

GACETA OFICIAL

ORGANO DEL ESTADO

AÑO XCI

PANAMA, R. DE P., MARTES 13 DE DICIEMBRE DE 1994

Nº 22.681

CONTENIDO

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
JUNTA TECNICA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
(LEY 15 DE 26 DE ENERO DE 1959)

RESOLUCION NO. 329

(De 23 de noviembre de 1994)

"POR MEDIO DE LA CUAL SE ADOPTA EL REGLAMENTO PARA EL
DISEÑO ESTRUCTURAL EN LA REPUBLICA DE PANAMA (REP-94)." Pág. Nº 1

AVISOS Y EDICTOS

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
JUNTA TECNICA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
(LEY 15 DE 26 DE ENERO DE 1959)

RESOLUCION No. 329

(De 23 de noviembre de 1994)

Por medio de la cual se adopta el REGLAMENTO PARA EL DISEÑO
ESTRUCTURAL EN LA REPUBLICA DE PANAMA (REP-94).

LA JUNTA TECNICA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

CONSIDERANDO:

1. Que por medio de la Resolución No. 188 de 9 de febrero de 1983, se adoptó el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá (REP-81).
2. Que por medio de dicha resolución se nombró un COMITE CONSULTIVO para estudiar, reformar y actualizar el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá.
3. Que por medio de la Resolución No. 196 de 5 de noviembre de 1984, se adoptó el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá (REP-84).
4. Que el Comité Consultivo le entregó a la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura, el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá (REP-94) el cual reforma y actualiza el (REP-84).
5. Que durante el desarrollo del 7º Congreso Nacional de Ingeniería Civil, celebrado del 22 al 26 de noviembre de 1994, se declaró la sala ilustrada y se decidió recomendar, la adopción del nuevo Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá-REP-94, al pleno de la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura según consta en el documento que recoge las conclusiones y recomendaciones de este Congreso.
6. Que la Técnica de Ingeniería y Arquitectura, en la Reunión Nº 94-23 celebrada el (23) veintitrés de noviembre, aprobó la recomendación del Comité Consultivo Permanente.

RESUELVE:

1. Adoptar el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá (REP-94), cuyo texto es el siguiente:

Aquí se insertará el texto para el
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA
REPUBLICA DE PANAMA
REP-94
desde el CAPITULO 1, intitulado
PROVISIONES GENERALES
hasta la Pág. 182
CAPITULO 11 MAMPOSTERIA

FUNDAMENTO DE DERECHO: Ley 15 de 26 de enero de 1959, reformada por la Ley 53 de 1963, y sus Decretos Reglamentarios.

Esta Resolución comenzará a regir a partir de su promulgación en la Gaceta Oficial.

Dada en la ciudad de Panamá a los veintitrés (23) días del mes de noviembre de 1994.

GACETA OFICIAL**ORGANO DEL ESTADO**

Fundada por el Decreto de Gabinete Nº 10 de 11 de noviembre de 1903

LICDO. JORGE SANIDAS A.
DIRECTOR**MARGARITA CEDEÑO B.**
SUBDIRECTORA**OFICINA**Avenida Norte (Eloy Alfaro) y Calle 3a. Casa No. 3-12,
Edificio Casa Amarilla, San Felipe Ciudad de Panamá,
Teléfono 28-8631, Apartado Postal 2189,
Panamá, República de Panamá**LEYES AVISOS, EDICTOS Y OTRAS
PUBLICACIONES**

NUMERO SUELTO: B/. 4.10

Dirección General de Ingresos
IMPORTE DE LAS SUSCRIPCIONES
Mínimo 6 Meses en la República: B/.18.00
Un año en la República B/.36.00
En el exterior 6 meses B/.18.00, más porte aéreo
Un año en el exterior, B/.36.00, más porte aéreo

Todo pago adelantado

PUBLIQUESE Y CUMPLASE**GENITO MALDONADO**
Presidente**ROBERTO VARGAS**
Secretario General Rep. del MOP
DONATO PIRRO
Rep. del CIEMI
SONIA GOMEZ GRANADOS
Rep. de la U. de Panamá**ABDIEL CANO**
Rep. del COICI
AMADOR HASSELL
Rep. de la UTP
JOSE A. BATISTA
Rep. del COARQ**SOCIEDAD PANAMEÑA DE INGENIEROS Y ARQUITECTOS****REGLAMENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL****PARA LA REPUBLICA DE PANAMA 1994****REP 94**

Elaborado por la Comisión del Reglamento Estructural

Ing. César Kiamco, Coordinador
Ing. Luis Alfaro
Ing. George Berman
Ing. Alvaro Calvo
Ing. Víctor Duarte
Ing. Octavio Franco
Ing. Martín Isaac
Ing. Amador Hassel
Ing. René Henríquez
Ing. Ernesto Ng
Ing. Diego Pardo
Ing. Daniel Ulloa
Ing. Juan Yinh

Panamá, octubre de 1994

Capítulo 1 - PROVISIONES GENERALES**1.1 Alcance.** El Reglamento para el Diseño Estructural para la República de Panamá, Versión 1994, rige en todo en territorio de la República de Panamá.**1.2 Propósito.** Los requisitos del Reglamento tienen como intención asegurar contra el colapso de la estructura o contra fallas estructurales mayores, y, en este sentido son requerimientos

mínimos. La protección contra daños a elementos no-estructurales podrá requerir, en algunos casos, el diseño de estructuras de mayor resistencia y rigidez que las que resulten de la aplicación del Reglamento.

1.3 Cargas de Diseño.

1.3.1 Gravedad. Los efectos de gravedad en las estructuras se evaluarán utilizando las cargas muertas y las cargas vivas del Capítulo 2.

1.3.2 Viento. Los efectos de viento en las estructuras se evaluarán utilizando las cargas derivadas del Capítulo 3.

1.3.3 Sismo. Los efectos de sismo en las estructuras se evaluarán utilizando las cargas derivadas del Capítulo 4.

1.3.4 Suelo. Los efectos de suelo en las estructuras se evaluarán utilizando los principios de la geomecánica presentados en el Capítulo 5.

1.4 Resistencia de los suelos. La resistencia de los suelos que soporten estructuras se determinará utilizando los principios de la geomecánica presentados en el Capítulo 5.

1.5 La Vivienda Unifamiliar. La estructura de la pequeña vivienda unifamiliar llenará los requerimientos del Capítulo 6.

1.6 Métodos de Diseño Estructural.

1.6.1 Concreto reforzado. El diseño de estructuras de concreto reforzado se llevará a cabo según lo especifica el Capítulo 7 y las referencias allí citadas para resistir los efectos de carga determinados para gravedad, viento, sismo, y suelo según los Capítulos 2, 3, 4, y 5, respectivamente.

1.6.2 Concreto pre-esforzado. El diseño de estructuras de concreto pre-esforzado se llevará a cabo según lo especifica el Capítulo 8 y las referencias allí citadas para resistir los efectos de carga determinados para gravedad, viento, sismo, y suelo según los Capítulos 2, 3, 4, y 5, respectivamente.

1.6.3 Acero. El diseño de estructuras de acero estructural y acero formado en frío se llevará a cabo según lo especifica el Capítulo 9 y las referencias allí citadas para resistir los efectos de carga determinados para gravedad, viento, sismo, y suelo según los Capítulos 2, 3, 4, y 5, respectivamente.

1.6.4 Madera. El diseño de estructuras de madera se llevará a cabo según lo especifica el Capítulo 10 y las referencias allí citadas para resistir los efectos de carga determinados para gravedad, viento, sismo, y suelo según los Capítulos 2, 3, 4, y 5, respectivamente.

1.6.5 Mampostería. El diseño de estructuras de mampostería se llevará a cabo según lo especifica el Capítulo 11 y las referencias allí citadas para resistir los efectos de carga determinados para gravedad, viento, sismo, y suelo según los Capítulos 2, 3, 4, y 5, respectivamente.

1.7 Análisis y Diseño Mediante Computadoras

1.7.1 General. Los métodos de análisis y diseño estructural por computadora no son un sustituto para la competencia y el buen juicio ingenieril. Consecuentemente, estos métodos deberán emplearse de una manera responsable. El Ingeniero deberá tener control total de sus decisiones, comprender las bases técnicas de las mismas, y evaluar de una manera independiente y personal cada renglón de información en el cual base su diseño. En esta sección se presentan consideraciones generales para el uso de las computadoras en el proceso de diseño y la presentación de los cálculos asociados.

1.7.2 Consideraciones Generales. Es responsabilidad del Ingeniero Estructural el asegurarse de cumplir con los siguientes puntos:

1. El Ingeniero Estructural deberá emplear sólo aquellos programas de computadora cuyo funcionamiento y limitaciones son conocidas.
2. El Ingeniero Estructural basará sus decisiones de diseño sólo en aquellos programas de computadora y datos numéricos cuya validez haya sido verificada.
3. El Ingeniero Estructural empleará en sus cálculos sólo aquellos programas de computadora aplicables al tipo de problema que analiza.
4. El Ingeniero Estructural se asegurará que las aplicaciones comerciales que usa tengan la documentación adecuada. En particular, la documentación debe describir los métodos analíticos empleados y las limitaciones impuestas al programa.
5. El Ingeniero Estructural se asegurará que las aplicaciones comerciales que use correspondan a una versión verificada y autorizada para el uso por el autor de la aplicación.
6. El Ingeniero Estructural verificará en la medida que fuere posible los resultados obtenidos. Esto lo realizará ya sea analizando el mismo problema con uno o más programas independientes o mediante métodos aproximados que ofrezcan un orden de magnitud realista.

1.7.3 Presentación de los Cálculos Estructurales. La memoria de cálculos estructurales constará de cálculos manuales, data de entrada y salida de programas de computadora, dibujos y esquemas que contribuyan a documentar el diseño estructural.

1.8.4 Instrumentación Sísmica de Edificios

1.8.4.1 Instrumentación mínima. Todo edificio de más de quince pisos estará dotado de acelerógrafos de movimiento fuerte con registros en tres componentes.

1.8.4.2. Ubicación. Se instalará un acelerógrafo al nivel de la base en todo nuevo edificio que tenga más de 15 pisos o 5000 m² de construcción. Para edificios de más de 20 pisos, se instalará un acelerógrafo adicional, interconectado al primero, en la azotea o en el nivel inferior al techo.

1.8.4.3. Adquisición de la Instrumentación. El dueño del edificio comprará la instrumentación sísmica.

1.8.4.4. Mantenimiento. El mantenimiento y coordinación de la instrumentación sísmica correrá a cargo de las Universidades e Instituciones que realicen trabajos de investigación sísmica.

CAPITULO 2 - CARGAS DE GRAVEDAD

2.1 Provisiones Generales: Esta sección proporciona los requerimientos mínimos de cargas muertas y vivas para el diseño de edificios y otros tipos de estructuras. Las cargas aquí especificadas son apropiadas para ser usadas con los esfuerzos y factores de carga recomendados en las especificaciones, de uso internacional, para el diseño de concreto reforzado y pre-esforzado, acero, madera y mampostería.

2.3 Cargas Muertas

2.3.1 General. Las cargas muertas comprenden el peso de todas las construcciones permanentes, incluyendo techos, cielorasos, paredes, pisos, escaleras y equipos fijos.

2.3.2 Peso de los Materiales y Tipos de Construcción: Al determinar las cargas muertas para propósitos de diseño, se deberán emplear los pesos reales de los materiales o tipo de construcción. Los mismos no deberán ser menores que los valores dados en las Tablas 2.1 a 2.10, salvo que se presente evidencia debidamente documentada para sustentar valores menores. En todo caso, los valores supuestos deberán ser satisfactorios y estarán sujetos a la aprobación de la autoridad competente.

2.3.3 Peso de Equipo Fijo: Al proyectar las cargas muertas para propósitos de diseño, se deberá incluir el peso de equipo de servicio fijo, tal como bajantes de plomería, alimentación eléctricas, y sistemas de calefacción, ventilación, y aire acondicionado, siempre y cuando dicho equipo sea soportado por miembros estructurales.

2.3.4 Consideraciones especiales. Se le advierte a los ingenieros, arquitectos, y dueños que deberán considerar factores que puedan resultar en diferencias entre las cargas actuales y las calculadas.

2.4 Cargas Vivas

2.4.1 General. Las cargas vivas son aquellas producidas por el tipo de uso u ocupación de la edificación o estructura y no incluyen las cargas muertas ni las cargas ambientales tales como las cargas debidas a viento, lluvia, o sismo. Las cargas vivas en un techo pueden ser producidas (1) por los trabajadores, equipo y materiales durante operaciones de mantenimiento del techo y (2) durante la vida de la estructura por objetos móviles tales como maceteros y personas.

2.4.2 Cargas Uniformemente Distribuidas

2.4.2.1 Cargas Vivas Requeridas: Las cargas vivas supuestas en el diseño de edificaciones y otras estructuras serán las cargas máximas susceptibles de ser producidas por el uso u ocupación mismas pero en ningún caso serán menores que las cargas unitarias distribuidas mínimas de la Tabla 2.11.

2.4.2.2 Provisión para Divisiones Internas Móviles: En los edificios de oficinas donde las divisiones están sujetas a ser movidas aumentará la carga viva para tomar en cuenta la carga de particiones, independientemente de si los planos muestran o no particiones. Esta provisión se obviará si la carga viva especificada excede 4.0 kPa (400 kgf/m²).

2.4.3 Cargas Concentradas: Los pisos u otras superficies similares se diseñarán para soportar de una manera segura las cargas vivas uniformemente distribuidas de la Sección 2.4.2 o las cargas concentradas dadas en la Tabla 2.12, cualesquiera produzca los mayores esfuerzos. A menos que se indique en otra forma, las cargas concentradas se supondrán distribuidas sobre un área de 750 mm por 750 mm y colocadas donde produzcan los mayores esfuerzos.

2.4.3.1 Miembros que soportan techos con acceso. Los nudos de las cuerdas inferiores de cerchas de techo o cualquier punto de otros miembros estructurales que soporten techos sobre pisos de manufactura, almacenamiento comercial, o garages comerciales deberán soportar de manera segura una carga concentrada suspendida de por los menos 9 kN (900 kgf), además de la carga muerta. Para los demás tipos de ocupación, se utilizará una carga de 1 kN (100 kgf) en vez de 9 kN (900 kgf).

2.4.4 Cargas en Sistemas de pasamanos y guardaraíles: Un pasamanos es un riel que se agarra por la mano para guiarse y soportarse. Un sistema de guardaraíles es un sistema de componentes de edificio cerca de los lados abiertos de una superficie elevada cuyo propósito es el de minimizar la posibilidad de una caída desde la superficie elevada.

2.4.4.2 Cargas. Los sistemas de pasamanos y guardarieles se diseñarán para resistir una carga vertical y otra horizontal de 750 N/m (75 kgf/m) aplicadas simultáneamente en su parte superior y para transferir estas cargas, a través de sus soportes, a la estructura. La carga horizontal se aplicara perpendicularmente al plano del pasamano o guardariel. Para residencias de una y dos familias, esta carga se podrá reducir a 450 N/m (45 kgf/m).

Además, los pasamanos y guardarieles deberán ser capaces de resistir una carga concentrada de 900 N (90 kgf) actuando en cualquier dirección y aplicada sobre cualquier punto de la parte superior y tendrán dispositivos de fijacion y estructura de soporte para transferir esta carga a los elementos estructurales apropiados del edificio. No será necesario suponer que la carga actúe concurrentemente con las cargas especificadas en el párrafo anterior.

Los rieles intermedios (exceptos los del pasamanos), los balaústres, y cualquier panel intermedio deberán diseñarse para resistir una carga horizontal normalmente aplicada de 1.25 kPa (125 kgf/m²) actuando sobre toda su área tributaria, incluyendo aberturas y espacios entre los rieles. No será necesario suponer que esta carga actúa simultáneamente con las cargas de los dos párrafos anteriores.

2.4.5 Cargas No-especificadas: Para los usos o tipo de ocupación que no estén especificados en las Secciones 2.4.2 ó 2.4.3, la carga viva de diseño deberá determinarse de una manera satisfactoria ante la autoridad competente.

2.4.6 Cargas Parciales: Se considerará la posibilidad de que la carga viva apropiadamente reducida aplicada sobre solo una parte de la estructura o miembro produzca un efecto más desfavorable que el que se produciría si la misma intensidad se aplicara sobre la estructura o miembro completo.

2.4.7 Cargas de Impacto: Se considerará que las cargas de la Sección 2.4.2.1 toman en cuenta condiciones ordinarias de impacto. El diseño estructural deberá tomar en cuenta condiciones de uso o cargas que incluyan vibraciones o fuerzas de impacto fuera de lo comun.

2.4.7.1 Ascensores. Todas las cargas de ascensores se incrementarán en un 100% para impacto. Los soportes se diseñarán dentro de los límites de deflexión prescritos por ANSI/ASME A17.1 Y ANSI/ASME A17.2.

2.4.7.2 Maquinaria. El peso de maquinaria y cargas móviles se incrementará para considerar los efectos de impacto, como sigue: (1) maquinaria de ascensores, 100%; (2) maquinaria ligera movida por eje o por motor, 20%; (3) maquinaria movida por motor maquinaria alternativa o unidades mandadas a potencia, 50%; (4) tensores o colgadores para pisos o balcones, 33%. Estos porcentajes deberán incrementarse cuando así lo recomiende el fabricante.

2.4.7.3 Vías para Grúas: La carga de diseño de los soportes de grúa, excepto aquellos en donde se use sólo grúas manuales, se incrementarán para efectos de impacto como sigue: (1) una fuerza vertical igual a 25% de la carga máxima por rueda; (2) una fuerza lateral igual a 20% del peso del carro de grúa más la carga, solamente, aplicada en dos mitades a la parte superior de cada riel; (3) una fuerza longitudinal igual a 10% de la carga máxima por rueda de la grúa, aplicada en la parte superior del riel.

Excepción: Estas cargas se podrán reducir si se presentan datos técnicos de sustentación que sean aceptables para la autoridad competente.

2.4.8 Reducción de la Carga Viva

2.4.8.1 Area de Influencia y Reducción Permisible: Los miembros que tengan un área de influencia de 40 m² o más, podran ser diseñados para una carga viva reducida determinada por la siguiente ecuación:

$$L = L_0 * \left(0.25 + \frac{1.4}{\sqrt{A_T}} \right)$$

en donde **L** es la carga viva reducida soportada por el miembro en kN por m², **L₀** es la carga viva sin reducir soportada por el miembro en kN por m² de la Tabla 2.12 y **A_T** es el área de influencia en metros cuadrados. El área de influencia para columna es cuatro veces el área tributaria; para una viga es dos veces su área tributaria, y para una losa en dos direcciones es igual al área de una franja.

La carga viva reducida no deberá ser menor que 50% de la carga viva unitaria **L₀** para aquellos miembros que soporten un piso ni menos de 40% de la carga viva unitaria **L₀** en otros casos.

2.4.8.2 Limitaciones: Para cargas vivas de 5.0 kPa (500 kgf/m²) o menos, no se permitirá reducción en áreas para reuniones, garajes, losas en una dirección o techos excepto segun lo permita la Seccion 2.4.44. Para cargas que excedan 5.0 kPa (500 kgf/m²) y para garajes para vehículos de pasajeros unicamente, se permitirá una reducción de 20% para los miembros que soportan más de un piso.

2.4.11 Cargas Vivas Mínimas para Techos: Los techos planos, inclinados o curvos se diseñarán para las cargas vivas obtenidas con la siguiente ecuación:

$$L_r = R_1 R_2 \geq 0.6 \text{ kN/m}^2 \text{ (60 kgf/m}^2\text{)}$$

en donde **L_r** es la carga viva en el techo en kN por m² de proyección horizontal. Los factores de reducción **R₁** y **R₂** se determinan como sigue:

$$R_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{para } A_t \leq 20 \\ 1.2 - 0.011 * A_t & \text{para } 20 < A_t < 60 \\ 0.6 & \text{para } A_t \geq 60 \end{cases}$$

en donde **A_t** es el área tributaria, en metros cuadrados, del miembro y

$$R_2 = \begin{cases} 1.0 & \text{para } F \leq 1/3 \\ 1.2 - 0.6 * F & \text{para } 1/3 < F < 1 \\ 0.6 & \text{para } F \geq 1 \end{cases}$$

en donde **F** es la inclinación del techo en mm/mm ó la razón alto/luz multiplicada por 32 para un arco ó domo.

2.4.11.2 Techos especiales. Techos utilizados para paseo se diseñarán para una carga viva mínima de 3.0 kN/m² (300 kgf/m²). Techos utilizados para jardines de techo o para proposito de reunion se diseñaran para una carga viva minima de 5.0 kN/m² (500 kgf/m²). Techos utilizados para otros propositos especiales se disenaran para las cargas apropiadas, segun indique o apruebe la autoridad competente.

2.4.12 Referencias. Las siguientes normas se han citado en este capítulo:

1. Práctica Estándar Nacional Americana para la Inspección de Ascensores, Escaleras Mecánicas, y Aceras Mecánicas (Manual del Inspector), ANSI A17.2-1985.
2. Código de Seguridad Estándar Nacional Americano para Ascensores y Escaleras Mecánicas, ANSI/ASME A17.1-1984.
3. Norma Nacional Americana para Lugares de Asambleas, Pabellones y Estructuras Sustentadas por Aire, ANSI/NFPA 102-1986.
4. Díaz G., Juan R., "Análisis y Pesos de Cargas Muertas para Diseño Estructural en Panamá", Universidad Tecnológica.

Tabla 2.2

Pesos Unitarios de Cielorrasos en kPa

Porro de madera machihembrada de 1"x 6" debajo de los pares del techo inclinados hasta 30%.	0.18
Cielorrasos horizontales clavados en armazones de madera	
Celotex de 127 mm	0.11
Yeso de 127 mm	0.19
Madera machihembrada de 1"x 6"	0.25
Cielorrasos horizontales suspendidos en estructuras de aluminio tipo normal o pesado, incluyendo en peso de las lámparas	
Láminas de 600 mm x 1200 mm de fibra de vidrio de 16 mm o de styrofoam de 19 mm	0.040
Láminas de 600 mm x 1200 mm de celotex de 127 mm o de fibra de mineral de 19 mm	0.060
Láminas de 600 mm x 600 mm de fibra mineral de 16 mm o 19 mm	0.080
Láminas de 600 mm x 600 mm de Celopant ^a	0.100
Láminas de 600 x 1200 mm de yeso de 13 mm ^b	0.120
Repello de 25 mm, malla y armazón de acero	0.650

^a Aumentar 0.030 kPa por milímetro de espesor.

^b Aumentar 0.020 kPa por cada 3 milímetros de espesor.

Factor de conversión: 1 kPa = 100 kgf/m²

Tabla 2.1

Pesos Unitarios de Techos en kPa

Tejas imperiales o coloniales, pares de madera 2"x 8", forro de madera machihembrada de 1"x 6", impermeabilizantes de felpa de asfalto, con inclinación hasta de 30%. ^a	0.9
Tejas imperiales o coloniales, carriolas de acero galvanizado calibre 16 de 2"x 8" a 600 mm, cubierta de hojas de acero galvanizado calibre 26, pintura ásfaltica, con inclinación 30%. ^a	0.63
Cubierta de hojas de acero galvanizadas calibre 26, carriolas galvanizadas calibre 16 a 900 mm con inclinación hasta 5%.	0.12
Cubierta de hojas de acero galvanizadas calibre 26, pares de madera de 2"x 6" a 750 mm, con inclinación hasta 5%.	0.14
<i>Tejalit</i> , 5 mm de espesor, sobre armazón de madera, con inclinación hasta 30%. ^b	0.27
<i>Panalit</i> corrugado de 5 ondas, 5 mm de espesor ^c , sobre armazón de madera, con inclinación hasta 30%. ^b	0.26
<i>Panalit</i> corrugado de 6 ondas, 5 mm de espesor ^c , sobre armazón de madera, con inclinación hasta 30%. ^b	0.23
<i>Panaleta</i> , sin considerar vigas de apoyo, con inclinación hasta 5%. ^b	0.21
<i>Superlite</i> , sin considerar vigas de apoyo, con inclinación hasta 10%. ^a	0.24

^a Aumentar o disminuir 0.010 kPa por cada 5% de inclinación.

^b Aumentar o disminuir 0.005 kPa por cada 5% de inclinación.

^c Aumentar o disminuir 0.035 kPa por cada milímetro de espesor.

Factor de conversión: 1 kPa = 100 kgf/m²

Tabla 2.3

Pesos Unitarios de Repellos Inferiores en Losas en kPa

Losas de bloques de cemento Blokmigón	0.25
Losas de bloques de cemento con viguetas de concreto reforzado	0.30
Losas de bloques de arcilla con viguetas de concreto reforzado	0.35
Losas sólidas de concreto	0.30
Losas de bloques de cemento con viguetas pretensionadas	0.40

Factor de conversión: 1 kPa = 100 kgf/m²

Tabla 2.4

Pesos Unitarios de Acabados de Pisos en kPa

Mosaicos sobre mortero de relación arena/cemento 4:1 ó 5:1		
250 mm x 250 mm		1.45
300 mm x 300 mm		1.50
500 mm x 500 mm		1.80
Alfombra con colchoneta		
Sola		0.04
A nivel de piso acabado de mosaico sobre capa de mortero de relación arena/cemento de 3:1		1.25
A nivel de piso acabado de mosaico sobre capa de concreto de gravilla		1.35
Mosaico de vinil de 300 mm x 300 mm más pegamento		
Solo		0.10
A nivel de piso acabado de mosaico sobre capa de mortero de relación arena/cemento de 3:1		1.55
A nivel de piso acabado de mosaico sobre capa de concreto de gravilla		1.65

Factor de conversión: 1 kPa = 100 kgf/m²

Tabla 2.5

Pesos Unitarios de Paredes de Mampostería por Área Vertical de Pared en kPa

Material de bloques	Espesor de repello en mm	Espesor de bloque en mm	Peso de pared en kPa
Cemento	0*	75	1.20
		100	1.30
		150	1.70
	15	75	1.82
		100	1.90
		150	2.33
	18	75	1.92
		100	2.00
		150	2.44
Arcilla	18	75	1.36
		100	1.44
		150	1.65
	20	75	1.46
		100	1.54
		150	1.76

*Resanado

Factor de conversión: 1 kPa = 100 kgf/m²

Tabla 2.6

Pesos Unitarios de Paredes de Construcción Ligera por Área Vertical de Pared

Material de láminas	Cantidad de Láminas	Espesor de láminas en mm	Armazón	Peso de pared en kPa
Yeso	2	13	Metal	0.27
Yeso	2	13	Madera	0.33
Comprimido de fibra de vegetal y cemento con repello de 19 mm	1	-	Metal	1.09
Plywood	2	6	Madera	0.21
Plywood	2	13	Madera	0.28
Plywood	2	19	Madera	0.35
Carton plastificado	2	3	Madera	0.22
Carton plastificado	2	6	Madera	0.29
Carton ahuecado	2	3	Madera	0.21
Carton ahuecado	2	6	Madera	0.26

Factor de conversión: 1 kPa = 100 kgf/m²

Tabla 2.7

Pesos Promedios Distribuidos en kPa de Paredes en Edificios Residenciales de Apartamentos

Categoría de 2 recámaras ó 1 recámara más 1 estudio

Área promedio por apartamento en m ²	Paredes de bloques de cemento		Paredes de bloques de arcilla	
	Menos de 4 pisos	4 pisos o más	Menos de 4 pisos	4 pisos o más
50	3.83	4.02	3.04	3.23
75	3.12	3.27	2.45	2.60
100	2.70	2.82	2.10	2.23
125	2.41	2.52	1.87	1.98
150	2.19	2.29	1.70	1.80

NOTAS

1. Para residencias en edificios de apartamentos, bloques exteriores e interiores repellados en ambas caras mayoritariamente de 100 mm de espesor. Incluye ventanas, puertas, mochetas, azulejos, zócalos, y quicios.
2. El área promedio por apartamento se determina calculando el área total de losa típica, incluyendo el área de servicio, escaleras, elevadores, y pasillos exteriores e interiores, y se divide por el número de apartamentos por planta.
3. Los pesos no incluyen tuberías ni los accesorios para fijarlas.

Factores de conversión: 1 kPa = 100 kgf/m²

Tabla 2.8

**Pesos Promedios Distribuidos en kPa de Paredes en Edificios Residenciales de
Apartamentos
Categoría de 3 recámaras ó 2 recámara más 1 estudio**

Área promedio por apartamento en m ²	Paredes de bloques de cemento		Paredes de bloques de arcilla	
	Menos de 4 pisos	4 pisos o más	Menos de 4 pisos	4 pisos o más
100	3.25	3.42	2.52	2.68
125	2.98	3.13	2.31	2.46
150	2.78	2.91	2.15	2.29
175	2.61	2.74	2.03	2.16
200	2.48	2.60	1.93	2.05
225	2.37	2.48	1.84	1.95
250	2.27	2.38	1.77	1.88
275	2.19	2.30	1.71	1.81
300	2.12	2.22	1.65	1.75

NOTAS

1. Para residencias en edificios de apartamentos, bloques exteriores e interiores repellados en ambas caras mayoritariamente de 100 mm de espesor. Incluye ventanas, puertas, moquetas, azulejos, zócalos, y quicios.
2. El área promedio por apartamento se determina calculando el área total de losa típica, incluyendo el área de servicio, escaleras, elevadores, y pasillos exteriores e interiores, y se divide por el número de apartamentos por planta.
3. Los pesos no incluyen tuberías ni los accesorios para fijarlas.

Factores de conversión: 1 kPa = 100 kgf/m²

Tabla 2.9

**Pesos Promedios Distribuidos en kPa de Paredes en Edificios Residenciales de
Apartamentos
Categoría de 4 recámaras ó 3 recámara más 1 estudio**

Área promedio por apartamento en m ²	Paredes de bloques de cemento		Paredes de bloques de arcilla	
	Menos de 4 pisos	4 pisos o más	Menos de 4 pisos	4 pisos o más
150	3.03	3.17	2.59	2.73
175	2.89	3.02	2.42	2.55
200	2.77	2.90	2.28	2.41
225	2.67	2.79	2.17	2.30
250	2.58	2.70	2.07	2.19
275	2.50	2.62	1.99	2.10
300	2.44	2.55	1.91	2.03
325	2.37	2.49	1.85	1.96
350	2.32	2.43	1.79	1.90
375	2.27	2.38	1.74	1.85
400	2.22	2.33	1.69	1.80

NOTAS

1. Para residencias en edificios de apartamentos, bloques exteriores e interiores repellados en ambas caras mayoritariamente de 100 mm de espesor. Incluye ventanas, puertas, moquetas, azulejos, zócalos, y quicios.

2. El área promedio por apartamento se determina calculando el área total de losa típica, incluyendo el área de servicio, escaleras, elevadores, y pasillos exteriores e interiores, y se divide por el número de apartamentos por planta.

3. Los pesos no incluyen tuberías ni los accesorios para fijarlas.

Factores de conversión: 1 kPa = 100 kgf/m²

Tabla 2.10

Pesos Promedios Distribuidos en kPa de Paredes en Edificios de Oficinas

Tipos de paredes interiores	Paredes exteriores de bloques de cemento		Paredes exteriores de bloques de arcilla	
	Menos de 4 pisos	4 pisos o más	Menos de 4 pisos	4 pisos o más
Bloques de cemento de 100 mm con repello en ambas caras	1.80	1.92	1.57	1.68
Bloques de arcilla de 100 mm con repello en ambas caras	2.09	2.20	1.85	1.96
Yeso de 13 mm en ambas caras sobre armazón de madera	1.14	1.19	0.90	0.95
Yeso de 13 mm en ambas caras sobre armazón de metal	1.10	1.15	0.87	0.91
Plywood de 6 mm en ambas caras sobre armazón de madera	1.07	1.12	0.83	0.88
Plywood de 13 mm en ambas caras sobre armazón de madera	1.11	1.16	0.87	0.92
Cartón de 3 mm en ambas caras sobre armazón de madera	1.07	1.12	0.84	0.88
Cartón de 6 mm en ambas caras sobre armazón de madera		1.17	0.88	0.93
Fibra de vegetal y cemento con repello en ambas caras	1.61	1.66	1.37	1.42

NOTAS

1. Para edificios de oficinas con bloques exteriores e interiores repellados en ambas caras mayoritariamente de 100 mm de espesor. Incluye ventanas, puertas, moquetas, azulejos, zócalos, y quicios.

2. Los pesos no incluyen tuberías ni los accesorios para fijarlas.

Factores de conversión: 1 kPa = 100 kgf/m²

Tabla 2.11

Carga Viva Uniformemente Distribuida Mínima, L_0

Tipo de Uso	Carga Viva (kPa)
Aceras, entradas para vehículos	12.0
Almacenamiento, depósitos	
Liviano	6.0
Pesado	12.0
Almacenes de ventas	
Al por menor, 1er piso	5.0
pisos superiores	4.0
Al por mayor	6.0
Áreas para reuniones, auditorios y teatros	
Áreas de asientos fijos al piso	3.0
Vestíbulos	5.0
Áreas de asientos móviles	5.0
Tribunas y gradas al aire libre	5.0
Áreas de escenarios y plataformas cerradas	7.5
Armerías	7.5
Azoteas	
La carga de diseño será igual a la del área servida ó para el tipo de uso esperado	
Balcones (exterior)	5.0
Residenciales de no más de 10 m ² .	3.0
Bibliotecas	
Salas de lectura	3.0
Área de estantería	9.5
Corredores sobre 1er piso	4.0
Comedores y Restaurantes	5.0
Corredores, pasillos	
Primer piso	5.0
Otros pisos (según uso)	
Escaleras y otras áreas de egreso	5.0
Escuelas	
Salones de clase	2.0
Corredores sobre el 1er piso	4.0
Estadios	5.0
Garajes (vehículos de pasajeros)	2.5
Para Camiones y buses usar las cargas de AASHTO (Véase la Tabla 2.12 para cargas concentradas)	
Gimnacios, plantas principales y balcones	5.0

Tipo de Uso	Carga Viva (kPa)
<u>Aceras, entradas para vehículos</u>	12.0
Almacenamiento, depósitos	
Liviano	6.0
Pesado	12.0
Almacenes de ventas	
Al por menor, 1er piso	5.0
pisos superiores	4.0
Al por mayor	6.0
Hospitales	
Salas de cirugía y laboratorios	3.0
Cuartos privados	2.0
Salas	2.0
Corredores arriba del 1er piso	4.0
Industrias manufactureras	
Liviana	6.0
Pesada	12.0
Marquesinas y doseles	4.0
Oficinas	
Las salas de archivos y de computadoras se diseñarán para cargas mayores basadas en el uso anticipado	
Vestibulos	5.0
Oficinas	2.5
Pasadizos y plataformas elevadas (que no sean salidas)	
Penales, cárceles	
Pabellones de celdas	2.0
Corredores	5.0
Residencial	
Unifamiliares	
Recámaras	1.5
Otras áreas	2.0
Hoteles, Condominios y Apartamentos	
Recámaras y pasillos que las sirven	2.0
Habitaciones públicas y pasillos que las sirven	5.0
Salas de billar, de bolos y áreas recreacionales similares	4.0
Salidas de Emergencia	5.0
en residencias unifamiliares solamente	2.0
Salones de baile	5.0
Terrazas	5.0

Factor de conversión: 1 kPa = 100 kgf/m²

Tabla 2.12

Cargas Concentradas Mínimas

Ubicación	Carga (kN)
Enrejados de pisos de cuartos de máquina de ascensores (sobre un área de 2500 mm ²)	1.5
Construcción ligera de pisos de placas acero	1.0
Garages	*
Pisos de oficinas	9.0
Escotillas, armazones de claraboyas, y cielorrasos con acceso	1.0
Aceras	35.5
Escalones de escalera (sobre un área de 2500 mm ² en el centro del escalón)	1.5

* Los pisos de garages o las partes de edificios utilizadas para almacenar vehículos de motor se diseñarán para las cargas vivas uniformemente distribuidas de la Tabla 202 o para las siguientes cargas concentradas: (1) para automóviles de pasajeros de capacidad no mayor de 9 personas, 9 kN sobre un área de 13000 mm², (2) estructuras de estacionamiento mecánicas sin losa o piso, para automóviles de pasajeros únicamente, 7 kN por rueda, y (3) para camiones o buses, la carga máxima de eje sobre un área de 13000 mm².

Factor de conversión: 1 kN = 100 kgf

CAPITULO 3 - CARGAS DE VIENTO

3.1 Provisiones Generales. Todos los marcos y sistemas estructurales primarios, así como los componentes y la envolvente de edificios deberán diseñarse para resistir las presiones mínimas causadas por el viento y provistas en este capítulo.

3.1.1 Limitaciones de las provisiones de diseño. Las provisiones de diseño de este capítulo se limitan a edificios u otras estructuras que estén ubicadas tal que los efectos de canalización de viento o de turbulencia en la estela de obstrucciones viento arriba no ameriten procedimientos alternativos de diseño. Las provisiones de diseño en este capítulo no se utilizarán para el diseño de edificios o estructuras tipo bóveda. Los edificios y estructuras que estén fuera del alcance de las provisiones de este capítulo se diseñarán para cargas de viento según un procedimiento de diseño alternativo aprobado o mediante el procedimiento de ensayo en túnel de viento especificado en ASCE 7-94: *Cargas Mínimas de Diseño para Edificios*.

3.1.2 Cargas de Viento Durante la Construcción. Durante el proceso de construcción, se deberá proveer soporte temporal adecuado a todos los componentes y conjuntos estructurales para resistir las cargas de viento.

3.1.3 Volteo y Deslizamiento. El momento de volteo debido a las cargas de viento no deberá exceder dos tercios del momento estabilizador debido a las cargas muertas a menos que la estructura sea debidamente anclada para resistir el exceso en momento. Siempre que la fuerza resistente debido al rozamiento sea insuficiente para prevenir deslizamiento, se deberá proveer anclaje para prevenir el exceso en fuerza de deslizamiento.

3.2 Definiciones. Las siguientes definiciones aplican a las provisiones de esta sección.

Area tributaria de viento: La parte de la superficie de área que recibe cargas de viento soportadas por el elemento bajo consideración. Para un área tributaria rectangular, el ancho del área no tiene que ser menos de un tercio de la longitud del área.

Sistema primario resistente a fuerzas de viento: Conjunto de los elementos estructurales primarios que provee apoyo a los componentes y a la envolvente de la estructura y provee estabilidad lateral al edificio.

Componentes y envolvente del edificio: Elementos estructurales que reciben las cargas de viento directamente o que reciben cargas de viento que se originan en áreas adyacentes a ellas y las transfieren al sistema primario resistente a fuerzas de viento.

Vidrios: Ventanas, ventanales, puertas, tragaluces, techos y otras aplicaciones exteriores hechas de vidrio (Tabla 15 y Figuras 4 y 5).

3.3 Velocidad Básica del Viento.

3.3.1 General. La velocidad básica de viento corresponderá al tiempo requerido para que una muestra de viento de 1609 metros (una milla) de longitud pase un punto fijo a 10 metros encima de un terreno de Exposición C, con una probabilidad de ocurrencia anual de 0.02. Mediciones tomadas en localizaciones que no llenen este criterio se ajustarán correspondientemente. No se permitirá reducir la velocidad básica del viento debido al efecto directo de escudo ofrecido por edificios, estructuras, o accidentes topográficos adyacentes.

3.3.2 Valores mínimos. La velocidad básica de viento será de **27.0 m/s (100 kph)** para el área Atlántica de Panamá y de **22.5 m/s (80 kph)** para el Pacífico. Estos son valores mínimos y deberán variarse cuando exista información local o experiencia que indique velocidades mayores para una región particular. En ningún caso se utilizará una velocidad básica de viento inferior.

3.4 Presión de velocidad.

3.4.1 General. La presión P_v en kN/m^2 (kPa) debida a la velocidad del viento es dada por la expresión

$$P_v = 1/2 \rho V^2 = 6.13 \text{ E-4 } V^2$$

donde

$$V = \text{la velocidad del viento en m/s a la altura estándar de 10 metros}$$

3.4.2 Presión de velocidad básica mínima. Las presiones de velocidad básica mínimas para los sectores del Atlántico y el Pacífico de Panamá se presentan en la Tabla 3.1.

3.5 Categorías de exposición

3.5.1 Categoría B. Áreas urbanas y semi-urbanas ó boscosas con numerosas obstrucciones del tamaño de residencias unifamiliares o mayores. El uso de esta categoría se limita a aquellas áreas para las cuales el tipo de terreno representativo de la categoría B se mantiene hasta una distancia de por lo menos **450 m** ó diez veces la altura de la estructura o edificio, lo que sea mayor.

3.5.2 Categoría C. Terreno abierto, plano, con obstrucciones que no sobrepasen generalmente los **10 m** y que se hallen diseminadas.

3.5.3 Categoría D. Terrenos costeros, planos y despejados expuestos a vientos que le llegan directamente sobre el agua. La categoría D se extiende tierra adentro una distancia de **450 m** ó diez veces la altura de la estructura ó edificio, la que sea mayor.

3.6 Factor de importancia. Se le asignará un factor de importancia de carga de viento a todo edificio y estructura según la Tabla 3.2.

3.7 Carga mínima de diseño de viento. La carga de viento de diseño se determinará según las Secciones 3.8 a 3.11 o los valores mínimos de esta sección, cualesquiera de las cargas sea la mayor. La carga de viento utilizada en el diseño del sistema primario resistente a fuerzas de viento para edificios o otras estructuras será por lo menos 0.5 kN/m^2 multiplicados por el área del edificio o estructura proyectada sobre un plano vertical normal a la dirección del viento.

En el cálculo de las cargas de viento de diseño para componentes y envolvente del edificio, se tomará en cuenta la diferencia de presión entre caras opuestas. La presión de diseño combinada será por lo menos 0.5 kN/m^2 actuando en cualquier dirección normal a la superficie.

La carga de viento utilizada en el diseño de componentes y la envolvente para otras estructuras será por lo menos 0.5 kN/m^2 multiplicados por el área proyectada del componente o la envolvente del edificio.

3.8 Sistema primario resistente a fuerzas de viento. El sistema primario resistente a fuerzas de viento será diseñado para los efectos de presión internos y externos causados por la velocidad básica de viento proveniente de cualquiera dirección, según lo determina esta sección. La presión de diseño se aplicará simultáneamente sobre las paredes del lado del viento (barlovento) y del lado opuesto al viento (sotavento), y sobre las superficies del techo según indica la Figura 1611.7. Se considerará que la presión positiva actúa contra la superficie y que la presión negativa alejada de la superficie. Se combinarán las presiones externas e internas para determinar la carga más crítica. Las presiones calculadas están dadas en kN/m^2 .

Presión de diseño de paredes del lado del viento, P:

$$P = P_v I (K_z G_h C_p - K_b (GC_{pi}))$$

Presión de diseño de paredes del lado opuesto al viento, paredes laterales, y techo, P:

$$P = P_v I (K_b G_h C_p - K_b (GC_{pi}))$$

donde:

- P_v = Presión de velocidad básica en la Sección 3.4 y la Tabla 3.1.
- I = Factor de importancia de la carga de viento en la Tabla 3.2.
- K_z = Coeficiente de exposición de presión de velocidad en la altura z de interés en la Tabla 3.3.
- G_h = Factor de respuesta de ráfaga en la Tabla 3.4, evaluado en la altura h . El factor de respuesta de ráfaga para edificios con una relación de altura a la menor dimensión horizontal mayor que 5 o una frecuencia fundamental de menos de un ciclo por segundo (un período de más de 1 segundo) se determinará según ASCE 7-94: *Cargas Mínimas de Diseño para Edificios*.
- C_p = Coeficiente de presión externa en las Tabla 3.6, Tabla 3.7, y Tabla 3.8.
- K_b = Coeficiente de exposición de presión de velocidad en la altura media del techo h en la Tabla 3.3.

GC_{pi} = Producto del coeficiente de presión interna y el factor de respuesta de ráfaga en la Tabla 3.5.

h = Altura media del techo; la distancia del terreno a la altura media del techo o a la altura media del alero para techos u otras estructuras con una pendiente de techo igual o menor que 10 grados (0.17 radian).

3.9 Componentes y envolvente del edificio. Los componentes y la envolvente del edificio se diseñarán para efectos de presión externa e interna causados por la velocidad básica del viento, según lo determine esta sección. La dirección de la presión de viento y la combinación de presiones internas y externas cumplirán con la Sección 3.7. Se admitirá que los componentes y la envolvente que soporten más de 65 metros cuadrados se diseñen utilizando las provisiones para los sistemas primarios del edificio resistentes a fuerzas de viento.

3.9.1 Sistemas de vidrios. Los sistemas de vidros se diseñarán según los requerimientos de esta Sección, turilizando la Tabla 3.15. y las Figuras 4 y 5.

3.9.2 Altura de edificio igual o menor que 18 metros. La presión de viento de diseño P para componentes y envolvente de edificios con una altura media de techo de 18 metros o menos se determinara según lo siguiente:

$$P = P_v I K_h ((GC_p) - (GC_{pi}))$$

donde:

P_v = Presión de velocidad básica en la Sección 3.4 y la Tabla 3.1.

I = Factor de importancia de la carga de viento en la Tabla 3.2.

K_h = Coeficiente de exposición de presión de velocidad evaluada a la altura media del techo h , utilizando, para todo terreno, la Exposición C en la Tabla 3.3.

GC_p = Producto del coeficiente de presión interna y el factor de respuesta de ráfaga en la Tabla 3.5.

3.9.3 Altura de edificio de más de 18 metros. La presión de viento de diseño para componentes y envolvente de edificios con una altura media de techo de más de 18 metros se determinará según esta sección:

Presión positiva P evaluada a la altura z encima del terreno:

$$P = P_v I K_z ((GC_p) - (GC_{pi}))$$

Presión negativa (P) evaluada a la altura media del techo:

$$P = P_v I K_h ((GC_p) - (GC_{pi}))$$

donde:

P_v = Presión de velocidad básica en la Sección 3.4 y la Tabla 3.1.

I = Factor de importancia de la carga de viento en la Tabla 3.2.

K_z = Coeficiente de exposición de presión de velocidad, a la altura z , en la Tabla 3.3.

- GC_p = Producto del coeficiente de presión externa y el factor de respuesta de ráfaga en la figura 1611.8.2. En el diseño de componentes y envolvente para edificios con una altura media de techo h de mas de 18 metros y menos de 27 metros, se podrán utilizar los valores de GC_p de la Figura 1611.8.1(1) y la Figura 1611.8.1(2) a condición de que (P_v I K) se tome como P_v I K_h) y se utilice la Exposición C para todo terreno.
- GC_{pi} = Producto del coeficiente de presión interna y el factor de respuesta de ráfaga en la Tabla 3.5.
- K_h = Coeficiente de exposición de presión de velocidad, evaluado a la altura media del techo h en la Tabla 3.3.

3.9.4 Otras estructuras. El sistema primario resistente a fuerzas de viento y los componentes y la envolvente de la estructura se diseñarán para efectos de presión externa causados por la velocidad básica del viento, según lo determine esta sección. Se admitirá que los componentes y la envolvente que soporten mas de 65 metros cuadrados se diseñen utilizando las provisiones para los sistemas primarios resistentes a fuerzas de viento.

La fuerza de viento de diseño F , en kN, para sistemas primarios resistentes a fuerzas de viento:

$$F = P_v I K_z G_h C_f A_f$$

La fuerza de viento de diseño F para componentes y la envolvente de la estructura:

$$F = P_v I K_z G_z C_f A_f$$

donde:

- P_v = Presión de velocidad básica en la Sección 3.4 y la Tabla 3.1.
- I = Factor de importancia de la carga de viento en la Tabla 3.2.
- K_z = Coeficiente de exposición de presión de velocidad a la altura z en la Tabla 3.3
- G_h = Factor de respuesta de ráfaga en la Tabla 3.4, evaluado a la altura h . El factor de respuesta de ráfaga para otras estructuras con una relación de altura de estructura a la menor dimensión horizontal mayor que 5 o una frecuencia fundamental de menos de un ciclo por segundo (un período de mas de 1 segundo) se determinara según ASCE 7-94 Cargas Mínimas de Diseño para Edificios.
- C_f = Coeficiente de fuerza en la Tablas 3.9, 3.10, 3.11, 3.12, 3.13, y 3.14.
- G_z = Factor de respuesta de ráfaga en la Tabla 3.4 evaluado a la altura z encima del terreno.
- A_f = Area proyectada de la estructura normal al viento. Donde se provea el coeficiente de fuerza C_f para el área de superficie, A_f será el área de superficie.

3.10 Aleros de techo. Se diseñarán los aleros de techo para presiones que actúen sobre la superficie superior según la Tabla 3.7 en combinación como presiones positivas en la superficie inferior que correspondan a $C_p = 0.8$.

3.11 Provisiones Para Tornados y Huracanes. A pesar de la intensidad de las fuerzas que generan, se considera que la probabilidad de que una estructura ó edificación sea golpeada por un tornado ó huracán es muy baja en comparación con el nivel de riesgo asociado a otras cargas en este reglamento. Consecuentemente, las provisiones para cargas de viento no toman en cuenta los tornados o huracanes. Para reducir el riesgo asociado a estos fenómenos meteorológicos se recomienda un especial cuidado en el diseño para viento de los elementos y componentes de la estructura que deberán estar debidamente amarrados entre sí y al sistema estructural, el cual a su vez deberá estar adecuadamente anclado a la fundación, estableciéndose así una resistencia integral global a los efectos de viento. Si la importancia de la estructura es tal que el diseñador considera que debe diseñarse para resistir tornados, se deberá obtener los servicios de un experto en dicha área ó consultar las referencias apropiadas.

3.12 Uso de Otros Códigos o Estándares. Podrán emplearse coeficientes de presión de viento tomados de otros códigos, reglamentos ó estándares reconocidos (ASCE-7¹ de E.U.A., NRCC² de Canadá, SIA Normen 160³ de Suiza ó SAA⁴ de Australia) cuando las tablas adjuntas no incluyan un tipo de estructura ó edificación particular. Deberá tenerse presente las condiciones para las cuales dichos factores han sido desarrollados para que su utilización sea cónsona con los procedimientos de este reglamento.

3.13 Referencias

1. ASCE 7. "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures," ANSI/ASCE 7-94, American Society of Civil Engineers Standard, New York, NY, 94 págs.
2. NRCC, "National Building Code of Canada," Associate Committee on the National Building Code, National Research Council of Canada, Ottawa, Canada, 1990.
3. SIA Technische Normen Nr 160, "Normen für Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme and die Überwachung Bauten, Suiza, 1956.
4. SAA, "Minimum Design Loads on Structures -- SAA Loading Code," AS 1170.2-1989, Standards Association of Australia, Standards House, North Sydney NSW, Australia.

Tabla 3.1

Presiones de velocidad básica mínimas, P_v
(a 10 metros de altura sobre terreno abierto)

Sector	Velocidad		Presión (kPa)
	m/s	k/h	
Atlántico	27.0	100	0.45
Pacífico	22.5	80	0.31

Factores de conversión: 1 kPa = 100 kgf/m²

Tabla 3.2
Factor de utilización, I

Tipo	Naturaleza del Uso	I
I	Edificios y estructuras no-listados abajo	1.00
II	Edificios y estructuras en donde se congregan más de 300 personas en un área	1.15
III	Construcciones esenciales (1) Hospitales y establecimientos médicos con áreas para tratamientos de emergencia y cirugía (2) Estaciones de bombero y de policía (3) Centros de comunicación y de coordinación de ayuda en casos de desastres (4) Plantas eléctricas y otros servicios públicos necesarios en caso de desastres	1.15
IV	Edificaciones que representan poco peligro para la vida humana en caso de fallas, tales como edificios de agricultura, algunas edificaciones temporales, cercas, áreas de almacenamiento no-esencial y similares.	0.90

Tabla 3.3
Coefficiente de exposición de presión de velocidad, K_z y K_d

Altura sobre el terreno z en metros	Exposición		
	B	C	D
10	0.52	1.00	1.40
15	0.62	1.12	1.52
25	0.78	1.30	1.68
30	0.85	1.37	1.74
45	1.02	1.54	1.89
60	1.16	1.67	2.00
75	1.28	1.78	2.09
90	1.38	1.88	2.17
105	1.48	1.96	2.24
125	1.60	2.06	2.32
150	1.74	2.17	2.40
> 150	Los coeficientes de exposición de la presión de velocidad se determinarán según ASCE 7-94: <i>Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y Otras Estructuras</i>		

Notas:

1. Para los sistemas primarios resistentes a fuerzas de viento, la altura h del edificio o estructura se tomará igual a $h = z$.
2. Se permite la interpolación lineal para obtener valores intermedios de altura z.
3. El valor del factor de respuesta de ráfaga no será menor que 1.0.

Tabla 3.4
Factor de respuesta de ráfaga, G_h y G_b

hasta	Exposición		
	B	C	D
10	0.78	1.25	1.56
15	0.88	1.37	1.66
25	1.05	1.53	1.81
30	1.11	1.59	1.86
45	1.27	1.74	1.99
60	1.40	1.86	2.08
75	1.51	1.96	2.16
90	1.61	2.04	2.22
105	1.70	2.11	2.28
125	1.81	2.20	2.35
150	1.93	2.29	2.42
> 150	Los factores de respuesta de ráfaga de se determinarán según ASCE 7-94: <i>Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y Otras Estructuras</i>		

Nota: Se permite la interpolación lineal para obtener valores intermedios de altura z .

Tabla 3.5

Coefficientes de Presión Interna para Edificios, GC_{pi}

Condición	GC_{pi}
Condición I	+0.25
Todas las condiciones a excepción de las indicadas bajo Condición II	-0.25
Condición II	+0.75
Edificios en los cuales las siguientes dos condiciones se cumplen:	-0.25
1. El porcentaje de aberturas en una pared excede la suma de los porcentajes de aberturas en las paredes y superficies de techo restantes por 5% ó más, y	
2. El porcentaje de aberturas en cualquiera de las paredes o techo restante no excede 20%.	

NOTAS:

1. Los valores han de usarse con P_s ó P_b según se especifica en la Secciones 3.8 y 3.9.
2. Los signos positivos y negativos significan presiones actuando contra y alejándose las superficies, respectivamente.
2. Para evaluar los requerimientos de carga críticos para una condición dada deben considerarse dos casos: un valor positivo de GC_{pi} aplicado simultáneamente a todas las superficies y un valor negativo de GC_{pi} aplicado a todas las superficies.
3. El porcentaje de aberturas de una pared o superficie de techo viene dado por la razón del área de las aberturas al área total de la pared o superficie de techo considerado.

Tabla 3.6
Coefficientes de Presión para Paredes, C_p

Superficie	L/B	C_p	Usar con
Barlovento	Todos los Valores	0.8	P_z
	0-1	-0.5	
Sotavento	2	-0.3	P_b
	≥ 4	-0.2	
Paredes laterales	Todos los Valores	-0.7	P_b

Tabla 3.7
**Coefficientes de Presión para Techo, C_p ,
para ser usado con P_b**

Dirección del Viento	h/L	Barlovento							Sotavento
		Angulo θ (grados)							
		0	10-15	20	30	40	50	≥ 60	
Perpendicular a la cumbrera	≤ 0.3	-0.7	0.2*	0.2	0.3	0.4	0.5	0.01θ	-0.7
			-0.9*						Para todos
	0.5	-0.7	-0.9	-0.75	-0.2	0.3	0.5	0.01θ	los valores
	1.0	-0.7	-0.9	-0.75	-0.2	0.3	0.5	0.01θ	de h/L y θ
	≥ 1.5	-0.7	-0.9	-0.9	-0.9	-0.35	0.2	0.01θ	
Paralelo a la cumbrera	h/B ó h/L								
	≤ 2.5				-0.7				-0.7
	h/B ó h/L								
	> 2.5				-0.8				-0.8

NOTAS:

- Referirse a la Tabla 3.8 para techos en arco.
- Los signos positivos y negativos significan presiones actuando contra y alejándose de las superficies, respectivamente.
- Se permite la interpolación lineal para valores de θ , h/L, y h/B distintos de los que se presentan.
- Notación:

z	=	Altura sobre el terreno, en metros.
h	=	Altura media del techo, en metro, o la altura del alero para $\theta < 10$ grados.
B	=	Dimension horizontal del edificio, en metros, medida perpendicularmente a la dirección del viento.
L	=	Dimension horizontal del edificio, en metros, medida paralelamente a la dirección del viento.
θ	=	Pendiente del techo con respecto la horizontal, en grados
- * Usar ambos valores de C_p al evaluar los efectos de cargas.

Tabla 3.8

Coeficientes de Presión Externa Para Techos en Arco, C_p

Condición	Razón r altura/luz	C_p		
		Cuarto en Barlovento	Mitad Central	Cuarto en Sotavento
Techo en estructura elevada	$0 < r < 0.2$	-0.9	$-0.7-r$	-0.5
	$0.2 \leq r < 0.3^*$	$1.5r-0.3$	$-0.7-r$	-0.5
	$0.3 \leq r \leq 0.6$	$2.75r-0.7$	$-0.7-r$	-0.5
Techo que nace a nivel del suelo	$0 < r \leq 0.6$	$1.4r$	$-0.7-r$	-0.5

* Cuando la razón altura/luz es $0.2 \leq r \leq 0.3$, se deberán usar también coeficientes alternos dados por la expresión $6r-2.1$ para el cuarto en barlovento.

NOTAS:

1. Los valores listados son para la determinación de las cargas medias en sistema primario resistente a fuerzas de viento.
2. Los signos positivos y negativos significan presiones actuando contra y alejándose las superficies, respectivamente.
3. Para los componentes y la envolvente del edificio: (a) En el perímetro del techo, utilizar los coeficientes de presión externa de la Figura 2b con Θ basada en la pendiente del arranque y P_b basado en la Exposición C, y (b) para las áreas restantes de techo, utilizar los coeficientes de presión externa de esta tabla multiplicados por 1.2 y P_b basado en la Exposición C.

TABLA 3.9

Coefficientes de Fuerza para Techos de una Sola Pendiente sobre Edificios y otras Estructuras Abiertas C_f

θ (grados)	C_f para Valores de L/B de:						
	5	3	2	1	1/2	1/3	1/5
10	0.2	0.25	0.3	0.45	0.55	0.7	0.75
15	0.35	0.45	0.5	0.7	0.85	0.9	0.85
20	0.5	0.6	0.75	0.9	1.0	0.95	0.9
25	0.7	0.8	0.95	1.15	1.1	1.05	0.95
30	0.9	1.0	1.2	1.3	1.2	1.1	1.0

θ (grados)	Localización del Centro de Presión, X/L, para valores de L/B de:		
	2 a 5	1	1/5 a 1/2
10 a 20	0.35	0.3	0.3
25	0.35	0.35	0.4
30	0.35	0.4	0.45

NOTES:

- Las fuerzas de viento actúan normalmente a la superficie y deberán dirigirse hacia dentro o fuera de la misma.
- Se asume que el viento se desvía ± 10 grados con respecto a la horizontal.
- Notación:
 - B = Dimensión del techo normal a la dirección del viento, en metros.
 - L = Dimensión del techo paralela a la dirección del viento, en metros.
 - X = Distancia al centro de presión desde el borde en barlovento del techo, en metros.
 - θ = Angulo del plano del techo con respecto al horizontal, en grados.

Tabla 3.10

**Coefficientes de Fuerza para Chimeneas, Tanques
y Estructuras Similares, C_f**

Forma	Tipo de Superficie	C_f para valores h/D de:		
		1	7	25
Cuadrada (viento normal a una cara)	Todas	1.3	1.4	2.0
Cuadrada (viento a lo largo de una diagonal)	Todas	1.0	1.1	1.5
Hexagonal u ortogonal ($15D(P_vIK_v)^{1/2} > 2.5$)	Todas	1.0	1.2	1.4
Redonda ($15D(P_vIK_v)^{1/2} > 2.5$)	Moderadamente lisa	0.5	0.6	0.7
	Aspera ($D'/D \approx 0.02$)	0.7	0.8	0.9
	Muy áspera ($D'/D \approx 0.08$)	0.8	1.0	1.2
Redonda ($15D(P_vIK_v)^{1/2} > 2.5$)	Todas	0.7	0.8	1.2

NOTAS:

- La fuerza de diseño se calculará en base al área de la estructura proyectada en un plano normal a la dirección del viento. Se supondrá que la fuerza actúa en el sentido paralelo a la dirección del viento.
- Se permite interpolar linealmente para valores intermedios de h/D.
- Notación:
 - D = Diámetro o menor dimensión horizontal, en metros.
 - D' = Profundidad de elementos que sobresalen, tales como nervaduras y despojadores aerodinámicos, en metros.
 - h = Altura de la estructura, en metros.
 - P_v = Presión de velocidad básica en kN/m^2 en la Tabla 3.1.
 - I = Factor de importancia de carga de viento en la Tabla 3.2.
 - K_v = Coeficiente de exposición de la presión de velocidad en la Tabla 3.3.

Tabla 3.11

Coeficientes de Fuerza para Letreros Sólidos, C_f

A Nivel del Suelo		Sobre el Nivel del Suelo	
ν	C_f	M/N	C_f
≤ 3	1.2	≤ 6	1.2
5	1.3	10	1.3
8	1.4	16	1.4
10	1.5	20	1.5
20	1.75	40	1.75
30	1.85	60	1.85
≥ 40	2.0	≥ 80	2.0

NOTAS:

1. Los letreros donde las aberturas abarquen menos del 30% del área deberán considerarse letreros sólidos.
2. Aquellos letreros cuya distancia del suelo al borde inferior es menor que 0.25 veces la dimensión vertical se considerarán a nivel del suelo.
3. Para tener en cuenta tanto el viento en la dirección normal como en la oblicua, se considerarán dos casos:
 - (a) La fuerza resultante actúa normal al centro geométrico del letrero.
 - (b) La fuerza resultante actúa normal al letrero a nivel del centro geométrico y a una distancia del borde en barlovento de 0.3 veces la dimensión horizontal.
4. Notación:

ν	=	Razón altura/ancho.
M	=	Dimensión mayor del letrero, en metros.
N	=	Dimensión menor del letrero, en metros.

Tabla 3.12

Coefficientes de Fuerza para Letreros Abiertos y Armazones Enrejados, C_f

ϵ	C_f		
	Miembros de lados planos	Miembros Redondos	
		$15D(P_v I K_v)^{1/2} \leq 2.5$	$15D(P_v I K_v)^{1/2} > 2.5$
<0.1	2.0	1.2	0.8
0.1 a 0.29	1.8	1.3	0.9
0.3 a 0.70	1.6	1.5	1.1

NOTAS:

1. Los letreros cuyas aberturas comprendan 30% ó más del área se clasifican como letreros abiertos.
2. El cálculo de las fuerzas de diseño para viento se basará en el área de todos los miembros y elementos expuestos proyectada en un plano normal a la dirección del viento. Se supondrá que las fuerzas actúan paralelas a la dirección del viento.
3. El área A_f a la que corresponden estos coeficientes de fuerza es el área sólida proyectada normal a la dirección del viento.
4. Notación:

- ϵ = Razón del área sólida al área bruta total.
- D = Diámetro de un miembro redondo típico, en metros.
- P_v = Presión de velocidad básica en kN/m^2 en la Tabla 3.1.
- I = Factor de importancia de carga de viento en la Tabla 3.2.
- K_v = Coeficiente de exposición de la presión de velocidad en la Tabla 3.3.

TABLA 3.13

Coefficientes de Fuerza para Torres Reticuladas, C_f

ϵ	C_f	
	Torres Cuadradas	Torres Triangulares
<0.025	4.0	3.6
0.025 a 0.44	$4.1 - 5.2\epsilon$	$3.7 - 4.5\epsilon$
0.45 a 0.69	1.8	1.7
0.7 a 1.0	$1.3 + 0.7\epsilon$	$1.0 + \epsilon$

NOTAS: El área A_f a la que corresponden estos coeficientes de fuerza es el área sólida de la cara frontal proyectada en un plano normal a la dirección del viento.

1. Los coeficientes dados son para torres hechas de ángulos estructurales u otros miembros similares de lados aplanados.

2. Para torres de miembros redondeados, la fuerza de diseño para viento se determinará usando los valores de la tabla multiplicados por los siguientes factores:

$$\epsilon \leq 0.29, \quad \text{factor} = 0.67$$

$$0.3 \leq \epsilon \leq 0.79, \quad \text{factor} = 0.67\epsilon + 0.47$$

$$0.8 \leq \epsilon \leq 1.0, \quad \text{factor} = 1.00$$

3. Para torres de sección triangular, las fuerzas de diseño se asumirán actuando normal a una cara de la torre.
4. Para torres de sección cuadrada, las fuerzas de diseño se supondrán actuando normal a una cara de la torre. Para tomar en cuenta la carga horizontal máxima de viento, que ocurre cuando el viento es oblicuo a las caras, la carga de viento que actúa normal a una cara de la torre, se deberá multiplicar por el factor

$$1.0 + 0.75\epsilon \quad \text{para } \epsilon < 0.5$$

y se supondrá actuando a lo largo de una diagonal.

5. Las fuerzas de viento sobre equipos de la torre, tales como escaleras, conductos, luces, elevadores y similares, se deberán calcular usando los coeficientes de fuerza apropiados para esos elementos.

6. Para torres con vientos (cables) la porción en canto libre de la torre se diseñará para un 125% de la fuerza de diseño.

7. Para la determinación de los momentos y cortantes máximos, se empleará una reducción del 25% de la fuerza de diseño para las luces entre vientos.

8. Notación:

ϵ = Razón del área sólida al área bruta de la cara de la torre.

D = Diámetro típico de un miembro, en metros.

Tabla 3.14

Coefficientes de Fuerza para Contravientos de Torres, C_D Y C_L

ϕ (grados)	C_D	C_L
10	0.05	0.05
20	0.1	0.15
30	0.2	0.3
40	0.35	0.35
50	0.6	0.45
60	0.8	0.45
70	1.05	0.35
80	1.15	0.2
90	1.2	0

NOTAS:

1. Los coeficientes de fuerza se usarán en conjunto con el área expuesta de los contravientos de la torre en metros cuadrados, calculada como la longitud de la cuerda por el diámetro del contraviento.

2. Notación;

C_D = Coeficiente de fuerza para el componente de la fuerza que actúa en la dirección del contraviento.

- C_L = Coeficiente de fuerza para el componente de la fuerza que actúa normal a la dirección del contraviento y en un plano que contiene el ángulo ϕ ;
- ϕ = Angulo entre la dirección del viento y la cuerda del contraviento, en grados.

Tabla 3.15
Factores para Vidrios

Tipo de Vidrio	Factor Para Vidrio Vertical	Factor Para Vidrio Inclinado
Vidrio Sencillo		
Regular	1.0	---
Endurecido al Calor	3.2	1.0
Templado	7.6	2.4
Alambrado	0.5	0.16
De Patrón	1.0	---
Traslúcido	0.5	---
Laminado, regular	0.75	0.25
Laminado, pliegues endurecidos al calor	2.4	0.75
Laminado, pliegues templados	5.7	1.8
Vidrio Aislante		
Regular	1.7	---
Endurecido al Calor	5.4	1.7
Templado	7.6	2.4
Laminado, regular	1.4	0.44
Laminado, pliegues endurecidos al calor	4.1	1.3
Laminado, pliegues templados	5.7	1.8

Tabla 3.15
Factores para Vidrios (continuación)

NOTAS:

1. Vidrios instalados con un ángulo de inclinación con respecto al vertical de 15 grados (0.26 radian) o menos se considerarán como vidrios verticales. Vidrios con inclinaciones mayores de 15 grados se considerarán como vidrios inclinados.

2. Para vidrios verticales, el tamaño máximo permisible se basará en la Figura 4. La carga equivalente por utilizarse con dicha figura se determinará dividiendo la carga de diseño por el correspondiente coeficiente en esta tabla. La carga de diseño se determinará según la Sección 3, utilizando los coeficientes correspondientes para los componentes y la envolvente del edificio.

3. Para vidrios inclinados, el tamaño máximo permisible se basará en la Figura 5. La carga equivalente por utilizarse con dicha figura será una combinación de la carga de diseño de viento, calculada según la Sección 3 y los coeficientes correspondientes para los componentes y la envolvente del edificio, con la carga muerta. Esta combinación se dividirá entre el factor correspondiente de esta tabla para obtener la carga equivalente. La carga combinada por utilizarse será la mayor de:

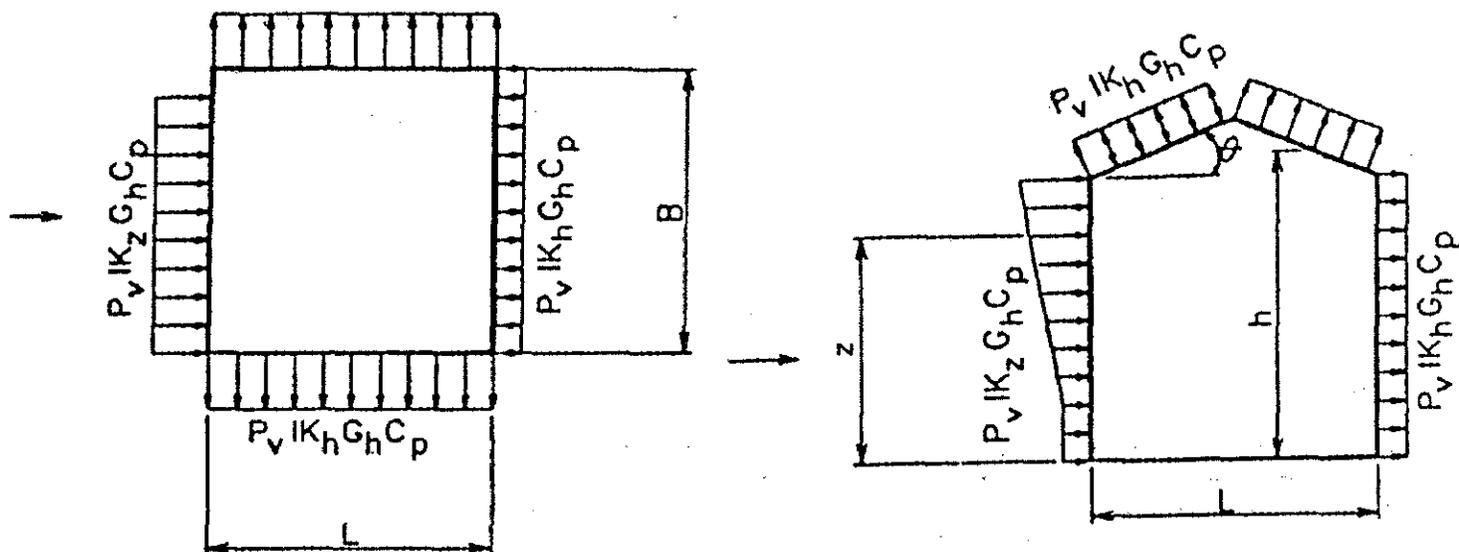
- Carga Negativa de Viento; (-F) (carga muerta)
- Carga Positiva de Viento; (+F) ((carga muerta + 1/2 carga de viento))

donde:

- $F = 2.0$ cuando cualquier paño o pliegue es vidrio regular.
- $F = 1.5$ cuando cualquier paño o pliegue es vidrio endurecido al calor y el resto es vidrio templado.
- $F = 1.2$ cuando todos los paños y pliegues son de vidrio templado.

La carga muerta es igual al coseno de la pendiente con respecto a la horizontal por el espesor total en mm por 13.

4. Para vidrio laminado, utilizar la línea en las Figuras 4 ó 5 para el espesor total.
5. Para vidrio laminado, los valores están basados en dos pliegues del mismo tipo y espesor.
6. Para vidrio aislante, los valores están basados en dos paños del mismo espesor y tipo. Utilice el espesor de un paño.
7. Los valores para los vidrios de patrón están basados en la parte más delgada del patrón. Se permite la interpolación entre líneas de la Figura 4.
8. Los valores para vidrio tratado con arena son mínimos y dependen de la severidad y profundidad del tratamiento.

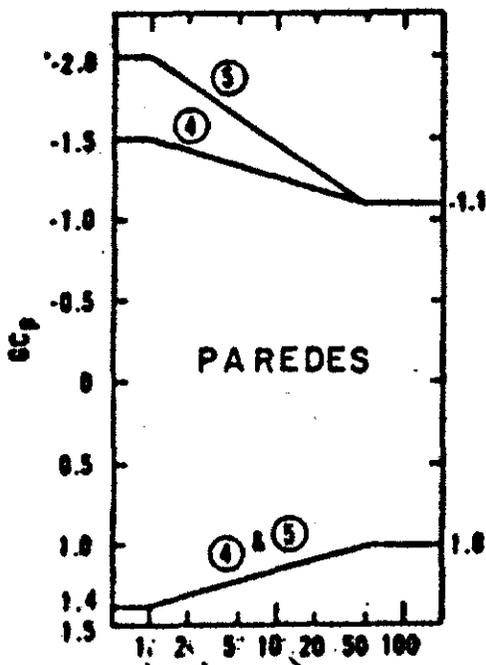
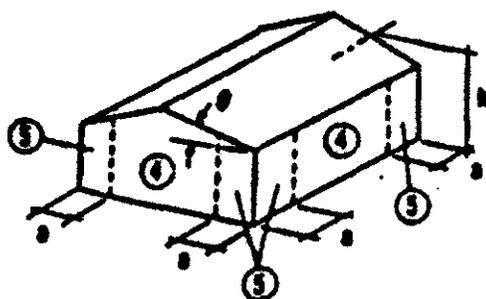


Notas:

1. Para techos en forma de arco, utilizar la Tabla 3.8.
2. Para edificios y estructuras flexibles, utilice un factor de ráfaga derivado de un análisis racional.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones que actúan contra o alejándose de las superficies, respectivamente.
4. Se permite la interpolación lineal para valores de θ , h/L , y L/B distintos a los que se muestran.
5. Notación:

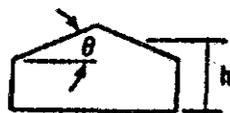
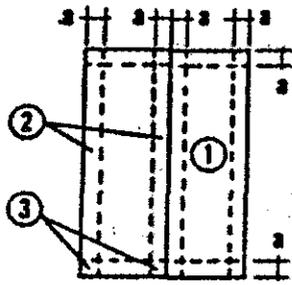
z	=	Altura encima del terreno
h	=	Altura media del techo en metros. Cuando $\theta \leq 10$ grados, puede usarse al altura del alero.
$PvIKh$, $PvIKz$	=	Presión de velocidad, en kPa, evaluada en la altura respectiva.
B	=	Dimensión horizontal del edificio, en metros, medida perpendicularmente a la dirección del viento
L	=	Dimensión horizontal del edificio, en metros, medida paralelamente a la dirección del viento
θ	=	Pendiente del techo con respecto a la horizontal, en grados.

Figura 3.1 Coeficientes de Presión Externa, C_p , para Cargas Promedias en Sistemas Primarios Resistentes a Fuerzas de Viento

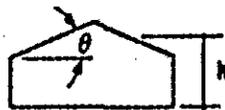
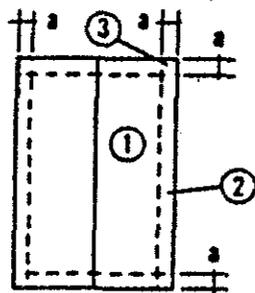
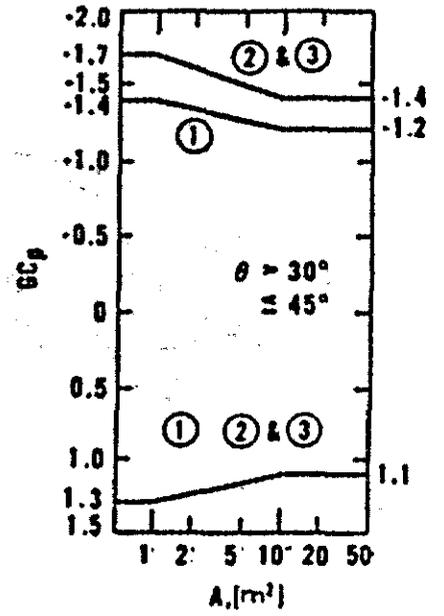
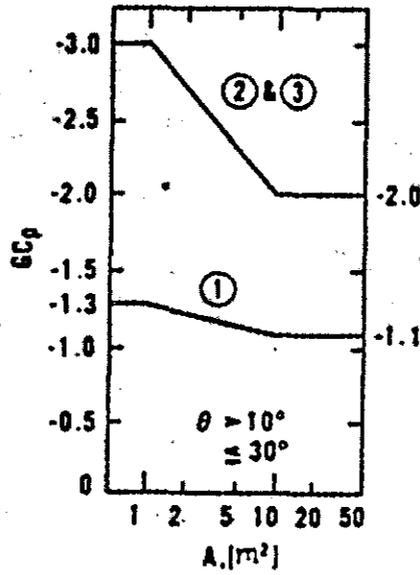


- Notas:
1. La escala vertical indica GC_p , por utilizarse con P_s, K_z basado en la Exposición C.
 2. La escala horizontal indica el área tributaria A en metros cuadrados.
 3. Cuando $\theta \leq 10$ grados, los coeficientes de presión externa para paredes pueden reducirse 10%.
 4. Si se provee un parapeto igual o mayor que 1 metro alrededor de un techo con $\theta \leq 10$ grados, la zona 3 podrá ser considerada como zona 2.
 5. Los signos positivos y negativos significan presiones que actúan contra o alejándose de las superficies, respectivamente.
 6. Cada componente debe ser diseñado para las presiones positivas y negativas máximas.
 7. Notación:
 - a = 10% del ancho mínimo o $0.4h$, lo que sea menor, pero no inferior a 4% del ancho mínimo, o 3 metros.
 - h = Altura media del techo en metros. Cuando $\theta \leq 10$ grados, puede usarse la altura máxima del techo.
 - θ = Pendiente del techo con respecto a la horizontal, en grados.

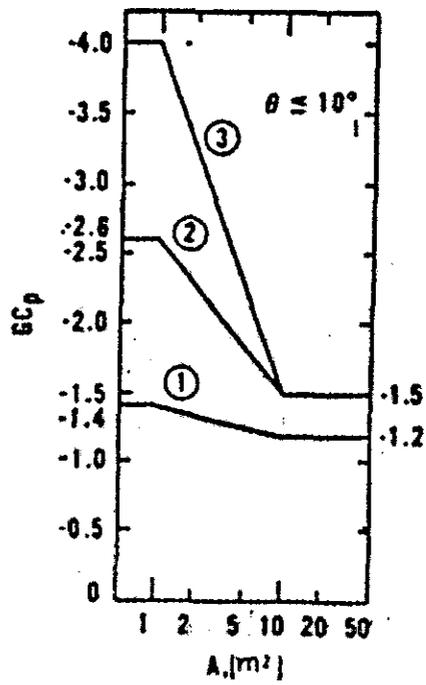
Figura 3.2 Coeficientes de Presión Externa GC_p , para Cargas en Componentes y la Envolvente para Edificios con Altura Promedia de Techo Menor o Igual que 20 metros.



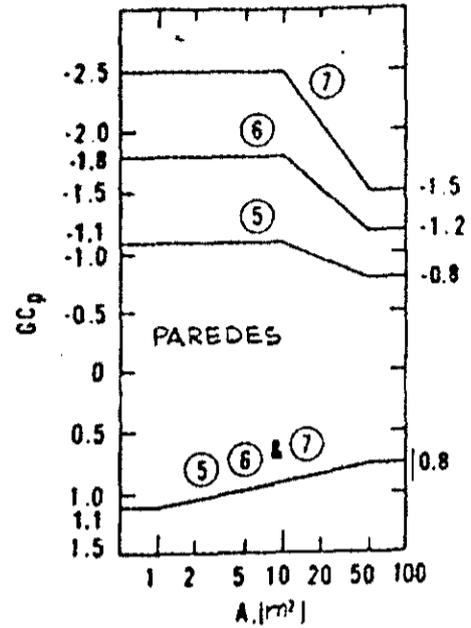
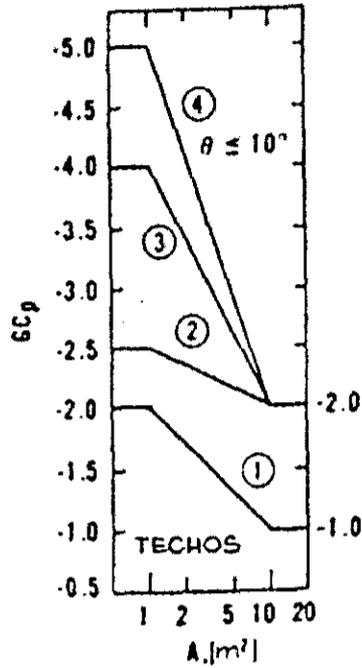
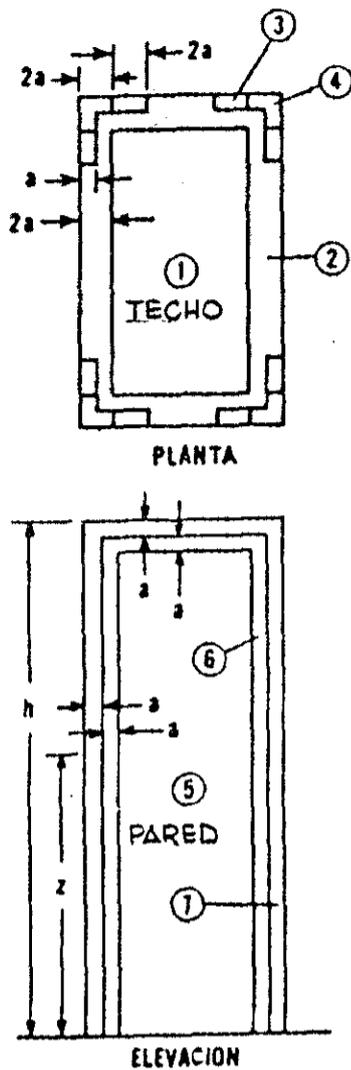
$\theta > 10^\circ$
 $\leq 45^\circ$



$\theta \leq 10^\circ$



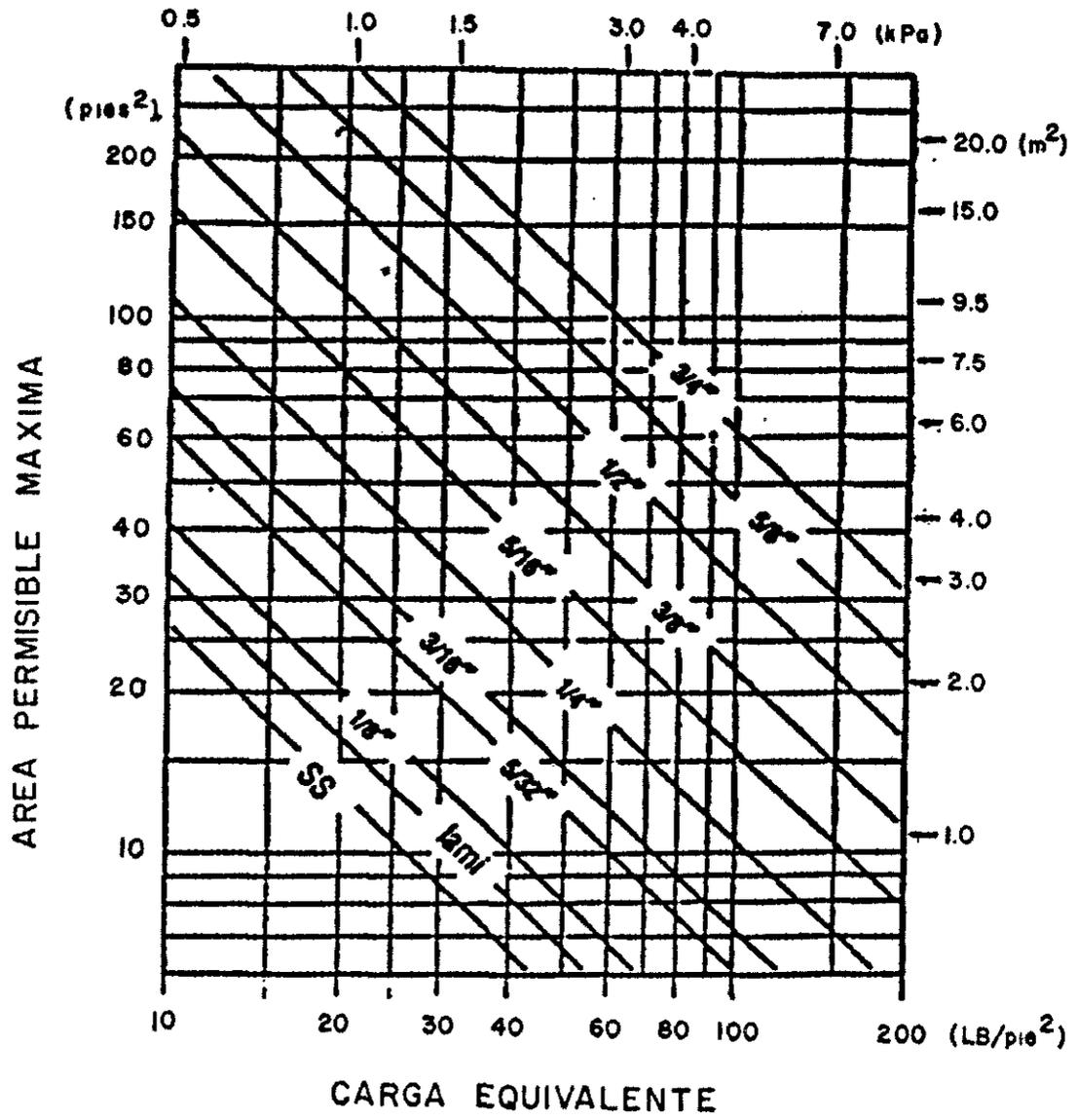
TECHOS



Notas:

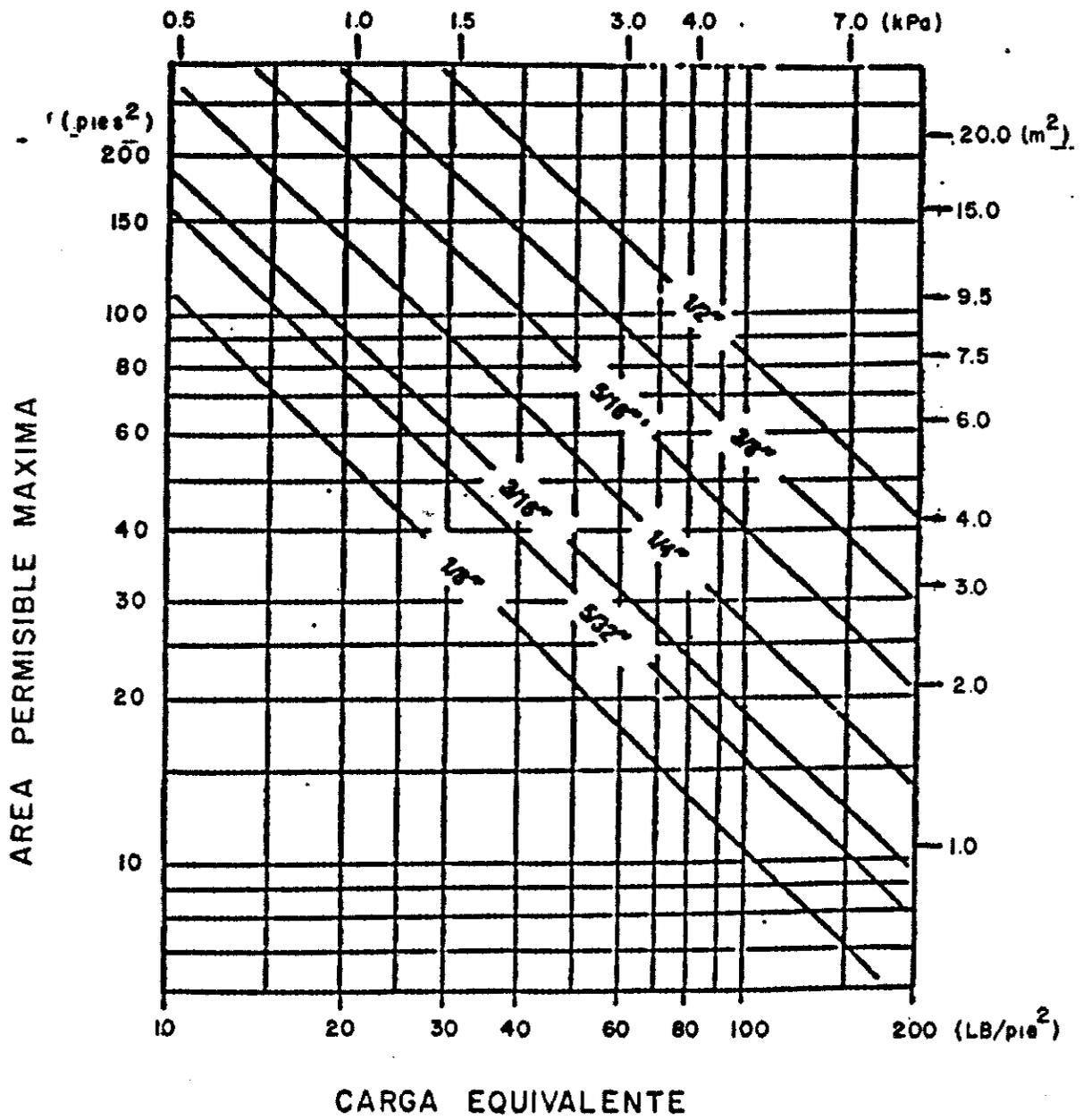
1. La escala vertical indica GC_p , por utilizarse con P_vIK_s o' P_vIK_e apropiado.
2. La escala horizontal indica el área tributaria A en metros cuadrados.
3. Utilizar P_vIK_s con valores negativos de GC_p , y P_vIK_e con valores positivos.
4. Cada componente debe ser diseñado para las presiones positivas y negativas máximas.
5. Si se provee un parapeto igual o mayor que 1 metro alrededor de un techo con $\theta \leq 10$ grados, la zona 3 podrá ser considerada como zona 2.
6. Para techos con pendiente de más de 10 grados, utilizar GC_p de la Figura 2b y la correspondiente P_vIK_s basada en Exposición C.
7. Los signos positivos y negativos significan presiones que actúan contra o alejándose de las superficies, respectivamente.
8. Notación:
 - a = 10% del ancho mínimo o' 0.5h, lo que sea menor.
 - h = Altura media del techo en metros.
 - θ = Pendiente del techo con respecto a la horizontal, en grados.
 - z = Altura sobre el suelo, en metros

Figura 3.3 Coeficientes de Presión Externa GC_p para Cargas en Componentes y la Envoltura para Edificios con Altura Promedia de Techo Mayor que 20 metros.



Nota: La carga equivalente se determina según la Sección 3.3 y la Tabla 3.15. Utilice esta figura únicamente para vidrios verticales según la definición de la Tabla 3.15.

Figura 3.4 Area Permisible Máxima para Vidrios Verticales



Nota: La carga equivalente se determina según la Sección 3.3 y la Tabla 3.15. Utilice esta figura únicamente para vidrios inclinados según la definición de la Tabla 3.15.

Figura 3.5 Area Permissible Máxima para Vidrios Inclinados

CAPITULO 4 - CARGAS SÍSMICAS

4.1 Provisiones generales

4.1.1 Propósito. El capítulo 4 presenta criterios para el diseño y construcción de edificios y estructuras semejantes sujetas a movimientos sísmicos del terreno. Las cargas sísmicas especificadas están basadas en la disipación post-elástica de energía en el edificio, y, por esta razón, las provisiones para diseño, detalle, y construcción se deberán satisfacer aun para estructuras y miembros para los cuales las combinaciones de carga que no contengan el efecto sísmico requieren una mayor demanda que la de las combinaciones que incluyen sismo.

4.1.2 Alcance. Todo edificio, y parte de éste, será diseñado y construido para resistir los efectos de movimientos sísmicos prescritos por estas provisiones. Las adiciones a edificios existentes también serán diseñadas y construidas para resistir los efectos de movimientos sísmicos prescritos por estas provisiones. Los edificios existentes y las adiciones a edificios existentes solo tienen que cumplir con estas provisiones cuando lo requieran las Secciones 4.1.3.1 a 4.1.3.3.

Excepciones

1. Edificios localizados donde el valor de la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad (A_v) es menor que 0.05 solo tienen que cumplir con la Sección 4.3.6.1.
2. Viviendas no-adosadas de una y dos familias que estén localizadas en áreas del mapa sísmico que tengan un valor de aceleración pico efectiva relativa a la velocidad (A_v) menor que 0.15 están exentas de los requerimientos de estas provisiones.
3. Edificios de almacenamiento agrícola para los que la ocupación humana es solamente incidental están exentos de los requerimientos de estas provisiones.

Otras estructuras, incluyendo pero sin limitarse a puentes, torres de transmisión, torres y equipos industriales, muelles y atracaderos, y estructuras hidráulicas, requieren una consideración especial de sus características de respuesta y ambiente que está más allá del alcance de estas provisiones.

4.1.3 Aplicación de las provisiones. Los edificios que se encuentran dentro del alcance de estas provisiones serán diseñados y construidos según lo requiera esta sección. Cuando lo requiera la autoridad competente, se someterán los documentos de diseño para determinar el cumplimiento con estas provisiones.

4.1.3.1 Edificios nuevos. Los edificios nuevos serán diseñados y construidos según los requerimientos de la Sección 4.1.6 para asegurar la calidad. El análisis y diseño de los sistemas y componentes estructurales, incluyendo fundaciones, marcos, muros, pisos, y techos se llevará a cabo según los requerimientos aplicables de las Secciones 4.3 a 4.7. Los materiales utilizados en la construcción y los componentes hechos con estos materiales serán diseñados y construidos para cumplir los requerimientos de las Secciones 4.9 a 4.12. Los sistemas y componentes arquitectónicos, eléctricos, y mecánicos, incluyendo mejoras hechas por los arrendatarios se diseñarán según la Sección 4.8.

Excepción: Para viviendas no-adosadas de una y dos familias, de construcción de madera, con una altura no mayor de 2 pisos ó 10 metros, que estén localizadas en áreas del mapa sísmico con un valor de aceleración pico efectiva relativa a la velocidad (A_v) igual a o mayor que 0.15, solo se requiere que se construyan según la Sección a.4.9.8.

4.1.3.2 Adiciones a edificios existentes: Solamente se harán adiciones a edificios existentes según lo siguiente:

4.1.3.2.1 Una adición que esté estructuralmente independiente de un edificio existente será diseñada y construida según los requerimientos sísmicos para edificios nuevos.

4.1.3.2.2 Una adición que no este estructuralmente independiente de un edificio existente será diseñada y construida de tal forma que el edificio completo cumpla con los requerimientos de resistencia sísmica para edificios nuevos, salvo que se cumplan las siguientes tres provisiones:

1. La adición cumplirá con los requerimientos para edificios nuevos;
2. La adición no aumenta las fuerzas sísmicas en ningún elemento estructural del edificio existente por más de 5 por ciento, a menos que la capacidad del elemento siga cumpliendo con estas provisiones;
3. La adición no disminuya la resistencia sísmica de ningún elemento estructural del edificio existente, salvo que la resistencia reducida sea igual a o mayor que la que se requiere para edificios nuevos.

4.1.3.3 Cambio de uso: Cuando el cambio de uso provoque una reclasificación de un edificio a un Grupo de Exposición de Amenaza Sísmica más alto, el edificio cumplirá con los requerimientos sísmicos para construcción nueva.

Excepción: No se requiere cumplir con estas provisiones cuando el cambio de uso reclasifica al edificio del Grupo I de Exposición a la Amenaza Sísmica al Grupo II de Exposición a la Amenaza Sísmica, y el edificio está localizado en un área del mapa sísmico con un valor de aceleración pico efectiva relativa a velocidad (A_v) menor que 0.15.

4.1.4 Desempeño sísmico. El desempeño sísmico es una medida del grado de protección que se le ofrece al público y a los ocupantes del edificio contra las amenazas potenciales que resultan de los efectos de los movimientos sísmicos en los edificios. El grado de sismicidad y el Grupo de Exposición a la Amenaza Sísmica se utilizan para asignar edificios a las Categorías de Desempeño Sísmico. El Grupo III de Exposición a la Amenaza Sísmica requiere el nivel más elevado de protección; a la categoría E de Desempeño Sísmico provee el nivel más alto de desempeño.

4.1.4.1 Mapas de aceleración del suelo debida a sismo: La aceleración pico efectiva relativa a velocidad (A_v) se determinarán del mapa **Coefficiente de Aceleración Máxima Relativa a la Velocidad (A_v) para la República de Panamá, REP94, Enero de 1994**, o la última versión posterior, si la hay. En la lectura de los mapas, se permitirá la interpolación, o se utilizará el valor próximo más alto. En vez de tomarlos del mapa, los coeficientes A_v se podrán leer directamente de la Tabla 4.1-2 para las capitales de provincias y ciudades importantes. Para estructuras importantes en sitios de represas y a lo largo del Canal de Panamá, los valores del coeficiente A_v , se tomarán de la Tabla 4.1-3. En ausencia de un mapa de aceleración pico efectiva (A_v), ésta se tomará conservadoramente igual a la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad (A_v). Donde se utilice o se requieran movimientos del terreno específicos para un sitio, estos se desarrollarán basados en movimientos del terreno que tengan una probabilidad de 90 por ciento de no excederse en 50 años.

4.1.4.2 Grupos de Exposición a la Amenaza Sísmica: Todo edificio será asignado a uno de los siguientes Grupos de Exposición a la Amenaza Sísmica:

4.1.4.2.1 Grupo III. Edificios del Grupo III de Exposición a la Amenaza Sísmica son aquellos que tienen facilidades esenciales requeridas para el recobro después de un terremoto e incluyen:

1. Estaciones de bomberos o rescate y de policía
2. Hospitales u otras facilidades médicas que tienen facilidades para cirugía o tratamiento de urgencia.
3. Centros de preparación para urgencias, incluyendo el equipo albergado
4. Estaciones de generación de potencia u otras utilidades públicas requeridas como facilidades de urgencia de respaldo para facilidades del Grupo III de Exposición a la Amenaza Sísmica
5. Garages para vehículos de urgencia
6. Centros de comunicación
7. Edificios o estructuras que contengan sustancias tóxicas o explosivas en suficientes cantidades como para que se les considere peligrosas para el público si llegaran a liberarse

4.1.4.2.2 Grupo II. Edificios del Grupo II de Exposición a la Amenaza Sísmica son aquellos que presentan una amenaza sustancial al público debido a la ocupación o uso, e incluyen:

1. Estructuras cubiertas cuya ocupación principal es la reunión pública con una carga total de ocupación de más de 300 personas.
2. Edificios para escuelas hasta la secundaria o centros parbularios con una carga de ocupación de más 250 de estudiantes.
3. Edificios para universidades o escuelas para educación adulta con una carga total de ocupación de más de 500 estudiantes.
4. Facilidades médicas con 50 o más pacientes residentes incapacitados pero que no tengan facilidades para cirugía o tratamiento de urgencia.
5. Cárceles y facilidades de detención.
6. Toda estructura con una carga de ocupación de más de 5000 personas
7. Estaciones de generación de potencia y otras facilidades de utilidad pública que no estén incluidas en el Grupo III de Exposición a la Amenaza Sísmica y que se requieran para operación continuada.

4.1.4.2.3 Grupo I. Los edificios del Grupo I de Exposición a la Amenaza Sísmica son aquellos que no han sido asignados al Grupo III o II de Exposición a la Amenaza Sísmica.

4.1.4.2.4 Uso múltiple: Un edificio que tenga usos múltiples se le asignará la clasificación del Grupo más alto de Exposición a la Amenaza Sísmica de los presentes.

4.1.4.2.5 Acceso protegido de un edificio del Grupo III: Donde se requiera acceso operacional a un edificio del Grupo III de Exposición a la Amenaza Sísmica a través de un edificio adyacente, el edificio adyacente deberá cumplir con los requerimientos para edificios del Grupo III. Donde el acceso operacional está a menos de 3 metros de la línea interior del lote o de otro edificio en el mismo lote, el dueño del edificio del Grupo III de Exposición a la Amenaza Sísmica dará protección contra la posible caída de escombros provenientes del lote adyacente.

4.1.4.2.6 Función del Grupo III. Los sistemas sísmicos designados en edificios del Grupo III de Exposición a la Amenaza Sísmica estarán provistos de la capacidad para funcionar, hasta donde sea posible, durante y después de un terremoto. Las condiciones específicas del sitio especificadas en la Sección 4.8.3.7 que pudieran resultar en la interrupción del servicio de utilidades serán consideradas cuando se supla la capacidad de continuar funcionando.

4.1.4.3 Categoría de Desempeño Sísmico: A todo edificio se le asignará una Categoría de Desempeño Sísmico según la Tabla 4.1-1.

4.1.4.4 Limitación de sitio para Categoría E de Desempeño sísmico: Un edificio asignado a la Categoría E no se ubicará donde hay un potencial conocido de que una falla activa cause rotura de la superficie del terreno inmediatamente debajo del edificio.

4.1.5 Materiales y métodos alternos de construcción. Se podrán utilizar materiales y métodos alternos de construcción distintos a los que prescriben estas provisiones sujetos a la aprobación de la autoridad competente. Se suministrará evidencia para demostrar y sustentar que la alternativa propuesta será, para el propósito propuesto, por lo menos igual en resistencia, durabilidad, y resistencia sísmica.

4.2 Definiciones y símbolos

4.2.1 Definiciones. Las definiciones presentadas en esta sección proveen el significado de los términos utilizados en estas provisiones. Las definiciones que tengan un significado específico relativo al uso de madera, acero, concreto o mampostería se presentan en la sección destinada a los materiales (Secciones A.4.10 y A.4.11, respectivamente).

Aceleración:

Aceleración pico efectiva: Un coeficiente, (A_p), que representa el movimiento del terreno correspondiente a un período de 0.1 a 0.5 segundo, aproximadamente, según lo determina la Sección 4.1.4.1.

Aceleración pico efectiva relativa a la velocidad: Un coeficiente, (A_v), que representa el movimiento del terreno correspondiente a un período de 1.0 segundo, aproximadamente, según lo determina la Sección 4.1.4.1.

Apéndice: Un componente arquitectónico como, por ejemplo, un pabellón, una marquesina, un balcón ornamental, o un estatuario.

Aprobación: Una aceptación escrita por la autoridad competente de documentación que establezca la idoneidad de un material, sistema, componente, procedimiento, o persona para llenar los requerimientos de estas provisiones para el propósito propuesto.

Base: El nivel en el cual se considera que los movimientos sísmicos horizontales se le imparten al edificio.

Carga:

Carga muerta (D): El efecto de carga muerta de gravedad debido al peso de todos los componentes permanentes estructurales y no-estructurales del edificio, tales como paredes, pisos, techos, y el peso de operación del equipo fijo de servicio.

Carga de Gravedad (W): La carga muerta total y las partes aplicables de otras cargas según define la Sección 4.4.2.

Categoría de Desempeño Sísmico: Una clasificación asignada a un edificio según lo define la Sección 4.1.4.

Coefficiente de sitio: Un coeficiente asignado al sitio del edificio basado en las propiedades del suelo según lo define la Sección 4.3.2.

Componente: Una parte del sistema arquitectónico, eléctrico, mecánico, o estructural.

Diafragma: Una parte horizontal o casi horizontal del sistema sismo-resistente que se diseña para transmitir fuerzas sísmicas a los elementos verticales del sistema sismo-resistente.

Documentos de diseño: Los dibujos, especificaciones, cálculos, informes, certificaciones, u otras comprobaciones requeridas por la autoridad competente para verificar el cumplimiento con estas provisiones.

Efecto P-Delta: El efecto secundario en los esfuerzos cortantes y momentos de los miembros de un marco debido a la acción de las cargas verticales inducido por el desplazamiento del marco del edificio debido a las fuerzas laterales.

Envase: Un componente independiente de gran escala utilizado como receptáculo o recipiente para acomodar plantas, desperdicios, o usos similares, excluyendo líquidos.

Equipo arquitectónico: Equipo como, por ejemplo, anaquelaría, estantes, equipo de laboratorio, y gabinetes de almacenamiento.

Esfuerzo cortante en la base: La fuerza o esfuerzo cortante lateral total de diseño en la base.

Esfuerzo cortante de un piso: La suma de las fuerzas laterales de diseño en los niveles por encima del piso bajo consideración.

Estructuras de tipo péndulo invertido: Estructuras gran parte de cuya masa está concentrada cerca de la parte superior y, por tanto, tienen esencialmente un grado de libertad en traslación horizontal. Usualmente, las estructuras tienen forma de T con una columna única, arriba, que soporta las vigas o la losa.

Fuente de energía de alta temperatura: Un fluido, gas, o vapor cuya temperatura exceda 100 grados C.

Fuerzas sísmicas: Las fuerzas supuestas prescritas aquí, relacionadas con la respuesta del edificio a movimientos sísmicos, que se utilizan en el diseño del edificio y sus componentes.

Grupo de Exposición a la Amenaza Sísmica: Una clasificación asignada a un edificio basada en el uso según lo define la Sección 4.1.4.

Interfase de utilidades o servicio: La conexión de los sistemas mecánicos y eléctricos del edificio al sistema de distribución de la entidad de utilidades o servicio.

Marco:

Arriostrado: Una cercha esencialmente vertical, o su equivalente, del tipo concéntrico o excéntrico que se provee en un sistema de muro de carga, de marco de edificio, o dual para resistir fuerzas sísmicas.

Marco concéntricamente arriostrado: Un marco arriostrado en el cual los miembros están sometidos principalmente a fuerzas axiales.

Marco excéntricamente arriostrado: Un marco arriostrado con diagonales en el cual por lo menos un extremo de cada riostra intersecta una viga a corta distancia de la unión viga-columna o de otra riostra diagonal. Se aplican las siguientes definiciones:

Marco intermedio de momento: Un marco de momento en el que los miembros y las uniones son capaces de resistir fuerzas mediante flexión así como también a lo largo de los ejes de los miembros. Los marcos intermedio de momento de concreto reforzado deberán cumplir con la Sección A.4.11.3.2

Marco ordinario de momento: Un marco de momento en el que los miembros y las uniones son capaces de resistir fuerzas mediante flexión así como también a lo largo de los ejes de los miembros. Los marcos ordinarios de momento cumplirán con las Secciones A.4.10, Referencia 10.7, o Sección A.4.11.3.1.

Marco especial de momento: Un marco de momento en el que los miembros y las uniones son capaces de resistir fuerzas mediante flexión así como también a lo largo de los ejes de los miembros. Los marcos especiales de momento de concreto reforzado deberán cumplir con la Sección A.4.10, Referencia 10.7, o Sección A.4.11.3.3.

Mecanismo de soporte de componente: La forma estructural mediante la cual los componentes y sistemas mecánicos y eléctricos transfieren al edificio cargas inducidas por el sismo.

Conexión fija o directa: Un mecanismo de soporte en el cual la transferencia principal de carga se caracteriza por desplazamientos nominalmente pequeños, como, por ejemplo, deformaciones de cizalla o axiales de elementos estructurales de soporte, compresión directa sobre el edificio, y deformación de cizalla o axial de pernos de conexión.

Sistema elástico de soporte: Un mecanismo de soporte en el cual la transferencia principal de carga la proveen elementos que son claramente más flexibles que el componente, como, por ejemplo, elementos estructurales de soporte cargados en flexión, resortes, y montajes de goma o fibrosos.

Dispositivo de restricción activado sísmicamente: Un dispositivo interactivo de restricción que es activado por o provee resistencia al movimiento del terreno.

Panel de cizalla: Un componente de piso, techo, o pared construido para trabajar como muro cortante o diafragma.

Pared: Un componente, usualmente colocado verticalmente, utilizado para encerrar o dividir espacios.

Muro de carga: Una pared exterior o interior que provee soporte para cargas verticales.

Muro no-portante: Una pared exterior o interior que no provee soporte para cargas verticales salvo su propio peso.

Muro cortante: Un muro, portante o no-portante, diseñado para resistir fuerzas sísmicas que actúan en el plano del muro.

Pared de construcción ligera con paneles de cizalla: Paredes de entramado de madera o acero con acabado que no sea revestimiento de mampostería.

Relación de desplazamiento entre pisos: El desplazamiento de un piso con respecto al piso inmediatamente por debajo dividido por la altura entre pisos.

Revestimientos: Revestimientos u ornamentación de ladrillo, concreto, piedra, baldosas, o materiales similares fijados a mampostería bruta.

Sismo de diseño: El sismo que produce movimientos de terreno en el sitio bajo consideración con una probabilidad de 90 por ciento de no excederse en 50 años.

Sistemas sísmicos designados: El sistema resistente a fuerzas sísmicas y los sistemas y componentes arquitectónicos, eléctricos y mecánicos que requieren características especiales de desempeño.

Sistema de marco:

Sistema de marco de edificio: Un sistema estructural con un marco espacial esencialmente completo que provee soporte a las cargas verticales. La resistencia a la fuerza sísmica es provista por muros cortantes o marcos arriostrados.

Sistema dual de marco: Un sistema estructural con un marco espacial esencialmente completo que provea soporte a las cargas verticales. Se proveerá la resistencia a fuerzas sísmicas mediante marcos momento-resistentes y muros cortantes o marcos arriostrados según lo prescribe la Sección 4.3.3.1.

Marco espacial: Un sistema estructural compuesto de miembros interconectados, que no sean muros de carga, que sea capaz de soportar cargas verticales y de proveer resistencia a fuerzas sísmicas.

Sistema resistente a fuerzas sísmicas: La parte del sistema estructural que se ha considerado en el diseño para resistir las fuerzas sísmicas prescritas.

Sistema de muro de carga: Un sistema estructural con muros de carga que provee soporte para toda o la mayor parte de las cargas verticales. Los muros cortantes de marcos arriostrados proveen resistencia a las fuerzas sísmicas.

Unidad de techo: Una unidad de baldosa de techo o material similar que pese más de 0.5 kilogramo.

4.2.2 Símbolos.

- A_p = El coeficiente sísmico que representa la aceleración pico efectiva determinada en la Sección 4.1.4.1.
- A_v = El coeficiente sísmico que representa la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad determinada en la Sección 4.1.4.1.
- A_x = El factor de amplificación torsional, Sección 4.4.4.5.
- a_c = El factor de amplificación relacionado con la respuesta de un sistema o componente según sea afectado por el tipo de fijamiento sísmico, determinado en la Sección 4.8.3.2.

a_d	=	El factor incremental relacionado con los efectos P-delta en la Sección 4.4.6.2.
C_a	=	El coeficiente para el límite superior del período calculado. Referirse a la Tabla 4.4-1.
C_c	=	El coeficiente sísmico para edificios según lo especifican las Tablas 4.8-1 y 4.8-2 (adimensional).
C_d	=	El factor de amplificación de deflexión dado por la Tabla 4.3-2.
C_s	=	El coeficiente de diseño sísmico en la Sección 4.4.2 (adimensional)
C_{M}^{M}	=	El coeficiente modal de diseño sísmico en la Sección 4.5.5 (adimensional)
C_T	=	El coeficiente del período del edificio en la Sección 4.4.2.2.
C_{v_x}	=	El factor de distribución vertical determinado en la Sección 4.4.3.
D	=	El efecto de la carga muerta
F_i, F_n, F_x	=	La parte del esfuerzo cortante sísmico en la base, inducido en el Nivel i, n, o x, respectivamente, según lo determina la Sección 4.4.3.
F_p	=	La fuerza sísmica que actúa sobre un elemento de un edificio según lo determinan las Secciones 4.3.6.1.1, 4.3.6.1.2, 4.3.6.2.7, 4.3.2.8, 4.8.2, ó 4.8.3.
F_{xm}	=	La parte del esfuerzo cortante sísmico en la base, V_m , inducido en el Nivel x según lo determina la Sección 4.5.6.
g	=	La aceleración debida a gravedad.
h_i, h_n, h_x	=	La altura por encima de la base del Nivel i, n, o x, respectivamente.
h_{ix}	=	La altura por debajo del Nivel x = $(h_x - h_{x-1})$
i	=	El nivel del edificio identificado por el subíndice i; i = 1 designa al primer nivel por encima de la base.
K	=	La rigidez del dispositivo para fijar el soporte del equipo, Sección 4.8.3.3.
k	=	El exponente de distribución dado en la Sección 4.4.3.
M_f	=	El momento de volcamiento de diseño de la fundación definido en la Sección 4.4.5.
M_t	=	El momento torsional que resulta de la localización de las masas del edificio, Sección 4.4.4.1.
M_{ta}	=	El momento torsional accidental determinado en la Sección 4.4.4.1.
M_x	=	El momento de volcamiento de diseño del edificio en el Nivel x según lo define la Sección 4.4.5 o la Sección 4.5.8:
m	=	Un subíndice que denota el modo de vibración bajo consideración; por ejemplo, m = 1 para el modo fundamental.
N	=	Numero de pisos, Sección 4.4.2.2.
n	=	Designa el nivel más alto en la parte principal del edificio.
P	=	El factor de criterio de desempeño dado en la Sección 4.8 (adimensional).
P_x	=	La carga vertical de diseño no-factorizada en y por encima del Nivel x, para uso en la Sección 4.4.6.2.
Q_x	=	El efecto de fuerzas sísmicas horizontales inducidas por un terremoto, Sección 4.3.7.
R	=	El coeficiente de modificación de respuesta dado por la Tabla 4.3-2.
S	=	El coeficiente para las características del perfil de suelo del sitio dado en la Tabla 4.3-1.
S_1, S_2, S_3, S_4	=	Los tipos de perfiles de suelo definidos en la Sección 4.3.2.
T	=	El período fundamental del edificio según lo determina la Sección 4.4.2.2.
T_0	=	El período fundamental aproximado del edificio según lo determina la Sección 4.4.2.2.
T_c	=	El período fundamental de un componente y su sistema de fijación, Sección 4.8.3.
T_m	=	El período modal de vibración en el modo m según lo determina la Sección 4.5.4.
V	=	La fuerza lateral total de diseño o esfuerzo cortante en la base, Sección 4.4.2.

V_1	=	El valor de diseño del esfuerzo cortante sísmico en la base según lo determina la Sección 4.5.8.
V_x	=	El esfuerzo cortante sísmico en el piso x según lo determina la Sección 4.4.4 o la Sección 4.5.8.
W	=	La carga de gravedad total del edificio según se define en la Sección 4.4.2.
W_c	=	La carga de gravedad de un componente de un edificio.
W_m	=	La carga modal efectiva de gravedad determinada según la Ecuación 4.5-2.
W_i, W_n, W_x	=	La parte de W que está localizada en o asignada al Nivel i , n , ó x , respectivamente.
x	=	El nivel bajo consideración; $x = 1$ designa el primer nivel por encima de la base.
Δ	=	El desplazamiento horizontal de diseño entre pisos según lo determina la Sección 4.4.6.1.
Δ_a	=	El desplazamiento horizontal admisible entre pisos según lo especifica la Sección 4.3.8.
δ_{max}	=	El desplazamiento máximo en el Nivel x , considerando torsión, Sección 4.4.4.2.
δ_{prom}	=	El promedio de los desplazamientos en los puntos extremos de la estructura en el Nivel x , Sección 4.4.4.2.
δ_x	=	La deflexión del Nivel x en el centro de masa en el Nivel x y en los niveles por encima, Ecuación 4.4-10.
δ_{xc}	=	La deflexión del Nivel x en el centro de masa en el Nivel x y en los niveles por encima determinado mediante un análisis elástico, Sección 4.4.6.1.
δ_{xcm}	=	La deflexión modal del Nivel x en el centro de masa en el Nivel x y en los niveles por encima determinado mediante un análisis elástico, Sección 4.5.6.
δ_{xm}	=	La deflexión modal del Nivel x en el centro de masa en el Nivel x y en los niveles por encima determinada mediante la Sección 4.5-5.
θ	=	El coeficiente de estabilidad para efectos P-delta según lo determina la Sección 4.4.6.2.
τ	=	El factor de reducción del momento de volcamiento, Ecuación 4.4-9.
ϕ	=	El factor de reducción de resistencia o el factor de resistencia.
ϕ_{im}	=	La amplitud de desplazamiento en el nivel i del edificio para la condición de base fija cuando vibra en el modo m , Sección 4.5.5.

4.3 Requisitos de diseño estructural:

4.3.1 Bases para el diseño: Los procedimientos de análisis y diseño sísmico utilizados en el diseño de edificios y sus componentes cumplirán con los requerimientos de esta sección. Los movimientos del terreno de diseño pueden ocurrir en cualquier dirección horizontal del edificio. Las fuerzas sísmicas de diseño y su distribución a través de la altura del edificio se establecerán según los procedimientos de la Sección 4.4 ó 4.5., y las fuerzas internas correspondientes se determinarán utilizando un modelo elástico lineal. Se podrá utilizar un procedimiento alternativo para establecer las fuerzas sísmicas y su distribución; si se utiliza un procedimiento alternativo, las fuerzas internas y las deformaciones en los miembros que resultasen se determinarán utilizando un modelo cónsono con el procedimiento adoptado.

Los miembros individuales serán diseñados para los esfuerzos cortantes, fuerzas axiales, y momentos determinados según estas provisiones, y las conexiones desarrollaran la resistencia de los miembros conectados o las fuerzas indicadas arriba. La deformación del edificio no excederá los límites prescritos cuando el edificio está sometido a las fuerzas sísmicas de diseño.

Se proveerá una trayectoria continua de carga con suficiente resistencia y rigidez para transferir todas las fuerzas desde el punto de aplicación hasta el punto final de resistencia. La fundación será diseñada para resistir las fuerzas desarrolladas y acomodar los movimientos transmitidos al edificio por los movimientos de diseño del terreno. En la determinación de los criterios para el diseño de las fundaciones, se le dará un reconocimiento especial a la naturaleza dinámica de las fuerzas sísmicas, los movimientos esperados del terreno, y las bases del diseño para lograr resistencia y ductilidad de la estructura.

4.3.2 Coeficiente de sitio: El valor del coeficiente de sitio (S) se determinará según la Tabla 4.3.1. En localizaciones donde no se conocen las propiedades del suelo con suficiente detalle para determinar el tipo de perfil de suelo o donde el perfil del suelo no se ajusta a ninguno de los cuatro tipos indicados en la Tabla 4.3.1, se usará un coeficiente de sitio (S) de 2.0.

El esfuerzo cortante de diseño en la base, los esfuerzos cortantes entre pisos, los momentos de volcamiento, y las deflexiones determinadas mediante los requerimientos de la Sección 4.4 ó 4.5 se podrán modificar según la Sección 4.6 u otros procedimientos aprobados que tomen en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura.

4.3.3 Sistemas de estructuración: Los sistemas de estructuración básicos por utilizar están indicados en la Tabla 4.3.2. Cada tipo están subdividido según los tipos de elementos verticales estructurales utilizados para resistir las fuerzas laterales sísmicas. El sistema estructural utilizado será según la categoría de desempeño sísmico y las limitaciones de altura presentadas en la Tabla 4.3.2. Los factores apropiados de modificación de respuesta (R) y de amplificación de deflexión indicados en la Tabla 4.3.2 se utilizarán para determinar el esfuerzo cortante en la base y el desplazamiento de diseño entre pisos. Se permitirá estructuración y sistemas sismo-resistentes no que se encuentren en la Tabla 4.3.3 si se suministran datos analíticos y de pruebas que establezcan las características dinámicas y que muestren que la resistencia a la fuerza lateral y la capacidad de disipar energía son equivalentes a las de los sistemas estructurales de la Tabla 4.3.3 para valores equivalentes de factores de modificación de respuesta (R). Los requerimientos especiales de estructuración se indican en las Secciones 4.3.6, 4.4.9, 4.10, 4.11, y 4.12 para edificios asignados a diversas categorías de desempeño sísmico.

4.3.3.1 Sistema dual: Para un sistema dual, el marco de momento será capaz de resistir por lo menos 25 por ciento de las fuerzas sísmicas de diseño. La resistencia a la fuerza sísmica total se deberá proveer mediante la combinación del marco de momento y los muros cortantes o marcos arriostrados en proporción a sus rigideces.

4.3.3.2 Combinaciones de sistemas Estructurales: Se permitirán diferentes sistemas estructurales a lo largo de los dos ejes ortogonales del edificio. Las combinaciones de los sistemas estructurales cumplirán con los requerimientos de esta sección.

4.3.3.2.1 El factor (R) de sistema estructural de combinación: El factor (R) de modificación de respuesta en la dirección bajo consideración en cualquier piso no excederá el factor (R) de modificación de respuesta más bajo que se obtenga de la Tabla 4.3.2 para el sistema resistente a la fuerza sísmica en la misma dirección y por encima de ese piso.

Excepción: El límite no se aplica a sistemas estructurales soportados con un peso igual o menor que el 10 por ciento del peso del edificio.

4.3.3.2.2 Requerimientos de detalle para sistemas estructurales de combinación: Los requerimientos de detalle de la Sección 4.3.6 requeridos por el factor (R) de modificación de respuesta más alto se utilizarán para componentes estructurales comunes a sistemas que tengan diferentes factores de modificación de respuesta.

4.3.3.3 Categorías A, B y C de Desempeño Sísmico: El sistema estructural para edificios asignados a las Categorías A, B y C de Desempeño Sísmico cumplirán con las limitaciones de altura y de sistema estructural de la Tabla 4.3.3.

4.3.3.4 Categorías D de Desempeño Sísmico: El sistema estructural para edificios asignados a la Categorías D de Desempeño Sísmico cumplirá con la Sección 4.3.3.3 y las provisiones adicionales de esta sección.

4.3.3.4.1 Aumento del límite de altura del edificio: Los límites de altura de la Tabla 4.3-2 se podrán aumentar a 75 metros en edificios que tengan marcos arriostrados de acero o muros cortantes de concreto vaciado en sitio. En estos edificios los marcos arriostrados o muros cortantes en un plano dado no resistirán más de la siguiente proporción de las fuerzas sísmicas en cada dirección, incluyendo los efectos torsionales:

1. 60 por ciento, cuando el marco arriostrado o muro cortante esté dispuesto únicamente en el perímetro;
2. 40 por ciento, cuando algunos marcos arriostrados o muros cortantes estén dispuestos en el perímetro, o
3. 30 por ciento para otros arreglos.

4.3.3.4.2 Efectos de Interacción: Los marcos momento-resistentes que estén encerrados o fijados a elementos más rígidos que no se consideran parte del sistema resistente a la fuerza sísmica se diseñarán de manera que la acción o falla de los elementos que los encierran o los fijan no afecte la capacidad del marco para resistir carga vertical o fuerza sísmica. El diseño deberá considerar el efecto de los elementos rígidos en el sistema estructural bajo deformaciones del edificio que correspondan al desplazamiento de diseño entre pisos determinado según las Sección 4.4.6.

4.3.3.4.3 Compatibilidad de deformación: Todo componente estructural que no se incluya en el sistema resistente a fuerza sísmica en la dirección bajo consideración se diseñará para que sea adecuado para soportar cargas verticales y para resistir los momentos inducidos que resulten del desplazamiento horizontal de diseño entre pisos determinado según la Secciones 4.4.6 y 4.3.8.

4.3.3.4.4 Marcos especiales de momento: Se permitirá que un marco especial de momento que se utilice pero que no sea requerido por la Tabla 4.3.2 sea discontinuo y lo soporte un sistema más rígido con un factor (R) de modificación de respuesta más bajo siempre que se cumpla con los requerimientos de la Secciones 4.3.6.2.4. y 4.3.6.5.2. Cuando la Tabla 4.3.2 requiera un marco especial de momento, el marco será continuo hasta la fundación.

4.3.3.5 Categoría E de desempeño sísmico: Los sistemas estructurales de edificios asignados a la Categoría E deberán llenar los requerimientos de la Sección 4.3.3.4 para la Categoría D y los requerimientos y limitaciones adicionales de esta sección. El límite de aumento de altura de la Sección 4.3.3.4.1 para marcos arriostrados o muros cortantes se reducirá de 75 a 50 metros.

4.3.4 Configuración del edificio: Los edificios se clasificarán como regulares o irregulares, tanto en planta como en el sentido vertical, según los criterios de esta sección.

4.3.4.1 Irregularidad en planta: Edificios con uno o más de los tipos de irregularidades enumerados en la Tabla 4.3.3 se calificarán como irregulares en planta y deberán cumplir con los requerimientos de las secciones citadas en esa tabla.

4.3.4.2 Irregularidad vertical: Edificios con uno o más de los tipos de irregularidades enumerados en la Tabla 4.3.4 se calificarán como irregulares en el sentido vertical y deberán cumplir con los requerimientos de las secciones citadas en esa tabla.

Excepciones:

1. Irregularidades verticales estructurales del Tipo 1 ó 2 en la Tabla 4.3.4 no se aplican donde la relación de desplazamiento horizontal entre pisos bajo la fuerza lateral sísmica de diseño es igual o menor que 130 por ciento de la relación de desplazamiento horizontal entre pisos del piso inmediatamente por encima. No se requiere considerar los efectos torsionales en el cálculo de los desplazamientos horizontales entre pisos. No se requiere evaluar la relación de desplazamiento horizontal entre pisos para los dos últimos pisos superiores del edificio.
2. No es necesario considerar las irregularidades de Tipo 1 y 2 de la Tabla 4.3.4 para edificios de 1 y 2 pisos.

4.3.5 Procedimientos de análisis: Se hará un análisis estructural para todo edificio según los requerimientos de esta sección. Esta sección presenta el procedimiento de análisis mínimo que se ha de seguir. Se permitirá un procedimiento alternativo de aceptación general, incluyendo el uso de un espectro de respuestas específico para el sitio, siempre y cuando sea aprobado por la autoridad competente. Las limitaciones que se le imponen al esfuerzo cortante en la base en la Sección 4.5.8 se aplican a cualquiera de dichos análisis.

4.3.5.1 Categoría A de Desempeño Sísmico: A los edificios regulares o irregulares asignados a la Categoría A se les exime de un análisis para fuerzas sísmicas que trate el edificio como un todo. Se aplican las provisiones de la Sección 4.3.6.1.

4.3.5.2 Categorías B y C de Desempeño Sísmico: Los procedimientos de análisis de la Sección 4.4 se utilizarán para edificios regulares e irregulares asignados a la Categoría B o C. Como alternativa, se podrá llevar a cabo un análisis más riguroso.

4.3.5.3 Categorías D y E de Desempeño Sísmico: Los procedimientos de análisis identificados en la Tabla 4.3.5 se utilizarán para edificios asignados a la Categoría D o E. Como alternativa, se podrá llevar a cabo un análisis más riguroso.

4.3.6 Diseño, requerimientos de detalle, y efectos de carga de componentes estructurales: El diseño y detalle de los componentes estructurales del sistema resistente a fuerzas sísmicas cumplirá con los requerimientos de esta sección. El diseño de la fundación cumplirá con los requerimientos pertinentes de la Sección 4.7. Los materiales y los sistemas compuestos por estos materiales cumplirán con los requerimientos y limitaciones de las Secciones 4.9 a 4.12 para la categoría pertinente.

4.3.6.1 Categoría A de Desempeño Sísmico: El diseño y detalle de edificios asignados a la Categoría A de Desempeño Sísmico cumplirá con los requerimientos de esta sección.

4.3.6.1.1 Conexiones de la trayectoria de carga: Las partes del edificio entre juntas de separación estarán interconectadas para formar una trayectoria continua hacia el sistema resistente a fuerzas sísmicas, y las conexiones serán capaces de transmitir la fuerza sísmica (F_p) inducida por las partes conectadas. Cualquier parte del edificio más pequeña será amarrada al resto del edificio con elementos que

tengan una resistencia de diseño capaz de transmitir una fuerza sísmica igual a un tercio de la aceleración pico efectiva relativa a velocidad (A_v) multiplicada por el peso de la parte más pequeña (W_p) o el 5 por ciento del peso de la porción, cualesquiera de estos valores que sea el mayor. Para un edificio que esté exento de un análisis sísmico completo según la Sección 4.3.5.1, se considerará que el sistema principal resistente a fuerzas de viento será el sistema resistente a fuerzas sísmicas.

A cada viga, viga maestra, o cercha se le proveerá una conexión positiva para resistir, hasta el soporte, una fuerza horizontal paralela al miembro. La conexión tendrá una resistencia mínima de 5 por ciento de la reacción muerta más la reacción viva, y se podrá suplir mediante elementos que conectan, tales como losas.

4.3.6.1.2 Anclaje a paredes de concreto o mampostería: Las paredes de concreto y de mampostería se anclarán al techo y a todos los pisos que le ofrezcan soporte lateral a la pared. El anclaje proveerá una conexión positiva entre las paredes y el techo o los pisos. Las conexiones deberán ser capaces de resistir el mayor de los siguientes valores: una fuerza lateral sísmica (F_p) inducida por la pared, ó $1000/2.2*9.81*3.28/1000 = 14.5$ veces la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad (A_v) kiloNewtons por metro lineal de pared. Se diseñarán las paredes para resistir flexión entre los anclajes cuando la separación de los anclajes exceda 1200 mm.

4.3.6.2 Categoría B de Desempeño Sísmico: Los edificios asignados a la categoría B cumplirán con los requerimientos de la Sección 4.3.6.1 para la Categoría A y los requerimientos de esta sección.

4.3.6.2.1 Efectos de carga en los componentes: Los efectos de carga sísmica en los componentes se determinarán mediante un análisis de carga según la Sección 4.3.5, partes de la Sección 4.3.6.2, y la Sección 4.3.7. Se incluirán los efectos de segundo orden según sean aplicable. Donde los efectos de la carga sísmica excedan las fuerzas de conexión a lo largo de la trayectoria de cargas dadas en las Secciones 4.3.6.1.1 y 4.3.6.2.2, los efectos de la carga sísmica gobernarán. Los componentes cumplirán con las combinaciones de carga de los respectivos materiales dadas en los Capítulos 7, 8, 9, 10, y 11.

4.3.6.2.2 Aperturas: Donde ocurran aperturas en muros cortantes, diafragmas, u otros elementos tipo placa, el refuerzo en los bordes de las aperturas se diseñará para transferir los esfuerzos hacia adentro de la estructura. El refuerzo de borde se extenderá dentro del cuerpo del muro o diafragma una distancia lo suficiente para desarrollar la fuerza en el refuerzo.

4.3.6.2.3 Dirección de la carga sísmica: Este requerimiento se considerará satisfecho si las fuerzas sísmicas de diseño se aplican separadamente e independientemente en cada una de las dos direcciones ortogonales.

4.3.6.2.4 Discontinuidad en el sistema vertical: Los edificios con una discontinuidad en la capacidad lateral, de la irregularidad vertical de Tipo 5 definida en la Tabla 4.3.4, no serán de más de 2 pisos o 9 metros de altura donde el piso débil tenga una resistencia calculada de menos de 65 por ciento de la del piso directamente por encima.

Excepción: El límite no se aplica donde el piso débil es capaz de resistir una fuerza sísmica igual a 75 por ciento del factor de amplificación de deflexión (C_d) multiplicado por la fuerza de diseño prescrita en la Sección 4.4.

4.3.6.2.5 Sistemas sin redundancia: El diseño de un edificio considerará el efecto potencialmente adverso que pudiera tener en la estabilidad del edificio la falla de un solo miembro, conexión, o componente del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

4.3.6.2.6 Elementos colectores: Se proveerán elementos colectores capaces de transferir la fuerza sísmica total que se origine en otras partes del edificio al elemento que provee la resistencia a dichas fuerzas.

4.3.6.2.7 Diafragmas: La deflexión en el plano del diafragma, determinada mediante análisis de ingeniería, no excederá la deflexión permisible de los elementos adheridos. La deflexión permisible será la deflexión que permita que el elemento adherido mantenga su integridad estructural bajo la carga individual y continúe soportando las cargas prescritas.

Los diafragmas de piso y techo se diseñarán para resistir las siguientes fuerzas sísmicas: Una fuerza mínima igual a 50 por ciento de la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad (A_v) multiplicada por el peso del diafragma y de otros elementos del edificio adheridos al diafragma, más la parte del esfuerzo cortante sísmico (V_p) en ese nivel que se requiere transferir a los componentes del sistema vertical sismo-resistente debido a retiros o cambios de rigidez de los componentes verticales por encima y por debajo del diafragma.

Los diafragmas resistirán esfuerzos cortantes y flexión producidos por estas fuerzas. Los diafragmas tendrán amarres o puntales para distribuir las fuerzas de anclaje de las paredes hacia adentro del diafragma. Las conexiones del diafragma serán conexiones positivas, mecánicas o soldadas.

4.3.6.2.8 Muro portantes: Los muros portantes exteriores e interiores y sus anclajes se diseñarán para una fuerza normal a la superficie igual a la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad (A_v) multiplicada por el peso de la pared, con una fuerza mínima de 10 por ciento del peso de la pared. La interconexión de los elementos de pared y las conexiones a los sistemas estructurales de soporte tendrán suficiente ductilidad, capacidad de rotación o suficiente resistencia para resistir encogimiento, cambios térmico, y asentamiento diferencial de la fundación cuando estos efectos se combinen con las fuerzas sísmicas. Las conexiones cumplirán con la Sección 4.3.6.1.2.

4.3.6.2.9 Estructuras de tipo péndulo invertido: Las columnas o pilastras de estructuras de tipo péndulo invertido serán diseñadas para el momento flexionante en la base determinado mediante los procedimientos dados en la Sección 4.4, momento que variará uniformemente hasta un valor en la parte de arriba igual a la mitad del momento flexionante en la base.

4.3.6.2.10 Anclaje de sistemas no-estructurales: Cuando lo requiera la Sección 4.8, todas las partes o componentes del edificio se anclarán con la fuerza sísmica (F_p) que prescriba dicha sección.

4.3.6.3 Categoría C de Desempeño Sísmico: Los edificios asignados a la categoría C cumplirán con los requerimientos de la Sección 4.3.6.2 para la Categoría B y con los requerimientos de esta sección.

4.3.6.3.1 Dirección de la fuerza sísmica: Para edificios que tengan la irregularidad estructural en planta del Tipo 5 de la Tabla 4.3.3, el requerimiento de dirección crítica de la Sección 4.3.6.2.3 se considerará satisfecho si los componentes y sus fundaciones se diseñan para la siguiente combinación ortogonal de cargas prescritas: 100 por ciento de las fuerzas en una dirección más 30 por ciento de las fuerzas en la dirección perpendicular. Se utilizará la combinación que requiera la mayor resistencia de componente.

4.3.6.4 Categorías D y E de Desempeño Sísmico: Los edificios asignados a la categoría D o E cumplirán con los requerimientos de la Sección 4.3.6.3 para la Categoría C y con los requerimientos de esta sección.

4.3.6.4.1 Dirección de la carga sísmica: El procedimiento ortogonal independiente dado en la Sección 4.3.6.2.3 no será satisfactorio para el requerimiento de la dirección crítica de ningún edificio. Se considerará satisfactorio para cualquier edificio el procedimiento de combinación ortogonal de la Sección 4.3.6.3.1.

4.3.6.4.2 Irregularidades de piso y verticales: El diseño considerará la probabilidad de efectos adversos cuando la relación de la resistencia provista a la resistencia requerida en cualquier piso sea significativamente inferior a dicha relación para el piso inmediatamente por encima. Las resistencias se ajustaran para compensar este efecto.

Para edificios que tengan una irregularidad en planta del Tipo 1, 2, 3, ó 4 según la Tabla 4.3.3 o una irregularidad estructural vertical de Tipo 4 en la Tabla 4.3.4, las fuerzas de diseño determinadas según la Sección 4.4 se aumentarán 25 por ciento para las conexiones de diafragmas a elementos verticales y a colectores y para las conexiones de colectores a elementos verticales.

4.3.6.4.3 Cargas sísmicas verticales: El componente vertical del movimiento del terreno debido a sismo se considerará en el diseño de voladizos horizontales y componentes preesforzados horizontales. Los componentes preesforzados horizontales se diseñarán para la combinación de carga dada por la ecuación 4.3.2a en la Sección 4.3.7. Los voladizos horizontales se diseñarán para una fuerza neta hacia arriba de 0.2 veces la carga muerta, además de las combinaciones de carga aplicables de la Sección 4.3.7.

4.3.7 Combinación de efectos de carga. Se combinarán los efectos sobre el edificio y sus componentes debido a fuerzas sísmicas con las cargas de gravedad según las combinaciones de carga siguientes. En dichas combinaciones, el efecto de fuerzas inducidas por sismo deberá incluir los efectos verticales y horizontales dados por la Ecuación 4.3-1 o, según se aplique, por las Ecuaciones 4.3-1a, 4.3-2, o 4.3-2a:

Para la combinación

$$1.2 D + 1.0 E + 0.5 L$$

aplicable al diseño de acero estructural, madera, y mampostería mediante el diseño de factor de carga y resistencia ó la combinación

$$(1.1)(1.2 D + 1.0 E + 0.5 L)$$

aplicable al diseño de resistencia de concreto reforzado y pre-esforzado:

$$E = \pm Q_E + 0.5 A_V D \quad (4.3-1)$$

Para la combinación

$$0.9 D - 1.0 E$$

aplicable al diseño de acero estructural, madera y mampostería mediante el diseño de factor de carga y resistencia ó la combinación

$$(1.1)(0.9 D - 1.0 E)$$

aplicable al diseño de resistencia de concreto reforzado y concreto pre-esforzado:

$$E = \pm Q_E - 0.5 A_v D \quad (4.3-2)$$

donde

- E = El efecto de las fuerzas horizontales y verticales inducidas por sismo
- A_v = El coeficiente que representa la aceleración pico efectiva relativa a velocidad de la Sección 4.1.4.1
- D = El efecto de la carga muerta, D
- L = El efecto de la carga viva, L
- Q_E = El efecto de las fuerzas sísmicas horizontales

Para columnas que soporten elementos discontinuos del sistema resistente a fuerzas laterales, la compresión axial en las columnas se computará utilizando la siguiente carga en la combinación

$$1.2 D + 1.0 E + 0.5 L$$

aplicable al diseño de acero estructural, madera, y mampostería mediante el diseño de factor de carga y resistencia ó en la combinación

$$(1.1)(1.2 D + 1.0 E + 0.5 L)$$

aplicable al diseño de resistencia de concreto reforzado y pre-esforzado: :

$$E = \left(\frac{2 R}{5} \right) Q_E + A_v D \quad (4.3-1A)$$

No será necesario que las fuerzas axiales en tales columnas excedan la capacidad de otros elementos de la estructura de transferir tales cargas a la columna.

Para materiales, sistemas, y conexiones quebradizas, también se utilizará la siguiente carga en la combinación

$$0.9 D + 1.0 E$$

aplicable al diseño de acero estructural, madera, y mampostería mediante el diseño de factor de carga y resistencia ó en la combinación

$$(1.1)(0.9 D - 1.0 E)$$

aplicable al diseño de resistencia de concreto reforzado y pre-esforzado:

$$E = \left(\frac{2R}{5} \right) Q_E - A_v D \quad (4.3-2A)$$

En la Ecuaciones 4.3-1a y 4.3-2a, el factor $(2R/5)$ será mayor que o igual a 1.0. En las Ecuaciones 4.3-1, 4.3-1a, 4.3-2, y 4.3-2a, el termino $0.5 A_v$ se podrá despreciar cuando A_v es igual a o menor que 0.05.

4.3.8 Límites de deflexión y de deflexión horizontal entre pisos: La deflexión horizontal entre pisos (Δ) determinada según la Sección 4.4.6 ó 4.5.8 no excederá en ningún piso la deflexión horizontal admisible entre pisos (Δ_d) de la Tabla 4.3.6. Para estructuras con deflexiones torsionales significativas, la deflexión horizontal entre pisos deberá incluir efectos torsionales. La deflexión total del edificio debido a fuerzas sísmicas de diseño no rebasará ninguna línea interior de lote. Todas las partes del edificio serán diseñadas y construidas para trabajar como una unidad integral para resistir fuerzas sísmicas, a menos que estén separadas estructuralmente por una distancia suficiente como para evitar el contacto que pudiera dañar el sistema estructural del edificio bajo la deflexión total (δ_d) determinada según la Sección 4.4.6

4.4 Procedimiento de fuerza lateral equivalente:

4.4.1 General. Esta sección provee las normas mínimas requeridas para el procedimiento de fuerza lateral equivalente para el análisis sísmico de edificios. Para propósitos de análisis, el edificio se considerará fijo en la base. Referirse a la Sección 4.3.5 para las limitaciones en la utilización de este procedimiento.

4.4.2 Esfuerzo cortante en la base sísmico: El esfuerzo cortante (V) en la base debido a sismo en una dirección dada se determinará según la siguiente ecuación:

$$V = C_s W \quad (4.4-1)$$

donde:

C_s = El coeficiente de diseño sísmico determinado según la Sección 4.4.2.1

W = La carga muerta total y las partes aplicables de otras cargas dadas en lo siguiente:

1. En áreas utilizadas para almacenamiento, se aplicará un mínimo de 25 por ciento de la carga viva de piso. No se requiere considerar la carga viva de piso de 2.5 kN/m² para vehículos de pasajeros en estacionamientos.
2. Donde se incluya una reserva para carga de partición en la carga de diseño de piso, será aplicable el peso actual de particiones o un peso mínimo de 0.5 kN/m² sobre el área de piso, cualesquiera de estos dos valores que sea el mayor.
3. El peso total de operación del equipo permanente y el contenido efectivo de los recipientes.

4.4.2.1 Cálculo del coeficiente sísmico (C_s): Cuando se computa el período fundamental del edificio, el coeficiente (C_s) de diseño sísmico se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{1.2 A_v S}{R T^{2/3}} \quad (4.4-2)$$

donde:

- A_v = El coeficiente que representa la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad de la Sección 4.1.4.1.
 S = El coeficiente para las características del perfil del suelo del sitio de la Tabla 4.3.1.
 R = El factor de modificación de respuesta de la Tabla 4.3.2.
 T = El período fundamental del edificio determinado en la Sección 4.4.2.2.

Se permitirá una reducción en la interacción suelo-estructura cuando ésta se determine utilizando la Sección 4.6 u otro procedimiento aprobado por una autoridad competente.

Como alternativa, no se requiere que el coeficiente de diseño sísmico (C_s) sea mayor que la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{2.5 A_a}{R} \quad (4.4-3)$$

donde:

- A_a = El coeficiente sísmico que representa la aceleración pico efectiva determinada en la Sección 4.1.4.1.
 R = El factor de modificación de respuesta de la Tabla 4.3.2.

4.4.2.2 Determinación del período: El período fundamental (T) del edificio, en segundos, en la dirección bajo consideración, se establecerá utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes en un análisis correctamente sustentado. El período fundamental (T) utilizado en la Ecuación 4.4.2 no excederá el producto del coeficiente (C_s) para el límite superior del período calculado de la Tabla 4.4.1 y el período fundamental aproximado (T_a) determinado mediante la Ecuación 4.4.4.

Como alternativa, el período fundamental (T) se determinará de la Sección 4.4.1.2.1.

4.4.1.2.1 Período fundamental aproximado (T_a): El período fundamental aproximado (T_a), en segundos, se determinará de la siguiente ecuación:

$$T_a = C_T (3.28 h_n)^{1/4} \quad (9.4-4)$$

donde:

- h_n = La altura (metros) desde la base hasta el nivel más alto del edificio.

$C_T = 0.035$ Para edificios en los que el sistema resistente a fuerzas laterales consista en marcos momento-resistentes de acero que proveen el 100 por ciento de la resistencia de fuerza lateral requerida, y dichos marcos no estén encerrados por o adheridos a componentes más rígidos que tendieran a impedir que los marcos se deflecten bajo fuerzas sísmicas.

$C_T = 0.030$ Para edificios en los que el sistema resistente a fuerzas laterales consiste en marcos momento-resistentes de concreto que proveen el 100 por ciento de la resistencia de fuerza lateral requerida, y dichos marcos no están encerrados por o adheridos a componentes más rígidos que tendieran a impedir que los marcos se deflecten bajo fuerzas sísmicas.

$C_T = 0.030$ Para edificios en los que el sistema resistente a fuerzas laterales consiste en marcos de acero excéntricamente arriostrados actuando conjuntamente con marcos momento-resistentes.

$C_T = 0.020$ Para todos los demás edificios.

Como alternativa, se permitirá determinar la período fundamental aproximado (T_a), en segundos, mediante la siguiente ecuación para edificios que no excedan 12 pisos de altura en los que el sistema resistente a fuerzas laterales consista en marcos momento-resistentes de concreto o acero y la altura entre pisos sea por lo menos 3000 mm.

$$T_a = 0.1 N \quad (4.4-4a)$$

donde:

N = la cantidad de pisos.

4.4.3 La distribución vertical de las fuerzas sísmicas: La fuerza sísmica lateral (F_x) inducida en cualquier nivel se determinará de las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{vx} V \quad (4.4-5)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (4.4-6)$$

donde:

C_{vx} = El factor de distribución vertical

V = La fuerza lateral total de diseño o esfuerzo contante en la base del edificio

w_i y w_x = La parte de la carga total de gravedad (W) del edificio localizada en o asignada al nivel i ó x .

- h_i y h_x = La altura (metros) desde la base hasta el nivel i ó x .
- k = Un exponente relacionado con el edificio según lo siguiente:
- Para edificios con un período de 0.5 segundos o menos, $k = 1$.
- Para edificios con un período de 2.5 segundos o más, $k = 2$.
- Para edificios con un período entre 0.5 y 2.5 segundos, k será 2, o se determinará mediante interpolación lineal entre 1 y 2.

4.4.4 Distribución horizontal del esfuerzo cortante: El esfuerzo cortante sísmico de diseño entre pisos (V_x) se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \quad (4.2-7)$$

donde:

F_i = La parte del esfuerzo cortante en la base (V) inducido en el nivel i .

4.4.4.1 Esfuerzo cortante directo. El esfuerzo cortante sísmico de diseño entre pisos (V_x) se distribuirá a los diversos elementos verticales del sistema sismo-resistente del piso bajo consideración basándose en las rigideces laterales relativas de los elementos resistentes verticales y del diafragma.

4.4.4.1 Torsión: El diseño deberá incluir el momento torsional (M_t) que resulte de la localización de las masas del edificio, más los momentos torsionales accidentales (M_{ta}) causados por un supuesto desplazamiento de la masa en cada sentido de su localización actual una distancia igual al 5 por ciento de la dimensión del edificio perpendicular a la dirección de las fuerza aplicadas.

En edificios de la Categoría C, D, y E de Desempeño Sísmico, donde exista una irregularidad torsional del Tipo 1 según la define la Tabla 4.3.4.1, los efectos se tomaran en cuenta aumentando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación torsional (A_x) determinado según la siguiente ecuación:

donde:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1.2 \delta_{\text{med}}} \right)^2 \quad (4.4-8)$$

δ_{\max} = El desplazamiento máximo en el nivel x .

δ_{promed} = El promedio de los desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x .

No se requiere que el factor de amplificación torsional (A_x) exceda 3.0. En el diseño se considerará la carga más severa para cada elemento.

4.4.5 Volcamiento: El edificio se diseñará para resistir los efectos de volcamiento causados por las fuerzas sísmicas determinadas en la Sección 4.4.2. En cualquier piso, el incremento en el momento de volcamiento en el piso bajo consideración será distribuido a los diversos elementos resistentes verticales en la misma proporción con la que se distribuyen los esfuerzos cortantes horizontales a estos elementos.

Los momentos de volcamiento (M_x) en el nivel x se determinarán de la siguiente ecuación:

$$M_x = \tau \sum_{i=x}^n (F_i)(h_i - h_x) \quad (4.4-9)$$

donde:

- F_i = La parte del esfuerzo cortante (V) en la base debido a sismo que se induce en el nivel i .
- h_i y h_x = La altura (metros) desde la base hasta el nivel i ó x .
- τ = El factor de reducción de momento de volcamiento, determinado según lo siguiente:

Para los diez pisos superiores, $\tau = 1.0$

Para el piso veinte medido desde la parte superior y los pisos por debajo, $\tau = 0.8$

Para los pisos 10 y 20 medidos desde la parte superior del edificio, un valor entre 1.0 y 0.8, determinado mediante una interpolación lineal.

Con excepción de las fundaciones de estructuras de tipo péndulo invertido, las fundaciones de edificios serán diseñadas para el momento de volcamiento de diseño de la fundación (M_f) en la interfase suelo-fundación, determinado mediante la ecuación para el momento de volcamiento (M_x) en el nivel x por encima, con un factor (τ) de reducción de momento de volcamiento de 0.75 para todas las alturas.

4.4.6 La determinación del desplazamiento horizontal entre pisos y los efectos P-delta: Los desplazamientos horizontales entre pisos y, donde se requieran, las fuerzas y momentos en los miembros debidos al efecto P-delta se determinarán según las Secciones 4.4.6.1 y 4.4.6.2.

4.4.6.1 Determinación del desplazamiento horizontal entre pisos: El desplazamiento horizontal de diseño entre pisos se computará como la diferencia entre las deflexiones arriba y abajo del piso bajo consideración. Las deflexiones del nivel x en el centro de masa (δ_x) se determinarán según la siguiente ecuación:

$$\delta_x = C_d \delta_{xe} \quad (4.4-10)$$

donde:

- C_d = El factor de amplificación de deflexión de la Tabla 4.3.2.
- δ_{xe} = Las deflexiones determinadas mediante un análisis elástico.

El análisis elástico del sistema sismo-resistente se hará utilizando las fuerzas sísmicas de diseño requeridas por la Sección 4.4.3.

Para determinar cumplimiento con la limitación impuesta al desplazamiento horizontal entre pisos por la Sección 4.3.8, las deflexiones del nivel x en el centro de masa (δ_{xc}) se calcularán según se requiere en esta sección. Únicamente para propósitos del análisis de los desplazamientos entre pisos, será admisible utilizar el período fundamental computado (T) del edificio sin el límite superior especificado en la Sección 4.4.2.2 en la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño que se utilizarán en la determinación del desplazamiento horizontal entre pisos.

Donde se aplique, el desplazamiento horizontal de diseño entre pisos (Δ) se aumentará por el factor incremental relacionado con los efectos P-delta determinados según la Sección 4.4.6.2.

4.4.6.2 Efectos P-delta: No tendrá que ser considerada la incidencia del efecto P-delta en los esfuerzos cortantes y momentos de los pisos, en las fuerzas y los momentos resultantes en los miembros, y en los desplazamientos horizontales entre pisos inducidos por el efecto P-delta cuando el coeficiente de estabilidad (Θ), determinado según la siguiente ecuación, es igual o menor que 0.10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{(V_x h_{xx} C_d)} \quad (4.4-11)$$

donde:

- P_x = La carga vertical total de diseño en el piso x y por encima. Cuando se calcule P_x , no se requerirá que los factores de carga individuales excedan 1.0.
- Δ = El desplazamiento horizontal de diseño entre pisos que ocurre simultáneamente con el esfuerzo cortante entre piso (V_x).
- (V_x) = La fuerza cortante sísmica entre los niveles x y $x-1$.
- h_{xx} = La altura de piso debajo del nivel x .
- C_d = El factor de amplificación de deflexión en la Tabla 4.3.2.

El coeficiente de estabilidad (Θ) no excederá Θ_{max} determinada según lo siguiente:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{(\beta C_d)} \leq 0.25 \quad (4.4-12)$$

donde:

- β = La relación de la demanda de esfuerzo cortante a la capacidad de esfuerzo cortante para el piso entre los niveles x y $x-1$. Conservadoramente esta relación se puede tomar igual a 1.0.

Donde el coeficiente de estabilidad (Θ) es mayor que 0.10 pero menor que o igual a Θ_{max} , el factor incremental relacionado con los efectos P-delta se determinará mediante análisis racional. Para obtener el desplazamiento horizontal entre pisos que incluya el efecto P-delta, se multiplicará el desplazamiento horizontal de diseño entre pisos determinado en la Sección 4.4.6.1 por $1.0 / (1 - \Theta)$.

Cuando Θ es mayor que Θ_{\max} , la estructura podría ser inestable y se deberá rediseñar.

Cuando el efecto P-delta se incluye en un análisis automatizado, también se deberá satisfacer la Ecuación 4.4.12; sin embargo, el valor de Θ computado mediante la Ecuación 4.4.11 utilizando los resultados del análisis P-delta se podrá dividir entre $(1 + \Theta)$ antes de verificar la Ecuación 4.4.12.

4.5 Procedimiento de análisis modal:

4.5.1 General: La sección 4.5 provee las normas requeridas para el procedimiento de análisis modal de análisis sísmico de edificios. La sección 4.3.5 especifica los requerimientos para el uso de este procedimiento. Los símbolos en este método de análisis tienen el mismo significado que el que tienen términos similares utilizados en la Sección 4.4, con el subíndice "m" indicando cantidades en el modo m.

4.5.2 Modelaje: El edificio se modelará como un sistema de masas concentradas en los niveles de piso en los que cada masa tiene un grado de libertad: El desplazamiento lateral en la dirección bajo consideración.

4.5.3 Modos: El análisis incluirá, para cada uno de dos ejes mutuamente perpendiculares, por lo menos los tres modos de vibración más bajos o todos los modos de vibración con períodos mayores de 0.4 segundo, cualesquiera de estos dos valores que sea el mayor. Para edificios de menos de tres piso de altura, el número de modos será igual al número de pisos.

4.5.4 Períodos: Los períodos y formas modales del edificio requeridas en la dirección bajo consideración se calcularán mediante métodos reconocidos de análisis estructural para la condición de base fija utilizando las masas y las rigideces elásticas del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

4.5.5 Esfuerzo cortante modal en la base: La parte del esfuerzo cortante en la base (V_m) contribuido por el modo m se determinará de las siguientes ecuaciones:

$$V_M = C_{sm} W_m \quad (4.5-1)$$

$$W_m = \frac{\left(\sum_{i=1}^n w_i \phi_{im} \right)^2}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{im}^2} \quad (4.5-2)$$

donde:

C_{sm} = El coeficiente modal de diseño sísmico determinado sigüentemente.

W_m = La carga de gravedad modal efectiva determinada según la siguiente ecuación

w_i = La parte de la carga de gravedad total del edificio en el nivel i.

ϕ_{im} = La amplitud de desplazamiento en el nivel i del edificio cuando esté vibrando en el modo m.

El coeficiente (C_m) de diseño sísmico modal se determinará según la siguiente ecuación:

$$C_{sm} = \frac{1.2 A_v S}{R T_m^{2/3}} \quad (4.5-3)$$

donde:

- A_v = El coeficiente sísmico que representa la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad determinada según la Sección 4.1.3.
- S = El coeficiente para las características del perfil del suelo del sitio determinado según la Tabla 4.3.1.
- R = El factor de modificación de respuesta determinado de la Tabla 4.3.2.
- T_m = El período modal de vibración, en segundos, del modo m del edificio.

No se requiere que el coeficiente modal de diseño sísmico exceda la Ecuación 4.5-3a.

$$C_{sm} = \frac{2.5 A_a}{R} \quad (4.5-3a)$$

donde (A_a) = el coeficiente sísmico que representa la aceleración pico efectiva determinado en la Sección 4.1.4.1.

Excepciones

1. El valor límite de la Ecuación 4.5.3a no se aplica a edificios de Categorías D y E con un período de 0.7 segundo o mayor localizados en suelos tipo S_4 .
2. Para edificios sobre características de perfil de suelo S_3 o S_4 , el coeficiente de diseño sísmico modal para modos fuera del modo fundamental que tengan períodos menores que 0.3 segundo se podrá determinar mediante la siguiente ecuación:

$$C_{sm} = \frac{A_a}{R} (1.0 + 5.0 T_m) \quad (4.5-3a)$$

3. Para edificios en los que cualquier período modal (T_m) de vibración exceda 4.0 segundos, el coeficiente modal de diseño sísmico para ese modo se podrá determinar mediante la siguiente ecuación:

$$C_{sm} = \frac{3 A_v S}{R T_m^{4/3}} \quad (4.5-3b)$$

Se podrá utilizar la reducción debida a la interacción suelo-estructura según la Sección 4.6.

4.5.6 Fuerzas modales, deflexiones, y desplazamientos horizontales entre pisos: La fuerza modal (F_{xm}) en cada nivel se determinará mediante las siguientes ecuaciones:

$$F_{xm} = C_{vmx} V_m \quad (4.5-4a)$$

$$C_{vmx} = \frac{w_x \phi_{xm}}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{im}} \quad (4.5-4b)$$

donde:

- C_{vmx} = El factor de distribución vertical en el modo m.
 V_m = La fuerza lateral total de diseño o esfuerzo cortante en la base en el modo m.
 w_i y w_x = La parte de la carga total de gravedad (W) del edificio localizada en o asignada al nivel i ó x.
 ϕ_{xm} = La amplitud de desplazamiento del nivel x del edificio cuando vibra en el modo m.
 ϕ_{im} = La amplitud de desplazamiento del nivel i del edificio cuando vibra en el modo m.

La deflexión modal en cada nivel (δ_{xm}) se determinará mediante las siguientes ecuaciones:

$$\delta_{xm} = C_d \delta_{xem} \quad (4.5-5)$$

$$\delta_{xem} = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \left(\frac{T_m^2 F_{xm}}{W_x} \right) \quad (4.5-6)$$

donde:

- C_d = El factor de amplificación de deflexión determinado mediante la Tabla 4.3.3.
 δ_{xem} = La deflexión del nivel x en el modo m en el centro de masa del nivel x determinado mediante un análisis elástico.
 g = La aceleración debida a gravedad (m/segundo²)
 T_m = El período modal de vibración, en segundos, del modo m del edificio.
 F_{xm} = La parte del esfuerzo cortante en la base debido a sismo en el modo m inducida en el nivel x.
 w_x = La parte de la carga total de gravedad (W) del edificio localizada en o asignada al nivel x.

El desplazamiento horizontal modal entre pisos en un piso (Δ_m) se computará como la diferencia de las deflexiones (δ_{xm}) arriba y abajo del piso bajo consideración.

4.5.7 Esfuerzos cortantes y momentos modales: Para cada modo y en cada nivel, se computarán mediante los métodos estático lineales los valores de las siguientes funciones de las fuerzas sísmicas determinadas según la ecuación apropiada de la Sección 4.5.6: Los esfuerzos cortantes de pisos, los momentos de volcamiento de pisos, y las fuerzas cortantes y momentos de volcamiento en muros y marcos arriostrados.

4.5.8 Valores de Diseño: El valor de diseño para el esfuerzo cortante modal (V) en la base, cada valor de esfuerzo cortante, momento, y desplazamiento horizontal entre pisos, y la deflexión en cada nivel se determinará combinando los valores modales obtenidos de las Secciones 4.5.6 y 4.5.7. La combinación se hará tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada uno de los valores modales o mediante el método de la combinación cuadrática completa (CQC).

El esfuerzo cortante (V) en la base se calculará utilizando el procedimiento de fuerza lateral equivalente de la Sección 4.4 basado en un período fundamental aproximado (T_e) del edificio, en segundos, de 1.2 veces el coeficiente (C_d) para el límite superior del período calculado multiplicado por el período fundamental aproximado (T_1) del edificio. Donde el valor de diseño para el esfuerzo cortante (V) en la base modal es menor que el esfuerzo cortante (V) en la base calculado utilizando el procedimiento de fuerza lateral equivalente, los esfuerzos cortantes de diseño entre pisos de diseño, los momentos, los desplazamientos horizontales entre pisos, y las deflexiones de los pisos se multiplicarán por el siguiente factor de modificación:

$$\frac{V}{V_1} \quad (4.5-7)$$

donde:

- V = El esfuerzo cortante en la base del procedimiento de fuerza lateral equivalente, calculado según esta sección y la Sección 4.4.
 V_1 = El esfuerzo cortante modal en la base, calculado según esta sección.

No se requerirá que el esfuerzo cortante modal (V) en la base exceda el esfuerzo cortante en la base del procedimiento de fuerza lateral equivalente de la Sección 4.4.

Excepción: Para edificios en áreas con un valor de aceleración pico efectiva relativa a la velocidad (A_p) de 0.2 y mayor con un período de 0.7 segundo o mayor localizados en un suelo de perfil tipo S_4 , el esfuerzo cortante de diseño en la base no será menor que el valor determinado utilizando el procedimiento de fuerza lateral equivalente de la Sección 4.4 (Referirse a la Sección 4.3.5.3).

4.5.9 Distribución del esfuerzo cortante horizontal: La distribución del esfuerzo cortante horizontal se hará según los requerimientos de la Sección 4.3.5.3.

4.5.10 Volcamiento de la fundación: El momento de volcamiento de la fundación en la interfase suelo-fundación se podrá reducir 10 por ciento.

4.5.11 Los efectos P-delta: Los efectos P-delta se determinarán según la Sección 4.4.6.2. Los desplazamientos horizontales entre pisos y los esfuerzos cortantes entre pisos se determinarán según la Sección 4.4.6.1.

4.6 Interacción Suelo Estructura

Los efectos de la interacción suelo-estructura, determinados mediante la utilización de un procedimiento de aceptación general aprobado por una autoridad competente, se podrán incorporar en la determinación de los fuerzas sísmicas de diseño y los desplazamientos correspondientes del edificio.

4.7 Requerimientos para el diseño de fundaciones

4.7.1 General. La Sección 4.7 fija los requerimientos para las cargas que las fundaciones deberán resistir y para las investigaciones que establecen los parámetros geotécnicos críticos.

4.7.2 Categoría A de Desempeño Sísmico. No hay requerimientos especiales para las fundaciones de edificios asignados a la Categoría A.

4.7.3 Categoría B de Desempeño Sísmico. La determinación del coeficiente de sitio (Sección 4.3.2) se documentará, y las capacidades resistentes de las fundaciones, sujetas a las fuerzas sísmicas prescritas en las Secciones 4.1 a 4.6, cumplirán con los siguientes requerimientos:

4.7.3.1 Componentes estructurales. La resistencia de diseño de los componentes de la fundación sujetos a fuerzas sísmicas, ya sea solos o en combinación con las otras cargas prescritas, y sus requerimientos de detalle cumplirán con los requerimientos de los Capítulos de Concreto Reforzado, Acero Estructural, Mampostería, y Madera.

4.7.3.2 Capacidades del suelo. Para las combinaciones

$$1.2 D + 1.0 E + 0.5 L$$

y

$$0.9 D + 1.0 E$$

aplicables al diseño de acero estructural, madera, y mampostería mediante el diseño de factor de carga y resistencia ó las combinaciones

$$(1.1)(1.2 D + 1.0 E + 0.5 L)$$

y

$$(1.1)(0.9 D + 1.0 E)$$

aplicables al diseño de resistencia de concreto reforzado y pre-esforzado, la capacidad en compresión del suelo de fundación o la capacidad de la interfase entre el suelo y el pilote hincado, la pilastra, o el pilote vaciado en-sitio será suficiente para resistir cargas bajo deformaciones unitarias aceptables considerando tanto la corta duración de la carga como las propiedades dinámicas del suelo.

4.7.4 Categoría C de Desempeño Sísmico. Las fundaciones de edificios asignados a la Categoría C de Desempeño Sísmico cumplirán con todos los requerimientos para las Categorías A y B y con los requerimientos adicionales de esta sección.

4.7.4.1 Investigación. La autoridad competente podrá requerir la entrega de un informe escrito que deberá incluir los resultados de una investigación para determinar la amenaza potencial debida a inestabilidad de taludes, liquefacción, y rotura de la superficie debida a fallas, todo como resultado en movimientos sísmicos.

4.7.4.2 Estructuras tipo poste. Se podrá utilizar la construcción que utilice postes como columnas empotradas en el suelo o empotradas en fundaciones de concreto enterradas en el suelo para resistir tanto fuerzas axiales como las laterales. La profundidad de empotramiento de los postes requerida para resistir fuerzas sísmicas se determinará mediante los criterios de diseño establecidos en el informe de investigación para las fundaciones.

4.7.4.3 Amarres de fundaciones. Se interconectarán mediante amarres los cabezales de pilotes individuales o los pilotes taladrados y vaciados en sitio. Todo amarre tendrá una resistencia de diseño en tensión o compresión mayor que una fuerza igual a 25 por ciento de la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad (A_v) multiplicada por la mayor carga muerta más carga viva de la columna o cabezal, salvo que se pueda mostrar que se puede proveer una restricción equivalente mediante vigas de concreto reforzado dentro de losas sobre suelo o losas sobre suelo reforzadas o confinamiento mediante roca competente, suelos cohesivos duros, u otros medios aprobados.

4.7.4.4 Requerimientos especiales para pilotes. Se requerirán capacidades mínimas en flexión, esfuerzo cortante, tensión, y deformación unitaria elástica para pilotes de concreto, pilotes de tubos de acero rellenos de concreto, o pilotes taladrados y vaciados en sitio. Referirse a las provisiones suplementarias A.4.7.4.4.

4.7.4 Requerimientos de fundación para las Categoría D y E de Desempeño Sísmico. Las fundaciones para edificios asignados a las Categorías D y E cumplirán con todos los requerimientos de la construcción para la Categoría C y con los requerimientos adicionales de esta sección.

4.7.5.1 Investigación. El propietario someterá a la autoridad competente un informe escrito que incluya una evaluación de los puntos de la Sección 4.7.4.1 y la determinación de las presiones laterales sobre los sótanos y muros de retén debidas a movimientos sísmicos.

4.7.5.2 Requerimientos especiales para pilotes. Se diseñarán los pilotes para resistir las curvaturas máximas impuestas por fuerzas sísmicas en pilotes autoestables en suelos granulares sueltos y en suelos de perfiles tipo S_3 y S_4 . Los pilotes sujetos a tales deformaciones se diseñarán y detallarán según las provisiones para marcos especiales de momento (Secciones 4.10 o 4.11) a través de una longitud igual a 120 por ciento de la longitud flectora (Desde el punto de fijación hasta el cabezal) Referirse a la Sección A.4.7.4.4.

4.8 Componentes y sistemas arquitectónicos, mecánicos y eléctricos:

4.8.1 General. La Sección 4.8 establece los niveles mínimos de diseño para sistemas y componentes arquitectónicos, mecánicos, y eléctricos reconociendo el uso de ocupación, carga de ocupación, y la necesidad de continuidad operacional.

Todos los sistemas y componentes arquitectónicos, mecánicos, y eléctricos y sistemas en edificios serán diseñados y construidos para resistir fuerzas sísmicas determinadas según esta sección:

Excepciones

1. Los componentes arquitectónicos en edificios asignados a la Categoría A de Desempeño Sísmico se eximen de los requerimientos de la Sección 4.8.
2. Los componentes y sistemas arquitectónicos, mecánicos y eléctricos en edificios asignados a las Categorías B o C de Desempeño Sísmico, que sean edificios del Grupo I de Exposición a la Amenaza Sísmica, y que tengan un factor de criterio de desempeño de 0.5 estarán eximidos de los requerimientos de la Sección 4.8.
3. Los componentes y sistemas mecánicos y eléctricos en edificios asignados a la Categoría A o B de Desempeño Sísmico están eximidos de los requerimientos de la Sección 4.8.
4. Los componentes y sistemas de ascensores en edificios asignados a la Categoría A o B de Desempeño Sísmico están eximidos de los requerimientos de este capítulo. Los componentes y sistemas de ascensores en edificios asignados a la Categoría C de Desempeño Sísmico y que son edificios del Grupo I de Exposición a la Amenaza Sísmica están eximidos de los requerimientos de este capítulo.

Los grupos de exposición a la amenaza sísmica están determinados en la Sección 4.1.4. Los requerimientos para la ocupación mixta también están provistos por esa sección.

La interrelación de sistemas y componentes y su efecto sobre unos y los otros se deberá considerar de manera tal que la falla de un sistema o componente arquitectónico, mecánico, o eléctrico no cause la falla de un sistema o componente arquitectónico, mecánico, o eléctrico con un factor (P) de criterio de desempeño sísmico mayor. El efecto que tenga en la respuesta del sistema estructural y en la capacidad de deformación de sistemas o componentes arquitectónicos, mecánicos, o eléctricos se deberá considerar cuando estos sistemas o componentes interactúen con el sistema estructural.

4.8.1.1 Aplicación de la fuerza de componente: La fuerza sísmica de componentes se aplicará en el centro de gravedad del componente cada dirección horizontal sin concurrir. Los componentes y sistemas mecánicos y eléctricos se diseñarán para una fuerza vertical adicional, actuando hacia arriba o hacia abajo, de 33 por ciento de la fuerza horizontal.

4.8.1.2 Transferencia de la fuerza de componente: Los componentes se fijarán de forma tal que las fuerzas de componente sean transferidas al sistema estructural del edificio. Las uniones sísmicas de los componentes serán conexiones positivas que no tomen en cuenta la resistencia de rozamiento.

Los documentos de diseño incluirán suficiente información sobre las uniones para verificar el cumplimiento con los requerimientos de la Sección 4.8.

4.8.2 Diseño de componentes arquitectónicos:

4.8.2.1 General. Los sistemas o componentes enumerados en la Tabla 4.8.1 y sus uniones serán diseñados y detallados según los requerimientos de la Sección 4.8. El criterio de diseño para sistemas y componentes será incluido como parte de los documentos de diseño.

4.8.2.2 Fuerzas. Los componentes arquitectónicos y sus uniones se diseñarán para fuerzas sísmicas (F_p) determinadas según la siguiente ecuación:

$$F_p = A_v C_c P W_c \quad (4.8-1)$$

donde:

- F_p = La fuerza sísmica aplicada a un componente de un edificio o equipo en su centro de gravedad
- A_v = El coeficiente que representa la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad de la Sección 4.1.3.
- C_c = El coeficiente sísmico para los componentes arquitectónicos de la Tabla 4.8.3.
- P = El factor de criterio de desempeño de la Tabla 4.8.3.
- W_c = El peso del componente arquitectónico.

La fuerza F_p se aplicará independientemente en los sentidos verticales, longitudinales, y laterales en combinación con la carga estática del componente.

4.8.2.3 Las conexiones de paneles exteriores de pared: Las conexiones de los paneles exteriores de pared al sistema sismo-resistente del edificio se diseñarán para el desplazamiento horizontal de diseño entre pisos determinado según la Sección 4.4.6.1 o según las Secciones 4.5.6 y 4.5.8.

4.8.2.4 Deformación de componentes arquitectónicos: Los componentes arquitectónicos se diseñarán para el desplazamiento horizontal de diseño entre pisos del sistema estructural sismo-resistente según la Sección 4.4.5.1 o según las Secciones 4.4.6 y 4.5.8. Los componentes arquitectónicos se diseñarán para la deflexión vertical debida a la rotación de los nudos de miembros estructurales en voladizo.

Excepción: Los componentes arquitectónicos con un factor de criterio de desempeño de 0.5 se diseñarán para el 50 por ciento del desplazamiento horizontal de diseño entre pisos.

4.8.2.5 Flexión fuera del plano. La flexión o deformación transversal o fuera del plano de un componente o sistema sujeto a fuerzas determinadas por la Ecuación 4.8.1 no excederá la capacidad de deflexión del componente o sistema.

4.8.2.6 Cielorrasos. Se hará provisión para el soporte lateral y/o interacción de otros sistemas o componentes arquitectónicos, mecánicos, o eléctricos que se puedan incorporar al cielorraso y que puedan imponer fuerzas sísmicas al sistema de cielorraso.

4.8.3 Diseño de componentes y sistemas mecánicos y eléctricos:

4.8.3.1 General. Los sistemas o componentes enumerados en la Tabla 4.8.2 y sus uniones se diseñarán y detallarán según los requerimientos de este capítulo. El criterio de diseño para sistemas o componentes será incluido como parte de los documentos de diseño.

Se podrá analizar el mecanismo de soporte de un componente basado en principios establecidos de dinámica estructural con el propósito de justificar una reducción en las fuerzas determinadas en esta sección.

Se investigarán los estados combinados de esfuerzo, tales como tensión y esfuerzo cortante en pernos de anclaje, según los principios establecidos de la mecánica.

4.8.3.2 Fuerzas. Los componentes y sistemas mecánicos y eléctricos y sus uniones se diseñarán para fuerzas sísmicas (F_p) determinadas según la siguiente ecuación:

$$F_p = A_v C_c P a_c W_c \quad (4.8-2)$$

donde:

- A_v = El coeficiente que representa la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad de la Sección 4.1.3.
- C_c = El coeficiente sísmico para los componentes y sistemas mecánicos y eléctricos de la Tabla 4.8.4a.
- P = El factor de criterio de desempeño determinado según la Tabla 4.8.4b.
- a_c = El factor de amplificación de conexión determinado según la Tabla 4.8.4b.
- w_c = El peso de operación del componente o sistema eléctrico o mecánico.

Como alternativa, las fuerzas sísmicas (F_p) se determinarán mediante un análisis dinámico correctamente sustentado sujeto a aprobación.

4.8.3.3 Período del componente: El período fundamental (T_c) del componente y su sistema de fijación al edificio, en segundos, se determinará según la siguiente ecuación:

$$T_c = 0.32 \sqrt{\frac{W_c}{K} / 25.4} \quad (4.8-3)$$

donde:

W_c = El peso del componente (kN)

Para uniones de montajes elásticos estables:

K = Constante de rigidez de resorte (kN/mm)

Para otras uniones de montajes elásticos:

K = Pendiente de la curva carga vs deflexión (kN/mm) en el punto de carga.

Como alternativa, el período fundamental del componente (T_c), en segundos, se determinará mediante datos de pruebas experimentales o mediante un análisis apropiadamente sustentado.

4.8.3.4 Unión de componentes: Los mecanismos de soporte de los componentes se diseñarán para fuerzas determinadas en las Secciones 4.8.3.2 y según las provisiones suplementarias para madera, acero, concreto reforzado, y mampostería.

Los sistemas, componentes y los medios de fijación se diseñarán para acomodar los desplazamientos relativos debidos a sismo entre puntos de soporte. Los desplazamientos en los puntos de soporte se determinarán según la Ecuación 4.4.10. Los desplazamientos laterales relativos en los puntos de apoyo se determinarán considerando la diferencia de elevación entre soportes y considerando los desplazamientos completos fuera-de-fase a través de las partes del edificio que son capaces de moverse de manera diferencial, como por ejemplo, en juntas sísmicas y de expansión. Los pernos de anclaje se diseñarán para la combinación de esfuerzo cortante y tensión. Los dispositivos de fijación estarán provistos para limitar los movimientos horizontales y verticales, para impedir resonancia, y para prevenir volcamiento.

4.8.3.5 Certificación de componentes: Donde se utiliza la unión directa de componentes con factores de desempeño (P) de 1.0 o más en edificios a los que se les ha asignado una aceleración pico efectiva relativa a la velocidad (A_v) igual o mayor de 0.15 según la Sección 4.1.4.1, se someterá a la autoridad competente la certificación del fabricante de que la capacidad operacional de aceleración sísmica del componente llena los requerimientos de esta sección.

4.8.3.6 Interfases de utilidades y de servicio.

4.8.3.6.1 Dispositivos de cierre. La interfase de utilidades o servicio de todo el suministro de gas, energía a alta temperatura y electricidad a edificios que alberguen Grupos I y II de Exposición a la Amenaza Sísmica y que estén localizados en áreas de aceleración pico efectiva relativa a la velocidad (A_v) igual o mayor que 0.15 será provista de dispositivos de cierre localizados en el lado la interfase que corresponde al edificio. Dichos dispositivos de cierre se activarán ya sea por una falla dentro del sistema al que se suministra o por un mecanismo que opere cuando el movimiento del terreno exceda 0.5 veces la aceleración pico efectiva (A_v).

4.8.3.6.2. Conexiones de utilidades. Se proveerán conexiones flexibles para las utilidades de todos los Grupos de Exposición a la Amenaza Sísmica en el interfase de las parte móviles de la estructura para acomodar el desplazamiento anticipado.

4.8.3.7 Consideraciones específicas a para un sitio. La posible interrupción del servicio de utilidades deberá ser considerado para sistemas sísmicos designados en el Grupo III de Exposición a la Amenaza Sísmica según lo define la Sección 4.1.4.2. Se prestará atención específica a la vulnerabilidad de utilidades soterradas en áreas de suelos S_3 o S_4 , donde la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad (A_v) es igual a o mayor que 0.15.

4.8.4 Requerimientos para el diseño de ascensores:

4.8.4.1 Documento de referencia. El diseño y construcción de ascensores y componentes cumplirá con los requerimientos de ANSI/ASME A17.1-1987, *American National Standard Safety Code for Elevators and Escalators*, incluyendo el Apéndice F, "Requerimientos Recomendados de Seguridad de Ascensores para Zona de Riesgo Sísmico 3 o Mayor," excepto según lo modifiquen las provisiones de este capítulo.

4.8.4.2 Ascensores y sistema estructural de pozos de izar. Los ascensores y los sistemas estructurales de los pozos de izar se diseñarán para resistir las fuerzas sísmicas según las Ecuaciones 4.8-1 y la Tabla 4.8-1. W_c se define de la siguiente forma:

Elemento	=	W_c
Carro de tracción	=	$C + 0.4 L$
Contrapeso	=	W, y
Hidráulico	=	$C + 0.4 L + 0.25 P,$

donde

C	=	el peso del carro
L	=	capacidad nominal
W	=	el peso del contrapeso, y
P	=	el peso del émbolo buzo

4.8.4.3 Anclajes de la maquinaria del ascensor y del controlador. Los anclajes de la maquinaria del ascensor y del controlador se diseñarán para resistir fuerzas sísmicas según la Ecuación 4.8-2 y las Tablas 4.8-2 y 4.8-3.

4.8.4.4 Controles sísmicos. Todo ascensor con una velocidad de 30 metros por segundo o más se dotará de los siguientes dispositivos de señalización:

1. Un interruptor sísmico para proveer una alerta o instrucción eléctrica para una operación automática de emergencia segura del sistema de ascensor, y
2. Un dispositivo para detectar el movimiento lateral del contrapeso en caso de desplazamiento o descarrilamiento.

Una señal continua del dispositivo 1 o una combinación de señales de los dispositivos 1 y 2 iniciará la interrupción automática del sistema de ascensor.

4.8.4.5 Platos retenedores. Se requieren platos retenedores por encima y por debajo del carro y del contrapeso excepto donde se proveen dispositivos de interrupción automática. La profundidad de acoplamiento con el riel no será menor que la cara lateral de recorrido del riel.

4.8.4.6 Criterio de deflexión. La deflexión máxima de los rieles guía, incluyendo los soportes, se limitará para impedir que los miembros guía de los platos retentores se desacoplen totalmente de la superficie de contacto de los rieles guía.

4.10 Acero

4.10.1 Documentos de referencia. La calidad y el ensayo de materiales de acero y el diseño y construcción de los componentes de acero que resisten fuerzas sísmicas cumplirán con los requerimientos de las referencias enumeradas en esta sección excepto por las modificaciones necesarias para que las referencias sean compatibles con las provisiones de este documento. El apéndice A.4.10 provee las provisiones suplementarias para esta compatibilidad.

- Ref. 10.1 *Especificación para el Diseño de Factor de Carga y Resistencia para Edificios de Acero Estructural (LRFD)*, Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC), 01 de septiembre de 1986, incluyendo el Suplemento No. 1 efectivo el 01 de enero de 1989.
- Ref. 10.2 *Especificación para el Diseño de Esfuerzos Permisibles de y Diseño Plástico para Edificios de Acero Estructural (ASD)*, Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC), 01 de junio de 1989.
- Ref. 10.3 *Especificación para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero Formado en Frío*, Instituto Americano de Hierro y Acero (AISI), edición del 10 de agosto de 1986 con la adenda del 11 de diciembre de 1989.
- Ref. 10.4 *ASCE 8-90, Especificación para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero Inoxidable Formado en Frío*, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE), 1990.
- Ref. 10.5 *Especificación Estándar, Tablas de Carga y Tablas de Pesos para Viguetas y Vigas de Acero*, Instituto de Viguetas de Acero, Edición de 1990.
- Ref. 10.6 *El Criterio para Aplicaciones Estructurales de Cables de Acero en Edificios*, AISI, Edición de 1973.
- Ref. 10.7 *Provisiones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural*, Instituto Americano de Construcción de Acero, 1992.
- Ref. 10.8 *Especificación para el Diseño de Factor de Carga y Resistencia para Miembros Estructurales de Acero Formado en Frío*, Instituto Americano de Hierro y Acero, Edición del 16 de marzo de 1991.
- Ref. 10.9 *Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras*, ASCE 7-93, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, 1993.

4.11 Concreto Reforzado

4.11.1 Documento de referencia. La calidad y el ensayo de materiales de concreto y acero y el diseño y construcción de los componentes de concreto reforzado que resistan fuerzas sísmicas cumplirán con los requerimientos de la referencia enumerada en esta sección excepto por las modificaciones necesarias para que la referencia sea compatible con las provisiones de este documento. El Apéndice A.4.11 provee las provisiones suplementarias para esta compatibilidad. Las combinaciones de carga de la Sección 2.3.1 de la Ref. 10.9 no son aplicables para el diseño de concreto reforzado para resistir cargas sísmicas.

- Ref. 11.1 *Requerimientos de Normas de Edificación para Concreto Reforzado*, Instituto Americano del concreto ACI 318-89, excluyendo el Apéndice A.
- Ref. 11.2 *Código Uniforme de Edificación 1994, Volumen 2, Provisiones para el Diseño de Ingeniería Estructural*, Conferencia Internacional de Funcionarios de Edificación

4.12 Mampostería

4.12.1 Documentos de referencia. El diseño, construcción, y aseguramiento de calidad de los componentes de mampostería que resistan fuerzas sísmicas cumplirán con los requerimientos de la referencia enumerada en esta sección excepto por las modificaciones necesarias para que la referencia sea compatible con las provisiones de este documento. El Apéndice A.4.12 provee las provisiones suplementarias para esta compatibilidad.

- Ref. 12.1 *Requerimientos de Normas de Edificación para Estructuras de Mampostería*, ACI 530-92/ASCE 5-92/TMS 402-92, incluyendo el Apéndice A, "Provisiones Especiales para Diseño Sísmico," y *Especificaciones para Estructuras de Mampostería*, ACI 530.1-62/ASCE 6-92/TMS 602-92.

APÉNDICE A.4 PROVISIONES SUPLEMENTALES

A.4.1 Propósito. Estas provisiones no están directamente relacionadas con el cómputo de cargas sísmicas, pero se consideran necesarias para promover un comportamiento satisfactorio durante un sismo cuando se diseña con cargas determinadas según el Capítulo 4, debido a que los procedimientos de carga del Capítulo 4 suponen una gran capacidad de tolerar deformación cíclica inelástica.

A.4.7 Requerimientos Suplementales para Fundaciones

A.4.7.4.4 Requerimientos Especiales de Pilotes para la Categoría C. Todo pilote de concreto y pilote de tubo relleno de concreto se conectará al cabezal del pilote mediante empotramiento del refuerzo del pilote en el cabezal una distancia igual a la longitud de desarrollo especificada por la Ref. 11.1. La conexión al cabezal del pilote se llevará a cabo mediante el uso de dovelas colocadas en el campo y ancladas en el pilote de concreto. La longitud de desarrollo de barras deformadas será la longitud de desarrollo completa de compresión sin la reducción en longitud por exceso de área.

Cuando se requiera refuerzo especial en la parte superior del pilote, se permitirán medidas alternativas para confinar el concreto lateralmente y para mantener la tenacidad y el comportamiento dúctil de la parte superior del pilote a condición de que se promueva la formación de una articulación en la región confinada. Cuando se especifique una longitud mínima para el refuerzo o para la extensión de refuerzo de confinamiento colocado a poca separación, se tomarán las provisiones para mantener las longitudes o extensiones especificadas después de cortar el pilote.

A.4.7.4.4.1 Pilotes de concreto sin revestimiento. Para pilotes de concreto sin revestimiento, taladrados y vaciados en sitio, se proveerá una relación mínima de refuerzo de 0.0025 en el tercio superior del pilote o a lo largo de un mínimo de 3 metros por debajo del terreno. Se proveerá un mínimo de 4 barras con amarres cerrados (o espirales equivalentes) de un diámetro mínimo de 6 mm espaciados a 16 diámetros de barra longitudinal, sin exceder 100 mm, en los 600 mm superiores del pilote. Los detalles de refuerzo cumplirán con la Sección A.4.11.6.2

A.4.7.4.4.2 Pilotes de concreto con revestimiento de metal. Los requerimientos de refuerzo serán iguales a los de pilotes de concreto sin revestimiento.

Excepción: Se podrá considerar que un revestimiento de metal soldado en espiral de un espesor no menor que Calibre No. 14 (2 mm) provee un confinamiento al concreto equivalente al de los amarres cerrados o los espirales equivalentes requeridos para un pilote de concreto sin revestimiento, a condición de que el revestimiento de metal esté protegido adecuadamente de la posible acción nociva de los constitutivos del suelo, los cambios de nivel de agua, u otros factores indicados por los registros de perforación de las condiciones del sitio.

A.4.7.4.4.3 Tubos rellenos de concreto. Se proveerá un refuerzo mínimo de 0.01 veces el área de la sección transversal del concreto del pilote en la parte superior del pilote a lo largo de una longitud de dos veces el anclaje de empotramiento requerido dentro del cabezal del pilote.

A.4.7.4.4.4 Pilotes de concreto prefabricado. Se proveerá refuerzo longitudinal con una relación mínima de refuerzo de 0.01. Se proveerán amarres o espirales equivalentes a un espaciamiento máximo de 16 diámetros de barra, sin exceder 100 mm, en los 600 mm superiores. El refuerzo será de longitud completa.

A.4.7.4.4.5 Pilotes prefabricados pre-esforzados. Los 600 mm superiores del pilote estarán dotados de amarres No. 3 mínimos a un espaciamiento máximo de 100 mm o de su equivalente en espirales. La conexión al cabezal del pilote podrá ser mediante dovelas según la Sección A.4.7.4.4 o, a condición de que la conexión sea dúctil, mediante el desarrollo del cable de refuerzo.

A.4.7.5.3 Requerimientos Especiales de Pilotes para la Categoría D.

A.4.7.5.3.1 Pilotes de concreto sin revestimiento. Para pilotes de concreto sin revestimiento, taladrados y vaciados en sitio, se proveerá una relación mínima de refuerzo de 0.005 en la mitad superior del pilote o a lo largo de un mínimo de 3 metros debajo del terreno. Se proveerá un mínimo de 4 barras con amarres cerrados o espirales equivalentes a un espaciamiento de 8 diámetros de barra longitudinal, sin exceder 75 mm, en los 1200 mm superiores del pilote. Los amarres mínimos serán barras No. 3 para pilotes de 500 mm de diámetro y barras No. 4 para pilotes de mayor diámetro.

A.4.7.5.3.2 Pilotes de concreto con revestimiento de metal. Los requerimientos de refuerzo serán a los de pilotes de concreto sin revestimiento.

Excepción: Se podrá considerar que un revestimiento de metal soldado en espiral de un espesor no menor que Calibre No. 14 (2 mm) provee un confinamiento al concreto equivalente al de los amarres cerrados o los espirales equivalentes requeridos para un pilote de concreto sin revestimiento, a condición de que el revestimiento de metal esté protegido adecuadamente de la posible acción nociva de los constitutivos del suelo, los cambios de nivel de agua, u otros factores indicados por los registros de perforación de las condiciones del sitio.

A.4.7.5.3.3 Pilotes de concreto prefabricados. Los amarres en pilotes prefabricados de concreto cumplirán con los requerimientos de la Sección A.4.11 por lo menos en la mitad superior del pilote.

A.4.7.5.3.4 Pilotes prefabricados pre-esforzados. A lo largo de la longitud empotrada de los pilotes de fundación que esté sometida a cargas verticales

únicamente o donde el momento flexionante de diseño no exceda $0.20 M_{nb}$ (donde M_{nb} es la capacidad flectora última no-factorizada correspondiente a las condiciones balanceadas de deformación según lo define la Sección 10.3.2 de la Ref. 11.1), se proveerá refuerzo de espiral tal que la relación de refuerzo de espiral sea igual o mayor que 0.006.

A.4.7.5.3.5 Pilotes de acero. La conexión entre el cabezal del pilote y pilotes de acero o pilotes de tubos de acero sin rellenar se diseñará para una fuerza en tensión igual a 10 por ciento de la capacidad de compresión del pilote.

A.4.10 Provisiones Suplementales para Acero

A.4.10.1 General.

A.4.10.1.1 Acero estructural mediante diseño de resistencia. La Ref. 10.7 provee la compatibilidad necesaria para el uso de la Ref. 10.1 ó 10.2 (Acero estructural) con estas provisiones cuando se utilizan las combinaciones de carga de la Sección 2.4.2 de la Ref. 10.9 (Diseño de resistencia). La asignación del Grupo de Exposición a la Amenaza Sísmica y de la Categoría de Desempeño Sísmico y de los factores y las combinaciones de carga, que se describen en las Secciones 2 y 3 de la Ref. 10.7, se hará según este documento en lugar de hacerlo según la Ref. 10.7. El resto de este apéndice no se aplica para acero estructural cubierto por la Ref. 10.7.

A.4.10.1.2 Diseño de otras estructuras de acero y el uso del diseño de esfuerzos permisibles. El resto de este apéndice gobernará el diseño de miembros de acero estructural que no estén incluidos en la Ref. 10.7 (Ref.s 10.3 a 10.6 y 10.8) con estas provisiones sísmicas, así como también el Diseño de Esfuerzos Permisibles de Acero Estructural (Ref.s 10.2 y 10.7 cuando se usen las combinaciones de carga de la Sección 2.3.1 de la Ref. 10.9).

A.4.10.2 La resistencia de miembros y conexiones.

A.4.10.2.1 Diseño de esfuerzos permisibles. Cuando se utilicen las combinaciones de carga de la Sección 2.3.1 de la Ref. 10.9, la resistencia permisible de miembros y conexiones se determinará del esfuerzo permisible fijado por lo siguiente:

- Ref. 10.2, Acero Estructural
- Ref. 10.3, Acero Formado en Frío
- Ref. 10.4, Apéndice E, Acero Inoxidable Formado en Frío
- Ref. 10.5, Viguetas y Viguetas Maestras de Acero
- Ref. 10.6, Cables de Acero

Se permitirá el aumento de un tercio en el esfuerzo permisible dado en los documentos de Ref. para uso con las cargas sísmicas. No se utilizarán los factores de ajuste de las combinaciones de carga de la Sección 2.3.3 de la Ref. 10.9.

Para miembros de acero estructural diseñados utilizando la Ref. 10.2, las provisiones de la Ref. 10.7 también deberán satisfacerse, incluyendo las reglas detalladas para el proporcionamiento que se presentan en términos de resistencia para las Categorías C (con las limitaciones de la Sección 2.2 de la Ref. 10.7), D, y E de Desempeño Sísmico.

Para paredes de armazón ligero, las provisiones de la Sección A.4.10.3 también deberán satisfacerse.

A.4.10.2.2 Diseño basado en resistencia. Cuando se utilicen las combinaciones de carga

de la Sección 2.4.2 de la Ref. 10.9, se observarán las siguientes definiciones:

Resistencia de diseño: La resistencia (fuerza, momento, esfuerzo, según sea apropiado) provista por el elemento o conexión; el producto de la resistencia nominal y el factor de resistencia.

Resistencia nominal: La capacidad de una estructura o elemento de resistir los efectos de carga determinada por cálculos que utilicen las resistencias especificadas de los materiales y las dimensiones y ecuaciones derivadas de principios aceptados de la mecánica estructural o de pruebas de campo o de pruebas de laboratorio de modelos a escala que tomen en cuenta los efectos de modelos y las diferencias entre las condiciones de laboratorio y campo.

Resistencia requerida: El efecto de carga (fuerza, momento, esfuerzo, según sea apropiado) que actúa sobre elementos o conexiones determinado mediante análisis estructural bajo cargas factorizadas (utilizando las combinaciones de carga más críticas).

Factor de resistencia: Un factor que toma en cuenta las desviaciones inevitables de la resistencia real con respecto al valor nominal así como también la forma y las consecuencias de la falla.

La resistencia nominal de miembros y conexiones se determinará según lo siguiente:

- i. Directamente de las Especificaciones del Diseño de Factor de Carga y Resistencia:

Ref. 10.4, Acero Inoxidable Formado en Frío

Ref. 10.8, Acero Formado en Frío (Referirse a la Sección A.4.10.1 para el uso de la Ref. 10.1.)

- ii. Amplificando los esfuerzos de las Especificaciones del Diseño de Esfuerzos Permisibles:

Ref. 10.3, Acero Formado en Frío

Ref. 10.5, Viguetas y Viguetas Maestras de Acero

Ref. 10.6, Cables de Acero (Referirse a la Sección A.4.10.1 para el uso de la Ref. 10.2 en el modo de resistencia.)

- iii. Para diafragmas de cubiertas de acero, directamente de los valores de resistencia aprobados por la autoridad competente.

Los factores utilizados para amplificar los esfuerzos permisibles y los factores de resistencia utilizados para convertir las resistencias nominales en resistencias de diseño se especifican en las Secciones A.4.10.2.3 y A.4.10.2.4.

A.4.10.2.3 Factores de amplificación de esfuerzos. Los factores para computar las resistencias nominales utilizando las Especificaciones de Diseño de Esfuerzos Permisibles para uso en el diseño basado en resistencia son los siguientes:

A.4.10.2.3.1 Acero Formado en Frío y Viguetas y Viguetas-Vigas de Acero. Multiplicar los esfuerzos permisibles de las Ref. 10.3 ó 10.5 por 1.7.

A.4.10.2.3.2 Cables de acero. Se modificará la Sección 5d de la Ref. 10.6, sustituyendo 1.5 (T_d) por T_d cuando T_d es la tensión neta en el cable debida a la carga muerta, el pre-esfuerzo, la carga viva, y la carga sísmica. Se aplicará un factor de carga de 1.1 a la carga de pre-esfuerzo que se agregue a la combinación de carga de la Sección 3.1.2 de la Ref. 10.6.

A.4.10.2.4 Factores de resistencia.

A.4.10.2.4.1 Ref. 10.3: Ante la ausencia de factores (ϕ) de resistencia en la Ref. 10.3, el valor de ϕ será como se indica:

Resistencia al esfuerzo cortante con $h/t > (EK_v/F_y)^{1/2}$

$$\phi = 0.90$$

Resistencia al esfuerzo cortante con $h/t \leq (EK_v/F_y)^{1/2}$

$$\phi = 1.0$$

Achurramiento del alma de miembros con almas sencillas sin reforzar

$$\phi = 0.75$$

Achurramiento de secciones "I"

$$\phi = 0.8$$

Los demás casos

$$\phi = 1.55 / \Omega$$

donde

h = la profundidad del elemento de cortante

t = el espesor del elemento de cortante

E = el módulo de elasticidad

K_v = el coeficiente de pandeo en cortante

F_y = el esfuerzo de cedencia mínimo especificado del tipo de acero utilizado, en ksi

Ω = el factor de seguridad global

A.4.10.2.4.2 Ref. 10.5 y 10.6: Ante la ausencia de factores (ϕ) de resistencia en la Ref. 10.5 y 10.6, el valor de ϕ será como sigue:

Miembros, conexiones, y platos de base que desarrollen la resistencia de los miembros o sistemas estructurales

$$\phi = 0.90$$

Conexiones que no desarrollen la resistencia del miembro o sistema estructural, incluyendo la conexión de platos de base y pernos de anclaje

$$\phi = 0.67$$

Soldaduras de penetración parcial en columnas cuando estén sujetas a esfuerzos de tensión

$$\phi = 0.80$$

A.4.10.2.4.3 Diafragmas de cubierta de acero.

$$\phi = 0.60$$

A.4.10.3 Requerimientos de paredes de armazón ligero.

A.4.10.3.1 Alcance. Los sistemas de paredes de armazón ligero de acero formado en frío se diseñarán según la Ref. 10.3 ó 10.8 y, cuando se requiera, mediante las provisiones adicionales de esta sección.

A.4.10.3.2 Miembros de borde. Los miembros de borde, las cuerdas, y los colectores se diseñarán y detallarán para transmitir la fuerza axial inducida.

A.4.10.3.3 Conexiones. Las conexiones de miembros de arriostramiento diagonal, los empalmes de cuerdas superiores, los miembros de borde, y los colectores se diseñarán para desarrollar la resistencia de tensión del miembro o $(2R/5 \geq 1.0)$ veces las fuerzas sísmicas de diseño. No se utilizará la resistencia de adherencia de tornillos para resistir fuerzas sísmicas.

A.4.10.3.4 Miembros de tramos arriostrados. Los miembros verticales y diagonales de tramos arriostrados se anclarán de manera tal que no se requiera del riel inferior para resistir fuerzas de levantamiento mediante flexión del alma del riel. Las dos alas de los travesaños en un tramo de arriostramiento se soportarán lateralmente para prevenir el pandeo torsional lateral. No se utilizará el arriostrado de alambre para dicha restricción.

A.4.11 Provisiones Suplementales para Concreto Reforzado

A.4.11.1 Modificaciones a Ref. 11.1

A.4.11.1.1 Las combinaciones de carga para carga sísmica en Ref. 11.1 se reemplazarán por las combinaciones de carga de la Sección 2.4.2 de Ref. 10.9 multiplicadas por un factor de 1.1, que toma en cuenta una incompatibilidad entre los factores ϕ de la Ref. 11.1 y los factores de carga de este documento.

A.4.11.1.2 La aplicación de los requerimiento de las Secciones 21.2.1.3 y 21.2.1.4 de la Ref. 11.1 se reemplazarán por la provisiones de las Secciones A.4.11.3 a.4.11.7.

A.4.11.3 Clasificación de marcos de momento.

A.4.11.3.1 Marcos de momento ordinarios. Los marcos de momento ordinarios son marcos que cumplen con los requerimientos de la Ref. 11.1 excluyendo el Capítulo 21.

A.4.11.3.2 Marcos de momento intermedios. Los marcos de momento intermedios son marcos que cumplen con los requerimientos de la Sección 21.9 de la Ref. 11.1 (la Sección 21.8 de la edición revisada de 1992) o de la Sección 1921.7 de la Ref. 11.2, además de cumplir con los requerimientos para marcos de momento ordinarios.

A.4.11.3.3 Marcos de momento especiales. Los marcos de momento especiales son marcos que cumplen con los requerimientos de las Secciones 21.2 a 21.4, 21.6, y 21.7 de la Ref. 11.1 (las Secciones 21.2 a 21.5 de la edición revisada de 1992) o de las Secciones 1921.2 a 1921.6 de la Ref. 11.2, además de cumplir con los requerimientos para marcos de momento ordinarios.

A.4.11.4 Categoría A de Desempeño Sísmico. Los edificios asignados la Categoría A pueden ser de cualquier construcción permitida en la Ref. 11.1, la Ref. 11.2, y en estas provisiones.

A.4.11.5 Categoría B de Desempeño Sísmico. Los edificios asignados a la Categoría B cumplirán con todos los requerimientos para la Categoría A y con los requerimientos adicionales para la Categoría B que se encuentren en las otras secciones de estas provisiones.

A.4.11.6 Categoría C de Desempeño Sísmico. Los edificios asignados a la Categoría C cumplirán con todos los requerimientos para la Categoría B y con los requerimientos adicionales para la Categoría C que se encuentren en las otras secciones de estas provisiones así como también con los requerimientos de esta sección.

A.4.11.6.1 Marcos de momento. Todos los marcos que son parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas serán marcos de momento intermedios que cumplan con la Sección A.4.11.3.2 o marcos especiales de momento que cumplan con la Sección A.4.11.3.3.

A.4.11.6.2 Miembros discontinuos. Las columnas que soporten reacciones de miembros rígidos discontinuos, tales como muros, serán provistas de refuerzo transversal a un espaciamiento s_0 definido en la Sección 21.9.5.1 de la Ref. 11.1 a través de la altura completa por debajo del nivel donde ocurra la discontinuidad. El refuerzo transversal se extenderá por encima y por debajo de la columna según lo requiere la Sección 21.4.4.5 de la Ref. 11.1.

A.4.11.7 Categorías D y E de Desempeño Sísmico. Los edificios asignados a la Categorías D o E cumplirán con todos los requerimientos para la Categoría C y con los requerimientos adicionales de esta sección.

A.4.11.7.1 Marcos de momento. Todos los marcos que son parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, independientemente de la altura, serán marcos de momento especiales que cumplan con la Sección A.4.11.3.3.

A.4.11.7.2 Sistema resistente a fuerzas sísmicas. Todos los materiales y los componentes del sistema resistente a fuerzas sísmicas cumplirán con las Secciones 21.2 a 21.7 de la Ref. 11.1 (Secciones 21.2 a 21.6 de la edición revisada de 1992) o de la Secciones 1921.1 a 1921.6 de la Ref. 11.2.

A.4.11.7.3 Miembros del marco que estén proporcionados para resistir las fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos. Todos los componentes del marco que se

supongan no contribuir a la resistencia a la fuerza lateral cumplirán con la Sección 4.3.3.4.3 de estas provisiones y las Secciones 21.8.1.1 ó 21.8.1.2 y 21.8.2 de la Ref. 11.1 (Sección 21.7 de la edición revisada de 1992) o de la Sección 1921.7 de la Ref. 11.2.

Tabla 4.1-1
Categorías de Desempeño Sísmico

Valor de A_v	Grupo de Exposición a la Amenaza Sísmica		
	I	II	III
$A_v < 0.05$	A	A	A
$0.05 \leq A_v < 0.10$	B	B	C
$0.10 \leq A_v < 0.15$	C	C	C
$0.15 \leq A_v < 0.20$	C	D	D
$0.20 \leq A_v$	D	D	E

Tabla 4.1-2
Coefficientes de Aceleración Pico Efectiva Relativa a la Velocidad (A_v) para Capitales de Provincias y Ciudades Importantes de la República de Panamá

(Probabilidad de excedencia de 10% en 50 años)

	Ciudad o Poblado	A_v
1	Changuinola	0.25
2	Puerto Armuelles	0.21
3	Almirante	0.21
4	Bocas del Toro	0.21
5	Tonosí	0.20
6	Jaqué	0.20
7	El Real	0.20
8	Puerto Armuelles	0.19
9	David	0.18
10	La Palma	0.18
11	Aligandí	0.17
12	Boquete	0.16
13	Las Tablas	0.15
14	Soná	0.15
15	Portobelo	0.14
16	Santiago	0.13
17	Chitré	0.13
18	Colón	0.12
19	PANAMA	0.11
20	Aguadulce	0.10
21	Chorrera	0.09
22	Playa Coronado	0.08
23	El Valle	0.08
24	Penonomé	0.08

Tabla 4.1-3

Coefficientes de Aceleración Pico Efectiva Relativa a la Velocidad (A_v) para Sitios de Represas y el Canal de Panamá

(Probabilidad de excedencia de 5% en 100 años)

	Ubicación	A_v
1	Bayano	0.22
2	Fortuna	0.20
3	Madden	0.15
4	Esclusas de Miraflores	0.15
5	Esclusas de Pedro Miguel	0.15
6	Esclusas de Gatún	0.15

**Tabla 4.3-1
Coeficiente de Sitio**

Tipo de Perfil de Suelo	Descripción	Coeficiente de sitio, S
S ₁	<p>Uno de los siguientes perfiles de suelo:</p> <p>Roca de cualquier característica, ya sea esquistosa o cristalina, que tenga una velocidad de onda de cortante mayor que 750 metros/segundo.</p> <p>Condiciones de suelo rígidas donde la profundidad del suelo sea menor que 60 metros, y los tipos de suelo encima de la roca sean depósitos estables de arenas, gravas, o arcillas rígidas.</p>	1.0
S ₂	Un perfil de suelo con condiciones profundas no cohesivas o de arcilla rígida, donde la profundidad del suelo exceda 60 metros, y los tipos de suelo encima de la roca sean depósitos estables de arenas, gravas, o arcillas rígidas.	1.2
S ₃	Un perfil de suelo que contenga de 6 a 12 metros de espesor de arcillas suaves a medianamente rígidas con o sin capas intermedias de suelos no-cohesivos.	1.5
S ₄	Un perfil de suelo caracterizado por una velocidad de onda cortante de menos de 150 metros por segundo, que contiene más de 12 metros de arcillas suaves o limos	2.0

Tabla 4.3-2
Sistemas Estructurales

Sistema Estructural Básico y Sistema Resistente a Fuerza Sísmica	R ^a	C _d ^b	Limitaciones del sistema estructural y limitaciones de altura ^c (metros)			
			Categoría de desempeño sísmico			
			A & B	C	D ^d	E ^e
<u>Sistema de muro de carga</u>						
Armazón ligero con paneles de cizalla	6.5	4.0	NL	NL	50	30
Muros cortantes de concreto reforzado	4.5	4.0	NL	NL	50	30
Muros cortantes de mampostería reforzada	3.5	3.0	NL	NL	50	30
Marcos concéntricamente arriostrados	4.0	3.5	NL	NL	50	30
Muros cortantes de mampostería no reforzada	1.25	1.25	NL	f	NP	NP
<u>Sistema de marco de edificio</u>						
Marcos excéntricamente arriostrados, conexiones momento resistentes en las columnas alejadas del eslabón	8	4	NL	NL	50	30
Marcos excéntricamente arriostrados, conexiones no-momento resistentes en las columnas alejadas del eslabón	7	4	NL	NL	50	30
Armazón ligero con paneles de cizalla	7	4.5	NL	NL	50	30
Marcos concéntricamente arriostrados	5	4.5	NL	NL	50	g
Muros cortantes de concreto reforzado	5.5	5	NL	NL	50	30
Muros cortantes de mampostería reforzada	4.5	4	NL	NL	50	30
Muros cortantes de mampostería no reforzada	1.5	1.5	NL	NL	NP	NP
<u>Sistema de marco momento resistente</u>						
Marcos de momento especiales de acero	8	5.5	NL	NL	NL	NL
Marcos de momento especiales de concreto reforzado	8	5.5	NL	NL	NL	NL
Marcos de momento intermedios de concreto reforzado	4	3.5	NL	NL	NP	NP
Marcos de momento ordinarios de acero	4.5	4	NL	NL	50	30
Marcos de momento ordinarios de concreto reforzado	2	2	NL	NP	NP	NP
<u>Sistema dual con un marco de momento especial capaz de resistir por lo menos 25% de las fuerzas sísmicas prescritas</u>						
Marcos excéntricamente arriostrados, conexiones momento resistentes en las columnas alejadas del eslabón	8	4	NL	NL	NL	NL
Marcos excéntricamente arriostrados, conexiones no-momento resistentes en las columnas alejadas del eslabón	7	4	NL	NL	NL	NL
Marcos concéntricamente arriostrados	6	5	NL	NL	NL	NL
Muros cortantes de concreto reforzado	8	6.5	NL	NL	NL	NL
Muros cortantes de mampostería reforzada	6.5	5.5	NL	NL	NL	NL
Paneles de cizalla forrados de madera	8	5	NL	NL	NL	NL
<u>Sistema dual con un marco de momento intermedio capaz de resistir por lo menos 25% de las fuerzas sísmicas prescritas</u>						
Marcos concéntricamente arriostrados	5	4.5	NL	NL	50	30
Muros cortantes de concreto reforzado	6	5	NL	NL	50	30
Muros cortantes de mampostería reforzada	5	4.5	NL	NL	50	30
Paneles de cizalla forrados de madera	7	4.5	NL	NL	50	30

Sistema Estructural Básico y Sistema Resistente a Fuerza Sísmica	R ^a	C _d ^b	Limitaciones del sistema estructural y limitaciones de altura ^c (metros)			
			Categoría de desempeño sísmico			
			A & B	C	D ^d	E ^e
<u>Sistema resistente a fuerza sísmica de tipo estructura péndulo invertido</u>						
Marcos de momento especiales de acero estructural	2.5	2.5	NL	NL	NL	NL
Marcos de momento especiales de concreto reforzado	2.5	2.5	NL	NL	NL	NL
Marcos de momento ordinarios de acero estructural.	1.25	1.25	NL	NL	NP	NP

^a Coeficiente de modificación de repuesta, R, para uso en las Secciones 3.55, 4.2.1, 5.5, y en otras secciones.

^b Factor de amplificación de deflexión, C_d, para uso en las Secciones 4.6.1 y 4.6.2.

^c NL = No Limitado y NP = No Permitido

^d Referirse a la Sección 3.3.4.1 para una descripción de sistemas de edificios limitados a edificios con una altura de 72 metros o menos.

^e Referirse a la Sección 3.3.5 para sistemas de edificios limitados a edificios con una altura de 50 metros o menos.

^f Los muros cortantes de mampostería tendrán refuerzo nominal según lo requiera ACI-ASCE 530.

^g En edificios de más de un piso de altura, un marco concéntricamente arriostrado en edificios deberá formar parte de un sistema dual.

Tabla 4.3-3
Irregularidades estructurales en planta

Tipo y descripción de la irregularidad	Sección de referencia	Categoría de Desempeño Sísmico a la que se aplica
<p>1. La irregularidad torsional se debe considerar cuando los diafragmas son rígidos con relación a los elementos verticales estructurales que resisten las fuerzas laterales sísmicas.</p> <p>Se considera que existe irregularidad torsional cuando el desplazamiento horizontal máximo entre pisos, computado incluyendo la torsión accidental, en un extremo del edificio, transversal a un eje, es más de 1.2 veces el promedio de los desplazamientos horizontales entre pisos en los dos extremos de la estructura.</p>	<p align="center">4.3.6.4.2 4.4.4.2</p>	<p align="center">D y E C, D y E</p>
<p>2. Esquinas re-entrantes</p> <p>Las configuraciones en planta de una estructura y de su sistema resistente a fuerza lateral contienen esquinas re-entrantes, donde ambas proyecciones de la estructura más allá de una esquina re-entrante son mayores que 15 por ciento de la dimensión en planta de la estructura en una dirección dada.</p>	<p align="center">4.3.6.4.2</p>	<p align="center">D y E</p>
<p>3. Discontinuidad de diafragma</p> <p>Diafragmas con discontinuidades abruptas o variaciones de rigidez, incluyendo aquellos que tienen áreas recortadas o abiertas mayores que 50 por ciento del área encerrada bruta del diafragma, o cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más de 50 por ciento de un piso al próximo</p>	<p align="center">4.3.6.4.2</p>	<p align="center">D y E</p>
<p>4. Escalonamiento fuera-de-plano</p> <p>Discontinuidades en la trayectoria de resistencia de la fuerza lateral, tales como escalonamientos fuera-de-plano de los elementos verticales que resisten las fuerzas laterales sísmicas.</p>	<p align="center">4.3.6.4.2</p>	<p align="center">D y E</p>
<p>5. Sistemas no-paralelos</p> <p>Los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas laterales no son paralelos a ni son simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales del sistema resistente a fuerzas laterales.</p>	<p align="center">4.3.6.3.1</p>	<p align="center">C, D y E</p>

Tabla 4.3-4
Irregularidades estructurales verticales

Tipo y descripción de la irregularidad	Sección de referencia	Categoría de Desempeño Sísmico a la que se aplica
<p>1. Irregularidad de rigidez: El piso suave</p> <p>Un piso suave es uno para el cual la rigidez lateral es menor que 70 por ciento de la del piso por encima o menor que 80 por ciento de la rigidez promedio de los tres pisos por encima.</p>	4.3.5.3	D y E
<p>2. Irregularidad de peso (masa)</p> <p>Se considera que existe irregularidad de masa donde la masa efectiva de cualquier piso es más de 150 por ciento de la masa efectiva de cualquier piso adyacente. No es necesario considerar un techo que sea más liviano que el piso por debajo.</p>	4.3.5.3	D y E
<p>3. Irregularidad geométrica vertical</p> <p>Se considera que existe irregularidad geométrica vertical donde la dimensión horizontal del sistema resistente a fuerzas laterales en cualquier piso es más de 130 por ciento de la de un piso adyacente.</p>	4.3.5.3	D y E
<p>4. Discontinuidad dentro del plano propio de los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas lateral.</p> <p>Un escalonamiento dentro del plano propio de los elementos resistentes a fuerzas laterales mayor que la longitud de dichos elementos.</p>	4.3.6.4.2	D y E
<p>5. Discontinuidad de resistencia lateral: El piso débil</p> <p>Un piso débil es uno para el cual la resistencia lateral del piso es menor que 80 por ciento de la del piso por encima. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos sismo-resistentes que comparten el esfuerzo cortante para la dirección bajo consideración.</p>	4.3.6.2.4 4.3.6.4.2	B,C,D y E

Tabla 4.3.5
Procedimientos de Análisis para las Categorías D y E de Desempeño Sísmico

Descripción del edificio	Sección de referencia y procedimientos
1. Edificios designados como regulares que no exceden 72 metros de altura	Sección 4.4
2. Edificios que tienen solamente irregularidades verticales del Tipo 1, 2 ó 3 en la Tabla 4.3-4 y tienen una altura de más de 5 pisos o 20 metros, y todo edificio con más de 72 metros de altura	Sección 4.5
3. Los demás edificios con irregularidades de planta o verticales.	Sección 4.4 y el efecto de la irregularidad en la respuesta dinámica
4. Edificios dentro de Grupos II y III de Exposición a la Amenaza Sísmica en áreas donde A_s es mayor que 0.40 dentro de 10 kilómetros de fallas que tienen la posibilidad de generar sismos de magnitudes de 7 ó más	Se utilizará un espectro de respuestas específico para un sitio, pero el esfuerzo cortante de diseño en la base no será menor que el que se determine según la Sección 4.4.2.
5. Edificios en áreas con A_s de 0.2 o más con un período de edificio de 0.7 segundo ó más, localizados sobre un suelo tipo S_4 .	Se utilizará un espectro de respuestas específico para un sitio, pero el esfuerzo cortante de diseño en la base no será menor que el que se determine según la Sección 4.4.2. El coeficiente de diseño sísmico modal, C_{ms} , no será limitado por la Sección 4.5.5.

Tabla 4.3-6
Desplazamiento Horizontal entre Pisos Permisible (Δ_x)^a

Edificio	Grupo de Exposición a la Amenaza Sísmica		
	I	II	III
Edificios de un piso de altura sin equipo fijado al sistema resistente estructural y con paredes interiores, particiones, cielorrasos, y sistemas exteriores de paredes que se han diseñado para acomodar los desplazamientos horizontales entre pisos.	Sin limite	0.020 h_{xx}	0.015 h_{xx}
Edificios de cuatro pisos o meno de altura con paredes interiores, particiones, cielorrasos, y sistemas de paredes exteriores que se han diseñado para acomodar los desplazamientos horizontales entre pisos.	0.025 h_{xx}	0.020 h_{xx}	0.015 h_{xx}
Los demás edificios	0.020 h_{xx}	0.015 h_{xx}	0.010 h_{xx}

^a h_{xx} = la altura del piso debajo del nivel x.

Tabla 4.4-1
Coefficiente para el Límite Superior de Período Calculado

Coefficiente que representa la aceleración pico efectiva relativa a la velocidad (A _e)	Coefficiente C _s
0.40	1.2
0.30	1.3
0.20	1.4
0.15	1.5
0.10	1.7
0.05	1.7

Tabla 4.8-1
Coefficiente Sísmico de Componente Arquitectónico (c_s) y Factor de Criterio de Desempeño (P)^a

Componente Arquitectónico	Coefficiente Sísmico de Componente	Factor de Criterio de Desempeño (P)		
		Grupo de Exposición a la Amenaza Sísmica		
		I	II	III
1. Paredes exteriores no-portantes ^b	0.9	1.0 ^d	1.5 ^b	1.5
2. Paredes interiores no-portantes ^a				
Encierres de escaleras	1.5	1.0	1.0 ^c	1.5
Encierres de pozos de ascensores	1.5	0.5 ^e	0.5 ^e	1.5
Otros encierres de pozos verticales	0.9	1.0	1.0	1.5
Otras paredes y particiones no-portantes	0.9	1.0	1.0	1.5
3. Elementos de Voladizo: Parapetos y chimeneas	3.0	1.5	1.5	1.5
4. Fijamientos de pared	3.0	1.0 ^d	1.5 ^b	1.5
5. Conexiones de revestimiento	3.0	0.5	1.0 ^e	1.0
6. Penthouses	0.6	N/A	1.0	1.0
7. Protección contra el fuego de membrana	0.9	0.5 ^f	1.0 ^e	1.5
8. Cielorrasos				
Membranas resistentes al fuego	0.9	1.0	1.0	1.5
Membranas no-resistente al fuego	0.6	0.5	1.0	1.0
9. Anaqueles de más de 2400 mm de altura, incluyendo el contenido ^g	1.5	1.0	1.0	1.5
10. Pisos de acceso, incluyendo el equipo soportado	0.9	0.5	1.0	1.5
11. Rieles guías y soportes de ascensores y contrapesos	1.25	1.0	1.0	1.5
12. Apéndices				
Unidades de techo	0.6	NR	1.0 ^h	1.0
Envases y componentes miscelaneos	1.5	NR	1.0	1.0

^a Referirse a la Sección 4.8.1 para excepciones.

^b Se podrá reducir P por 0.5 si el area frente a la pared exterior normalmente está inaccesible a lo largo de una distancia de 3 metros y si el edificio es de un piso solamente.

^c Se incrementará P por 0.5 si el edificio es de más de 4 pisos o tiene más de 12 metros de altura.

^d Se incrementará P por 0.5 si el area frente a la pared exterior normalmente está accesible a lo largo de una distancia de 3 metros más 0.300 m por cada altura de piso.

^e Se podrá reducir P a NR si la altura del edificio es menor que 12 metros.

^f Se incrementará P por 0.5 para una ocupación que contenga gases inflamables, líquidos, o polvo.

^g Se permitirá reducir P por 0.5 si el area frente a la pared exterior normalmente está inaccesible a lo largo de una distancia de 3 metros más 0.300 m por cada altura de piso.

^h Referirse a la Sección 4.3.6.5.8 para muros portantes.

ⁱ Se podrá reducir el contenido de W_c a 50% de la capacidad nominal de sistemas de anaqueles de acero que estén arreglados de tal manera que, en cada direccion, las lineas de armazón que se han diseñado para resistir fuerzas laterales consistan en por lo menos 4 columnas unidas para actuar como marcos arriostrados o marcos momento resistentes.

^j Los anaqueles de menos de 2400 mm de altura serán considerados como "contenedores y componentes miscelaneos."

Tabla 4.8-2
Coefficiente Sísmico de Componente y Sistema Mecánico y Eléctrico (C) Y Factor de
Criterio de Desempeño (P)^a

Componente o Sistema Mecánico y Eléctrico	Coeficiente sísmico de componente o sistema (C) ^b	Factor de criterio de Desempeño (P)		
		Grupo de Exposición a la Amenaza Sísmica		
		I	II	III
1. Equipo y sistemas de protección contra incendio	2.0	1.5	1.5	1.5
2. Sistemas eléctricos de urgencia o de reserva	2.0	1.5	1.5	1.5
3. Transmisiones, sistemas de suspensión, y anclajes de reguladores para ascensores	1.25	1.0	1.0	1.5
4. Equipo general				
A. Calderas, hornos, incineradores, calentadores de agua, y otro equipo que use fuentes de energía combustible u otras fuentes de energía de alta temperatura				
B. Sistemas de comunicación				
C. Ductos de distribución eléctricos y sistemas de cable primarios ^b				
D. Centros de control de motores eléctricos, dispositivos de control de motores, mecanismos de control, transformadores, y unidades de subestaciones.	2.0	0.5	1.0	1.5
E. Equipo alternativo o de rotación				
F. Tanques, cambiadores de calor y recipientes de presión				
5. Maquinaria de manufactura y proceso	0.67	0.5	1.0	1.5
6. Sistemas de tubería				
Tubería de gas y de alta amenaza	2.0	1.5	1.5	1.5
Tubería de supresión de incendio	2.0	1.5	1.5	1.5
Otros sistemas de tuberías ^d	0.67	NR	1.0	1.5
7. Ductos de calefacción, ventilación, y aire acondicionado ^d	0.9	NR	1.0	1.5
8. Tableros de control eléctricos	0.67	NR	1.0	1.5
9. Artefactos de alumbrado ^e	0.67	0.5	1.0	1.5

NR = No requerido.

^a Referirse a la Sección 4.8.1 para excepciones generales.

^b La restricción del movimiento debido a sismo de conductos eléctricos no se requiere bajo cualquiera de las siguientes condiciones:

1. Conductos suspendidos mediante ganchos individuales de 300 mm o menos de longitud medidos desde la parte superior del conducto hasta la estructura de soporte.
2. Conductos de menos de 65 mm de diámetro interior.

* La restricción de movimiento debido a sismo no se requiere para los demás sistemas de tubería bajo cualquiera de las siguientes condiciones :

1. Tuberías suspendidas mediante ganchos individuales de 300 mm o menos de longitud medidos desde la parte superior de la tubería hasta la estructura de soporte.
2. Tuberías de menos de 30 mm de diámetro interior en cuartos mecánicos y de calderas.
3. Tuberías de menos de 65 mm de diámetro interior en otras áreas.

† La restricción del movimiento debido a sismo de ductos de calefacción y aire acondicionado no se requiere bajo cualquiera de las siguientes condiciones:

1. Ductos suspendidos mediante ganchos individuales de 300 mm o menos de longitud medidos desde la parte superior del ducto hasta la estructura de soporte.
2. Ductos con un área de sección transversal de menos de 0.5 metro cuadrado.

‡ Las luminarias de péndulo se diseñarán con un coeficiente sísmico de componente (C_x) de 1.5. El soporte vertical se diseñará con un factor de seguridad de 4.0.

Tabla 4.8-3
Factor de Amplificación de Fijación (a_c)

Mecanismo de Soporte del Componente	Factor de Amplificación de Fijación (a_c)
Conexión fija o directa	1.0
Dispositivo de fijación activado por el sismo	1.0
Sistema elástico de soporte para el cual:	
$T_f/T_c < 0.6$ ó $T_f/T_c > 1.4$	1.0
$T_f/T_c \geq 0.6$ ó $T_f/T_c \leq 1.4$	2.0

T es el período fundamental del edificio en segundos determinado según la Sección 4.4.2.2 o la Sección 4.5.4.

T es el período fundamental, en segundos, del componente y su fijación determinado según la Sección 4.8.3.3.

SECCIÓN 5.0: GEOTÉCNIA

5.1 GENERAL

5.1.1 Alcance del Capítulo: Este capítulo rige el diseño de los elementos geotécnicos que pueden estar vinculados a una edificación. Estos son: cimientos superficiales, cimientos profundos, estructuras de retén y excavaciones.

5.1.2 Definición de Ingeniería Geotécnica: La Ingeniería Geotécnica es una componente especializada de la Ingeniería Civil. Comprende la Mecánica de Suelos, la Mecánica de Rocas y la Ingeniería Geológica. Como tal, reúne bajo un solo término los principios de estas disciplinas, dedicadas al comportamiento de los materiales que forman la corteza terrestre.

5.1.3 Definición de Profesional Idóneo: Los aspectos de diseño tratados en este capítulo deben ser implementados por un Profesional Idóneo. Esto incluye Ingenieros Civiles y otros profesionales vinculados a disciplinas afines, con amplia experiencia o estudios avanzados en el campo de la Ingeniería Geotécnica.

5.2 EXPLORACIÓN DE SITIOS

5.2.1 Objetivo: El objetivo de un programa de exploración geotécnica, es definir las condiciones geológicas del sitio bajo consideración. Esto involucra determinar la distribución de materiales geológicos presentes, las propiedades físicas de estos materiales y la presencia y distribución de detalles geológicos en dichos materiales.

5.2.2 Método y Alcance: El método de exploración utilizado y su alcance, debe ajustarse a las necesidades del proyecto. Se deben elegir métodos que permitan describir confiablemente los suelos y rocas encontrados en el sitio y las condiciones del agua subterránea. En particular, se deben anticipar las modalidades de falla posibles, de manera que el alcance del programa de

exploración y los métodos utilizados, se planifiquen específicamente para que identifiquen aquellas características del sitio que puedan estar involucradas en los mecanismos de falla postulados.

5.2.3 Responsabilidad: El alcance de la investigación la definirá el Profesional Idóneo encargado del proyecto. Solo debe concluir cuando la distribución y características de los materiales presentes se conocen con suficiente precisión para permitir el diseño confiable de los elementos geotécnicos del proyecto.

5.2.4 Guía para Alcance Mínimo de la Investigación: En el caso de que se utilicen solo perforaciones para la exploración de un sitio, el siguiente cálculo ofrece una guía referente al número mínimo de perforaciones a realizarse.

$$N = G A E$$

donde:

N: número mínimo de perforaciones a realizarse

G: factor de complejidad geológica (ver Tabla 5.2.4.1)

A: área de la estructura en miles de metros cuadrados

E: factor que depende del tipo de estructura (ver Tabla 5.2.4.2)

Tabla 5.2.4.1 Factor de Complejidad Geológica

CONDICIONES GEOLÓGICAS	G
Uniformes	0.5
Algo variables	1.0
Muy variables	1.5

NOTA: El factor G debe corresponder a las condiciones geológicas encontradas al finalizar el estudio, por lo que puede ser necesario reevaluar este parámetro durante la ejecución de la investigación del sitio. La responsabilidad última del alcance final del programa de investigación, corresponde al Profesional Idóneo encargado.

Tabla 5.2.4.2 Factor de Característica de la Estructura

ESTRUCTURA	E
De 1 ó 2 plantas, galeras	2.5
De 3 a 9 plantas	5.0
De 10 a 19 plantas	7.5
De 20 plantas o mas	10.0

5.2.5 Profundidad de la Investigación: La profundidad de las perforaciones debe extenderse hasta penetrar un mínimo de 1.50 m en roca sana competente, excepto en los siguientes casos:

1. Cuando se pueda utilizar zapatas para columnas, paredes, o muros, las perforaciones podrán discontinuarse a una profundidad igual a dos veces el ancho menor de la zapata, a partir del fondo de la misma. Sin embargo, al menos una perforación deberá extenderse hasta una profundidad igual a cinco veces el ancho menor de la zapata, o hasta la roca (cualquiera que sea menor).
2. Cuando se requiera usar pilotes de fricción, por encontrarse la roca competente a gran profundidad, se podrán discontinuar las perforaciones a una profundidad de 120% del largo estimado de los pilotes.

5.2.6 Propiedades de los Materiales Geológicos: El diseño de los elementos geotécnicos de una edificación, requiere la cuantificación de propiedades físicas de los materiales geológicos en el sitio.

5.2.6.1 Descripción de Suelos: La Figura 5.2.6.1 presenta el sistema de Clasificación Unificada de los suelos propuesta por Casagrande (5, 9, 12), que es la herramienta fundamental para clasificar suelos. Sin embargo, el sistema fue desarrollado principalmente para suelos de origen sedimentario, en áreas de clima templado. Los suelos de origen residual, que son comunes en áreas de clima tropical, no siempre se prestan a una descripción apropiada con este sistema. En estos casos, a falta de un estándar apropiado, el Profesional Idóneo encargado debe decidir como mejor describir suelos residuales de una manera útil y significativa (2, 14, 28).

5.2.6.2 Descripción de Rocas: La descripción de rocas y rocas meteorizadas debe consistir de la litología (tipo de roca), grado de meteorización, estructura geológica principal (estratos, fallas, etc.) y estructura geológica secundaria (fracturas, grietas, espejos de falla o "slickensides" y otras discontinuidades menores). Las referencias 10 y 31 presentan descripciones detalladas de estos parámetros. La referencia 1 presenta formas prácticas para describir macizos de roca. Los análisis microscópicos de secciones delgadas pueden ser de gran ayuda en estas descripciones.

5.2.6.3 Propiedades Índice de los Suelos: Se conocen como propiedades índice de los suelos la densidad, porosidad, relación de vacíos, gravedad específica, contenido de humedad, límites de Atterberg y algunos otros parámetros descriptivos generales, similares a éstos. Las referencias 9, 10, 11, 12, 19, 24, 25 y 27 presentan las definiciones de estas propiedades y describen procedimientos para su determinación.

5.2.6.4 Propiedades Ingenieriles de Suelos y Rocas: Se conocen como propiedades ingenieriles de los suelos y rocas, la resistencia, la compresibilidad y la permeabilidad. Estos parámetros pueden determinarse con pruebas de laboratorio, pruebas de campo realizadas en-sitio, o mediante estimaciones y cálculos basados en experiencias previas. El Profesional Idóneo encargado, deberá decidir cual(es) recurso(s) utilizar en cada caso. Requiere contar con el criterio profesional para definir la aplicabilidad de cada una de estas fuentes de información. Las referencias 9, 10, 11, 12, 18, 23, 24 y 26 presentan las definiciones de estas propiedades y describen procedimientos para su determinación.

5.2.6.5 Valores Típicos de Propiedades de Suelos y Rocas: La Tabla 5.2.6.5 presenta valores típicos de varias propiedades para diversos tipos de suelos y rocas. Estos valores pueden servir de guía preliminar hasta que el Profesional Idóneo encargado los confirme, o realice un programa de pruebas de campo o laboratorio, que a su discreción proporcione los parámetros requeridos.

5.2.6.6 Correlación con Pruebas en campo: La prueba de penetración estándar (SPT), que es de uso generalizado en nuestro medio, a menudo proporciona guías para cuantificar parámetros de resistencia de los suelos investigados. La Figura 5.2.6.6 muestra correlaciones entre los valores SPT y valores de la resistencia a compresión no-

DIVISION PRINCIPAL		SIMBOLO DE GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	% MAS FINO QUE EL TAMIZ No. 200	REQUISITOS SUPLEMENTARIOS	
SUELOS DE GRANO GRUESO (MAS DEL 50% DEL MATERIAL NO PASA EL TAMIZ No. 200)	GRAVAS (MAS DEL 50% DE LA FRACCION CRUESA ES MAYOR QUE EL TAMIZ No. 4)	GW	GRAVAS BIEN GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON MUY POCO O NINGUN CONTENIDO DE FINOS	0 - 5°	$\frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $1 < \frac{(D_{30})^2}{D_{60} D_{10}} < 3$	
		GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON MUY POCO O NINGUN CONTENIDO DE FINOS	0 - 5°	CUANDO NO SE CUMPLEN LAS DOS CONDICIONES DADAS ARRIBA PARA GW	
		GM	GRAVAS LIMOSAS Y MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMOS	> 12°	PARA LA FRACCION FINA EL INDICE DE PLASTICIDAD MENOR DE 4 O PUNTO DEBAJO DE LA LINEA "A"	
		GC	GRAVAS ARCILLOSAS Y MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA	> 12°	PARA LA FRACCION FINA EL INDICE DE PLASTICIDAD MAYOR DE 7 O PUNTO POR ARRIBA DE LA LINEA "A"	
		ARENAS (MAS DEL 50% DE LA FRACCION CRUESA ES MENOR QUE EL TAMIZ No. 4)	SW	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS GRAVOSAS CON POCO O NINGUN CONTENIDO DE FINOS	0 - 5°	$\frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ $1 < \frac{(D_{30})^2}{D_{60} D_{10}} < 3$
			SP	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS GRAVOSAS CON POCO O NINGUN CONTENIDO DE FINOS	0 - 5°	CUANDO NO SE CUMPLEN LAS DOS CONDICIONES DADAS ARRIBA PARA SW
	SM		ARENAS LIMOSAS Y MEZCLAS DE ARENA Y LIMOS	> 12°	PARA LA FRACCION FINA EL INDICE DE PLASTICIDAD MENOR DE 4 O PUNTO DEBAJO DE LA LINEA "A"	
	SC		ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE ARENAS Y ARCILLAS	> 12°	PARA LA FRACCION FINA EL INDICE DE PLASTICIDAD MAYOR DE 7 O PUNTO POR ARRIBA DE LA LINEA "A"	
	LIMOS Y ARCILLAS (LIMITE LIQUIDO < 50)		ML	LIMOS INORGANICOS Y ARENAS MUY FINAS, POLVO DE ROCA, ARENAS FINAS ARCILLOSAS O LIMOSAS, LIMOS ARCILLOSOS	* PARA SUELOS EN LOS QUE EL PORCENTAJE QUE PASA EL TAMIZ No. 200 ESTA ENTRE 5 Y 12% SE USAN SIMBOLOS DOBLES, COMO GW-GC NOTAS 1. TODOS LOS SUELOS NATURALES SE UBICAN DEBAJO DE LA LINEA "U". 2. D _{xx} ES EL DIAMETRO DE PARTICULA PARA EL CUAL EL xx PORCIENTO DEL MATERIAL ES MAS FINO QUE D _{xx} .	
			CL	ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD MEDIA A BAJA, ARCILLAS GRAVOSAS, ARENOSAS O LIMOSAS, ARCILLAS POCO PLASTICAS		
		OL	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD			
	LIMOS Y ARCILLAS (LIMITE LIQUIDO > 50)	MH	LIMOS INORGANICOS, SUELOS LIMOSOS Y ARENOSOS, LIMOS ELASTICOS			
CH		ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD				
OH		ARCILLAS ORGANICAS DE PLASTICIDAD MEDIA A ALTA, LIMOS ORGANICOS				
SUELOS MUY ORGANICOS	Pt	SUELOS CON MATERIA ORGANICA FIBROSA				

Figura 5.2.6.1 Sistema de Clasificación Unificada de Suelos
Referencia(s): 5, 9, 12

Tabla 5.2.6.5 Valores Típicos de Propiedades de Suelos y Rocas

I. Propiedades Comunes de Suelos Arcillosos (Referencia 9)

Consistencia	N (SPT)	Prueba Manual	$\gamma_{saturada}$ (g/cm ³)	Uc (kg/cm ²)
Dura	> 30	Difícil de mellar	> 2.0	> 4.0
Muy firme	15-30	Mellada con las uñas	2.08 - 2.24	2.0 - 4.0
Firme	8-15	Mellada por el pulgar	1.92 - 2.08	1.0 - 2.0
Medianamente firme	4-8	Moldeada con presión fuerte	1.76 - 1.92	0.5 - 1.0
Suave	2-4	Moldeada con presión leve	1.60 - 1.76	0.25 - 0.5
Muy suave	< 2	Se estruje entre los dedos	1.44 - 1.60	0 - 0.25

donde: N(SPT) = resultado de la prueba de penetración estándar (golpes por pie)

y saturada = peso unitario saturado

Uc = resistencia a compresión no-confinada

II. Propiedades Comunes de Suelos Granulares, No-Cohesivos (Referencia 9)

Material	Compacidad	Densidad Relativa	N (SPT)	γ_{seca} (g/cm ³)	Relación de vacíos	Ángulo de fricción interna
GW: gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena	Densa	75%	90	2.21	0.22	40°
	Media	50%	55	2.08	0.28	36°
	Suelta	25%	< 28	1.97	0.36	32°
GP: gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena	Densa	75%	70	2.04	0.33	38°
	Media	50%	50	1.92	0.39	35°
	Suelta	25%	< 20	1.83	0.47	32°
SW: arenas bien graduadas, arenas gravosas	Densa	75%	65	1.89	0.43	37°
	Media	50%	35	1.79	0.49	34°
	Suelta	25%	< 15	1.70	0.57	30°
SP: arenas mal graduadas, arenas gravosas	Densa	75%	50	1.76	0.52	36°
	Media	50%	30	1.67	0.60	33°
	Suelta	25%	< 10	1.59	0.65	29°
SM: arenas limosas	Densa	75%	45	1.65	0.62	35°
	Media	50%	25	1.55	0.74	32°
	Suelta	25%	< 8	1.49	0.80	29°
ML: limos inorgánicos, arenas muy finas	Densa	75%	35	1.49	0.80	33°
	Media	50%	20	1.41	0.90	31°
	Suelta	25%	< 4	1.35	1.00	27°

donde: γ_{seca} = peso unitario seco

Tabla 5.2.6.5 Valores Típicos de Propiedades de Suelos y Rocas (cont.)

III. Coeficientes de Permeabilidad Típicos de Suelos (Referencia 9)

Material	Coefficiente de Permeabilidad (cm/seg)
Grava fina a gruesa, limpia	10
Grava fina mal graduada	5
Arena muy gruesa, limpia	3
Arena gruesa, uniforme	0.4
Arena mediana, uniforme	0.1
Arena fina, uniforme	40×10^{-4}
Arena limosa y grava, bien graduada	4×10^{-4}
Arena limosa	1×10^{-4}
Limo uniforme	0.5×10^{-4}
Arcilla arenosa	0.05×10^{-4}
Arcilla limosa	0.01×10^{-4}
Arcilla (30 a 50% de las partículas tamaño arcilla)	0.001×10^{-4}
Arcilla (> 50% de las partículas tamaño arcilla)	1×10^{-9}

IV. Propiedades Elásticas Típicas de Suelos (Referencia 9)

Material	Módulo de Young - E (kN/m ²)	Razón de Poisson (ν)
Arcilla suave	2,000 - 4,000	
Arcilla firme a dura	4,000 - 8,000	0.40 - 0.50
Arcilla muy dura	8,000 - 20,000	
Limo	2,000 - 20,000	0.30 - 0.35
Arena fina suelta	8,000 - 12,000	
Arena fina medio densa	12,000 - 20,000	0.25
Arena fina densa	20,000 - 30,000	
Arena suelta	10,000 - 30,000	0.20 - 0.35
Arena medio densa	30,000 - 50,000	
Arena densa	50,000 - 80,000	0.30 - 0.40
Grava suelta	30,000 - 80,000	
Grava medio densa	80,000 - 100,000	
Grava densa	100,000 - 200,000	

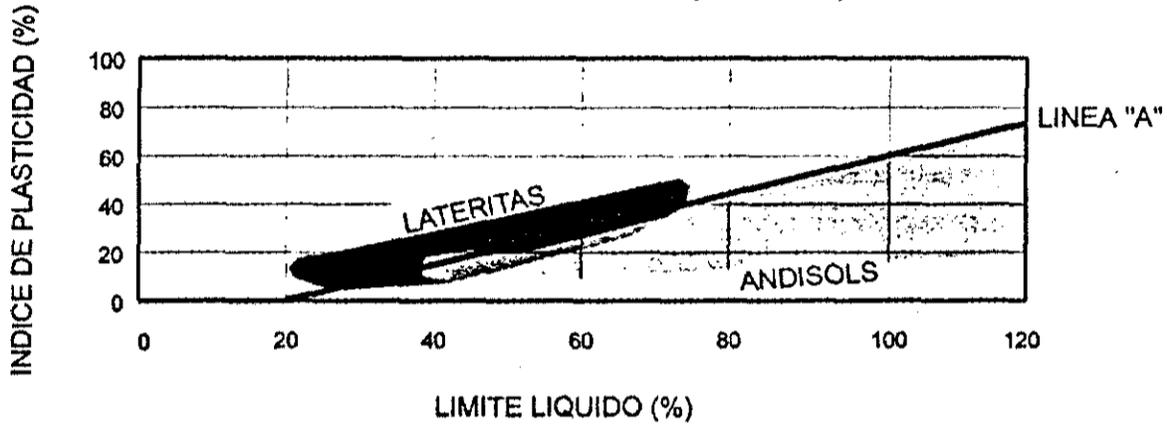
Tabla 5.2.6.5 Valores Típicos de Propiedades de Suelos y Rocas (cont.)

V. Propiedades Típicas de Suelos Residuales

A. Propiedades Índice de Suelos Lateríticos (Referencia 2)

Propiedad	Sin Remoldear	Remoldeado	Sin Sesquióxidos
Límite Líquido	57.8	69.0	51.3
Límite Plástico	39.5	40.1	32.1
Índice de Plasticidad	18.3	28.0	19.2
Gravedad Específica	2.8	2.8	2.67
Densidad Máxima Proctor	13.3	13.0	13.8
Humedad Óptima Proctor	35	34.5	29.5

B. Ubicación de suelos lateríticos en el Cuadro de Plasticidad (Referencia 2)



C. Propiedades de Resistencia de Suelos Lateríticos y Andisols (Referencia 2)

Referencia	Tipo de suelo	Peso unitario promedio (kN/m ³)	Angulo de fricción interna (rango)	Angulo de fricción interna (promedio)	Cohesión en kN/m ² (rango)	Cohesión en kN/m ² (promedio)
Vargas (1977)	Laterita		22° - 33°	28°	0 - 59	24
Tuncer et al. (1977)	Andisol	13.0	27° - 57°	42°	48 - 345	163
Foss (1973)	Andisol	11.5	36° - 38°	37°	22 - 28	25

D. Índice de Compresión en función del Límite Líquido para Suelos Residuales (Referencia 2)

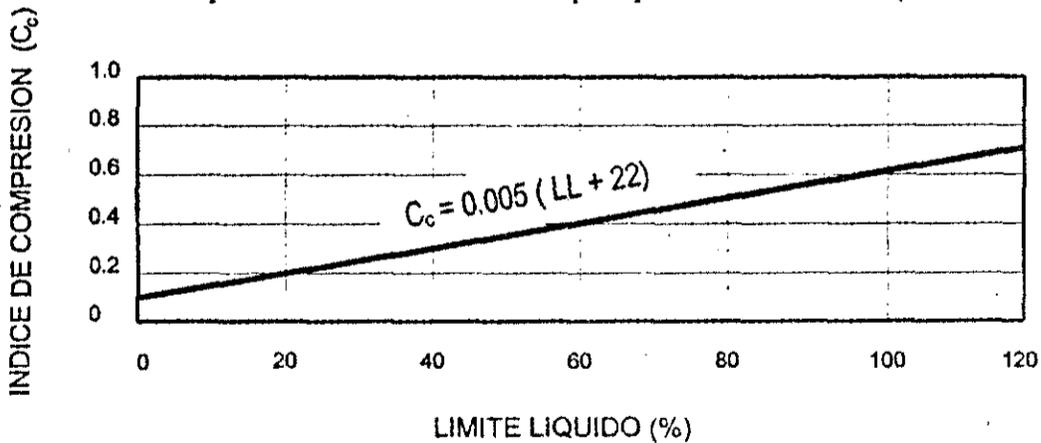
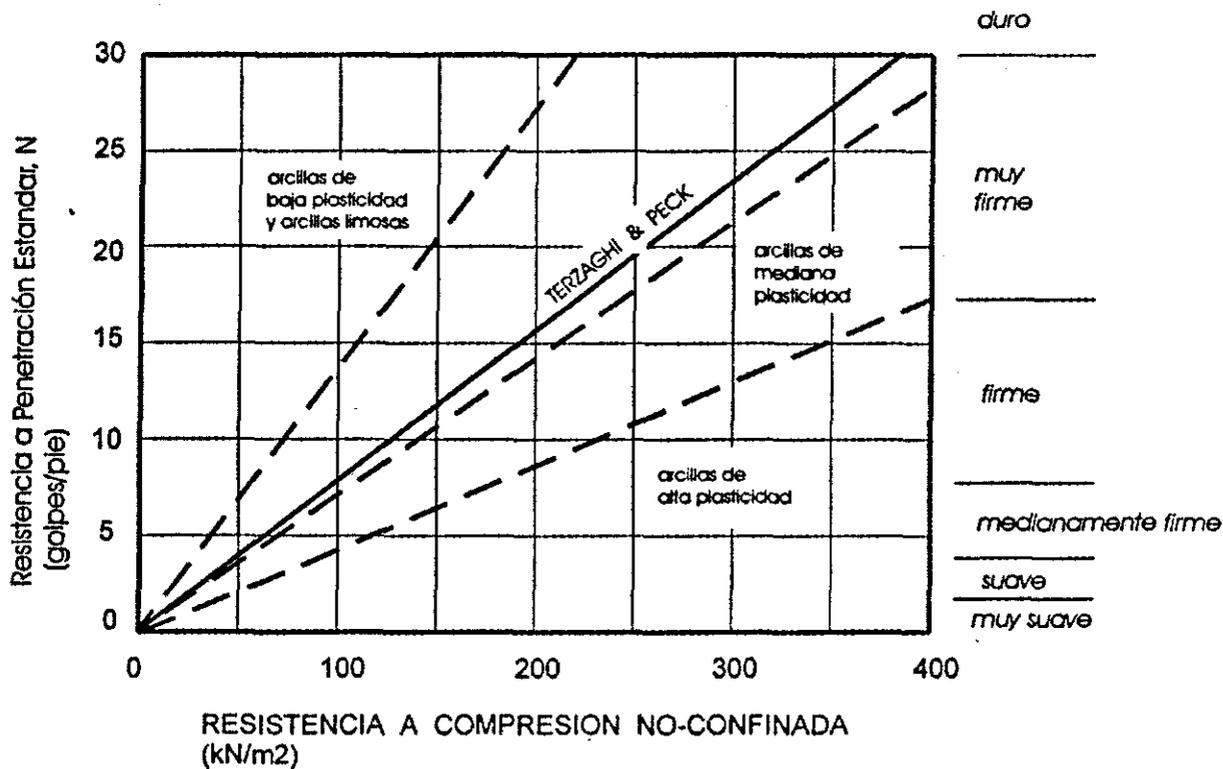


Tabla 5.2.6.5 Valores Típicos de Propiedades de Suelos y Rocas (cont.)
VI. Propiedades Típicas de Rocas (Referencia 9)

Tipo	Textura	Estructura	γ_d (g/cm ³)	Uc (kN/m ³)	$E \times 10^4$ (kN/m ²)
IGNEAS					
Granito	gruesa a mediana	masiva, con juntas muy espaciadas	2.69	70000 - 175000	28 - 49
Diorita	Gruesa a mediana	masiva, con juntas muy espaciadas	2.82	70000 - 175000	35 - 56
Gabbro	Gruesa a mediana	masiva, con juntas muy espaciadas	2.88	105000-210000	49 - 84
Riolita	Fina	masiva, con muchas juntas	2.59	70000 - 175000	35 - 56
Andesita	Fina	masiva, con muchas juntas	2.66	70000 - 175000	42 - 63
Basalto	Fina	masiva, con muchas juntas	2.85	105000-210000	49 - 90
Obsidiana	Vidriosa	masiva	2.20	14000 - 56000	7 - 28
Toba	Gruesa	cenizas cementadas	1.60	1400 - 7000	1 - 7
METAMÓRFICAS					
Gneis	Gruesa a mediana	bandeada a foliada	2.70	70000 - 140000	28 - 56
Esquisto	fina	foliada	2.67	35000 - 105000	14 - 35
Pizarra	fina	formada de placas	2.69	70000 - 140000	35 - 56
Cuarzita	fina	masiva, fina, con pocas juntas	2.66	105000-245000	42 - 56
Mármol	fina a muy fina	masiva, fina, con pocas juntas	2.69	84000 - 210000	49 - 70
Serpentina	varias	masiva, a menudo suave	2.53	7000 - 70000	7 - 35
SEDIMENTARIAS					
Conglomerado	gruesa, redondeada	estratificada, cementada	2.48	35000 - 105000	7 - 35
Brecha	gruesa, angular	estratificada, cementada	2.53	35000 - 105000	7 - 35
Arenisca	mediana	estratificada, cementada	2.35	28000 - 84000	7 - 21
Limita	fina	estratificada, cementada	1.80 - 2.40	700 - 35000	3 - 14
Lutita	muy fina	laminada, puede ser inestable	1.60 - 2.20	700 - 35000	3 - 14
Calizas	fina	masivas, estratificada, soluble	2.64	35000 - 105000	14 - 42
Dolomita	fina	masiva, algo de recristalización	2.67	49000 - 140000	28 - 56

(a) Suelos Cohesivos



(b) Suelos Granulares Friccionantes

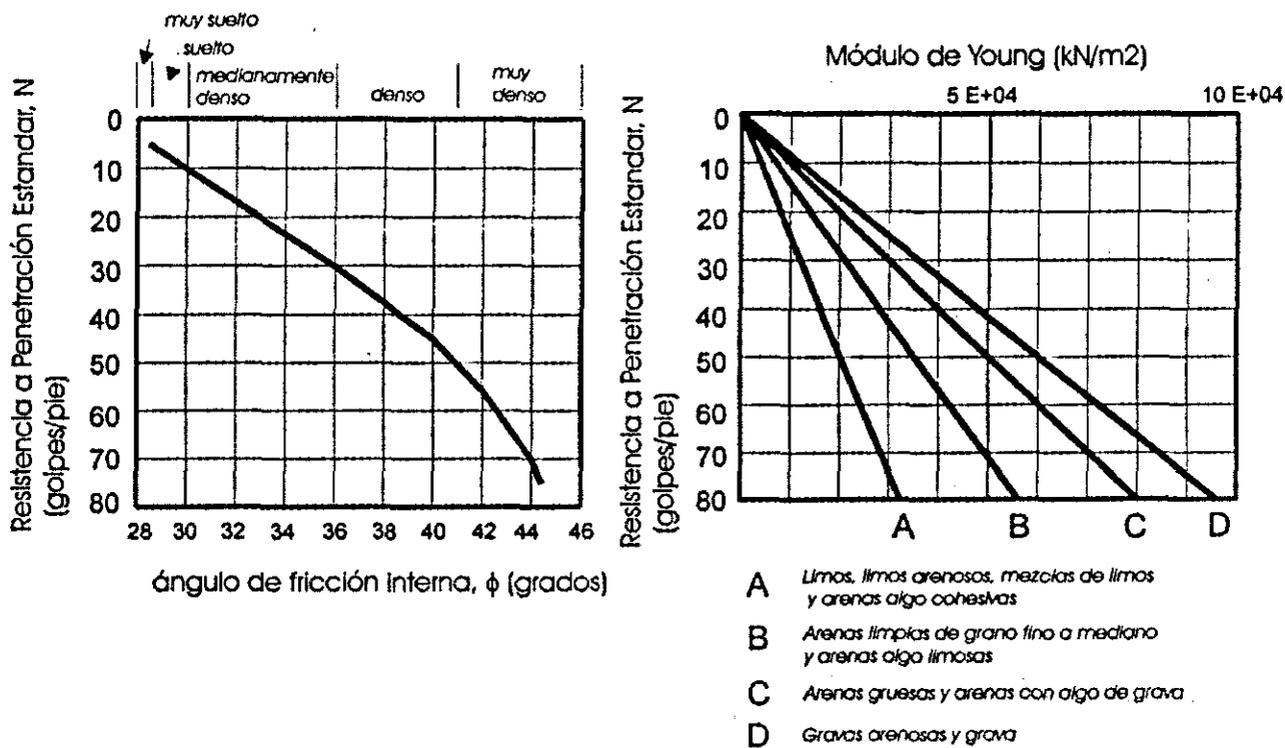


Figura 5.2.6.6 Correlación de Propiedades Mecánicas con N (SPT)

Referencia(s): 25, 24, 22

confinada para suelos cohesivos. La Figura 5.2.6.6 también muestra una correlación entre valores SPT y el ángulo de fricción interna para suelos granulares. La Figura 5.2.6.6 también muestra correlaciones entre los valores SPT y el módulo de Young para suelos friccionantes. Estas correlaciones se presentan como una guía general basada en ejemplos dados en la literatura. El Profesional Idóneo encargado debe decidir en cada caso particular, si estas correlaciones son apropiadas, si requiere una correlación diferente, o si requiere un programa de pruebas diferente.

5.3 DISEÑO DE CIMIENTOS SUPERFICIALES

5.3.1 Definición: Los cimientos superficiales son aquellos que transmiten las cargas de la estructura a los estratos del suelo mas cercanos a la superficie. Incluyen zapatas, zapatas combinadas y cimientos tipo losa.

5.3.2 Requisito: Los cimientos superficiales deben ser diseñados para que las cargas transmitidas al suelo no causen fallas de capacidad de soporte, ni asentamientos excesivos que ocasionen daños a la estructura soportada.

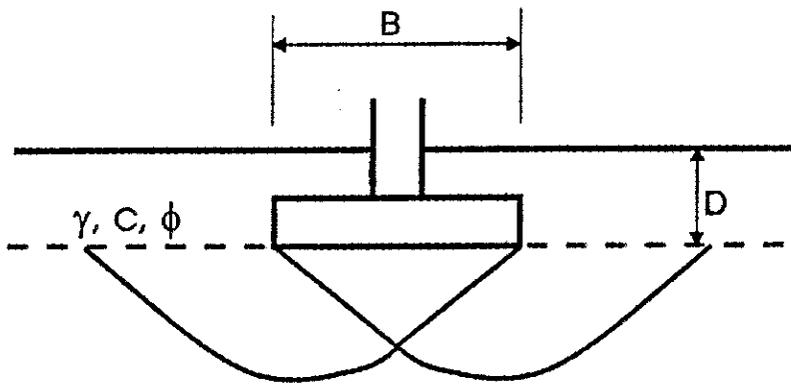
5.3.3 Capacidad de Soporte: La capacidad de soporte se calculará en base a la ecuación presentada en la Figura 5.3.3.

5.3.4 Efecto de la cercanía a un talud: Cuando un cimiento superficial se coloca cerca del borde de un talud, la capacidad de soporte admisible debe disminuirse debido a que la modalidad de falla vinculada a la estabilidad del talud es mas crítica que la modalidad de falla por capacidad de soporte en terreno plano. La Figura 5.3.4 presenta los resultados de un modelo que ofrece una guía para analizar este problema.

5.3.5 Factores de Seguridad: Los valores de capacidad de soporte última dados en la Figura 5.3.3 deberán ser divididos por un factor de seguridad entre 2 y 3 dependiendo del criterio del Profesional Idóneo encargado, para obtener la capacidad de soporte admisible de diseño. La definición genérica del factor de seguridad es la razón de resistencia permisible a cargas aplicadas. Para mantener un relación inversa con la carga aplicada, la definición de factor de seguridad que se adopte en cada caso no debe sumar ni restar términos en el denominador de la razón descrita.

5.3.6 Asentamientos: Además de hacer el cálculo para estimar la capacidad de soporte, es necesario hacer un análisis de asentamientos si existen estratos compresibles en el sitio. Los procedimientos para el cálculo de asentamientos son diferentes para suelos cohesivos y suelos granulares. El análisis de asentamientos en suelos cohesivos se hará mediante el método propuesto por Terzaghi. En suelos granulares se utilizará el método propuesto por Schrammertmann.

5.3.6.1 Cálculo de Asentamientos en suelos cohesivos: Para suelos cohesivos los asentamientos se pueden calcular con el procedimiento mostrado en la Figura 5.3.6.1.1 (9, 12, 13, 19, 24, 25). Es necesario estimar a varias profundidades, los esfuerzos inducidos por las cargas superficiales. La Figura 5.3.6.1.2 presenta un modelo aplicable



$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c + \gamma D N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

donde:

q_{ult} = capacidad de soporte última

γ = peso unitario del suelo

c = cohesión del suelo

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

B = ancho del cimiento

D = profundidad del fondo del cimiento

factores de capacidad de soporte:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} N_\phi \quad \text{donde: } N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi)$$

factores de forma:

$$s_c = 1 + 0.2 N_\phi (B/L)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 \quad (\phi < 10^\circ)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 N_\phi (B/L) \quad (\phi > 10^\circ)$$

factores de profundidad:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{N_\phi} (D/B)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad (\phi < 10^\circ)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N_\phi} (D/B) \quad (\phi > 10^\circ)$$

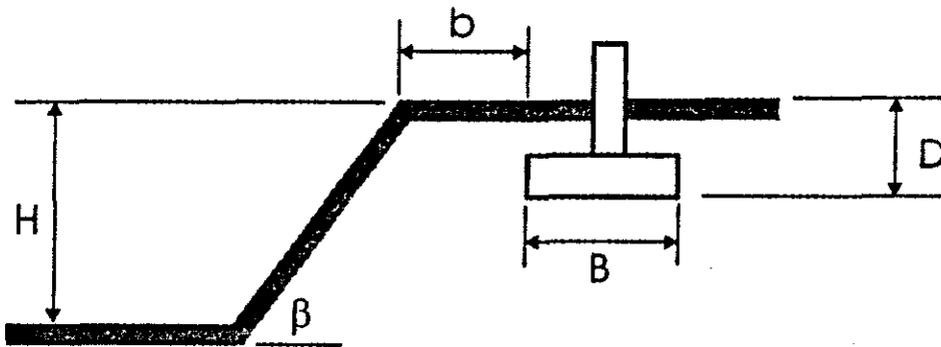
factores de inclinación:

$$i_c = i_q = (1 - \alpha/90^\circ)^2$$

$$i_\gamma = (1 - \alpha/\phi)^2$$

Figura 5.3.3 Capacidad de Soporte de Cimientos Superficiales

Referencia(s): 4, 9, 13, 15, 16



$$q_{ult} = cN_{cs} + 0.5 \gamma B N_{\gamma s}$$

donde:

- q = capacidad de soporte última
- γ = peso unitario del suelo
- c = cohesión del suelo
- ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

NOTAS:

- para $B < H$ $M_s = 0$
- para $B > H$ $M_s = \gamma H/c$

(a) Suelos cohesivos

(b) Suelos friccionantes

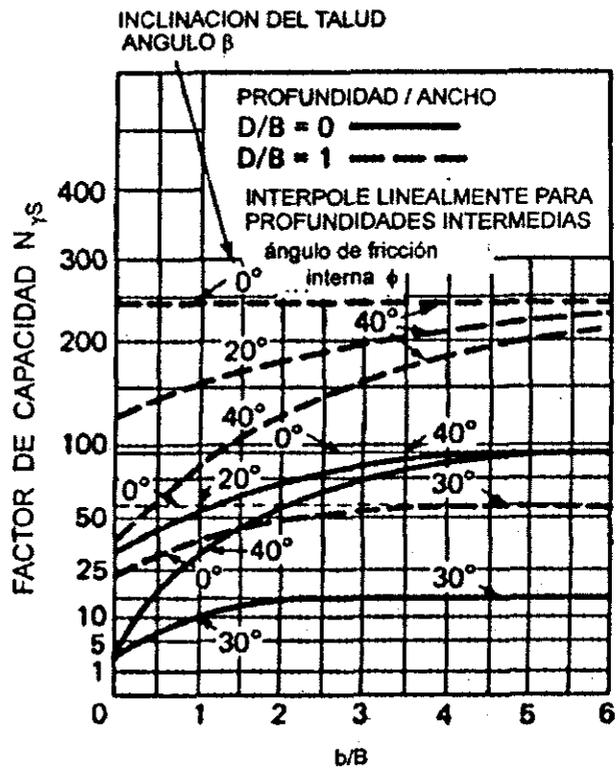
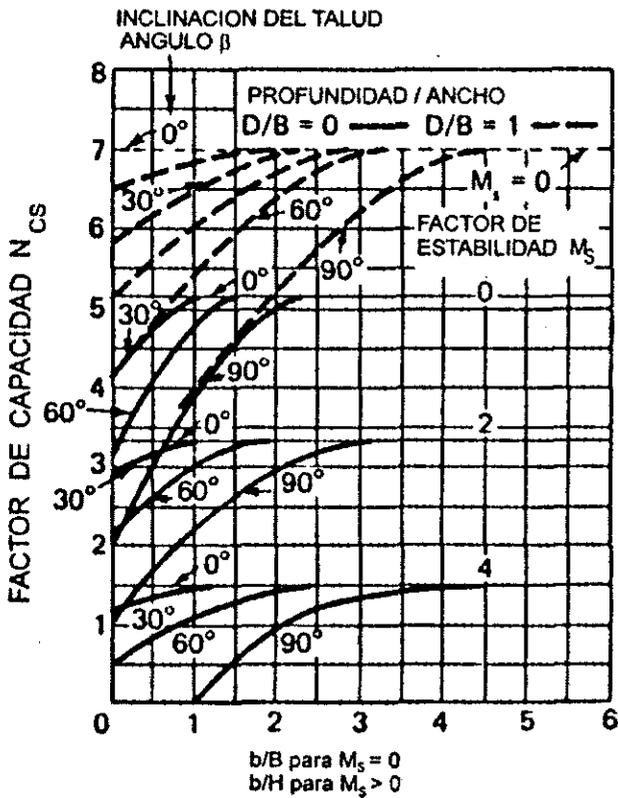
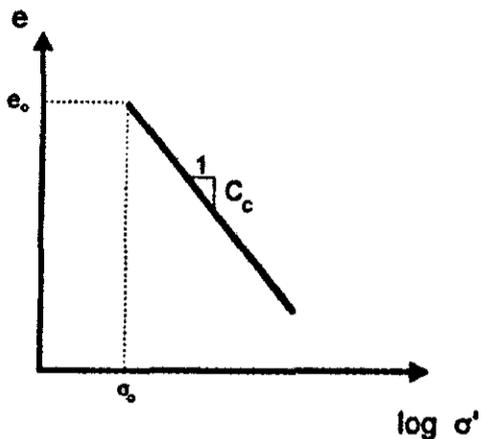


Figura 5.3.4 Capacidad de Soporte de Zapata cercana a un Talud
Referencia: 9

ASENTAMIENTOS EN SUELOS COHESIVOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS



$$\rho = \sum_{i=1}^n \frac{C_c}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma_0' + \Delta \sigma'}{\sigma_0'} \right) H_i$$

ASENTAMIENTOS EN SUELOS COHESIVOS SOBRE-CONSOLIDADOS

Para "n" estratos en los cuales

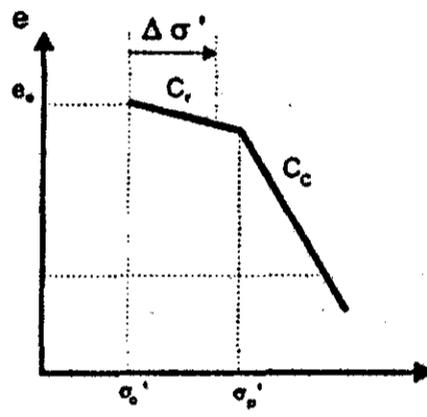
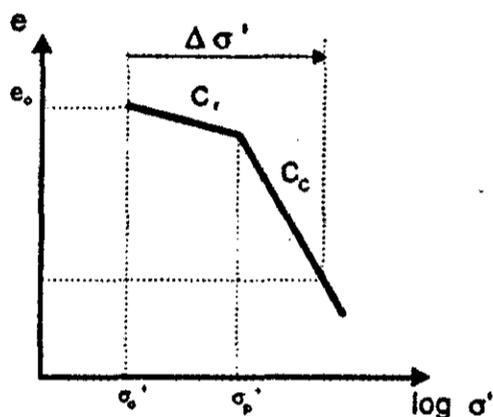
$\Delta \sigma' > (\sigma_p' - \sigma_0')$

(asentamiento = ρ_1)

Para "m" estratos en los cuales

$\Delta \sigma' < (\sigma_p' - \sigma_0')$

(asentamiento = ρ_2)



$$\rho_1 = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{1+e_0} \left[C_r \log \frac{\sigma_p'}{\sigma_0'} + C_c \log \frac{\sigma_0' + \Delta \sigma'}{\sigma_p'} \right]$$

$$\rho_2 = \sum_{i=1}^m \frac{H_i}{1+e_0} \left[C_c \log \frac{\sigma_0' + \Delta \sigma'}{\sigma_0'} \right]$$

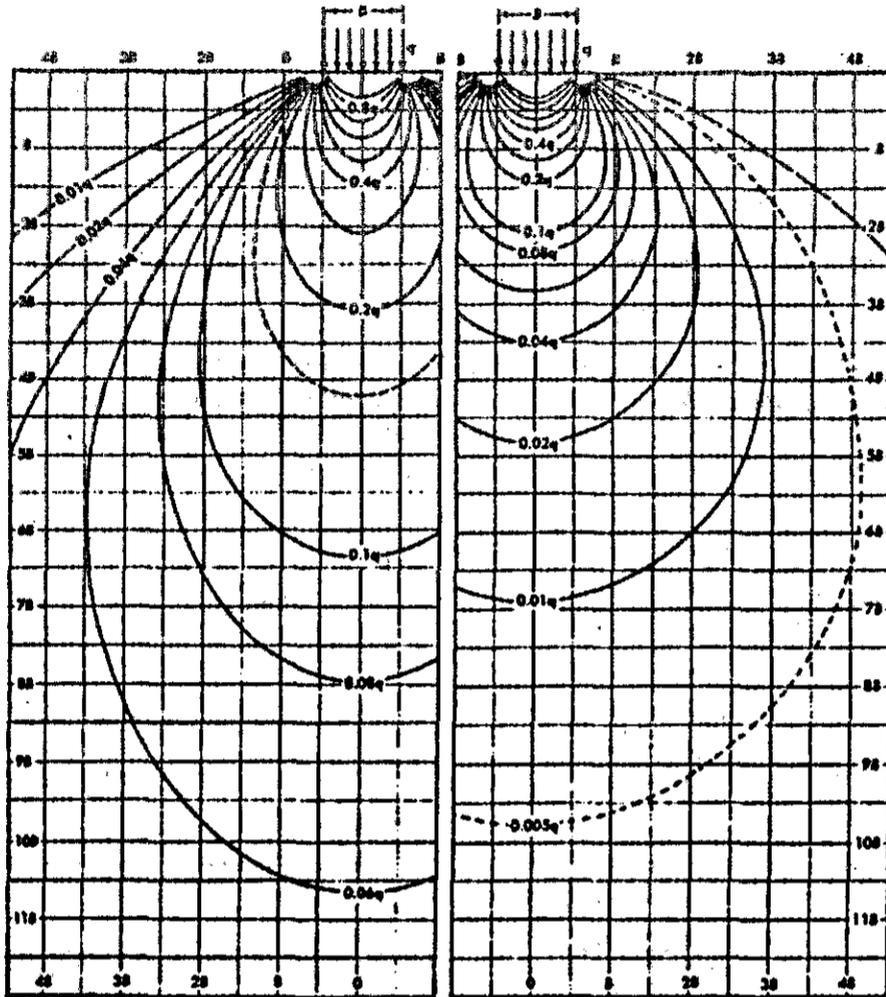
$$\rho_{TOTAL} = \rho_1 + \rho_2$$

donde:

- ρ = asentamiento
- σ' = esfuerzo efectivo
- σ_0' = esfuerzo efectivo inicial
- σ_p' = esfuerzo de preconsolidación
- e = relación de vacíos
- e_0 = relación de vacíos inicial
- C_c = coeficiente de compresión virgen
- C_r = coeficiente de re-compresión
- $\Delta \sigma'$ = incremento de esfuerzo efectivo
- H_i = espesor de un estrato compresible

Figura 5.3.6.1.1: Cálculo de Asentamientos en Suelos Cohesivos

Referencia(s): 9, 12, 13, 19, 24, 25



CIMIENTOS CONTINUOS

CIMIENTOS CUADRADOS

Figura 5.3.6.1.2 Distribución de Esfuerzos de Boussinesq
Referencia: 24

para este propósito. Las referencias 4, 7, 9, 13, 19, 20, 24, 25 y 27 detallan múltiples formas de estimar estos esfuerzos.

5.3.6.2 Cálculo de Asentamientos en suelos granulares: Para suelos granulares los asentamientos se pueden calcular con el procedimiento mostrado en la Figura 5.3.6.2 (22, 9). Es de interés notar que el método de Schmertmann también ha sido utilizado con éxito en suelos residuales (14).

5.3.6.3 Cálculo de Asentamientos en perfiles complejos: En perfiles geológicos complejos es necesario hacer asunciones conservadoras, hacer interpolaciones entre casos más fáciles de analizar y tratar de circunscribir la solución con respuestas a los modelos más simples presentados en los artículos 5.3.6.1 y 5.3.6.2.

5.3.6.4 Asentamientos Tolerables: La Figura 5.3.6.4 resume los criterios propuestos por Skempton y MacDonald (23) para determinar las magnitudes de los asentamientos tolerables bajo diversas condiciones. Si los asentamientos calculados exceden los valores determinados como tolerables en la Figura 5.3.6.4, se hace necesario reducir la capacidad de soporte admisible de diseño de manera que se limiten los asentamientos a valores aceptables.

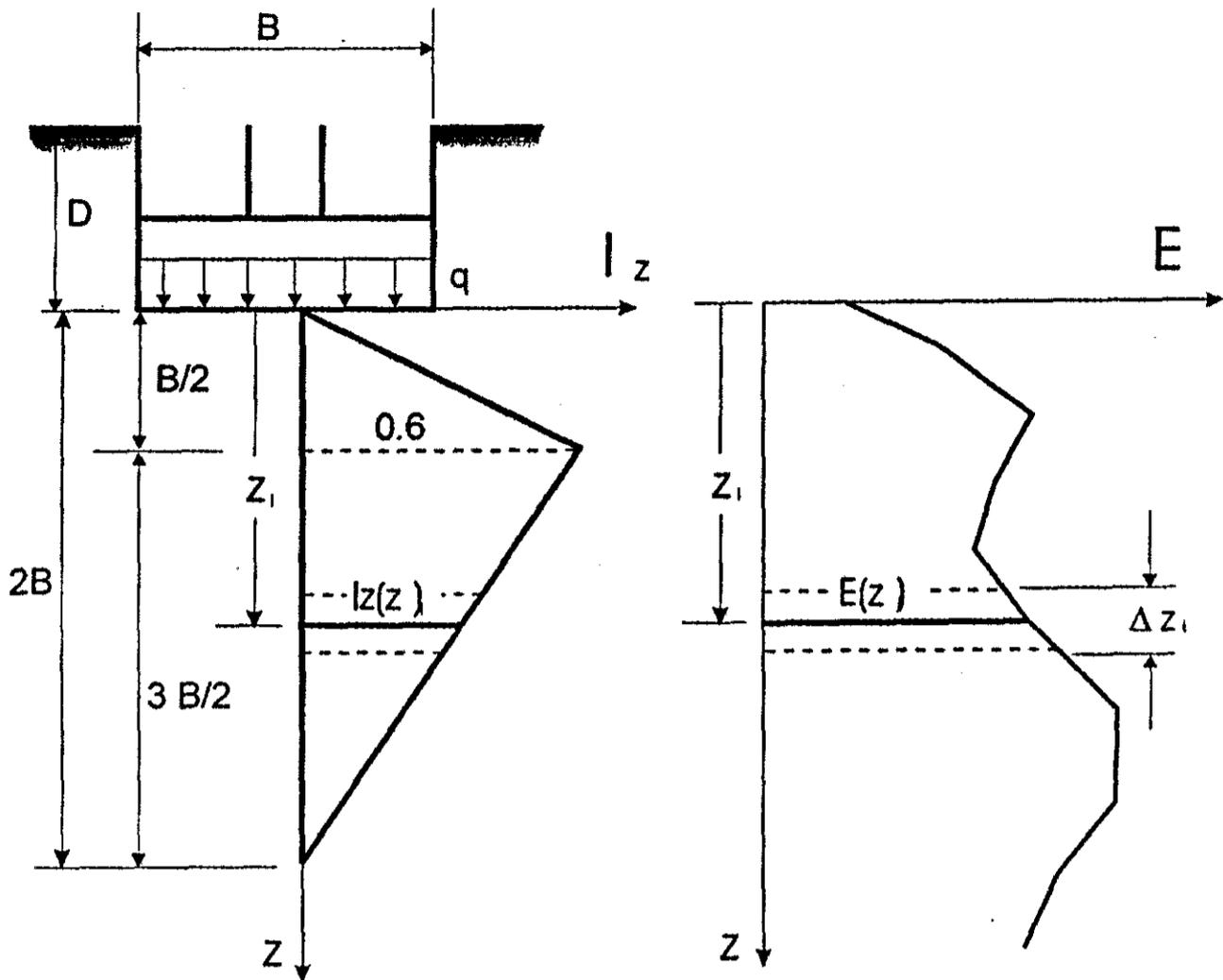
5.3.7 Valores Típicos de Capacidad de Soporte Admisible: Para contar con una guía inicial y para tener un punto de comparación, la Tabla 5.3.7 presenta valores típicos de capacidad de soporte admisible para diversos tipos de suelos, presentados en la literatura técnica. Los valores dados contemplan tanto los criterios de capacidad de soporte, como los de asentamientos permisibles. Sin embargo, estos valores no deben ser utilizados sin una investigación de sitios apropiada, que sustente las recomendaciones en base a observaciones específicas hechas en el sitio.

5.4 DISEÑO DE CIMIENTOS PROFUNDOS

5.4.1 Definición: Los cimientos profundos son aquellos que transmiten las cargas de la estructura a estratos que se encuentran a una profundidad mayor que diez veces el ancho mayor del cimiento. Incluyen pilotes hincados, pilotes vaciados en sitio y ciertos pilares que cumplen con el criterio de dimensiones mencionado. La capacidad de carga de cimientos profundos proviene de dos componentes: la resistencia de punta y la resistencia de la fricción lateral del fuste.

5.4.2 Requisito: Los cimientos profundos deben ser diseñados para que las cargas transmitidas al suelo no causen fallas de capacidad de soporte, ni asentamientos excesivos que ocasionen daños a la estructura soportada.

5.4.3 Cálculo de Capacidad de Carga: Las referencias 3, 4, 6, 9, 13, 15, 16, 21 y 27 presentan maneras de estimar la capacidad de carga de cimientos profundos. En nuestro medio, la capacidad de carga de cimientos profundos usualmente se estima en base a alguna(s) de las siguientes formas:



$$\rho = C_1 C_2 q \sum_{i=1}^n \left(\frac{lz(z)}{E(z)} \right) \Delta z_i$$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma_0}{q} \right) \geq 0.5$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \ln \left(\frac{t}{0.1} \right)$$

donde:

ρ = asentamiento

B = ancho del cimiento

q = presión aplicada por el cimiento

$E(z)$ = Módulo de Young a la profundidad z

$lz(z)$ = factor de influencia de deformación a la profundidad z

Δz = incremento de profundidad

n = número de estratos horizontales dentro de la profundidad $2B$

C_1 = factor de compensación

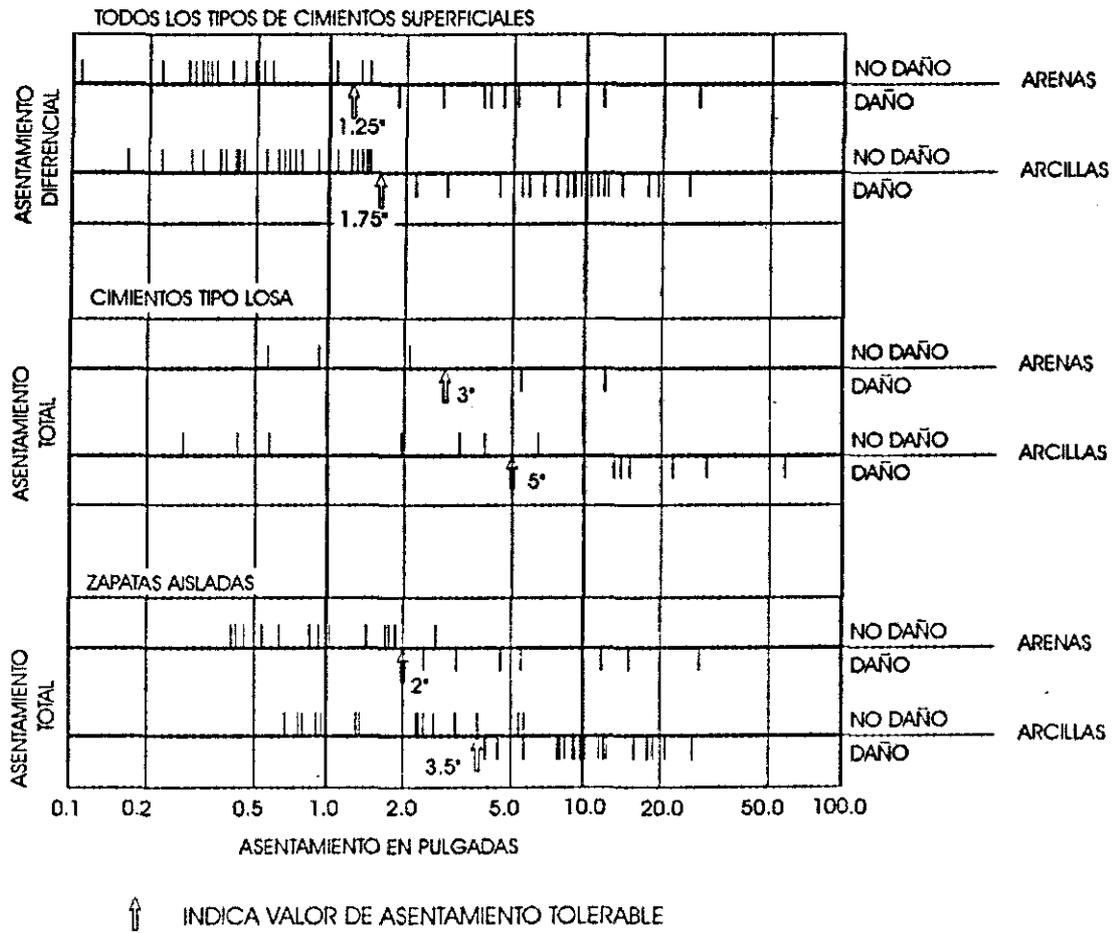
C_2 = factor de asentamiento a largo plazo

t = años después de la construcción de la estructura

σ_0 = esfuerzo efectivo inicial a la profundidad D

Figura 5.3.6.2: Cálculo de Asentamientos en Suelos Granulares

Referencia(s): 22, 9



REFERENCIA: SKEMPTON & McDONALD
 PROCEEDINGS, I.C.E. Vol. 5,
 DICIEMBRE, 1956

NOTAS:

- (1) BASADO EN DATA DE 93 EDIFICIOS
- (2) VALIDO SOLO SI LOS ASENTAMIENTOS SE DEBEN AL PESO DE LA ESTRUCTURA Y NO AL DE UN RELLENO EN EL AREA
- (3) SI LOS ASENTAMIENTOS SE DEBEN A UN ESTRATO DE ARCILLA PROFUNDO, VALORES MAYORES DE ASENTAMIENTOS TOTALES SON PERMISIBLES

Figura 5.3.6.4: Asentamientos Tolerables para Cimientos Superficiales
 Referencia: 23

Tabla 5.3.7 Valores Nominales de Capacidad de Soporte Admisible
(valores en kN/m²)

Tipo de Material	Consistencia en sitio	Rango Común (kN/m ²)	Valor Recomendado (kN/m ²)
Roca masiva cristalina ígnea y metamórfica (granito, diorita, basalto, gneis, conglomerado)	Roca dura e intacta	6,000 a 10,000	8,000
Roca metamórfica laminada (pizarra, esquistos)	Roca medio dura e intacta	3,000 a 4,000	3,500
Roca sedimentaria (lutita dura cementada, limitas, areniscas, calizas sin cavidades)	Roca medio dura e intacta	1,500 a 2,500	2,000
Manto de roca meteorizada o quebrada de cualquier tipo excepto rocas altamente arcillosas (lutitas)	Roca suave	800 a 1,200	1,000
Lutitas u otras rocas altamente arcillosas en condiciones intactas	Roca suave	800 a 1,200	1,000
Mezcla bien graduada de suelos finos y gruesos: toscas firmes, mezclas altamente consolidadas de arcilla y peñones	Muy compacta	800 a 1,200	1,000
Grava, mezclas de grava y arena, mezcla de peñones y grava	Muy compacta	600 a 1,000	700
	medio compacta	400 a 700	500
	suelta	200 a 600	300
Arena gruesa a mediana, arena con poca grava	Muy compacta	400 a 600	400
	medio compacta	200 a 400	300
	suelta	100 a 300	150
Arena fina a mediana, arena limosa o arcillosa regular a gruesa	Muy compacta	300 a 500	300
	medio compacta	200 a 400	250
	suelta	100 a 200	150
Arena fina, arena limosa o arcillosa fina	Muy compacta	300 a 500	300
	medio compacta	200 a 400	250
	suelta	100 a 200	150
Arcilla inorgánica homogénea, arcilla arenosa o limosa	Muy firme a dura	300 a 600	400
	medio firme a firme	100 a 300	200
	suave	50 a 100	50
Limo inorgánico, limo arenoso o arcilloso, limo con arcillas y arenas estratificadas	Muy firme a dura	200 a 400	300
	medio firme a firme	100 a 300	150
	suave	50 a 100	50

1. Mediante el cálculo de capacidad estática del cimiento en base a los parámetros de resistencia de los suelos y rocas encontradas en el sitio (ver Figura 5.4.3.1).
2. Mediante el análisis del proceso de hincado, cuando los pilotes son hincados (ver Figura 5.4.3.2).
3. Mediante el uso de guías empíricas para estimar la capacidad de soporte admisible en base a la resistencia a compresión no-confinada de un testigo representativo de la roca debajo del cimiento. Peck (17, 18) recomienda utilizar:

$$q_a = 0.2 (q_u)$$

donde q_a es la capacidad de soporte admisible y q_u es la resistencia a compresión no-confinada de la roca. Esta relación solo es válida para roca no meteorizada.

4. Mediante la utilización de pruebas de carga (3, 9)

5.4.4 Factores de Seguridad: Los valores de capacidad de soporte última dados por cualquiera de los procedimientos descritos arriba, deberán ser divididos por un factor de seguridad entre 2 y 3 dependiendo del criterio del Profesional Idóneo encargado, para obtener la capacidad de soporte admisible de diseño. Sin embargo, hay que destacar que el cálculo de capacidad de soporte basado en fórmulas estáticas (Figura 5.4.3.1) no es normalmente confiable por si solo para lograr un diseño. La capacidad calculada varía exponencialmente con el ángulo de fricción interna y en términos generales, este parámetro no se conoce con precisión aceptable. En la definición de los factores de seguridad se deben mantener los criterios descritos en el artículo 5.3.5 de este capítulo.

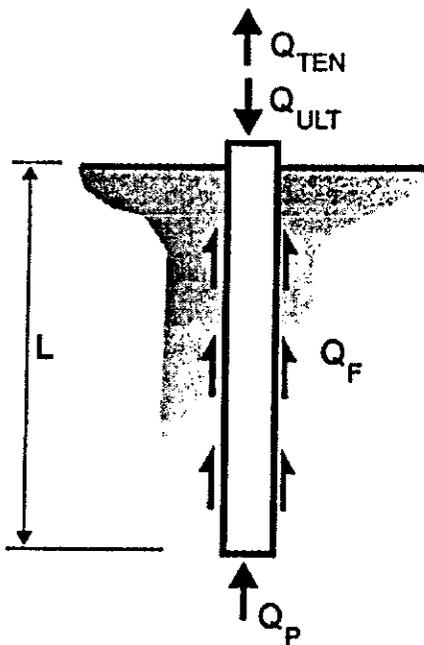
5.5 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE RETÉN

5.5.1 Alcance: Las estructuras de retén serán diseñadas para resistir la presión lateral de los suelos retenidos. Estas estructuras pueden ser rígidas o flexibles. En este artículo se detallan los procedimientos aplicables al análisis y diseño de cada tipo.

5.5.2 Condición de Presión Lateral: Dependiendo del estado de esfuerzos imperante en el suelo junto a una estructura de retén, las presiones sobre la misma pueden ser activas, pasivas o en reposo. Las presiones activas se dan cuando el suelo actúa sobre la estructura de retén y ocurre un desplazamiento pequeño de la misma con tendencia a alejarse del suelo. Las presiones pasivas se dan cuando la estructura de retén actúa sobre el suelo y ocurre un desplazamiento pequeño de la misma en dirección hacia el suelo. Las presiones en estado de reposo se dan cuando no ocurre desplazamiento de la estructura de retén. Bajo las mismas condiciones geométricas y geológicas, la presión pasiva es mayor que la presión en estado de reposo, la cual a su vez es mayor que la presión activa.

5.5.3 Estructuras de Retén Rígidas: Se consideran estructuras de retén rígidas aquellas en las cuales la rigidez a flexión de la estructura tiene poca o ninguna influencia sobre la distribución de presiones causada por el material retenido.

5.5.3.1 Cálculo de Presiones Laterales: En el caso de muros u otras estructuras de retén rígidas, las presiones laterales se calcularán en base a la ecuación (1) presentada



$$Q_{ULT} = Q_F + Q_P$$

$$Q_F = \sum_0^L f A_F$$

$$Q_{TEN} = Q_F$$

$$Q_P = q A_P$$

donde:

Q_{ULT} = capacidad de soporte última a compresión

Q_{TEN} = capacidad a tensión última

Q_F = capacidad debida a la fricción en el fuste

Q_P = capacidad de soporte en la punta

f = fricción lateral unitaria

A_F = área del fuste en contacto con el suelo

q = capacidad de soporte unitaria en la punta

A_P = área gruesa del pilote en la punta

B = ancho o diámetro del pilote

**SUELOS GRANULARES
NO-COHESIVOS**

$$f = K \sigma'_v \tan \delta$$

$$q = \sigma'_v N_q$$

**SUELOS COHESIVOS
NO-FRICCIONANTES**

$$f = \alpha c$$

$$q = 9 c$$

**LIMOS
COHESIVOS-FRICCIONANTES**

$$f = K \sigma'_v \tan \delta + \alpha c$$

$$q = \sigma'_v N_q$$

donde:

$$\sigma'_v = \gamma' D \text{ para } D < D_c$$

$$\sigma'_v = \gamma' D_c \text{ para } D \geq D_c$$

D_c = profundidad crítica a la cual la fricción lateral unitaria y la capacidad de punta se vuelven constante

$$D_c = 10 B \text{ para arenas y limos sueltos}$$

$$D_c = 15 B \text{ para arenas y limos de densidad media}$$

$$D_c = 20 B \text{ para arenas y limos densos}$$

σ'_v = esfuerzo efectivo vertical

γ' = peso unitario efectivo

c = cohesión

ϕ = ángulo de fricción interna

N_q = factor de capacidad de soporte (ver siguiente página)

K = coeficiente de empuje lateral de tierras (ver siguiente página)

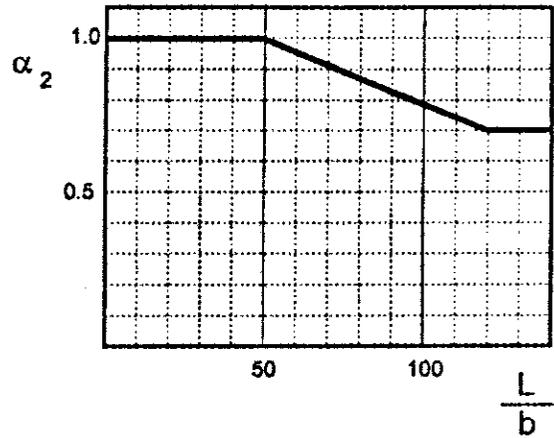
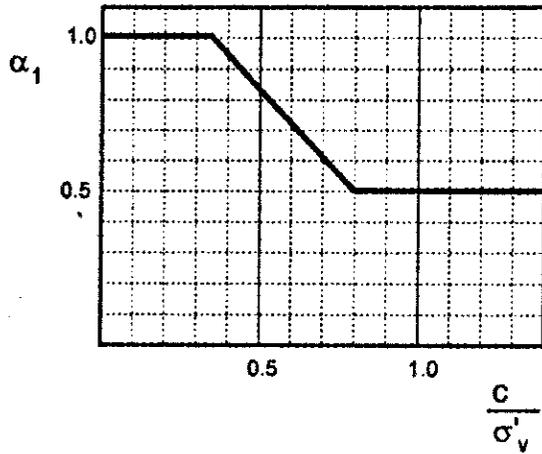
δ = ángulo de fricción entre el pilote y el suelo (ver siguiente página)

α = factor de adhesión (ver siguiente página)

Figura 5.4.3.1 Capacidad de Soporte de Pilotes en base a Fórmulas Estáticas

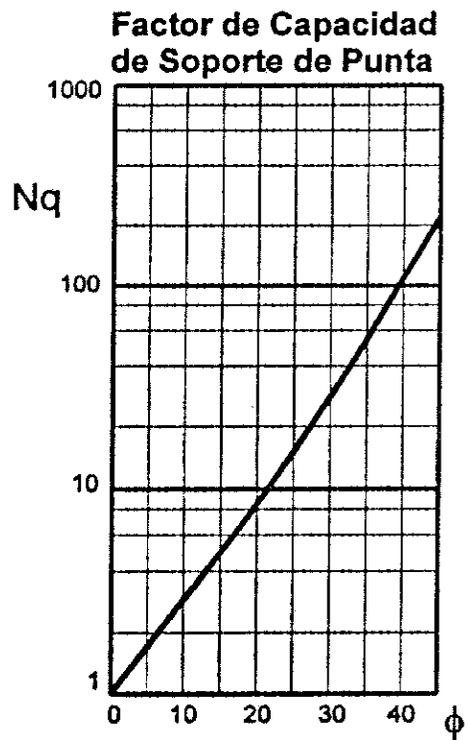
Referencia: 3

$\alpha = \alpha_1 \alpha_2$ donde α_1 y α_2 se dan en las siguientes gráficas:



Valores Típicos de δ

acero	0.67 ϕ a 0.83 ϕ
hormigón	0.90 ϕ a 1.00 ϕ
madera	0.80 ϕ a 1.00 ϕ



Valores Típicos de K

tipo de suelo	pilotes de desplazamiento*		pilotes sin desplazamiento*	
	a compresión	a tensión	a compresión	a tensión
arena	2.00	0.67	1.50	0.50
limo	1.25	0.50	1.00	0.35
arcilla	1.25	0.90	1.00	0.70

*desplazamiento de una masa significativa del suelo debido a la instalación del pilote
 Nota: los pilotes de hormigón hincados son de desplazamiento y los pilotes de hormigón vaciados en sitios no lo son. Los pilotes de acero con la punta abierta no son de desplazamiento.

Figura 5.4.3.1 Capacidad de Soporte de Pilotes en base a Fórmulas Estáticas (cont.)
 Referencia: 3

$$R_u = \frac{12 e_f E_n}{s + 1/2 (C_1 + C_2 + C_3)} \frac{W_r + e W_p}{W_r + W_p}$$

donde:

- R_u = capacidad de carga última del pilote (lbs)
- s = desplazamiento permanente del pilote (plg)
- W_p = peso del pilote (lbs)
- W_r = peso del mazo del martillo (lbs)
- E_n = energía nominal del martillo (lbs-pie)
- e_f = eficiencia del martillo (proporcionada por el fabricante)
- e_r = coeficiente de restitución del impacto
- C₁ = compresión temporal del casco del pilote (plg)
- C₂ = compresión temporal del pilote (plg)
- C₃ = compresión temporal del suelo debajo del pilote (plg)

Coeficientes de Restitución

- e = 0.80 para el hincado de pilotes de acero con cojín de micarta
- e = 0.55 para el hincado de pilotes de acero sin cojín
- e = 0.50 para el hincado de pilotes de hormigón o acero con cojín de madera bien compactada
- e = 0.50 para el hincado de pilotes de hormigón con casco de acero
- e = 0.40 para el hincado de pilotes de hormigón sin casco
- e = 0.40 para el hincado de pilotes de hormigón o acero con cojín de madera medianamente compactado
- e = 0.25 para el hincado de pilotes de hormigón o acero con cojín de madera fresca

Estimados de los Coeficientes C₁, C₂ y C₃

- C₁ = 0.00004 (R_u/A) pulgadas
- C₂ = 12 (R_u L)/(AE) pulgadas
- C₃ = 0.1 pulgadas

donde:

- A = área de la sección transversal del pilote en pulgadas cuadradas
- L = largo del pilote en pies
- E = Módulo de Young del pilote en libras por pulgada cuadrada

Figura 5.4.3.2 Fórmula Dinámica para el Hincado de Pilotes

Referencia: 6

en la Figura 5.3.3.

5.5.3.2 Cálculo de Cargas Laterales: La integración de las presiones laterales actuando sobre una estructura de retén rígida, a través de una altura H, resulta en las cargas laterales dadas por la ecuación (2) de la Figura 5.3.3.

5.5.3.3 Consideraciones de Drenaje: Si no hay drenaje adecuado y es posible la acumulación de agua detrás del muro, se debe utilizar el peso efectivo sumergido del suelo retenido (en la ecuación anterior) y añadir presión hidrostática completa sobre el muro hasta el nivel máximo de agua esperado.

5.5.3.4 Sobrecargas Concentradas sobre el relleno: En casos en que haya una sobrecarga concentrada sobre el relleno, se debe añadir el efecto de esta sobrecarga a la presión lateral sobre el muro. La Figura 5.5.3.4 presenta una solución a este caso.

5.5.3.5 Sobrecargas Complejas sobre el relleno: En muchas ocasiones se pueden modelar casos de sobrecarga mas complejos sobreponiendo los efectos parciales de múltiples sobrecargas concentradas sobre la superficie del muro.

5.5.3.6 Modalidades de falla: El diseño de muros debe contemplar cuatro modalidades de falla:

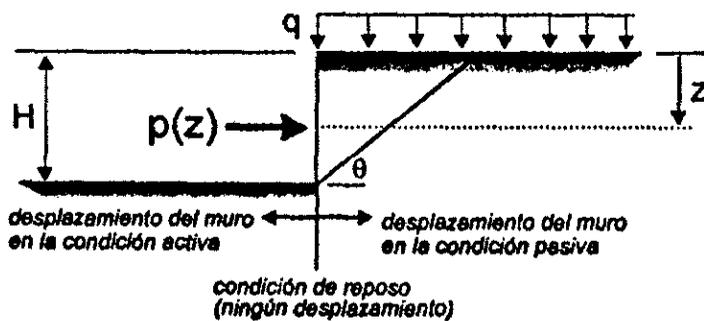
1. Desplazamiento horizontal del muro
2. Volcamiento del muro respecto a la pata delantera
3. Falta de capacidad de soporte
4. Derrumbe global del relleno y del muro

5.5.3.7 Factores de Seguridad: Los factores de seguridad en las tres primeras modalidades de falla presentadas en el artículo 5.5.3.6 se calcularán dividiendo las fuerzas o momentos que resisten el movimiento entre las fuerzas o momentos que causan la inestabilidad. Para la cuarta modalidad de falla, el factor de seguridad puede calcularse mediante cualquiera de los métodos de análisis de estabilidad de taludes disponibles en la literatura técnica (9, 19, 24, 25, 27). Los factores de seguridad recomendados para cada modalidad de falla están dados en la Tabla 5.5.3.7.

Tabla 5.5.3.7

MODALIDAD de FALLA	FACTOR de SEGURIDAD
Desplazamiento	1.5
Volcamiento	2.0
Capacidad de Soporte	2.0 a 3.0
Derrumbe global	1.5

Además, es necesario evaluar la capacidad flectora del elemento estructural utilizado como estructura de retén y aplicar un factor de seguridad apropiado en el diseño estructural de dicho elemento. En la definición de los factores de seguridad se deben mantener los criterios descritos en el artículo 5.3.5 de este capítulo.



$$p(z) = \gamma z K + q K + a \sqrt{K} \quad (1)$$

donde:

- p(z) = presión lateral a la profundidad "z"
- γ = peso unitario del suelo
- c = cohesión del suelo
- φ = ángulo de fricción interna del suelo
- K = coeficiente de empuje lateral (ver Tabla I)
- a = coeficiente de contribución de cohesión (ver Tabla I)

Tabla I

condición	θ	K	a
en reposo	45	$1 - \sin \phi$	0
activa	$45 + \phi/2$	$\tan^2(45 - \phi/2)$	-2 c
pasiva	$45 - \phi/2$	$\tan^2(45 + \phi/2)$	+2 c

En el caso de un muro de altura "H" la fuerza total (activa y pasiva) está dada por:

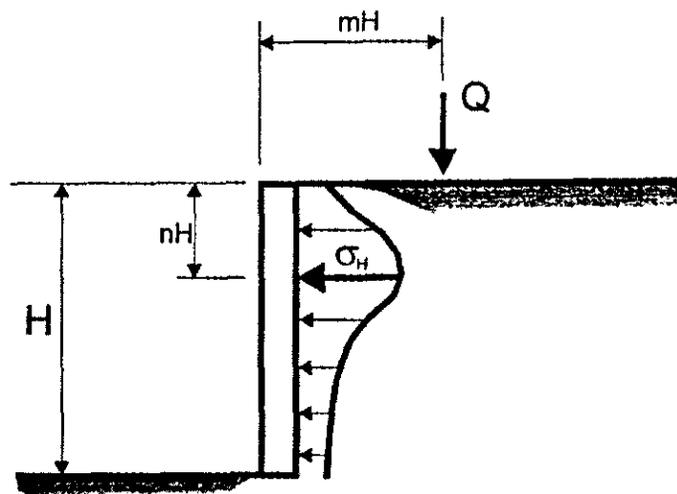
$$P_{a/p} = \frac{\gamma H}{2} \tan^2(45 \mp \frac{\phi}{2}) + q H \tan^2(45 \mp \frac{\phi}{2}) \mp 2 c H \tan(45 \mp \frac{\phi}{2}) \quad (2)$$

NOTA:

Si no hay drenaje detrás del muro se debe utilizar el peso unitario sumergido del suelo en las ecuaciones presentadas y añadir la presión hidrostática del agua en la ecuación (1) y fuerza total hidrostática en la ecuación (2).

Figura 5.3.3: Presiones Laterales de Tierra

Referencia(s): 7, 9, 11, 12, 19, 24, 25, 27

**CARGAS PUNTUALES (Q)**

$$\sigma_h \left(\frac{H^2}{Q} \right) = \frac{0.28 n^2}{(0.16 + n^2)^3} \quad \text{para } m \leq 0.4$$

$$\sigma_h \left(\frac{H^2}{Q} \right) = \frac{1.77 m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad \text{para } m > 0.4$$

CARGAS LINEALES (Q)

$$\sigma_h \left(\frac{H}{Q} \right) = \frac{0.20 n}{(0.16 + n^2)^2} \quad \text{para } m \leq 0.4$$

$$\sigma_h \left(\frac{H}{Q} \right) = \frac{1.28 m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad \text{para } m > 0.4$$

Figura 5.5.3.4 Efecto de Sobrecargas sobre Presiones Laterales

Referencia(s): 9

5.5.4 Estructuras de Retén Flexibles: Se consideran estructuras de retén flexibles aquellas que experimentan deformaciones por flexión de magnitudes tales que las mismas afectan la distribución de presiones laterales sobre la estructura. Los ejemplos mas comunes de estructuras de retén flexibles son los tablaestacados ("sheet piles") y muros tipo diafragma vaciados en sitio ("slurry walls"). La manera en que se desarrollan las presiones laterales en estructuras de retén flexibles es función de la rigidez del miembro y del procedimiento de construcción del mismo. En general, las distribuciones de presiones son muy diferentes a las que corresponden a estructuras rígidas.

5.5.4.1 Tipos de Estructuras de Retén Flexibles: Dependiendo de la manera en que se soportan, las estructuras de retén flexibles pueden ser tipo cantolibre, ancladas, o arriostradas.

5.5.4.2 Guías para el diseño: Las Referencias 29 y 32 presentan guías preliminares para dimensionar el empotramiento, el anclaje y la sección estructural requerida, al diseñar estructuras de retén flexibles en suelos cohesivos y suelos friccionantes.

5.5.4.3 Factores de Seguridad: Se recomiendan los factores de seguridad mostrados en la Tabla 5.5.3.7. Además, es necesario evaluar la capacidad flectora del elemento estructural utilizado como retén y aplicar un factor de seguridad apropiado en el diseño estructural de dicho elemento.

5.6 CONTROL DE EXCAVACIONES

5.6.1 General: Al realizar una excavación, el Profesional Idóneo encargado debe verificar que la misma no ponga en peligro la estabilidad de estructuras aledañas.

5.6.2 Procedimientos: Hay básicamente tres maneras de proceder con una excavación:

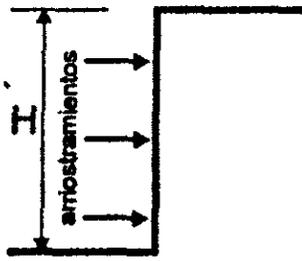
1. Construir la Estructura de Retén previa a la excavación
2. Construir la Estructura de Retén posterior a la excavación
3. Realizar la Excavación sin Estructura de Retén. Verificar la estabilidad de los taludes resultantes de manera que se confirme que no sea necesario arriostrar la excavación.

5.6.3. Consideraciones Específicas: A continuación se detallan los procedimientos de excavación descritos y se señalan las consideraciones específicas que el Profesional Idóneo encargado tiene que contemplar, al diseñar una excavación.

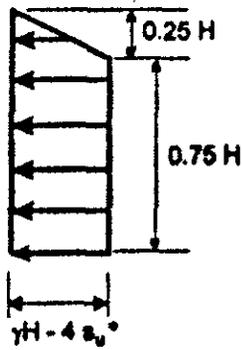
5.6.3.1 Estructura de Retén Previa a la Excavación: Esta es la manera mas segura de realizar una excavación. Sin embargo, también suele ser la mas costosa. Es necesario verificar:

1. La integridad estructural de la pared o cortina en el caso de muros colados en sitio.
2. La capacidad de los arriostramientos. La Figura 5.6.3.1 muestra distribuciones de presiones laterales que permiten calcular confiablemente la capacidad requerida

Suelos Cohesivos

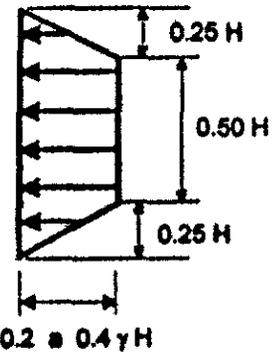


γ = peso unitario del suelo
 s_u = resistencia a cortante no-drenada



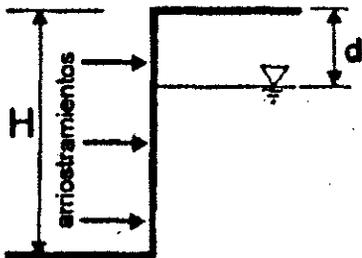
arcillas blandas cuando $\gamma H / s_u > 4$

• NOTA: cuando la arcilla es muy blanda, usar: $\gamma H - 1.6 s_u$



arcillas duras cuando $\gamma H / s_u < 4$

Suelos Friccionantes



γ = peso unitario del suelo
 K_a = coeficiente de presión activa
 d = profundidad del nivel freático

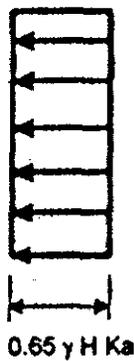
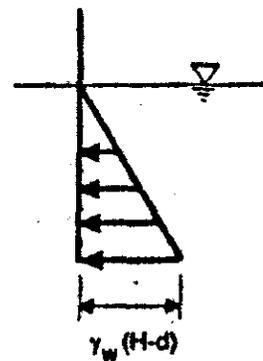


diagrama de presión aparente



presión hidrostática

Figura 5.6.3.1 Distribución Temporal de Presiones Laterales en Excavaciones Arriostradas
 Referencia: 9

por cada anclaje o arriostramiento que se utilice para soportar la estructura de retén. Estas distribuciones son empíricas. Mediciones realizadas indican que si los soportes laterales se diseñan para estos valores, los mismos tienen una alta probabilidad de no fallar (9, 17, 27).

3. La estabilidad del fondo de la excavación

5.6.3.2 Estructura de Retén Posterior a la Excavación: Se incurre en cierto riesgo ya que los métodos de investigación de sitios no tienen la precisión ni la resolución para garantizar la seguridad de la excavación. Sin embargo, el hecho que la condición no soportada sea temporal, favorece la estabilidad del talud resultante. Los taludes excavados generalmente tienden a debilitarse con el tiempo. Por lo tanto, si se adopta este procedimiento de excavación, la construcción de la estructura de retén debe ejecutarse con prontitud. También favorece a la estabilidad de la excavación, realizar la misma en tramos longitudinales cortos y alternos, e ir construyendo la estructura de retén en estos segmentos antes de proceder a excavar segmentos adicionales.

5.6.3.3 Excavación sin Estructura de Retén: En estos casos es necesario realizar un análisis de estabilidad que indique que el talud es estable a corto y largo plazo. Las referencias 9, 19, 24, 25 y 28 brindan mayor información a este respecto.

5.6.4 Consideraciones de Drenaje: La infiltración resultante de la precipitación es perjudicial a cualquier talud. La construcción de sistemas de drenaje superficiales que puedan desalojar rápidamente la escorrentía, disminuye la infiltración y por ende aumenta la seguridad de la excavación. Consecuentemente, siempre resulta conveniente implementar un drenaje superficial eficiente en la periferia de una excavación (principalmente en la cabeza de los taludes). Para consideraciones de drenaje de agua subterránea, se debe realizar un análisis que defina el régimen de flujo imperante (8, 13) y diseñar un sistema de drenaje con la capacidad hidráulica necesaria para establecer un régimen de flujo que no sea perjudicial a la excavación ni al proyecto. Este problema es especialmente relevante cuando el proyecto incluye la construcción de sótanos. Es importante notar que el coeficiente de permeabilidad varía en forma exponencial, por lo que un factor de seguridad adecuado puede ser del orden de 10 a 100.

5.6.5 Responsabilidad: El Profesional Idóneo encargado de realizar/diseñar una excavación tiene que asumir la responsabilidad de las consecuencias que tenga su procedimiento de excavación sobre estructuras aledañas. Por lo tanto, la presencia, vulnerabilidad y valor de las estructuras adyacentes a una excavación, son factores que deben influir significativamente sobre la elección del procedimiento de excavación.

REFERENCIAS

1. Afrouz, A.A. (1992) "Practical Handbook of Rock Mass Classification Systems and Modes of Ground Failure" CRC Press, London.
2. American Society of Civil Engineers (1982) "Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils", Proceedings of the ASCE Engineering Division Specialty Conference, Honolulu Hawaii, January 11-15, 1982, Published by ASCE, New York.
3. American Society of Civil Engineers (1993) "Design of Pile Foundations" Technical Engineering and Design Guides as adapted from the US Army Corps of Engineers, No. 1, Published by ASCE, New York
4. Canadian Geotechnical Society (1985) "Canadian Foundation Engineering Manual" Second Edition, BiTech Publishers, Ltd., Vancouver, B.C., Canada
5. Casagrande, A. (1948) "Classification and Identification of Soils", Transactions ASCE, 113, pp. 901,992.

6. Chellis, R.D. (1961) "Pile Foundations" Second Edition, Mc-Hill Book Company, New York.
7. Harr, M.E. (1966) "Foundations of Theoretical Soil Mechanics" McGraw-Hill Book Co, New York.
8. Harr, M.E. (1962) "Groundwater and Seepage", McGraw-Hill Book Co., New York.
9. Hunt, R.E. (1986) "Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation", McGraw-Hill Book Co., New York.
10. Hunt, R.E. (1984) "Geotechnical Engineering Investigation Manual", McGraw-Hill Book Co., New York.
11. Hough, K. B. (1957) "Basic Soil Engineering", The Ronald Press, New York.
12. Lambe, T.W. and Whitman, R.V. "Soil Mechanics", John Wiley and Sons, New York
13. Leonards, G.A. Editor "Foundation Engineering", McGraw-Hill Book Company, New York.
14. Martin, R.E. (1977) "Estimating Foundation Settlements in Residual Soils", Proc. ASCE, Vol. 103, No. GT3, March.
15. Meyerhof, G.G. (1963) "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations" Canadian Geotechnical Journal, vol. 1, no. 1, Sept.
16. Meyerhof, G.G. (1976) "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations" Proc. ASCE Journal of the Geot. Div., Vol. 102, No. GT3, Mar.
17. Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thornburn, T.H. (1974) "Foundation Engineering" Second Edition, John Wiley and Sons, New York.
18. Peck, R.B. (1976) "Rock Foundations for Structures", Rock Engineering for Foundations and Slopes, Proc. ASCE, New York, vol 2, pp. 1-21.
19. Perloff, W.H. and Baron, W. (1976) "Soil Mechanics - Principles and Applications" The Ronald Press Company, New York.
20. Poulos, H.G. and Davis, E. H. (1974) "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics", John Wiley & Sons, New York.
21. Poulos, H.G. and Davis, E. H. (1980) "Pile Foundation Analysis and Design", John Wiley & Sons, New York.
22. Schmertmann, J.H. (1970) "Static Cone to Compute Static Settlement over Sand" Proc. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, vol. 96, No. SM-3, May
23. Skempton, A.W. and MacDonald, D.H. (1956) "The Allowable Settlement of Buildings", Proc. Inst. of Civil Engineers, London, Vol. 5, Part. III, pp.727-784.
24. Sowers, G.B. and Sowers G.F. (1993) "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Versión Española de la tercera edición en Inglés, Editorial Limusa, México, D.F.

25. Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967) "Soil Mechanics in Engineering Practice" Second Edition, John Wiley and Sons, New York.
26. Transportation Research Board Special (19767) "Report 163: Estimation of Consolidation Settlement - Manual of Practice" Transportation Research Board, Commission on Sociotechnical Systems, National Research Council, National Academy of Sciences, Washington, D.C.
27. Tschebotarioff, G.P. (1973) "Foundations, Retaining and Earth Structures" Second Edition, McGraw-Hill Book Company, New York.
28. Townsend, F.C. (1985) "Geotechnical Characteristics of Residual Soils" Proc. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 1, January.
29. United States Steel (1975) "Steel Sheet Piling Design Manual" U.S. Steel Corp. Pittsburgh, Pa. 25-3848-05, Printed in U.S.A.
30. Vesic, A.S. (1967) "Ultimate Loads and Settlements of Deep Foundations in Sand" Proc. Symp. on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, Durham, North Carolina.
31. Wylie, D.C. (1992) "Foundations on Rock" E & FN SPON, London.
32. Xanthakos, P.P. (1979) "Slurry Walls", McGraw-Hill Book Co., New York.

CAPITULO 6 - LA PEQUEÑA VIVIENDA

6.1 Pequeña vivienda. Se define como pequeña vivienda la edificación tipo chalet o duplex de una sola planta que se apoya directamente sobre suelo.

6.2 Diseño para resistir viento. Los techos se diseñarán para resistir el levantamiento debido a presiones negativas y positivas según los requerimientos del Capítulo 3.

6.3 Diseño para resistir sismo. No se requiere un diseño sísmico formal para la pequeña vivienda de construcción típica definida en la Sección 6.4. En ausencia de un diseño sísmico para la pequeña vivienda de construcción típica, se cumplirán con las disposiciones y los detalles mínimos presentados en este capítulo.

Los sistemas alternativos definidos en la Sección 6.6 requerirán análisis y diseño sísmico.

6.4 Construcción típica. Se define como construcción típica de la pequeña vivienda aquella compuesta por paredes de bloques huecos de cemento o arcilla, ventanas de celosías, fundaciones de paredes de concreto reforzado, vigas y columnas de amarre de concreto reforzado, losa de concreto sobre suelo, estructura de techo de carriolas y vigas de madera o de acero formado en frío, cielorraso de yeso o cartón comprimido suspendido de la estructura del techo, cubierta de techo de metal corrugado o de tejas.

6.5 Requerimientos para la construcción típica.

6.5.1 El sistema de fundaciones. Las fundaciones de paredes deberán disponerse en planta formando un conjunto de rectángulos u otras configuraciones cerradas.

6.5.2 Capacidad de soporte del suelo. Las fundaciones deberán colocarse sobre suelo firme con una profundidad de desplante mínima de 600 mm dentro del suelo natural. Esta profundidad podrá ser menor si se demuestra mediante análisis y pruebas de laboratorio que el suelo tiene la capacidad requerida a una menor profundidad.

6.5.3 Estabilidad. La resistencia al volteo en el sentido perpendicular al plano de la pared se logrará preferentemente mediante la intersección con paredes normales al plano de la pared. Según sea posible, esta resistencia al volteo se complementará con la unión de la pared con el cimiento y el techo.

6.5.4 Confinamiento. Las paredes deberán estar confinadas por elementos de borde verticales (las columnas de amarre) y horizontales (las vigas de amarre). Deberá existir un elemento de borde en los siguientes lugares:

1. En la intersección de paredes.
2. En ambos extremos de toda pared aislada.
3. En los bordes libres de toda pared aislada.
4. Alrededor de las aberturas de puertas y ventanas.

6.5.5 Elementos intermedios de amarre. Cuando el ancho de una pared exceda 7000 mm, se emplearán vigas de amarre intermedias. Cuando la altura de la pared exceda 3000 mm, se emplearán columnas de amarre intermedias.

6.5.6 Paredes aisladas. En paredes aisladas sin apoyo transversal, las columnas de amarre deberán poder acomodar la acción de las cargas sísmicas en la dirección perpendicular al plano de la pared. Dichas paredes deberán soportarse sobre cimientos que puedan absorber el momento de volteo causado por sismo o viento.

6.5.7 Anclaje del refuerzo. Los dos extremos del refuerzo longitudinal de toda columna de amarre, viga de amarre, o cimiento de pared deberá anclarse adecuadamente por adherencia y/o ganchos en otro elemento de borde.

6.5.8 El techo. El techo deberá anclarse adecuadamente a las paredes que lo soportan para asegurar la transmisión de las fuerzas horizontales entre el techo y las paredes. Dichos anclajes podrán ser del tipo pernos o ganchos embebidos en el concreto de vigas y columnas. No se permite la utilización de ningún sistema que trabaje solamente por fricción del elemento de anclaje. En la selección de este detalle, se tomará en cuenta la masa del techo.

6.5.9 Detalles mínimos para la construcción típica. Los siguientes detalles se utilizarán para desarrollar los planos de construcción:

Fig. 1 Intersecciones en planta de cimientos de paredes.

Fig. 2 Secciones transversales de cimientos de paredes.

Fig. 3 Detalles típicos de columnas de amarre.

Fig. 4 Detalles típicos de vigas de amarre.

Fig. 5 Refuerzo alrededor de puertas.

Fig. 6 Refuerzo alrededor de ventanas.

6.6 Sistemas alternativos. Se podrán utilizar sistemas constructivos distintos a los de la construcción típica definida en la Sección 6.4, a condición de que se demuestre mediante análisis y pruebas experimentales que la resistencia de los sistemas alternativos a los efectos de gravedad, viento y sismo es por lo menos equivalente a la de la construcción típica.

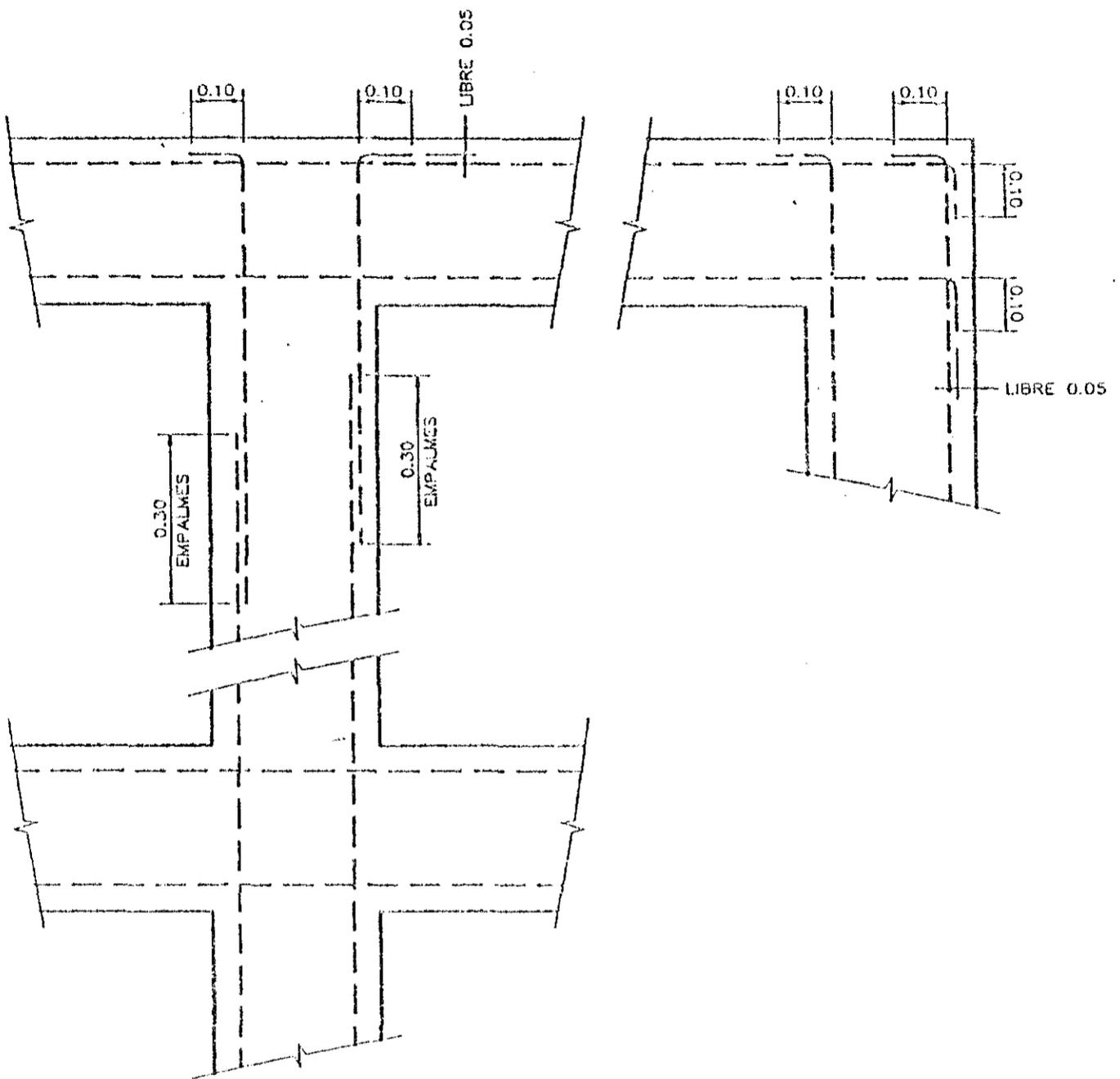


FIG. 1 INTERSECCIONES EN PLANTA DE CIMIENTOS DE PAREDES

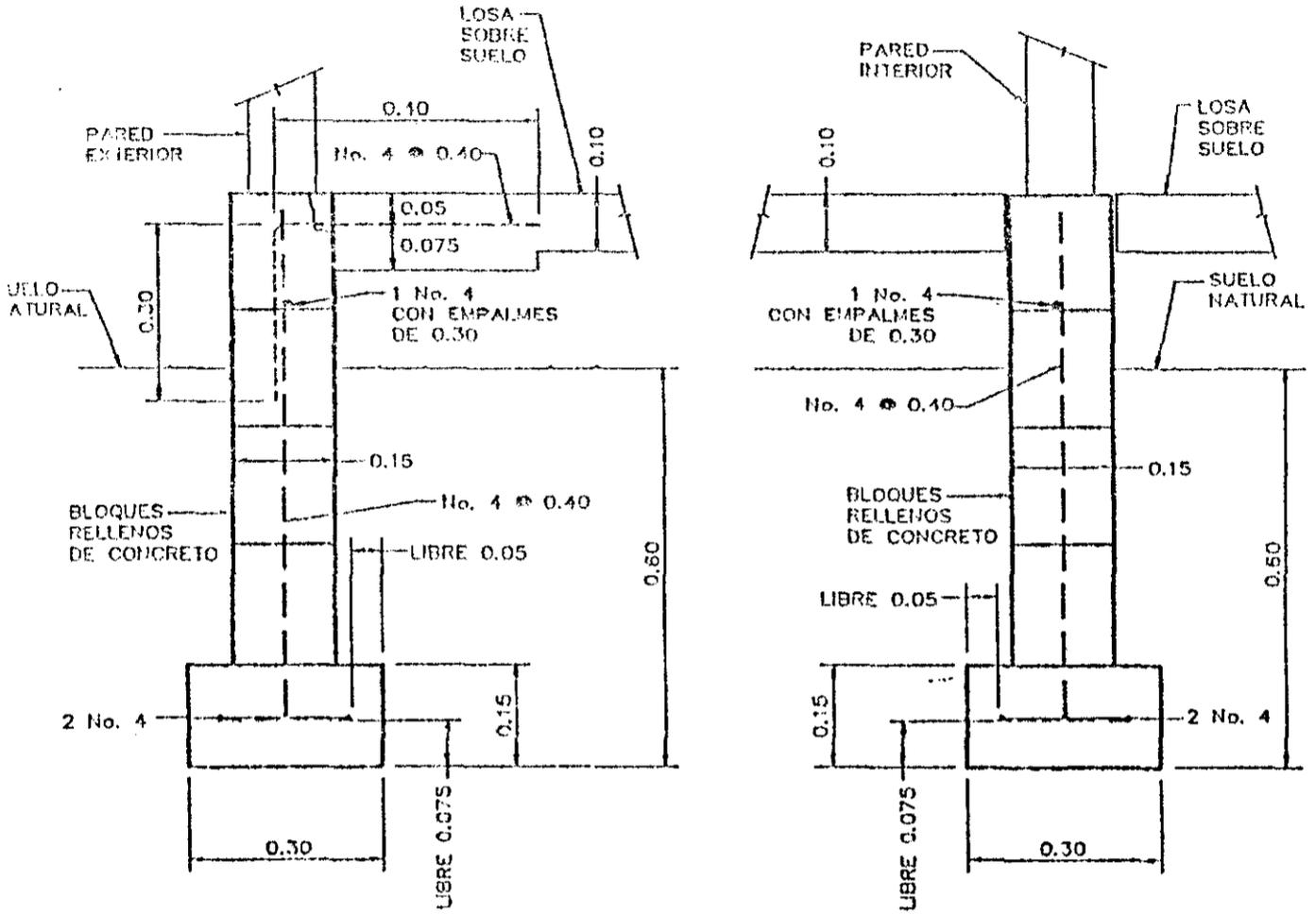


FIG. 2 - SECCIONES TRANSVERSALES DE CIMIENTOS DE PAREDES

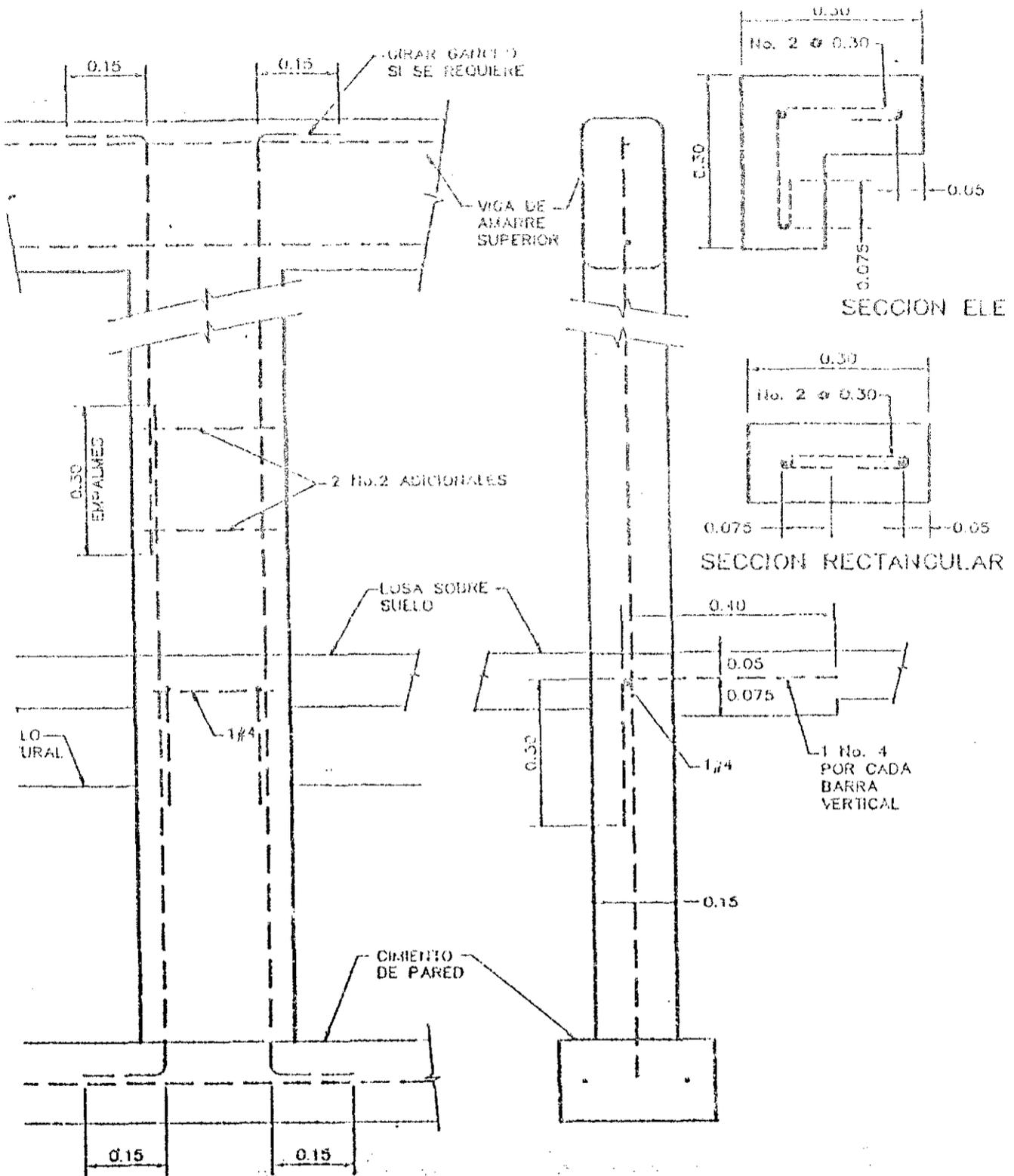


FIG. 3 DETALLES TÍPICOS DE COLUMNAS DE AMARRE

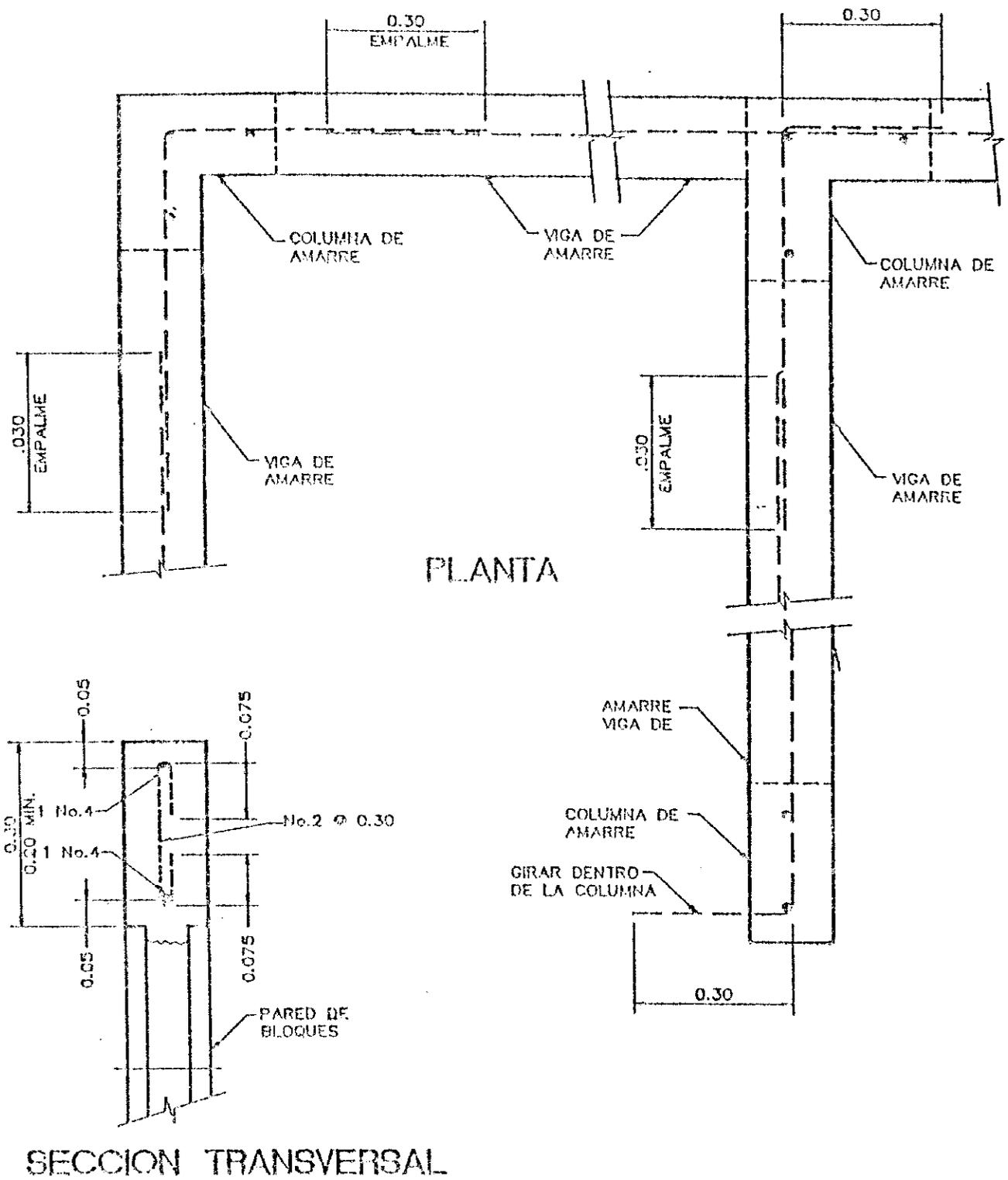


FIG. 4 DETALLES TÍPICOS DE VIGAS DE AMARRE

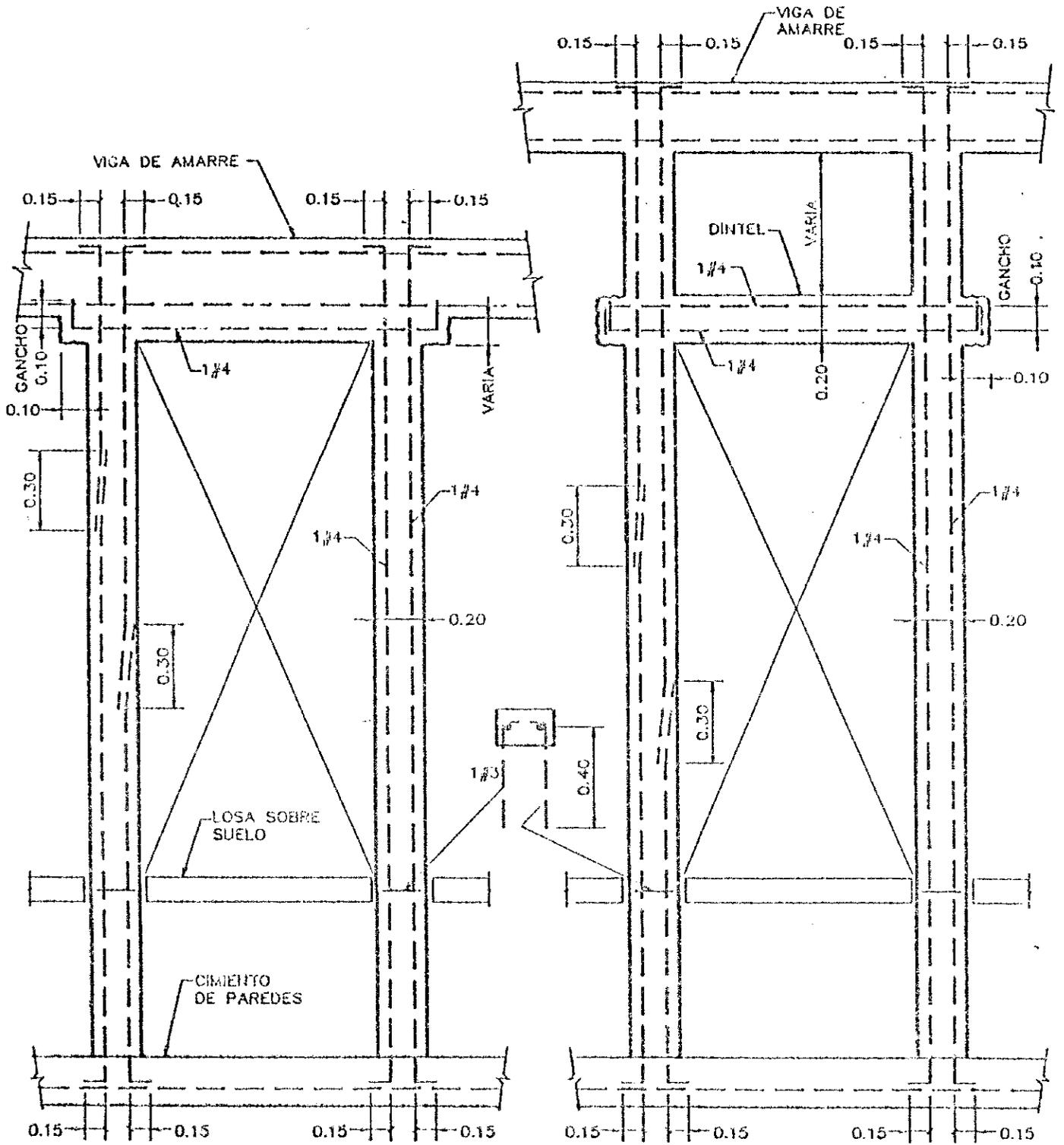


FIG. 5 REFUERZO ALREDEDOR DE PUERTAS

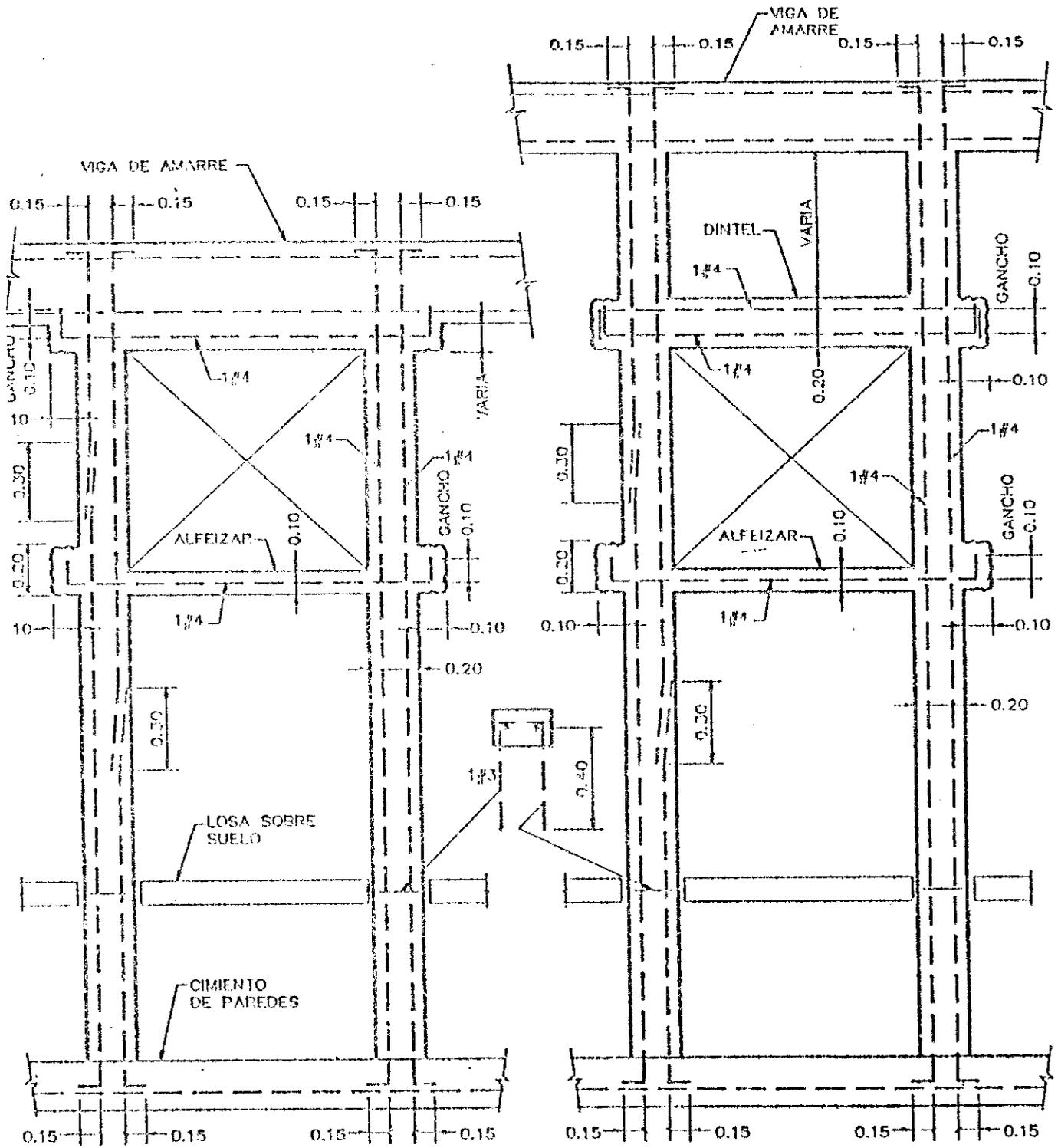


FIG. 6 REFUERZO ALREDEDOR DE VENTANAS

CAPITULO 7 - CONCRETO REFORZADO

7.1 Diseño Estructural. El diseño estructural cumplirá con *Requerimientos de Normas de Edificación para Concreto Reforzado*, Instituto Americano del Concreto ACI 318-89 (Revisado 1992), excepto por las modificaciones presentadas en este capítulo.

7.2 Factores de Carga. Para diseño de concreto reforzado mediante el diseño de resistencia, se considerarán las siguientes combinaciones de carga:

1. $1.4 D + 1.7 L$
2. $0.75 (1.4 D + 1.7 L + 1.7 W)$
3. $0.9 D - 1.3 W$
4. $(1.1)(1.2 D + 1.0 E + 0.5 L)$
5. $(1.1)(0.9 D - 1.0 E)$,

donde:

- | | | |
|---|---|------------------------|
| D | = | Efecto de carga muerta |
| L | = | Efecto de carga viva |
| W | = | Efecto de viento |
| E | = | Efecto de sismo |

CAPITULO 8 - CONCRETO PRE-ESFORZADO

8.1. Generalidades

8.1.1. Normas de diseño. Las estructuras de concreto pre-esforzado deberán cumplir con *Requerimientos de Normas de Edificación para Concreto Reforzado*, Instituto Americano del Concreto, ACI 318-89, excepto que los factores de carga para sismo se determinarán según los Capítulos 4 y 7 de este Reglamento.

8.1.2 Estructuras tipo puente. Los elementos de concreto pre-esforzado de estructuras de puentes se diseñaran según las especificaciones de la Asociación Americana de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte (AASHTO).

8.1.3 Elementos estructurales. Se incluyen como elementos de concreto pre-esforzado a losas, vigas, columnas, vigas de transferencia, pilotes, muros, fundaciones, y losas sobre suelo.

8.1.4 Elementos que no participan en la resistencia lateral. Para garantizar la distribución de las fuerzas laterales entre los elementos resistentes conforme al análisis, debe asegurarse la no participación de aquellos que no fueron considerados como tales e indicar en los planos los detalles constructivos correspondientes.

8.1.6 Diafragmas. Los pisos y de techos de concreto se podrán utilizar como diafragmas horizontales.

8.2 Diseño de elementos

8.2.1 Relaciones luz espesor. Las razones luz/espesor no excederán los valores mostrados en la Tabla 8.1.

8.2.2 Espesor mínimo. El espesor mínimo de losa según el retardo al fuego y el tipo de agregado se presenta en la Tabla 8.2.

8.2.3 Recubrimiento mínimo. El recubrimiento mínimo para cables y refuerzo según el retardo al fuego y el tipo de agregado se presenta en la Tabla 8.3.

8.2.4 Resistencia del concreto. La resistencia mínima del concreto deberá ser 28 mPa.

8.2.7 Historial de carga. Se tomarán en cuenta los esfuerzos que se produzcan durante las diversas etapas del ciclo de vida de un elemento: Tensado inicial, desencofrado, cargas muertas y vivas durante período de construcción, cargas muertas permanentes, cargas vivas, y fuerzas laterales.

8.2.6 Cargas de manejo. Para elementos pre-fabricados, se tomará en cuenta el efecto del izamiento y la instalación.

8.2.5 Maximización de efectos. Se considerarán las ubicaciones desfavorables de la carga viva en combinación con las cargas muertas y las fuerzas laterales para determinar los efectos máximos y mínimos en un elemento.

8.2.11 Redundancia. Para elementos flectores continuos sobre 3 ó más apoyos con cables en un solo sentido, se tomará en cuenta el efecto de la pérdida de la continuidad en caso de falla de los elementos adyacentes debido ya sea a efectos de carga o de fuego.

8.2.8 Historial de resistencia del concreto. Se indicará la resistencia mínima esperada para cada etapa del ciclo de vida del elemento. Si el elemento no tiene la resistencia comprobable, se utilizarán las garantías de resistencia del concreto a los días especificados por suplidor de concreto.

8.2.9 Definición del cable. Como parte del diseño, se determinará el perfil y la disposición en planta del cable y de los anclajes muertos y vivos.

8.2.10 Historial de pre-esfuerzo. Se determinarán las fuerzas en el cable en cada etapa del ciclo de vida del elemento.

8.2.11 Absorción de energía. Los elementos de concreto pre-esforzado deberán reforzarse con acero de refuerzo y confinarse con anillos que satisfagan los requisitos de los elementos de flexión, de manera que se garantice la absorción de energía por deformación plástica de carácter reversible.

8.3 Sistemas de postensionado

8.3.1 Sistemas de postensionado. El sistema de postensionado consiste en los siguientes elementos: Acero de pre-esfuerzo (alambres, trenzas, barras), anclajes, revestimiento, conductos, uniones de acoplamiento, mortero de inyección, y protección de los anclajes.

8.3.2 Especificaciones. Los sistemas de postensionado se especificarán siguiendo las recomendaciones del fabricante. Se observaran las siguientes especificaciones recomendadas del Instituto de Postensionado (PTI):

1. Especificaciones para materiales de postensionado.

2. Especificaciones para tendones no adheridos de una trenza.

3. Practica recomendada para la inyección de miembros de concreto pre-esforzado postensionado.

8.3.3 Accesorios del sistema de postensionado. Los accesorios que complementan el sistema de postensionado deberán garantizar la posición de los cables según el perfil de diseño, la fijación de los cables durante el vaciado del concreto, y la protección permanente contra la corrosión.

8.3.4 Calibración del equipo de tensado. Los equipos utilizados para tensar los cables deberán ser calibrados por un laboratorio certificado o por el Centro Experimental de la Universidad Tecnológica de Panamá.

8.3.5 Conductos para cables adheridos. Los conductos se fabricarán de acero galvanizado calibre 22 a 28 o de plástico corrugado.

8.4 Detalles constructivos

8.4.1 General. En los planos se indicaran todos los detalles necesarios para la construcción de los elementos pre-esforzados.

8.4.2 El perfil del cable. Se mostrarán los perfiles de los cables con los puntos de control a lo largo del miembro y la disposición en planta de los cables y de los anclajes muertos y vivos.

8.4.3 El pre-esfuerzo. Se indicarán las fuerzas requeridas en los cables en las diversas etapas de la construcción.

8.4.4 Refuerzo ordinario. Se indicara la ubicación, diámetro, longitud, y detalles del refuerzo corriente.

8.4.5 El alargamiento del cable. Para estructuras postensionadas, se indicará el alargamiento del cable esperados durante la operación de tensado para permitir una comparación con las lecturas del manómetro del gato.

8.4.6 Juntas de construcción. Se indicará la localización y los detalles de las juntas de construcción.

8.4.7 Resistencia para tensado. Se especificará la resistencia mínima que debe alcanzar el concreto antes de iniciar el tensado de los cables.

8.4.8 Protección de los anclajes. Se indicará el mortero y método de sellado para proteger los anclajes de los cables.

Tabla 8.1

Límite de la razón luz/espesor

Tipo de losa	Luz continua		Luz simple	
	Techo	Piso	Techo	Piso
En una dirección, sólida	52	48	48	44
En dos direcciones, sólida	48	44	44	40
En dos direcciones, aligeradas con vacíos de 900x900	40	36	36	32
En dos direcciones, aligeradas con vacíos de 1200x1200	36	32	32	28
Doble Te	40	36	36	32
Te	36	32	32	28

Nota

1. Basado en la Tabla 8.3 de *Diseño de Estructuras de Concreto Pre-esforzado*, T.Y. Lin.

Tabla 8.2

Espesor requerido para losas para diferentes retardos al fuego

Tipo de agregado	Espesor de Losa en mm para el Retardo al fuego en horas indicado				
	1	1/2	2	3	4
Carbonato	83	105	117	146	168
Silicio	89	108	127	158	178
Liviano	67	83	95	117	133

Nota

1. Basado en la Tabla 7.6 del *Manual de Postensionado* de Instituto de Postensionado (PTI).

Tabla 8.3

Recubrimiento en milímetros para losas pre-esforzadas

Restringido	Tipo de agregado	Retardo al fuego en horas				
		1	1/2	2	3	4
No	Carbonato	19	27	35	48	-
	Silicio	19	32	38	54	-
	Liviano	19	25	32	41	-
Si	Carbonato	19	19	19	25	32
	Silicio	19	19	19	25	32
	Liviano	19	19	19	19	25

Nota

1. Basado en la Tabla 7.7 del *Manual de Postensionado* del Instituto de Postensionado (PTI)

CAPITULO 9 ACERO

9.1 Acero estructural. El diseño estructural cumplirá con una de las siguientes especificaciones:

1. *Especificación para el Diseño de Factor de Carga y Resistencia para Edificios de Acero Estructural (LRFD)*, Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC), 01 de septiembre de 1986, incluyendo el Suplemento No. 1 efectivo el 01 de enero de 1989.
2. *Especificación para el Diseño de Esfuerzos Permisibles de y Diseño Plástico para Edificios de Acero Estructural (ASD)*, Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC), 01 de junio de 1989.

9.2 Acero formado en frío. El diseño estructural cumplirá con la siguiente especificación:

Especificación para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero Formado en Frío, Instituto Americano de Hierro y Acero (AISI), edición del 10 de agosto de 1986 con la adenda del 11 de diciembre de 1989.

9.3 Resistencia de miembros y conexiones. El diseño estructural se podrá llevar a cabo mediante el *Diseño de Factor de Carga y Resistencia (LRFD)* o utilizando el *Diseño de Esfuerzos Admisibles (ASD)*.

9.3.1 Notación

- D = Efecto de carga muerta.
- L = Efecto de carga viva.
- L_r = Efecto de carga viva en el techo.
- R = Efecto de carga de lluvia, excepto empozamiento.
- W = Efecto de viento.
- E = Efecto de sismo.

9.3.2 Diseño de Esfuerzos Admisibles.

9.3.2.1 Combinaciones de carga. Se considerarán las siguientes combinaciones de carga.

1. D
2. $D + L + (L_r \text{ ó } R)$
3. $D + (W \text{ ó } E)$
4. $D + L + (L_r \text{ ó } R) + (W \text{ ó } E)$

9.3.3 Diseño de factor de carga y resistencia.

9.3.3.1 Resistencia requerida. Se considerarán las siguientes combinaciones de carga.

1. 1.4 D

2. $1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ o } R)$
3. $1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } R) + (0.5 L \text{ o } 0.8 W)$
4. $1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5 (L_r \text{ o } R)$
5. $1.2 D + 1.0 E + 0.5 L$
6. $0.9 D - 1.3 W$
7. $0.9 D - 1.0 E$

CAPITULO 10 - MADERA

10.1 Alcance. El presente capítulo reglamenta el diseño de estructuras de madera.

10.2 Diseño.

10.2.1 General. El diseño estructural cumplirá con el Capítulo 23 del Código Uniforme de la Construcción de 1994 (1994 Uniform Building Code) y con los requerimientos presentados en este capítulo.

10.2.2 Diseño sísmico. El diseño sísmico cumplirá con la Sección 9 y el Apéndice 9A de la Norma ASCE 7-93: *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y Otras Estructuras*.

10.3 Resistencia de miembros y conexiones.

10.3.1 Diseño de Esfuerzos Admisibles.

10.3.1.1 Combinaciones de carga. Se considerarán las siguientes combinaciones de carga.

1. D
2. $D + L + (L_r \text{ ó } R)$
3. $D + (W \text{ ó } E)$
4. $D + L + (L_r \text{ ó } R) + (W \text{ ó } E)$

10.3.1.2 Esfuerzos unitarios admisibles. Los valores admisibles de las propiedades para diseño se determinarán según indican la Sección 10.4, incluyendo el factor de ajuste por duración de carga.

10.4 Propiedades Mecánicas.

10.4.1 Propiedades básicas. Los valores de resistencia de la madera se determinarán mediante la norma ASTM D2555: Métodos Estándar de Ensayo para Establecer los Valores de Resistencia de Madera Limpia.

10.4.2 Propiedades de diseño. Las propiedades de diseño se determinarán según la norma ASTM D245-92: Práctica Estándar para Establecer los Grados Estructurales y Propiedades Permisibles Relacionadas para Madera Visualmente Clasificada.

Se determinarán valores admisibles para las siguientes propiedades:

- Flexión (F_b)
- Esfuerzo cortante (F_v)

Compresión paralela a las fibras (F_c)
Compresión perpendicular a las fibras (F_{cn})
Tensión perpendicular a las fibras (F_t)
Módulo de elasticidad (E).

10.4.3. Maderas de Panamá.

10.4.3.1 Valores de resistencia. Para las maderas *cabimo*, *maría*, *amargo-amargo*, *cedro espino*, y *sigua*, los valores de resistencia de la madera se tomarán de la Tabla A10.1. Los valores de resistencia de otras maderas se establecerán mediante ensayos llevados a cabo por el Centro Experimental de Ingeniería de la Universidad Tecnológica de Panamá.

10.4.3.2 Valores admisibles para el diseño estructural. Los valores admisibles para *cabimo*, *maría*, *amargo-amargo*, *cedro espino*, y *sigua* se presentan en la Tabla 10.1. Se han derivado dividiendo los valores de resistencia de la Tabla A10.1 por los respectivos factores de seguridad de la Tabla A10.2. Se podrán utilizar factores de seguridad distintos a condición de que se cumpla con ASTM D245-92.

10.4.4. Factores de ajuste. Los valores admisibles obtenidos a través de las pruebas standard ASTM D245-92 y los valores admisibles para maderas de Panamá de la Tabla 10.1 serán modificados para el diseño mediante la aplicación de los siguientes factores:

10.4.4.1 Tamaño. Los valores admisibles de flexión, tensión paralela a las fibras, y compresión paralela a las fibras de miembros de 50 a 100 mm de espesor se modificarán por medio de los factores de la Tabla 10.3.

10.4.4.2 Repetición de miembros. Los valores admisibles de flexión se multiplicarán por 1.15 cuando los miembros llenen las siguientes condiciones:

1. Los miembros están en contacto o separados a 600 mm máximo.
2. El número de miembros es por lo menos 3.
3. Los miembros están unidos por pisos, techos, u otros elementos capaces de soportar y distribuir la carga de diseño.

10.4.4.3 Duración de la carga. Con excepción del módulo de elasticidad y de la compresión normal a las fibras, los valores admisibles se modificarán por medio de los factores de la Tabla 10.4.

10.4.4.4 Esfuerzo cortante. Cuando la longitud de las rajaduras en la madera es conocido y se espera que no crecerá, los valores admisibles de esfuerzo cortante se podrán modificar por medio de los factores de la Tabla 10.5.

10.4.4.5 Uso en posición plana. Cuando la carga se aplique a la cara ancha del miembro, en vez aplicársela la cara angosta, el valor admisible de flexión se modificará por medio de los factores de la Tabla 10.6.

10.4.4.6 Servicio en ambiente húmedo. Cuando la madera se utilice en un lugar donde el contenido de humedad excederá 19 % durante un periodo de tiempo extendido, los valores admisibles de flexión, tensión paralela a las fibras, esfuerzo cortante, compresión normal a las fibras, compresión paralela a las fibras, y el módulo de elasticidad se modificarán por medio de los factores de la Tabla 10.7.

Tabla 10.1

Esfuerzos Unitarios de Trabajo de las Maderas de Panamá en mPa

Madera	Flexión	Compresión paralela	Compresión normal	Esfuerzo cortante
Cabimo	9.0	8.0	5.0	0.75
María	13.0	14.0	6.5	1.5
Amargo Amargo	16.5	15.0	7.92	1.5
Cedro espino	16.0	17.5	9.0	1.5
Sigua	7.6	7.5	3.0	0.75

Factor de conversión 1 mPa = 10 kg/cm²

Tabla 10.2

Aplicación de los Factores de Ajuste

Valores base	Factores de ajuste					
	Tamaño de miembro	Repetición	Duración de carga	Esfuerzo cortante	Uso plano	Uso Humedo
Flexión	X	X	X		X	X
Tensión	X		X			X
Esfuerzo cortante			X	X		X
Compresión normal a la fibra						X
Compresión paralela la fibra	X		X			X
Módulo de elasticidad						X

Tabla 10.3
Factores de Tamaño

Ancho en mm	Flexión		Tensión paralela a las fibras	Compresión paralela a las fibras
	Altura en mm			
	50 y 75	100		
50, 75 y 100	1.5	1.5	1.5	1.15
125	1.4	1.4	1.4	1.1
150	1.3	1.3	1.3	1.1
200	1.2	1.3	1.2	1.05
250	1.1	1.2	1.1	1.0
300	1.0	1.1	1.0	1.0
350 y más	0.9	1.0	0.9	0.9

Tabla 10.4
Factor de Duración de la Carga

Duración de carga	Factor
Permanente	0.9
10 años	1.0
2 meses	1.15
7 días	1.25
1 día	1.33
10 minutos (viento o sismo)	1.60
Impacto	2.0

Notas: No se aplica al módulo de elasticidad o compresión normal a las fibras.

Tabla 10.5
Factores de Esfuerzo Cortante

Longitud de rajadura en la cara ancha de madera de 50 mm expresada como fracción de la cara ancha	F a c t o r e s	Longitud de rajadura en la cara ancha de madera de 75 mm o mayor expresada como fracción de la cara angosta	F a c t o r e s	Tamaño de hendidura ² en madera de espesor 50 mm o mayor expresado como fracción de la cara angosta	F a c t o r e s
0	2.00	0	2.00	0	2.00
1/2	1.67	1/2	1.67	1/6	1.67
3/4	1.50	3/4	1.50	1/4	1.50
1	1.33	1	1.33	1/3	1.33
1 1/2	1.00	1 1/2	1.00	1/2	1.00

Notas

1. Se permite utilizar los factores de esfuerzo cortante cuando se conoce la longitud de la rajadura o hendidura y se anticipa que no habrá crecimiento en ellas.
2. La hendidura se mide en el extremo entre las líneas que delimitan la hendidura y perpendicularmente a la cara cargada.

Tabla 10.6

Factor de Uso Plano

Ancho nominal en mm	Altura nominal en mm	
	50 y 75	100
50 a 75	1.00	1.00
100	1.10	1.05
125	1.10	1.05
150	1.15	1.05
200	1.15	1.05
250 o más	1.20	1.10

Notas

1. Se aplica al valor de flexión ajustado por tamaño.
2. Se utiliza cuando la carga se aplica a la cara ancha, en vez de la cara angosta.

Tabla 10.7

Factor de Servicio Húmedo

Flexión	Tensión paralela a las fibras	Esfuerzo Cortante	Compresión normal a las fibras	Compresión paralela a las fibras	Módulo de elasticidad
0.85 ²	1.0	0.97	0.67	0.8 ³	0.9

Notas

1. Se aplica cuando la madera se utilice en una ubicación donde el contenido de humedad exceda 19 % durante un período de tiempo extendido.
2. Cuando el valor de flexión modificado por tamaño es menor o igual a 7.9 mPa, el factor se tomará igual a 1.00.
3. Cuando el valor de compresión paralela a las fibras modificado por tamaño es menor o igual a 5.2 mPa, el factor se tomará igual a 1.00.

Factor de conversion 1 mPa = 10 kgf/cm²

Tabla A10.1

Resistencia Últimas de las Maderas de Panama en mPa

Madera	Flexión	Compresión paralela	Compresión normal	Tensión normal	Esfuerzo cortante
Cabimo	25.79	15.65	5.66	1.62	3.61
María	38.79	28.49	7.23	1.92	7.97
Amargo Amargo	50.11	30.55	8.72	1.06	7.96
Cedro espino	43.88	35.54	9.75	1.68	7.44
Sigua	22.72	14.83	3.32	1.10	3.91

Factor de conversión 1 mPa = 10 kgf/cm²

Tabla A10.2
Factores de Seguridad Aplicados a las Resistencias Ultimas

Flexión	Tensión paralela a las fibras	Esfuerzo cortante	Compresión normal a las fibras	Compresión paralela a las fibras	Módulo de elasticidad
3.0	5.0	5.0	1.1	2.0	0.8

Notas: Se dividen las resistencias unitarias últimas de la Tabla A10.1 por los respectivos factores de seguridad para obtener los esfuerzos unitarios de trabajo para uso en el diseño estructural.

CAPITULO 11 - MAMPOSTERÍA

11.1 Alcance: El presente capítulo reglamente el diseño de las estructuras de mampostería. Se permitirá el diseño y construcción de cualquier estructura de mampostería a condición se cumplan de manera estricta las especificaciones para la fabricación de los materiales y para la ejecución de la obra que presuponen las normas de diseño. En la práctica, el uso de mampostería estructural en Panamá se limita a muros de fundación de paredes y a muros de contención. Este capítulo trata en detalle únicamente el diseño de muros de contención de bloques de concreto.

11.2 Normas de diseño. Las estructuras de mampostería se diseñarán según las siguientes normas:

1. *Requerimientos de Normas de Edificación para Estructuras de Mampostería*, ACI 530-92/ASCE 5-92/TMS 402-92, incluyendo el Apéndice A, "Provisiones Especiales para Diseño Sísmico"
2. *Especificaciones para Estructuras de Mampostería*, ACI 530.1-62/ASCE 6-92/TMS 602-92.
3. Sección 9. Cargas Sísmicas y el Apéndice 9A. Provisiones Suplementales de la Norma ASCE 7-93: *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y Otras Estructuras*.

11.3 Resistencia de miembros y conexiones

11.3.1 Diseño de Esfuerzos Admisibles.

11.3.1.1 Combinaciones de carga. Se consideraran las siguientes combinaciones de carga.

1. D
2. D + L + (L_r ó R)
3. D + (W ó E)
4. D + L + (L_r ó R) + (W ó E)

11.4 Muros de contención. En la Tabla 11.1 se presentan las alturas máximas de contención que se permitirán para muros de 150 y 200 milímetros de espesor en función de la presión activa. Las alturas de contención se podrán aumentar si se llevan acabo análisis estructurales y pruebas de materiales para sustentar apartarse de los valores de la Tabla 11.1.

11.4.1 Mampostería

11.4.1.1 Resistencia a la compresión de la mampostería f'_m . La resistencia a la

compresión de la mampostería por utilizarse en el diseño se obtendrá mediante uno de las siguientes formas:

1. El método de ensayos de prismas según ASTM E447 con los mismos materiales y procedimientos que se utilizarán en la obra.
2. El método de resistencia unitaria en el que se seleccionan los valores para la resistencia de compresión de la mampostería f'_m presentados en la Tabla 11.2 en función de la resistencia de las unidades de mampostería y del tipo de mortero. Las unidades de mampostería cumplirán con la "Especificación Estándar para Mampostería Hueca Resistente a Carga" (ASTM C90).
3. Si no se llevan acabo ensayos de prismas ni se pueden lograr las resistencias de la Tabla 11.2, se limitará la resistencia a la compresión de la mampostería a 4.5 mPa.

11.4.1.2 La unidades de mampostería de concreto. Las unidades de mampostería cumplirán con la "Especificación Estándar para Mampostería Hueca Resistente a Carga" (ASTM C90). El espesor mínimo de los bloques de concreto será de 150 mm.

11.4.1.3 Mortero. El mortero utilizado para adherir los bloques será según ASTM C270.

11.4.1.4 Concreto para rellenar bloques. El concreto para relleno de las celdas será del tipo de mortero grueso según ASTM C476 y deberá alcanzar una resistencia mínima a la compresión de 14 mPa a los 28 días, pero no menor que la resistencia a compresión de las unidades de mampostería.

11.4.1.5 Juntas. El mortero cubrirá completamente las caras de las juntas verticales y horizontales. El espesor de las juntas será de 10 mm, excepto entre la primera hilada y la fundación donde deberá ser mayor de que 6 mm pero menor que 16 mm.

11.5.2 Diseño estructural

11.5.2.1 Presión de suelo. Las presiones activas y pasivas se determinarán según el Capítulo 5.

11.5.2.2 Diseño de esfuerzo unitario admisible.

11.5.2.2.1 Módulo de elasticidad.

1. El módulo de elasticidad E_m de la mampostería se determinará de la Tabla 11.3.
2. El módulo de elasticidad del mortero de relleno de las celdas se determinará según la expresión $57000 (1000/6.89 f_g)^{1/2}$, donde f_g es la resistencia de compresión del mortero de relleno determinada según ACI 530.
3. El módulo de elasticidad del acero de refuerzo se tomará igual a 200 000 kN/mm².

11.5.2.2.2 Compresión en la mampostería. El esfuerzo unitario en las fibras extremas en compresión no excederá a $f'_m/3$, donde f'_m es la resistencia en compresión de la mampostería.

11.5.2.2.3 Tension en el refuerzo. El esfuerzo unitario en el centroide del refuerzo de tensión no excederá 138 mPa para refuerzo Grado 40 ó 165 mPa para refuerzo Grado 60.

11.5.2.2.4 Esfuerzo cortante. El esfuerzo cortante unitario no excederá

$$F_v = (1000/6.89 f_m')^{1/2}$$

donde f_m' es la resistencia a compresión de la mampostería en mPa.

11.6.3 Detalles de Refuerzo

11.6.3.1 Refuerzo. Las barras de refuerzo deformado cumpliran con ASTM A 615.

11.6.3.2 Diámetro de las barras. El diámetro del refuerzo vertical no excederá la mitad de la dimension minima libre de la celda dentro de la que se coloca.

11.6.3.3 Refuerzo mínimo. El refuerzo, tanto horizontal como vertical, tendrá un área mínima de un 0.15% del área de la sección transversal. El espaciamiento máximo será de 600 mm para el refuerzo vertical y 600 mm para el horizontal. Para la determinación del refuerzo mínimo, sólo se considerarán barras que estén embebidas en concreto y que tengan traslapes y anclajes que desarrollen la resistencia del refuerzo.

11.6.3.4 Proteccion del refuerzo. Las barras del refuerzo tendran un recubrimiento de mampostería minimo de 50 mm para barras mayores que No. 5 y de 40 mm para barras No.5 o menores.

11.6.3.5 Colocación de refuerzo dentro de las celdas. El refuerzo vertical se apartará de la mampostería una distancia libre de por lo menos 6 milímetros para mortero fino y 13 milímetros para mortero grueso. No se colocará más de una barra en cada celda.

11.6.3.6 Longitud de desarrollo. La longitud de desarrollo l_d en mm será igual a

$$l_d = 0.15 F_s d_b > 300 \text{ mm,}$$

donde f_s es el esfuerzo permisible en mPa y d_b el diametro en mm.

11.6.3.7 Anclaje del refuerzo. Para muros de retén en voladizo, se proveerá suficiente longitud de refuerzo dentro de la base y llevado a la cara opuesta (el fondo) para desarrollar la resistencia de las barras.

Los muros de retén soportados lateralmente contra una estructura se anclarán a los pisos contra los que se apoyan mediante refuerzo debidamente desarrollado dentro del muro y dentro de los pisos.

11.6.3.8 Traslapes. Los traslapes tendrán una longitud mínima l_e en mm de

$$l_e = 0.20 F_s d_b > 300 \text{ mm,}$$

donde F_s es el esfuerzo permisible en mPa y d_b el diametro en mm.

Las barras traslapadas se separaran un diámetro de barra o se amarraran con alambre.

11.6.3.9 Zona de no traslapar. No se permitirá traslapar el refuerzo vertical en una altura igual a 1.5 veces de espesor del muro medida a partir de las secciones criticas en flexión.

11.6.3.10 Refuerzo para esfuerzo cortante. Los estribos para resistir esfuerzo cortante deberán estar embebidos en el concreto en toda su extensión. Cada extremo del estribo se anclará de una de las siguientes formas:

1. Un dobléz de 180° alrededor de una barra vertical y una extensión recta mínima de diez diámetros de barra de estribo.
2. Un dobléz de 90° en el plano vertical y una extensión recta de 300 mm.

11.6.3.11 Refuerzo en intersecciones. Deberá colocarse un mínimo de dos barras en las esquinas o intersecciones de muros, sin exceder una barra por celda.

Tabla 11.1

Altura Máxima Retenida en mm
para Muros de Retén de Mampostería de Concreto

Espesor de muro en mm	Presión activa		
	1.50 kN/m ²	2.25 kN/m ²	3.125 kN/m ²
150	1200	1100	1000
200	1700	1500	1300

Notas

1. Basado en una resistencia de mampostería de $f_m' = 6.5$ mPa, que corresponde a unidades de mampostería de concreto de 8.6 mPa y mortero tipo N.
2. Sin inspección especial.
3. Refuerzo grado 60.
4. Relleno horizontal sin sobrecarga.
5. Refuerzo decentrado

Factores de conversión: 1 mPa = 10 kgf/cm²
1 kN/m² = 100 kgf/m²

Tabla 11.2

Resistencia Requerida de las Unidades de Mampostería en mPa

Resistencia de compresión especificada de la mampostería de concreto, f_m , en mPa	Mortero	
	Morteros tipo M y S	Morteros tipo N
5.5	6.9	9.0
6.9	8.6	13.8
8.3	11.0	23.4
9.6	14.5	41.3

Notas

1. Basado en la Tabla 4.3 de ACI 531-79 (Revisado en 1983) *El Código de Edificación para Estructuras de Mampostería*.
2. La resistencia de cubo de morteros tipo M, S y N es, respectivamente, de 17.2 mPa, 12.4 mPa, y 5.17 mPa según ASTM C270.

Factores de conversión: 1 mPa = 10 kgf/cm²

Tabla 11.3

Módulo de Elasticidad de Mampostería de Concreto en mPa

Resistencia de compresión de las unidades de mampostería en mPa	Mortero	
	Tipo N	Tipo M o S
42	-	24 500
35	19 600	22 400
28	18 200	20 300
21	16 100	17 500
18	15 400	16 800
14	12 600	15 400
10	10 500	11 200

Notas

1. Basado en la Tabla 5.5.1.3 de ACI 530

Factores de conversión: 1 mPa = 10 kgf/cm²