

Muros que no contribuyan a resistir fuerzas laterales. Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura de manera que no restrinjan la deformación de ésta en el plano del muro, pero a la vez que se impida el volteo de estos muros en dirección normal a su plano. Preferentemente estos muros serán de materiales flexibles.

Artículo 41 Requisitos especiales para construcciones sobre fallas activas

El potencial de fallas locales presentes en muchas ciudades de Nicaragua ha sido considerado en los estudios de peligro sísmico que dieron lugar a los espectros de diseño de este reglamento, por lo que, desde el punto de vista de resistencia, no hay requisitos adicionales para estructuras muy cerca o sobre fallas activas.

Desde el punto de vista de la funcionalidad de las construcciones, para eliminar la posibilidad de daños en elementos estructurales o no estructurales incapaces de soportar movimientos relativos del terreno, estas deberán evitar cruces sobre fallas activas. En los casos en que esto no sea posible, o el ingeniero responsable pueda demostrar, a satisfacción de la Autoridad, se puede diseñar una estructura para resistir movimientos relativos de la fallas, se deberá considerar un desplazamiento relativo de

$$D_{rel} = 2.7Sa_0g \frac{T_b T_c}{4\pi^2} = 0.805Sa_0 \text{ (en m)}. \quad 2)$$

donde a_0 , T_b y T_c son parámetros que se definen en el Artículo 55, S es el factor de amplificación por efectos locales definido en el Artículo 43 y g es la aceleración de la gravedad. Esta revisión se deberá realizar para cada dirección de análisis. Tratándose de estructuras del Grupo A, el valor del desplazamiento calculado en (2) deberá multiplicarse por 1.5.

Artículo 42 Zonificación

Para los efectos de este Reglamento, en particular en lo referente al método simplificado de análisis y a los factores de amplificación por tipo de suelo, se considerarán las zonas sísmicas de la Figura 1.

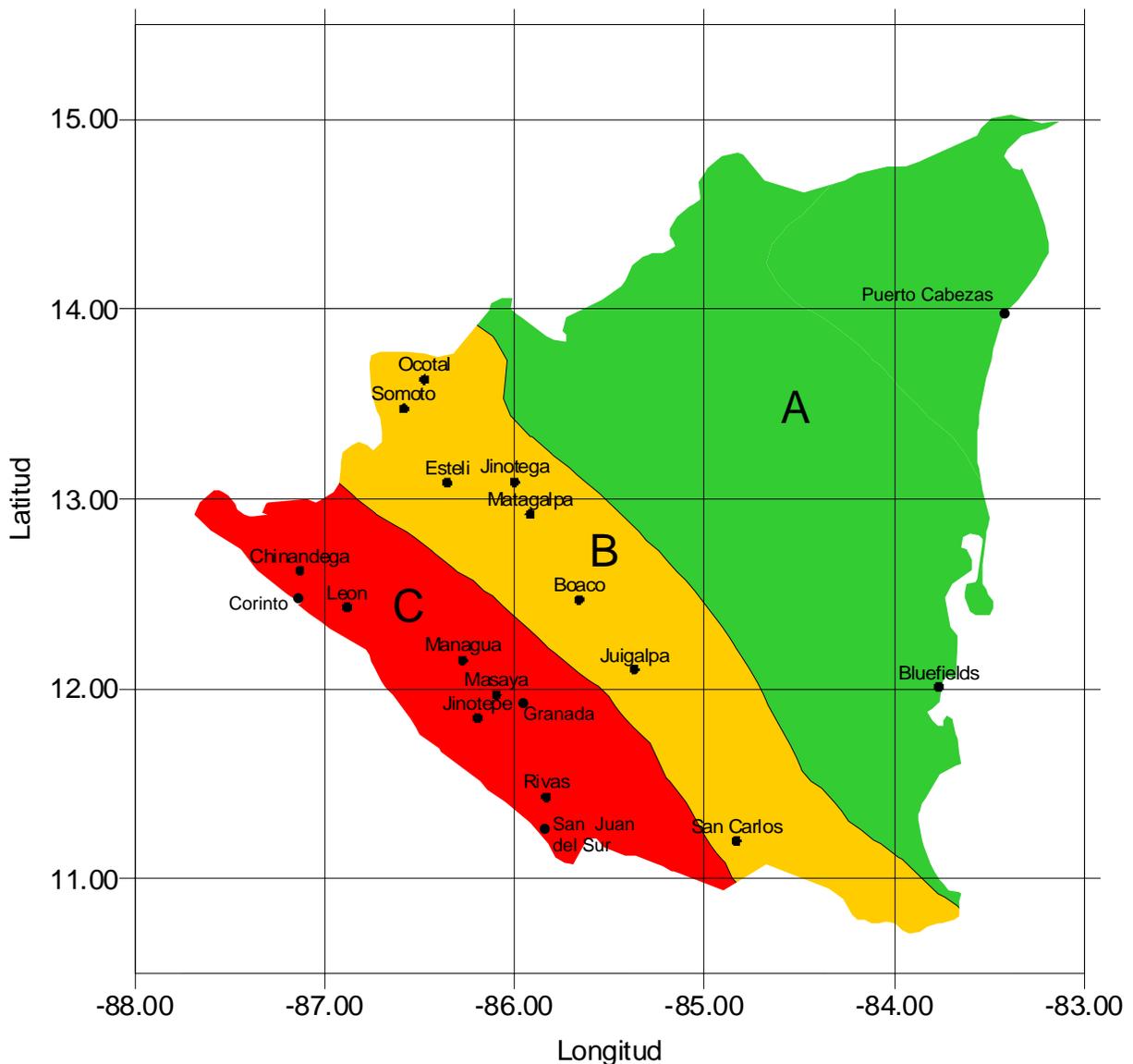


Figura 1 Mapa de zonificación sísmica de Nicaragua, para fines del método simplificado de análisis y diseño por sismo

Artículo 43 Tipos de terreno

Para tomar en cuenta los efectos de amplificación sísmica debidos a las características del terreno, los suelos se dividirán en cuatro tipos, de acuerdo con las siguientes características:

Tipo I: Afloramiento rocoso con $V_s > 750$ m/s

Tipo II Suelo firme con $360 < V_s \leq 750$ m/s

Tipo III Suelo moderadamente blando, con $180 \leq V_s \leq 360$ m/s

Tipo IV Suelo muy blando, con $V_s < 180$ m/s.

siendo V_s la velocidad promedio de ondas de cortante calculada a una profundidad no menor de 10 m, que se determinará como:

$$V_s = \frac{\sum_{n=1}^N h_n}{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{V_n}} \quad (3)$$

donde:

h_n = espesor del n-ésimo estrato

V_n = velocidad de ondas de corte del n-ésimo estrato

N = número de estratos.

Los municipios con más de 10,000 habitantes localizados en las zonas B y C de la Figura 1 elaborarán mapas de microzonificación en que se detalle la localización geográfica de cada uno de estos tipos de suelo, así como los factores de amplificación sísmica que deberán usarse. Estos mapas de microzonificación deberán satisfacer los que señala la Norma Técnica correspondiente (Título 4).

Si no se dispone de estos mapas de microzonificación, se utilizarán los siguientes factores de amplificación, S :

Tabla 11 Factores de amplificación por tipo de suelo, S .

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Para suelos muy blandos (tipo IV) es necesario construir espectros de sitio específicos, siguiendo los requisitos de la Norma Técnica correspondiente.

Artículo 44 Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico, c , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, V_0 , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel, W_0 . Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según lo indicado en el capítulo 2.

Artículo 45 Reducción de fuerzas sísmicas

Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, las fuerzas sísmicas calculadas podrán reducirse con fines de diseño empleando para ello los criterios que fija el Capítulo 10, en función de las características estructurales. Los coeficientes que se especifican para la aplicación del método simplificado de análisis toman ya en cuenta todas las reducciones que proceden por los conceptos mencionados; por ello, las fuerzas sísmicas calculadas por este método no deben sufrir reducciones adicionales.

Artículo 46 Combinación de acciones

Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y axiales, momentos torsionantes de entrepiso y momentos de volteo inducidos por sismo, calculados de acuerdo a lo que este reglamento establece para el tipo de análisis seleccionado, según lo establecido en el Artículo 13.

Artículo 47 Holguras en vidrios

En fachadas tanto interiores como exteriores, la colocación de los vidrios en sus marcos o la liga de éstos con la estructura, serán tales que las deformaciones de ésta no afecten a los vidrios. La holgura que debe dejarse entre vidrios y marcos o entre éstos y la estructura no será 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 $1+H_v/B_v$, donde B_v es la base del tablero o marco y H_v su altura.

Artículo 48 Separación de edificios colindantes

Adicionalmente a lo señalado en el Artículo 19, si se emplea el método simplificado de análisis sísmico, la separación entre edificios colindantes no será, en ningún nivel, menor de 50 mm, ni menor que la altura del nivel sobre el terreno multiplicada por 0.007.

Artículo 49 Estructuras especiales

El análisis y diseño estructurales de puentes, tanques, chimeneas, silos, muros de contención y otras construcciones que no sean edificios, así como de construcciones industriales complejas, se harán de acuerdo con lo que marca el Capítulo 14 de estas Normas y, en los aspectos no cubiertos por las mismas, se harán de manera congruente con ellas, previa aprobación del MTI y Gobiernos Municipales.

Artículo 50 Estructuras con sistemas no convencionales de resistencia sísmica

Cuando la estructura se aisle sísmicamente en su base, o se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruentes con ellos, si se demuestran, a satisfacción del MTI y Gobiernos Municipales, tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales, como la validez de los valores del amortiguamiento y del factor de comportamiento sísmico que se propongan.

Capítulo 5 ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos, con las limitaciones que se establecen a continuación.

Artículo 51 Requisitos para el método simplificado de análisis

El método simplificado a que se refiere el Capítulo 6 será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

- a) En cada planta, al menos el 75 por ciento 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 en planta con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes. Para que la distribución de muros pueda considerarse sensiblemente simétrica, se deberá cumplir en dos direcciones ortogonales, que la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , no exceda del diez por ciento de la dimensión en planta b del edificio medida paralelamente a dicha excentricidad. La excentricidad torsional e_s podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección de análisis. El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro y del factor F_{AE} , que está dado por

$$F_{AE} = \begin{cases} 1 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33 \\ \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 & \text{si } \frac{H}{L} > 1.33 \end{cases} \quad (4)$$

H es la altura del entrepiso y L la longitud del muro.

Los muros a que se refiere 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. Los muros deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes.

- b) La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior, y cada tramo resista según el criterio que marca el Capítulo 6.
- c) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

Artículo 52 Requisitos para los métodos de análisis estático y dinámico

Los métodos dinámicos del Capítulo 12 pueden utilizarse para el análisis de toda estructura, cualesquiera que sean sus características. Puede utilizarse el método estático del Capítulo 11 para analizar estructuras regulares de altura no mayor de 40 m, y estructuras irregulares de no más de 30 m.

Capítulo 6 MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS

Para aplicar este método se deben cumplir los requisitos indicados en el Artículo 51. Se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo.

Artículo 53 Estructuras con diafragma rígido

Se considerará que una estructura tiene un diafragma rígido si el sistema de piso que transmite las fuerzas de inercia a los elementos verticales resistentes conserva sensiblemente su forma después de la aplicación de una carga lateral cualquiera, es decir, si el sistema de piso no experimenta distorsiones apreciables. En caso de que esta condición no se cumpla, se considerará que la estructura tiene diafragma flexible.

En el caso de estructuras con diafragma rígido, se verificará únicamente que en cada entrepiso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho entrepiso, calculada según se especifica en la sección 8.1, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se establecen en la Tabla 12 para construcciones del grupo B. Tratándose de las clasificadas en el grupo A estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5. Los valores mostrados en la Tabla 12 ya incluyen las reducciones por sobre resistencia y ductilidad, por lo que no deben sufrir reducciones adicionales por ningún concepto.

Tabla 12 Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, c_R , correspondientes a estructuras del grupo B

Zona	Tipo de suelo	Muros de concreto o de mampostería de piezas macizas			Muros de mampostería de piezas huecas			Estructuras sin diafragma rígido	
		Altura de la construcción (m)			Altura de la construcción (m)			Altura de la construcción (m)	
		Menos de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13	Menos de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13	Menos de 3	Más de 3
A	I	0.06	0.06	0.06	0.08	0.08	0.08	0.09	0.25
A	II	0.11	0.11	0.11	0.14	0.15	0.15	0.17	0.45
A	III	0.14	0.15	0.15	0.19	0.20	0.20	0.22	0.59
B	I	0.16	0.16	0.16	0.21	0.22	0.22	0.24	0.66
B	II	0.27	0.28	0.28	0.35	0.37	0.37	0.41	1.12
B	III	0.35	0.36	0.36	0.45	0.48	0.48	0.54	1.45
C	I	0.20	0.21	0.21	0.26	0.28	0.28	0.31	0.84
C	II	0.30	0.31	0.31	0.39	0.42	0.42	0.47	1.26
C	III	0.41	0.42	0.42	0.52	0.56	0.56	0.62	1.67

Nota: Los valores de coeficientes sísmicos reducidos para estructuras sin diafragma sombreados se consideran muy elevados por lo que es probable que las estructuras en esos casos resulten inviables.

Para muros de madera, se aplicarán los valores establecidos en las Normas correspondientes. Para muros de otros materiales y sistemas constructivos, deberán justificarse a satisfacción del MTI y de los Gobiernos Municipales los coeficientes sísmicos que correspondan, con base en la evidencia experimental y analítica sobre su comportamiento ante cargas laterales alternadas.

Artículo 54 Estructuras sin diafragma rígido

Las estructuras que cumplan con los requisitos de regularidad para emplear el método simplificado pero que no cuenten con un diafragma rígido en alguno de sus pisos se podrán diseñar de la manera que se establece a continuación.

En ausencia de un diafragma rígido, durante un sismo los muros experimentarán fuerzas perpendiculares a su plano proporcionales a las cargas gravitacionales que soportan, y se considera que dichas fuerzas laterales actúan en el punto donde se aplican dichas cargas verticales.

La fuerza de sismo para el diseño de cada uno de los muros de la estructura se determinará de acuerdo con lo siguiente:

$$F_S = c_R w \quad (5)$$

donde w es la carga vertical, en kg/m, que soporta el muro en cuestión y que es resultado de un análisis bajo cargas verticales.

En los casos en que no sea posible determinar esta distribución de cargas verticales o existan dudas respecto de las condiciones de apoyo, se deberá repartir la totalidad de la carga de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$w = \begin{cases} \frac{2W}{\sum_i l_{ie} + 2\sum_i l_{ic}} & \text{si se trata de un muro central} \\ \frac{W}{\sum_i l_{ie} + 2\sum_i l_{ic}} & \text{si se trata de un muro de extremo} \end{cases} \quad (6)$$

en donde W es la carga vertical total sobre la cubierta (en Kg), $\sum_i l_{ie}$ es la suma de longitudes de muros extremos en dirección perpendicular a la del sismo que se está analizando, $\sum_i l_{ic}$ representa la suma de longitudes de muros centrales en dirección perpendicular a la del sismo que se está analizando y w es la carga repartida (en Kg./m) aplicada en los muros en una dirección de análisis. Las fuerzas laterales por unidad de longitud actuando sobre los muros se determinarán con la ecuación (5).

En vista del modo de falla de estas estructuras, las cargas F_S deben ser resistidas por los muros trabajando fuera de su plano.

Adicionalmente a estas fuerzas, deberá considerarse la fuerza de inercia actuando sobre la masa propia del muro, que se modelará como una carga uniformemente repartida igual al producto del coeficiente reducido c_R por el peso por unidad de área del muro.

La resistencia adecuada para soportar la acción combinada de fuerzas perpendiculares al plano producidas por el sismo y las gravitacionales se determinará con los procedimientos correspondientes a cada material, los cuales vienen especificados en las normas de diseño que acompañan a este Reglamento.

Capítulo 7 ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

Artículo 55 Espectros aplicables a los análisis estático y dinámico

Cuando se apliquen el análisis estático que se define en el Capítulo 11 o el dinámico modal que especifica en el Capítulo 12, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} S \left[a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ Sc & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sc \left(\frac{T_b}{T} \right) & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sc \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{si } T > T_c \end{cases} \quad (7)$$

Tratándose de estructuras del Grupo B, a_0 se tomará de la **Figura 4** o, para las principales ciudades del país, de la Tabla 13, mientras que $c = 2.7 a_0$, $T_a = 0.1$ seg, $T_b = 0.6$ seg, $T_c = 2$ seg y S es el factor de amplificación por tipo de suelo definido en el Artículo 43. Para estructuras del Grupo A, las aceleraciones de diseño se multiplicarán por 1.5.

Para efectos prácticos, para las ciudades dentro de la zona A (ver Figura 1) se podrá considerar un valor de a_0 igual a 0.10g, para la zona B un valor de 0.20g y para la zona C 0.30g.

Tabla 13 Valores de a_0 para las principales ciudades de la República de Nicaragua

Ciudad	a_0 (g)
Bluefields	0.11
Boaco	0.20
Chinandega	0.31
Estelí	0.20
Granada	0.29
Jinotega	0.17
Jinotepe	0.32
Juigalpa	0.21
León	0.31
Managua	0.31
Masaya	0.30
Matagalpa	0.18
Ocotal	0.17
Puerto Cabezas	0.09
Rivas	0.32
San Carlos	0.23
Somoto	0.19

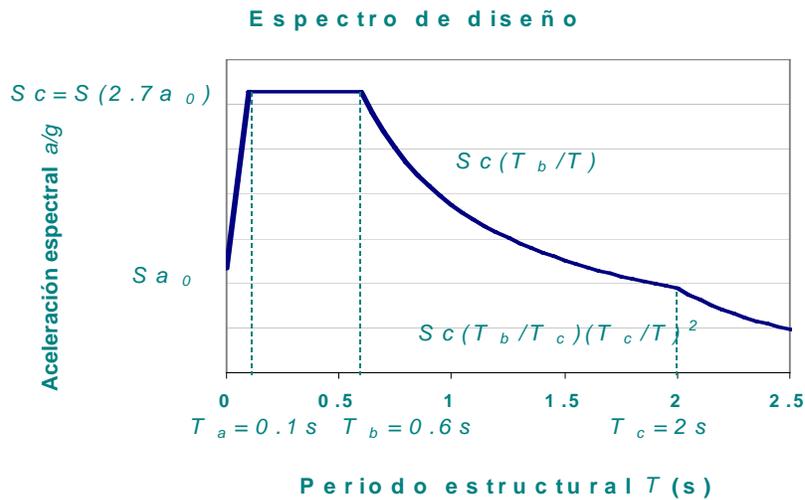


Figura 2 Espectro de diseño para la Ciudad de Managua

Capítulo 8 REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

Artículo 56 Factor de reducción por ductilidad

Cuando se utilice el análisis estático o dinámico modal espectral, el espectro de diseño definido en el Artículo 55 podrá reducirse con el factor de reducción por ductilidad Q' que se calculará como sigue (ver **Figura 3**):

$$Q' = \begin{cases} Q & \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T > T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) & T \leq T_a \end{cases} \quad (8)$$

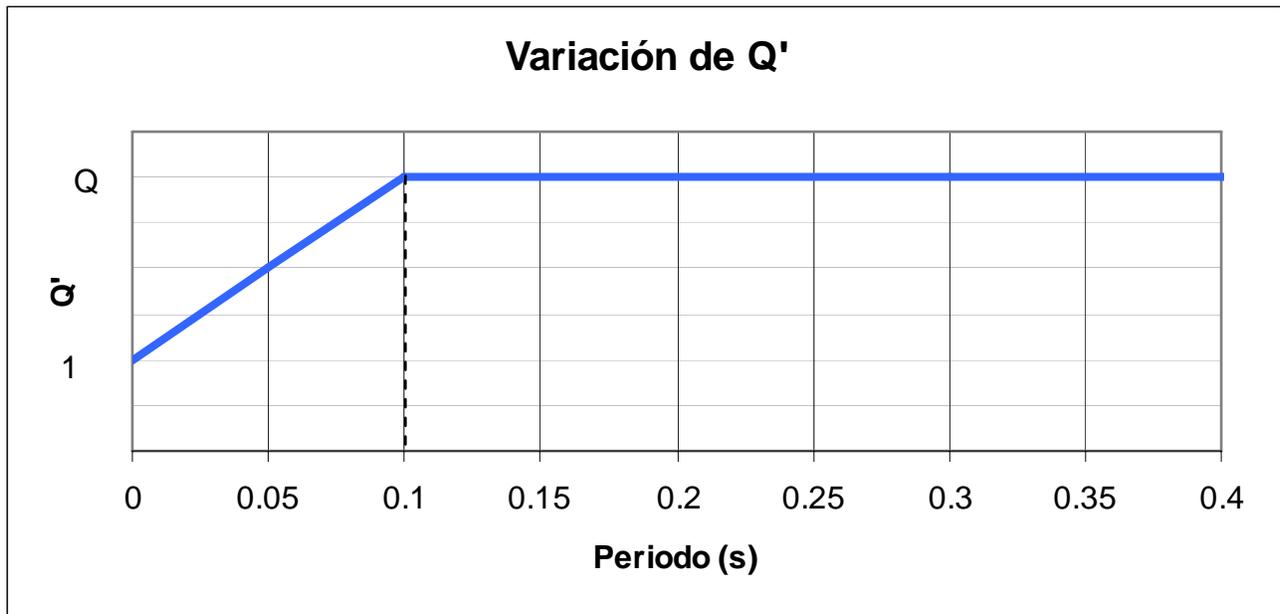


Figura 3. Variación del factor de reducción por ductilidad, Q' , con el periodo

T se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal; T_a es un periodo característico del espectro de diseño que se define en el Artículo 55. Q es la capacidad dúctil que se define en el Capítulo 9. Para el diseño de estructuras que sean irregulares, de acuerdo con el Capítulo 10, el valor de Q' se corregirá como se indica en dicho Capítulo.

Artículo 57 Factor de reducción por sobrerresistencia

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor $\Omega=2$.

Capítulo 9 CAPACIDAD DÚCTIL

Para la capacidad dúctil, Q , se adoptarán los valores especificados en alguna de las secciones siguientes, según se cumplan los requisitos en ellas indicados.

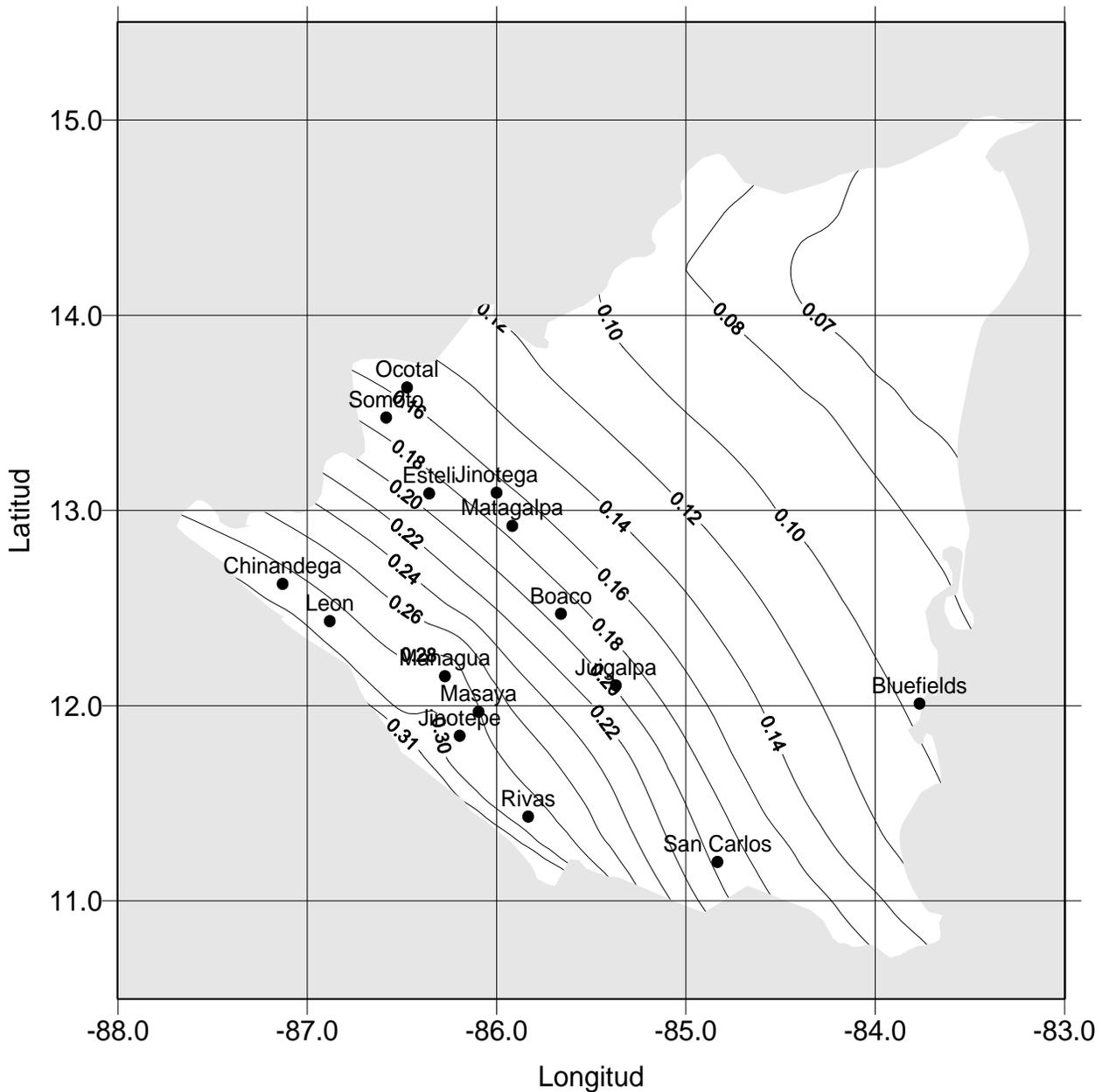


Figura 4 Coeficientes a_0 para definir los espectros de diseño en la República de Nicaragua, para estructuras del grupo B

Artículo 58 Requisitos para $Q = 4$

Se usará $Q=4$ cuando se cumplan los requisitos siguientes:

- a) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
- b) Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en el Artículo 40, éstos 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 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 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

- c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen ligados como señala el Artículo 40. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
- e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.

Artículo 59 Requisitos para $Q = 3$

Se usará $Q = 3$ cuando se satisfacen las condiciones b, d y e del Artículo 58 y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones a ó c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

Artículo 60 Requisitos para $Q = 2$

Se usará $Q = 2$ cuando 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 especificado por el Artículo 58 y el Artículo 59 de este Capítulo, 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.

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 Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Artículo 61 Requisitos para $Q = 1.5$

Se usará $Q = 1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos del Artículo 59 o del Artículo 60, o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Artículo 62 Requisitos para $Q = 1$

Se usará $Q = 1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del MTI y Gobiernos Municipales, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

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 de la estructura en dicha dirección.

El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

Capítulo 10 CONDICIONES DE REGULARIDAD

Artículo 63 Estructura regular

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos.

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
- 10) La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- 11) La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- 12) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Artículo 64 Estructura irregular

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos de la sección 6.1 será considerada irregular.

Artículo 65 Estructura fuertemente irregular

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- 1) La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- 2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

Artículo 66 Corrección por irregularidad

El factor de reducción Q' , definido en el Artículo 56, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos 1 a 12 de la sección 6.1, por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de este capítulo. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que uno.

Capítulo 11 ANÁLISIS ESTÁTICO

Artículo 67 Fuerzas cortantes

Para aplicar este método se deben cumplir los requisitos establecidos en el Capítulo 5. Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El coeficiente se tomará de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a $Sc/\Omega Q$ pero no menor que Sa_o .

a_o y c se definen en el Artículo 55 y S es el factor de amplificación por tipo de suelo definido en el Artículo 43.

De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel, F_i , resulta ser

$$F_i = \frac{Sc}{\Omega Q} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (9)$$

donde:

W_i es el peso de la i -ésima masa; y

h_i es la altura de la i -ésima masa sobre el desplante.

Para estructuras del Grupo A las fuerzas calculadas con la ecuación (9) deberán multiplicarse por 1.5.

Artículo 68 Reducción de las fuerzas sísmicas.

Podrán adoptarse fuerzas sísmicas menores que las calculadas según el artículo anterior, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente:

El periodo fundamental de vibración, T , se tomará igual a

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}} \quad (10)$$

donde x_i el desplazamiento del nivel i , relativo a la base de la estructura, en la dirección de la fuerza, g la aceleración de la gravedad, y las sumatorias se llevan a todos los niveles.

Cada una de las fuerzas laterales se tomará como

$$F_i = \frac{a}{\Omega Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (11)$$

En las expresiones anteriores, a es la ordenada espectral definida en el Artículo 55 en función del periodo estructural, mientras que Ω y Q' son los valores de reducción dados en el Capítulo 8. El valor de a no se tomará menor que Sa_o .

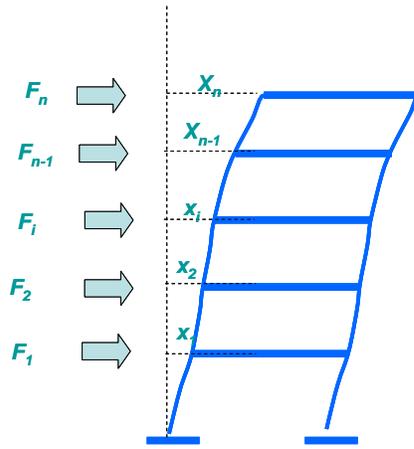


Figura 5 Fuerzas laterales

Artículo 69 Péndulos invertidos

En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en que 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta), además de la fuerza lateral estipulada, se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas a su giro con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente. El efecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es

$$1.5F_i r_o^2 \frac{u}{x} \tag{12}$$

donde r_o es el radio de giro de la masa con respecto al eje horizontal en cuestión y u y x son el giro y el desplazamiento lateral, respectivamente, del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral F_i .

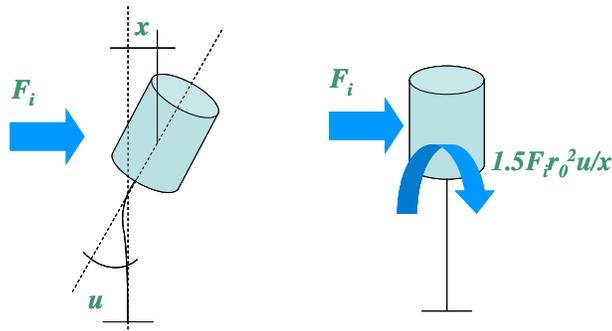


Figura 6 Péndulos Invertidos

Artículo 70 Apéndices y diafragmas

Para evaluar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá que sobre el elemento en cuestión actúa la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por

$$1 + \frac{c'}{a_o} \tag{13}$$

donde c' es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción.

Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas y diafragmas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

Artículo 71 Efectos de torsión

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, e_s , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$e_D = \begin{cases} 1.5e_s + 0.1b \\ e_s - 0.1b \end{cases} \quad (14)$$

donde b es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de e_s calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

En estructuras para las que el factor de ductilidad Q especificado en el Capítulo 9 sea mayor o igual a 3, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente deberá exceder de $0.2b$.

Ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.

Artículo 72 Efectos de segundo orden

Deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos pueden despreciarse en los entrepisos en los que se cumple la siguiente condición ya señalada en el Artículo 15.

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{P_Y} \quad (15)$$

donde

Δ es el desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado;

H es la altura del entrepiso;

V es la fuerza cortante calculada en el entrepiso; y

P_Y es el peso de la construcción situada encima del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

Artículo 73 Efectos bidireccionales

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

Artículo 74 Comportamiento asimétrico

En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza–deformación difieran en sentidos opuestos, se dividirán los factores de resistencia que corresponden según las Normas respectivas, entre el siguiente valor

$$1 + 2.5dQ \quad (16)$$

donde d es la diferencia en los valores de $a/\Omega Q$, expresados como fracción de la gravedad, que causarían la falla o fluencia plástica de la estructura en uno y otro sentido en la misma dirección.

Capítulo 12 ANÁLISIS DINÁMICO

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a sismos específicos.

Artículo 75 Análisis modal

Cuando en el análisis modal se desprecie el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis, excepto para estructuras de uno o dos niveles. El efecto torsional de las excentricidades accidentales se calculará como lo especifica el artículo correspondiente al análisis estático.

Si en el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento mencionado, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos, W_{ei} , se determinarán como

$$W_{ei} = \frac{\left(\{\phi_i\}^T [W] \{J\} \right)^2}{\{\phi_i\}^T [W] \{\phi_i\}} \quad (17)$$

donde $\{\phi_i\}$ es el vector de amplitudes del i -ésimo modo natural de vibrar de la estructura, $[W]$ la matriz de pesos de las masas de la estructura y $\{J\}$ un vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones.

En este caso, el efecto de la torsión accidental se tendrá en cuenta trasladando transversalmente $\pm 0.1b$ las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas en el Capítulo 5, reducidas como se establece en el Capítulo 7.

Las respuestas modales Y_i (donde Y_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinarán para calcular las respuestas totales Y_T de acuerdo con la expresión

$$Y_T = \sqrt{\sum Y_i^2} \quad (18)$$

siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos diez por ciento entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. Los desplazamientos laterales así calculados se utilizarán para determinar efectos de segundo orden y para verificar que la estructura no excede los desplazamientos máximos establecidos en el Capítulo 13.

Artículo 76 Análisis paso a paso

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, podrá acudirse a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consignan estas Normas, y que se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres asociadas.

Artículo 77 Revisión por cortante basal

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V_o es menor que

$$0.8 \frac{a}{\Omega Q} W_o \quad (19)$$

se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que V_o iguale a este valor; a y Q' se calculan para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis.

Artículo 78 Efectos bidireccionales

Cualquiera que sea el método dinámico de análisis que se emplee, los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales se combinarán como se especifica en relación con el método estático de análisis sísmico en el Artículo 73. Igualmente aplicables son las demás disposiciones del Capítulo 11 en cuanto al cálculo de fuerzas internas y desplazamientos laterales, con las salvedades que señala el presente Capítulo.

Capítulo 13 REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

Cuando para el análisis sísmico se use el método estático o alguno de los dinámicos, será necesario calcular los desplazamientos de la estructura en el estado límite de servicio de acuerdo con los siguientes criterios:

Artículo 79 Cálculo de desplazamientos en el estado límite de servicio

a) Si para el análisis se ha usado el método estático pero se ha ignorado el efecto del periodo estructural, tal como se prevé en el Artículo 67, los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q\Omega/2.5$.

b) Si para el análisis se ha usado el método estático tomando en cuenta el efecto del periodo estructural, tal como se prevé en el Artículo 68, o si se ha utilizado el método dinámico espectral, los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q'\Omega/2.5$. El valor de Q' se calculará para el periodo fundamental de la estructura.

Artículo 80 Cálculo de desplazamientos en el estado límite de colapso

Los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicados por el factor $Q\Omega$.

Artículo 81 Revisión de desplazamientos laterales

Cuando la estructura se analice por el método estático o por alguno de los dinámicos, se revisará que su rigidez lateral sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

- a. Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo estipula el Artículo 79, no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar

deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004.

- b. Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo señala el Artículo 80, divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la Tabla 14 para los distintos sistemas estructurales. Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes del Artículo 48, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden según el Artículo 72.

Tabla 14 Distorsiones máximas permitidas

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0100
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.0050
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	0.0040
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0020
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

Al calcular los desplazamientos mencionados arriba pueden descontarse los debidos a la flexión de conjunto de la estructura.

Capítulo 14 ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES NUEVAS

Las presentes Normas sólo son aplicables en su integridad a edificios. Tratándose de otras estructuras se aplicarán métodos de análisis apropiados al tipo de estructura en cuestión siempre que tales métodos respeten las disposiciones del presente Capítulo, sean congruentes con estas Normas y reciban la aprobación del MTI y Gobiernos Municipales.

Artículo 82 Tanques, péndulos invertidos y chimeneas

En el diseño de tanques, péndulos invertidos y chimeneas, las fuerzas internas debidas al movimiento del terreno en cada una de las direcciones en que se analice, se combinarán con el 50 por ciento de las que produzca el movimiento del terreno en la dirección perpendicular a ella, tomando estas últimas con el signo que para cada elemento estructural resulte más desfavorable.

En el diseño de tanques deberán tenerse en cuenta las presiones hidrostáticas y las hidrodinámicas del líquido almacenado, así como los momentos que obren en el fondo del recipiente.

Artículo 83 Muros de contención

Los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de contención, debidos a la acción de los sismos, se valuarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentran en equilibrio límite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical y a una aceleración horizontal igual a $4 S a_o/3$ veces la gravedad. Podrán, asimismo, emplearse procedimientos diferentes siempre que sean previamente aprobados por el MTI y Gobiernos Municipales.

Capítulo 15 ESTRUCTURAS EXISTENTES

Artículo 84 Estructuras existentes

En la revisión de la seguridad de un edificio existente se adoptará el valor del factor de comportamiento sísmico Q que, en los términos del Capítulo 9, corresponda al caso cuyos requisitos sean esencialmente satisfechos por la estructura, a menos que se justifique, a satisfacción del MTI y Gobiernos Municipales, la adopción de un valor mayor que éste.

Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplomo de la construcción excede de 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por $1+10f$ cuando se use el método simplificado de análisis sísmico, o por $1+5Qf$ cuando se use el estático o el dinámico modal, siendo f el desplomo de la construcción dividido entre su altura. Si se emplea el método dinámico de análisis paso a paso se hará consideración explícita de la inclinación.

Cuando se refuerce una construcción del grupo B con elementos estructurales adicionales será válido adoptar los valores de Q que corresponden a estos elementos, siempre que sean capaces de resistir en cada entrepiso al menos 50 por ciento de la fuerza cortante de diseño, resistiendo la estructura existente el resto, y en cada nivel las resistencias de los elementos añadidos sean compatibles con las fuerzas de diseño que les correspondan. Deberá comprobarse que los sistemas de piso tienen la rigidez y resistencia suficientes para transmitir las fuerzas que se generan en ellos por los elementos de refuerzo que se han colocado y, de no ser así, deberán reforzarse y/o rigidizarse los sistemas de piso para lograrlo.

TÍTULO 3. NORMAS TÉCNICAS PARA DISEÑO POR VIENTO

Capítulo 16 CRITERIOS GENERALES

Artículo 85. Consideraciones Generales

Deberá revisarse la seguridad de la estructura principal ante el efecto de las fuerzas que se generan por las presiones (empujes o succiones) producidas por el viento sobre las superficies de la construcción expuestas al mismo y que son transmitidas al sistema estructural. Se entenderá, en lo que sigue, que la dirección de barlovento es aquella de donde viene el viento, mientras que la dirección de sotavento es aquella hacia donde va el viento.

Deberá realizarse, además un diseño local de los elementos particulares directamente expuestos a la acción del viento, tanto los que forman parte el sistema estructural, tales como cuerdas y diagonales de estructuras triangulares expuestas al viento, como los que constituyen sólo un revestimiento (láminas de cubierta y elementos de fachada y vidrios). Para el diseño local de estos elementos se seguirán los criterios del Artículo 86 de estas normas.

Artículo 86. Clasificación de las Estructuras

De acuerdo con la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en ellas, las estructuras se clasifican en cuatro tipos:

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 debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las construcciones en que la relación entre altura y dimensión menor en la planta es mayor que 5 o cuyo periodo natural de vibración excede de 2 segundos. Se excluyen también las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, amenos que por la

adopción de una geometría adecuada, la aplicación de preesfuerzo y 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. Se cuentan en este tipo los edificios con esbeltez, definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor de 5, o con periodo fundamental mayor de 2 segundos.

Se incluyen también las torres atirantadas o en voladizo para líneas de transmisión, antenas, tanques elevados, parapetos, anuncios, y en general las estructuras que presentan dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Se excluyen las estructuras que explícitamente se mencionan como pertenecientes a los tipos 3 y 4.

Tipo 3. Comprende estructuras como las definidas en el tipo 2 en que, además, la forma de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura.

Son de este tipo las estructuras o componentes aproximadamente cilíndricos y de pequeño diámetro, tales como tuberías y chimeneas.

Tipo 4. Comprende las estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las cubiertas colgantes que no puedan incluirse en el Tipo 1.

Artículo 87. Efectos a Considerar

En el diseño de estructuras sometidas a la acción del viento se tomarán en cuenta aquellos de los efectos siguientes que puedan ser importantes en cada caso:

- I. Empujes y succiones estáticos
- II. Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal, causadas por turbulencia
- III. Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes, y
- IV. Inestabilidad aeroelástica

Para el diseño de estructuras Tipo 1 bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento, calculados de acuerdo con el Artículo 21 al Artículo 24 de estas normas.

Para el diseño de estructuras Tipo 2 deberán incluirse los efectos estáticos y los dinámicos causados por turbulencia. El diseño podrá efectuarse con un método estático equivalente, de acuerdo con las secciones correspondientes de estas normas, o con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos sobre las estructuras.

Las estructuras Tipo 3 deberán diseñarse de acuerdo con los criterios especificados para las de Tipo 2, pero además, deberá revisarse su capacidad para resistir los efectos dinámicos de los vórtices alternantes.

Para estructuras Tipo 4 los efectos de viento se evaluarán con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos, pero en ningún caso serán menores que los especificados por el Tipo 1. Los problemas de inestabilidad aeroelástica ameritarán estudios especiales que deberán ser aprobados por el MTI y Gobiernos Municipales.

Artículo 88. Estudios en Túnel de Viento

En construcciones de forma geométrica poco usual y con características que las hagan particularmente sensibles a los efectos de viento, el cálculo de dichos efectos se basará en resultados de estudios en túnel de viento. Podrán tomarse como base resultados existentes de ensayos realizados en modelos de construcciones de características semejantes. Cuando no se cuente con estos resultados o cuando se trate de construcciones de particular importancia, deberá recurrirse a estudios de túnel de viento en modelos de la construcción misma.

Los procedimientos de ensayos e interpretación de los estudios en túnel de viento seguirán las técnicas reconocidas y deberán ser aprobados por el MTI y Gobiernos Municipales.

Artículo 89. Precauciones durante la construcción

Se revisará la estabilidad de la construcción ante efectos de viento durante el proceso de erección. Pueden necesitarse por este concepto apuntalamientos y contravientos provisionales, especialmente en construcciones de tipo prefabricado.

Capítulo 17 MÉTODO ESTÁTICO DE ANÁLISIS

Artículo 90. Generalidades.

Para el cálculo de empujes y/o succiones sobre las construcciones del Tipo 1 (Artículo 86) debidas a la presión del viento, se podrá emplear el método estático al aplicar las presiones de diseño del Artículo 95 y los coeficientes de presión señalados en el Artículo 96 y el Artículo 97. 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 una altura y la dimensión menor en planta sea menor que 4. En este último caso se aplicará la presión de diseño del Artículo 95, pero los coeficientes de presión se tomarán según se señala en el Artículo 99.

Artículo 91. Determinación de la velocidad de diseño V_D

Los efectos estáticos del viento sobre una estructura o componente de la misma se determinan con base en la velocidad de diseño. Dicha velocidad de diseño se obtendrá de acuerdo con la ecuación 20.

$$V_D = F_{TR} F_a V_R \quad (20)$$

donde

F_{TR} factor adimensional correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante;

F_a factor adimensional que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura; y

V_R velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura.

La velocidad de referencia, V_R , se define en el Artículo 92 y los factores F_a y F_{TR} se definen en el Artículo 93 y el Artículo 94, respectivamente.

Artículo 92. Determinación de la velocidad regional, V_R

La velocidad regional es la velocidad máxima del viento que se presenta a una altura de 10 m sobre el lugar de desplante de la estructura, para condiciones de terreno plano con obstáculos aislados (terreno tipo R2, Figura 7). Los valores de dicha velocidad se obtendrán de la Tabla 15, de acuerdo con la zonificación eólica mostrada en la Figura 8. Dichos valores incluyen el efecto de ráfaga que corresponde a tomar el valor máximo de la velocidad media durante un intervalo de tres segundos. Las estructuras del Grupo B se diseñarán con los valores de 50 años de periodo de retorno, mientras que las estructuras del Grupo A se diseñarán con los valores de 200 años de periodo de retorno. Para las estructuras temporales que permanezcan por más de una estación del año se seleccionará la velocidad con periodo de retorno de 10 años. Las velocidades también se podrán obtener a partir de los mapas de isotacas para 50 y 200 años mostrados en la Figura 9 y la Figura 10, respectivamente.

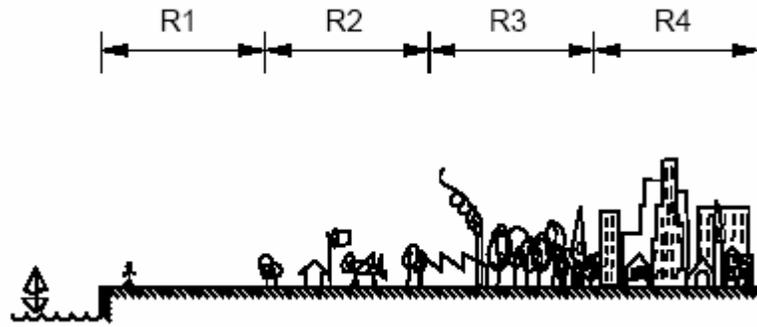


Figura 7 Rugosidad del Terreno

Tabla 15. Velocidades regionales, V_R , según la importancia de la construcción y la zonificación eólica, m/s.

Zona	Importancia de la construcción	
	Periodo de retorno	
	50	200
1	30	36
2	45	60
3	56	70

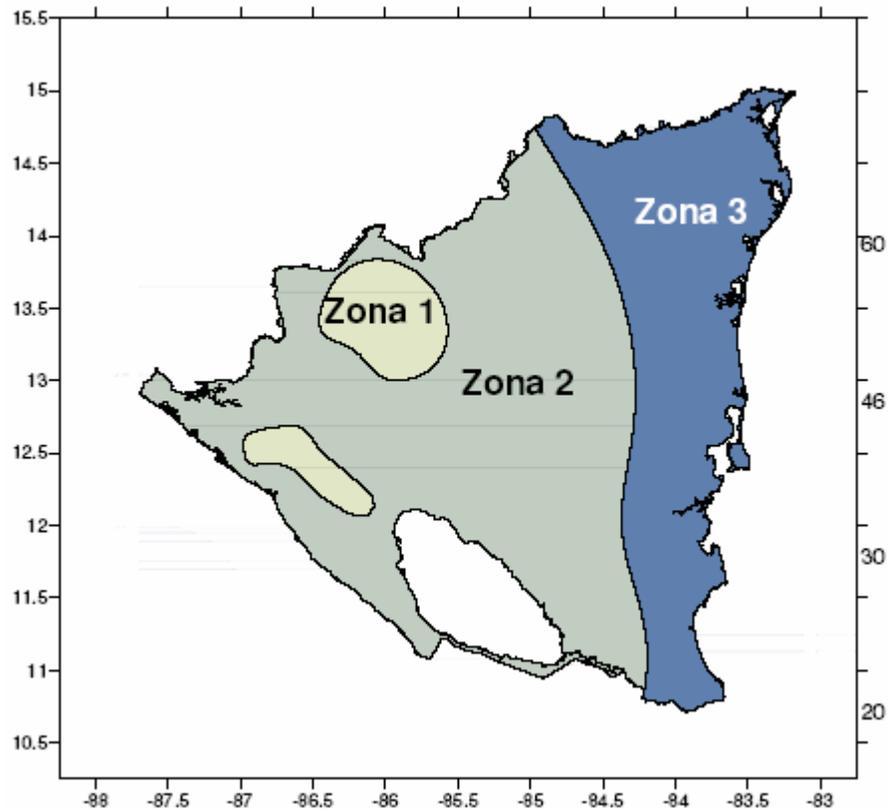


Figura 8. Zonificación eólica de Nicaragua para diseño por viento.

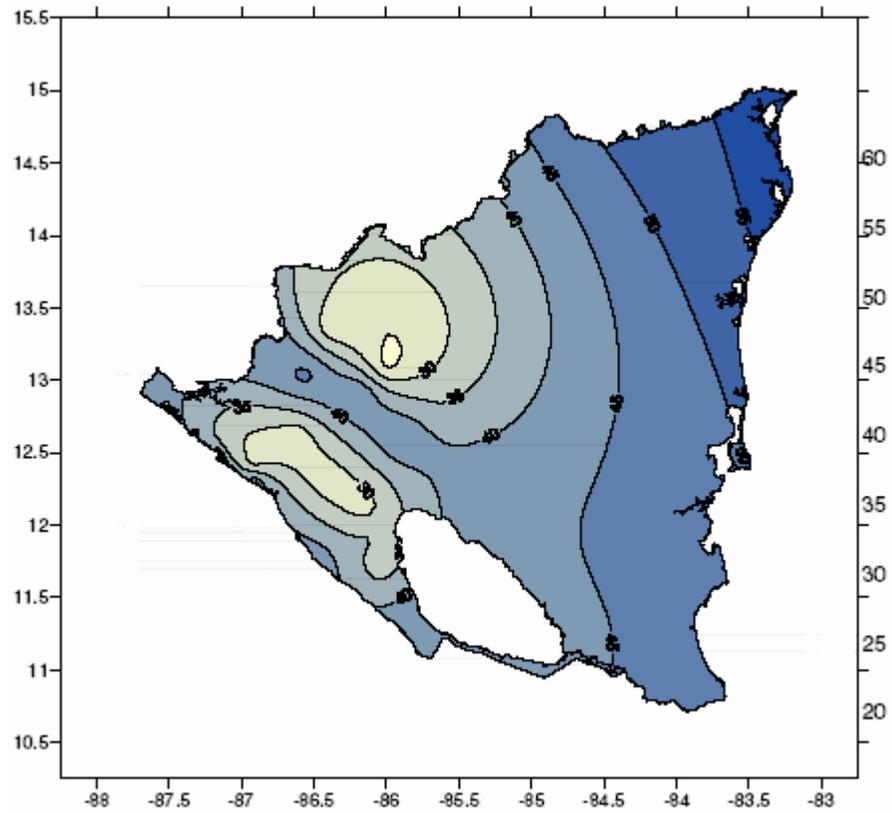


Figura 9. Mapa de isotacas correspondientes a un periodo de retorno de 50 años (velocidades en m/seg).

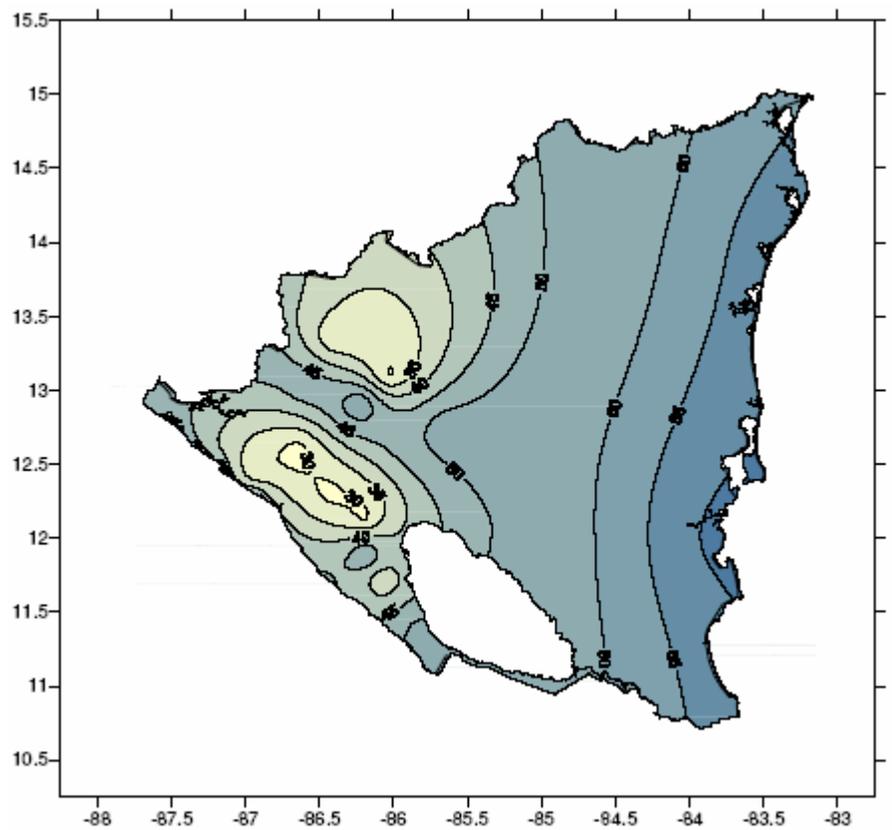


Figura 10. Mapa de isotacas correspondientes a un periodo de retorno de 200 años. (Velocidades en m/seg)

Artículo 93. Factor de variación con la altura, F_α

Este factor establece la variación de la velocidad del viento con la altura z . Se obtiene con las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned}
 F_\alpha &= 1.0 && \text{si } z \leq 10 \text{ m} \\
 F_\alpha &= \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha && \text{si } 10 \text{ m} < z < \delta \\
 F_\alpha &= \left(\frac{\delta}{10}\right)^\alpha && \text{si } z \geq \delta
 \end{aligned}
 \tag{21}$$

donde

- δ altura gradiente, 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 se puede suponer constante; δ y z están dadas en metros; y
- α exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura.

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno (Figura 7) y se definen en la Tabla 16.

En terreno de tipo R1, según se define en la Tabla 16, el factor de topografía y rugosidad, F_{TR} , se tomará en todos los casos igual a 1.0.

Tabla 16. Rugosidad del terreno, α y δ .

Tipos de terreno (Figura 7)	α	δ , m
R1 Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto	0.099	245
R2 Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	0.128	315
R3 Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del Tipo R4	0.156	390
R4 Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m	0.17	455

Artículo 94. Factor correctivo por topografía y rugosidad, F_{TR}

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplante la estructura y a su vez la variación de la rugosidad de los alrededores del sitio (Tabla 17). En este último caso, si en una dirección de análisis de los efectos del viento existen diferentes rugosidades con longitud menor de 500 m, se deberá considerar la que produzca los efectos más desfavorables.

En terreno de tipo R1, según se define en la Tabla 16, el factor de topografía y rugosidad, F_{TR} , se tomará en todos los casos igual a 1.0.

Artículo 95. Determinación de la Presión de diseño, pz.

La presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada, p_z , en Pa (kg/m^2), se obtiene tomando en cuenta su forma y está dada de manera general por la siguiente ecuación:

$$p_z = 0.47C_p V_D^2 \text{ Pa} \quad \left(p_z = 0.0479C_p V_D^2 \text{ kg/m}^2 \right) \quad (22)$$

donde

C_p coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura; y
 V_D velocidad de diseño a la altura z, definida en el Artículo 91.

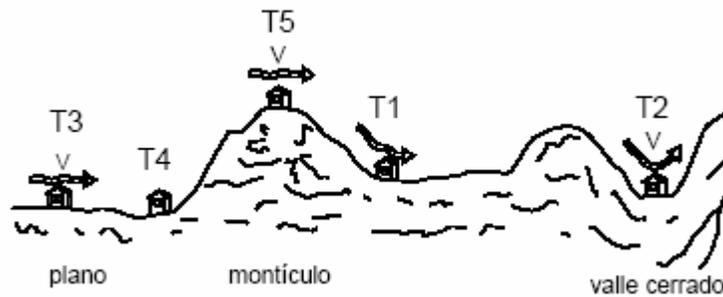


Figura 11. Formas topográficas locales.

Tabla 17. Factor F_{TR} (Factor de topografía y rugosidad del terreno)

Tipos de topografía (Figura 11)	Rugosidad de terrenos en alrededores		
	Terrano tipo R2	Terrano tipo R3	Terrano tipo R4
T1 Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.8	0.7	0.66
T2 Valles cerrados	0.9	0.79	0.74
T3 Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5 % (normal)	1	0.88	0.82
T4 Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %	1.1	0.97	0.9
T5 Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10 %, cañadas o valles cerrados	1.2	1.06	0.98

Artículo 96. Factores de presión

Los factores de presión, C_p , para el caso del método estático, se determinarán según el tipo y forma de la construcción, de acuerdo con la clasificación siguiente:

Caso I. Edificios y construcciones cerradas. Se considerarán los coeficientes de presión normal a la superficie expuesta de la Tabla 18.

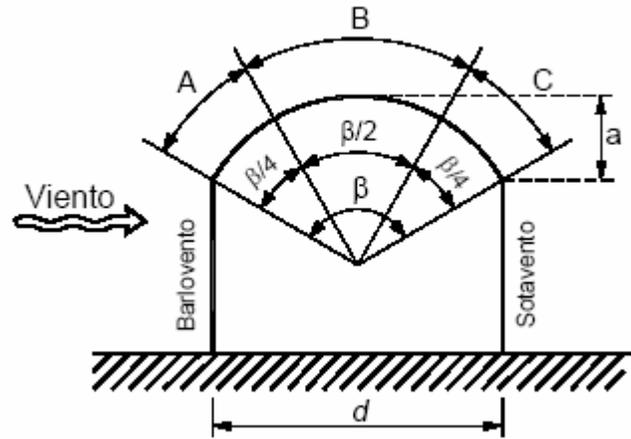
Tabla 18. Coeficientes C_p para construcciones cerradas.

	C_p
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento*	-0.4
Paredes laterales	-0.8
Techos planos	-0.8
Techos inclinados, lado de sotavento	-0.7
Techos inclinados, lado de barlovento**	$-0.8 < 0.04\theta - 1.6 < 1.8$
Techos curvos	véase Tabla 19

*La succión se considerará constante en toda la altura de la pared de sotavento y se calculará para un nivel z igual a la altura media del edificio.

** θ es el ángulo de inclinación del techo en grados.

Tabla 19. Factores de presión para cubiertas de arco.



Relación $r = a/d$	A	B	C
$r < 0.2$	-0.9	-	-
$0.2 < r < 0.3$	$3r - 1$	$-0.7 - r$	-0.5
$r > 0.3$	$1.42r$	-	-

Nota: A, B y C representan zonas de la cubierta. Para cubiertas de arco apoyadas directamente sobre el suelo, la zona A deberá diseñarse con un factor de empuje igual a $1.4r$ para todo valor de r .

Caso II. Paredes aisladas y anuncios. La fuerza total sobre la pared o anuncio, suma de los empujes de barlovento y succiones de sotavento, se calculará a partir de la ecuación 21; se utilizará un factor de presión obtenido de la Tabla 20, la Tabla 21, y la Tabla 22 (Figura 12 y Figura 13).

La Tabla 20 se aplica para anuncios con $1 \leq d/h_e \leq 20$ y muros con $1 \leq d/H \leq 20$. Si d/h_e o d/H es mayor que 20, el coeficiente de presión será igual a 2.0. En el caso de muros, si d/H es menor que 1.0, el coeficiente de presión también será igual a 2.0.

En el caso de anuncios, si d/h_e es menor que 1.0 y h_e/H mayor o igual que 0.2, el coeficiente de presión será igual a 2.0. Si h_e/H es mayor que cero pero menor que 0.2 entonces el coeficiente de presión se calculará con la expresión de la Tabla 20. Para este fin la relación d/h_e se sustituirá por su valor inverso. En el caso del viento a 45 grados la presión resultante es perpendicular al anuncio o muro y está aplicada con una excentricidad del centroide, según la distribución de presiones de la Tabla 21. Dicha excentricidad no deberá tomarse menor que $d/10$.

Para las paredes y anuncios planos con aberturas, las presiones se reducirán con el factor dado por $\phi (2 - \phi)$ donde ϕ es la relación de solidez del anuncio o muro.

Tabla 20. Viento normal al anuncio o muro

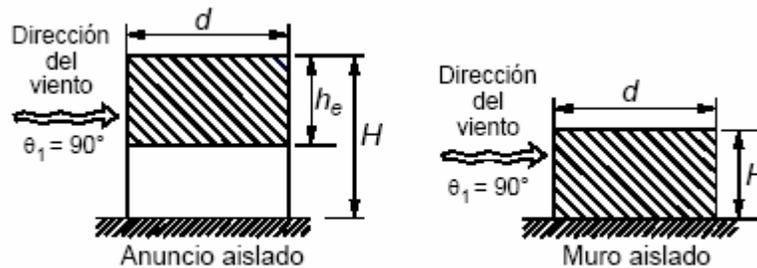
Coeficiente de presión neta (Cp)		
Anuncios		Muros
$0 < h_e/H < 0.2$	$0.2 \leq h_e/H \leq 0.7$	
$1.2 + 0.02(d/h_e - 5)$	1.5	1.2

Tabla 21. Viento a 45° sobre el anuncio o muro.

Coeficiente de presión neta (Cp) en zonas de anuncios o muros					
Distancia horizontal medida a partir del borde libre de barlovento del anuncio o muro					
Anuncios			Muros		
0 a 2he	2he a 4he	>4he	0 a 2H	2H a 4H	>4H
3	1.5	0.75	2.4	1.2	0.6

Tabla 22. Viento paralelo al plano del anuncio o muro.

Coeficiente de presión neta (Cp) en zonas de anuncios o muros					
Distancia horizontal medida a partir del borde libre de barlovento del anuncio o muro					
Anuncios			Muros		
0 a 2he	2he a 4he	>4he	0 a 2H	2H a 4H	>4H
± 1.2	± 0.6	± 0.3	± 1	± 0.5	± 0.25



Nota: Si $h_e/H > 0.7$ el anuncio deberá tratarse como muro aislado

Figura 12. Dimensiones de muros y anuncios en dirección del viento.

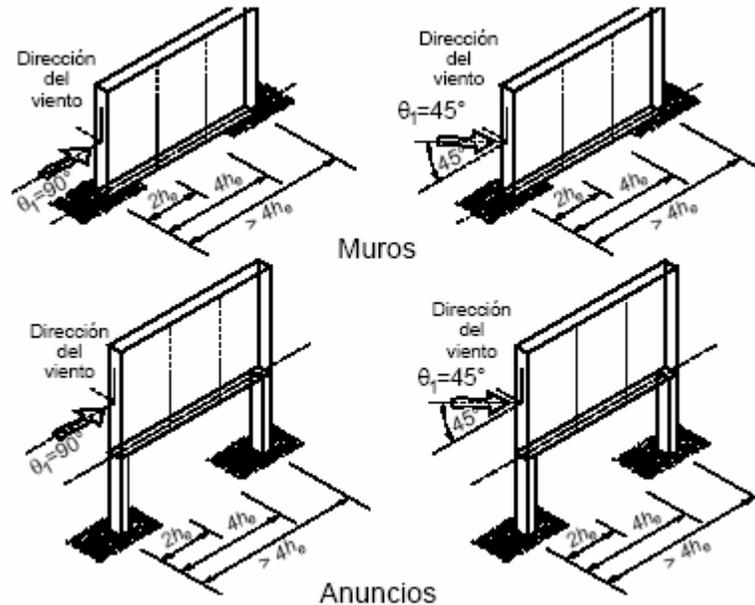


Figura 13. Acción sobre paredes aisladas o anuncios.

Caso III. Estructuras reticulares. Para el diseño de estructura reticulares como las formadas por traveses de alma abierta y armaduras a través de las que pasa el viento, se usará un factor de presión de 2.0 cuando están constituidas por elementos de sección transversal plana y de 1.3 cuando los elementos constitutivos son de sección transversal circular.

Cuando se tengan marcos o armaduras en diversos planos, podrá tomarse en cuenta la protección que algunos de sus miembros proporcionan a otros, siempre y cuando los miembros sean hechos a base de secciones planas. El factor de protección se calculará como $1 - 1.7(\Phi - 0.01x)$, siendo x el cociente entre la separación de muros o armaduras entre el peralte de dichas armaduras y Φ la relación de solidez.

Caso IV. Chimeneas, silos y similares. Los factores de presión varían en función de la forma de la sección transversal y de la relación de esbeltez de la estructura. Sus valores se especifican en la Tabla 23.

En este tipo de estructuras, además de los efectos estáticos, deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos.

Tabla 23. Factores de presión para chimeneas y silos.

Forma de la sección transversal	Relación de esbeltez*		
	1	7	25
Cuadrada	1.3	1.4	2
Hexagonal u octagonal	1	1.2	1.4
Circular (Sup. Rugosa)	0.7	0.8	0.9
Circular (Sup. Lisa)	0.5	0.6	0.7

*La relación de esbeltez se define como la relación de altura a lado menor de la estructura. Se interpolará linealmente para valores intermedios

Caso V. Antenas o torres de sección pequeña. Para el diseño de antenas o torres hechas a base de armaduras, de sección transversal cuadrada o triangular, en que la mayor dimensión de su sección transversal es menor a un metro, el coeficiente de empuje se calculará con la siguiente expresión:

$$C_p = 4 - 5.5\Phi > 1.8 \quad (23)$$

donde Φ es la relación de solidez.

Para antenas cuyos miembros son de sección circular (tubos), el coeficiente de empuje podrá reducirse multiplicándolo por 0.7.

Artículo 97. Presiones interiores

Cuando las paredes de una construcción puedan tener aberturas que abarquen más de 30% de su superficie, deberá considerarse 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 inferiores de las paredes y techo y se determinarán con la ecuación 21 empleando los factores de empuje que se indican a continuación, en función de las aberturas que puedan existir en las paredes de la construcción.

	C_p
Aberturas principalmente en la cara de barlovento	0.75
Aberturas principalmente en la cara de sotavento	-0.6
Aberturas principalmente en las caras paralelas a la dirección del viento	-0.5
Aberturas uniformemente distribuidas en las cuatro caras	-0.3

Artículo 98. Área expuesta

El área sobre la que actúa la presión calculada con la ecuación 21 se tomará igual a la superficie expuesta al viento proyectada en un plano vertical, excepto en techos y en elementos de recubrimiento en que se tomará el área total. La dirección de las presiones de viento será normal a la superficie considerada.

En superficies con vanos, como las de estructuras reticulares, sólo se considerará el área proyectada de las partes sólidas. Cuando se tengan elementos reticulares en diversos planos podrá tomarse en cuenta la protección que algunos de los miembros proporcionen a otros, mediante el criterio indicado en el caso III del Artículo 96.

En techos de diente de sierra, se considerará que la presión actúa sobre la totalidad del área del primer diente, y la mitad del área para cada uno de los demás.

Capítulo 18 MÉTODO SIMPLIFICADO

Artículo 99 Coeficientes de presión para el método simplificado

Los coeficientes de presión a considerar en muros y techos de construcciones que cumplan con los requisitos para aplicar el método simplificado, se indican en la Tabla 24. En las aristas de muros y techos se considerarán los coeficientes de presión en bordes que se indican en dicha tabla. Estos coeficientes de borde solamente se aplicarán para el diseño de los sujetadores en la zona de afectación indicada en la figura adjunta a la Tabla 24. El ancho de la zona de afectación a lo largo de los bordes de muros y techos será la décima parte de su dimensión menor (ancho o largo) o del total de su altura (si ésta resulta menor).

Tabla 24. Coeficientes de presión para el método simplificado.

Superficie	C_p	C_p (en bordes)
Muros	± 1.45	± 2.25
Techos	± 2.1	± 3.4

Capítulo 19 DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO

Artículo 100. Diseño de Elementos de Recubrimiento.

Se diseñarán con los criterios establecidos en este artículo los elementos que no forman parte de la estructura principal y los que no contribuyen a la resistencia de la estructura ante la acción de viento, así como los que tienen por función recubrir la estructura. Cada elemento se diseñará para las presiones, tanto positivas (empujes) como negativas (succiones) que correspondan a la dirección más desfavorable del viento, calculadas con la ecuación 21. Se usarán los factores de presión de la Tabla 25 para elementos ubicados en edificios de más de

20 m de altura, los de la Tabla 26 para los que se encuentran en edificios de altura menor de 20 m, y los de la Tabla 27 para cubiertas de arco. Para el diseño de parapetos, se empleará un factor de presión calculado como:

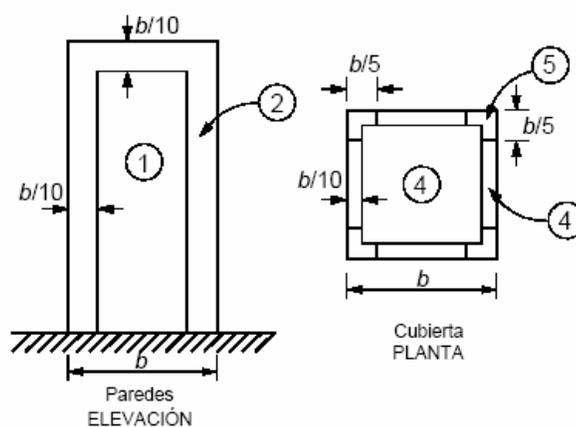
$$C_p = -3.0\phi + A/75 - 1.8 \quad (24)$$

donde A es el área tributaria del elemento a diseñar, en metros cuadrados.

Adicionalmente se considerarán los efectos de las presiones interiores, calculadas como se indica en el Artículo 97 de estas normas, para construcciones en cuyas paredes pueda haber aberturas que abarquen más de 30% en su superficie. Cuando este porcentaje no exceda de 30 se considerará, para el diseño de los elementos de recubrimiento un factor de presión de ± 0.025 .

Tabla 25. Factores de presión para elementos de recubrimiento en edificios con altura, H, mayor o igual a 20m.

Zona	Efecto	Factor de presión
1	succión	$-1.1 < -1.2 + A/100 < -0.75$
	empuje	$0.8 < 1.1 - A/130$
2	succión	$-2 < -2.2 + A/150 < -1.3$
	empuje	$0.8 < 1.2 + A/130$
3	succión	$-2 + A/13 < -0.85$
4	succión	$-2.5 + A/20 < -0.75$
5	succión	$\pm A/8 < -2$



donde

b es el ancho mínimo del edificio

A es el área tributaria del elemento que se diseña

Tabla 26. Factores de presión para elementos de recubrimiento en edificios cuya altura es menor a 20 m.

Zona	Efecto	Factor de presión
1	succión	$-2 + A/50 < -1.1$
	empuje	$1.6 - A/100$
2	succión	$-1.4 + A/50 < -1.2$
3	succión	$-3.0 + A/10 < -2.0$
4	succión	$1.4 + A/50 < -1.2$
	empuje	$1.3 - A/50 > 1.1$
5	succión	$-1.7 + A/35 < -1.4$
	empuje	$1.3 - A/50 > 1.1$

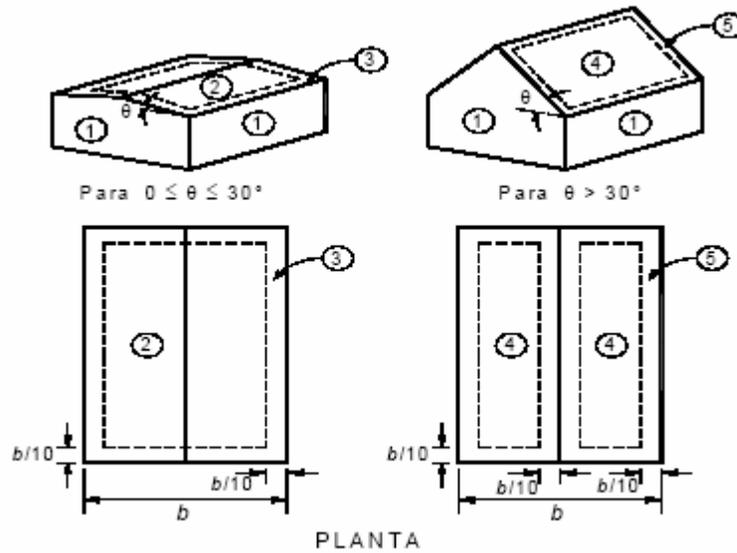
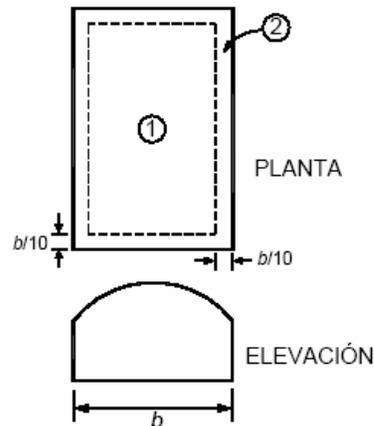


Tabla 27. Factores de presión para elementos de recubrimiento en cubiertas de arco.

Muéstrense los valores indicados en la Tabla 19 por los siguientes factores:

Zona	Área Tributaria	
	$A < 10$	$A > 10$
1	1.2	1.15
2	1.4	1.3



TÍTULO 4. NORMAS TÉCNICAS PARA REALIZAR ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA

Como se señala en el Artículo 43, podrán adoptarse coeficientes de amplificación por efectos del suelo diferentes a los de Tabla 11 o, en general, espectros de diseño diferentes a los señalados en este Reglamento, cuando se realicen estudios de microzonificación sísmica de acuerdo con los criterios que se señalan en el presente Título.

Capítulo 20 AMENAZA SÍSMICA BÁSICA

Artículo 101 Espectros en terreno firme en ausencia de estudios locales

En ausencia de estudios detallados de amenaza sísmica, se utilizará como base el mapa de la **Figura 4**, en que se presentan valores de aceleración máxima del suelo asociados a un periodo de retorno de 500 años. A partir de estos valores, se construirá un espectro de respuesta (seudoaceleraciones, 5% del amortiguamiento crítico) que será representativo del movimiento del suelo correspondiente al periodo de retorno señalado. Para la construcción de este espectro, podrán utilizarse los criterios señalados en el Artículo 55 o, a satisfacción de la autoridad, otros métodos racionales.

Artículo 102 Estudios locales para determinar la amenaza sísmica en terreno firme

Podrán realizarse estudios locales para determinar el tamaño y las características frecuenciales del movimiento del suelo en terreno firme asociado a 500 años de periodo de retorno. Para ello, se llevarán a cabo al menos los siguientes estudios:

1. Un estudio geológico regional que identifique las fallas geológicas activas existentes en la zona. Se considerará activa una falla en que haya evidencias de movimientos cuaternarios.
2. Un estudio tectónico en que se determinen las tasas de actividad de dichas fallas de suerte que puedan precisarse: a) el número medio de eventos generados por año con magnitud superior a una dada; b) la magnitud máxima esperada en la falla y su periodo de retorno; y c) el parámetro "b" de la relación Gutenberg-Richter que caracteriza la actividad en la falla. Estos parámetros se determinarán haciendo intervenir las restricciones tectónicas que imponen las tasas de deslizamiento en la falla.

Esta información sobre fallas locales, junto con la correspondiente a zonas fuente o fallas de alcance regional, se utilizarán para determinar, con métodos probabilistas y leyes de atenuación adecuadas, la amenaza sísmica en terreno firme.

Artículo 103 Limitaciones a los valores de amenaza en terreno firme

Podrán usarse movimientos del suelo menores a los que se desprenden de la aplicación del mapa de la **Figura 4** y los criterios del Artículo 55 sólo si, a juicio de la autoridad, se demuestra su racionalidad.

Capítulo 21 EFECTOS DE SITIO

Artículo 104 Información geotécnica

Para el área en estudio se recopilará la información sobre aspectos geológicos y geotécnicos locales, con énfasis en la posición geográfica, espesores y características mecánicas de los estratos de suelo, así como en la profundidad de la roca basal. Para la caracterización de las propiedades mecánicas de los suelos se recurrirá, al menos, a mediciones de penetración estándar, aunque se recomienda fuertemente la aplicación de métodos geofísicos o geotécnicos avanzados. Se considerará que, aunque la medición de microtemores puede aportar información valiosa, no serán admisibles los estudios en que los resultados de esta técnica no sean contrastados con otras evidencias.

Artículo 105 Parámetros del comportamiento no lineal el suelo

Se llevarán a cabo estudios sobre el comportamiento dinámico del módulo de corte y las propiedades de amortiguamiento de los suelos, con el fin de estar en capacidad de llevar a cabo una modelación razonable del suelo fuera de su rango lineal. Para estos estudios podrán emplearse técnicas como ensayos triaxiales cíclicos, estudios en columna resonante, ensayos en columnas de torsión u otros que estén respaldados por resultados apropiados.

Capítulo 22 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DINÁMICA DEL SUELO

Artículo 106 Métodos de análisis

El análisis de la respuesta dinámica del suelo se llevará a cabo empleando, al menos, métodos aceptados de propagación unidimensional de ondas de corte. Cuando el caso lo amerite, la autoridad podrá recomendar la ejecución de análisis bi- o tri-dimensionales. Se tomarán como movimientos de entrada los determinados con los criterios que se señalan en el Capítulo 20, sea en forma de densidades espectrales adecuadamente determinadas, o en forma de familias de acelerogramas que, colectivamente, representen el nivel de amenaza sísmica dada por los espectros en suelo firme.

Artículo 107 Determinación de factores de amplificación

A partir de los espectros determinados de acuerdo con lo señalado en el artículo anterior, se determinarán los factores de amplificación adecuados a cada sitio examinado. Para ello, se tendrá en cuenta el espíritu de lo señalado en el Artículo 43, por lo que respecta a tipos de suelo, y en el Artículo 55 por lo que respecta a las formas espectrales.

Artículo 108 Microzonas

Una vez determinados los factores de amplificación, se agruparán los sitios examinados que tengan aproximadamente los mismos valores. Estos grupos constituirán las microzonas. La agrupación en microzonas se hará de manera conservadora, es decir, se adoptará como factor de amplificación de la microzona el correspondiente al sitio más amenazado de la misma.