

Contenido

	Página
Preámbulo	VIII
1 Alcance y campo de aplicación	1
2 Referencias normativas	1
3 Términos, definiciones y simbología	3
3.1 Términos y definiciones	3
3.2 Simbología	5
4 Disposiciones de aplicación general	9
4.1 Principios e hipótesis básicos	9
4.2 Formas de especificar la acción sísmica	10
4.3 Clasificación de estructuras y equipos según su importancia	11
4.4 Coordinación con otras normas	12
4.5 Combinaciones de cargas	12
4.6 Proyecto y revisión del diseño sísmico	14
4.7 Disposición general sobre la aplicación de esta norma	14
5 Análisis sísmico	14
5.1 Disposiciones generales	14
5.2 Métodos de análisis	16
5.3 Análisis elástico estático	17
5.4 Análisis elástico dinámico	19

Contenido**Página**

5.5	Acción sísmica vertical	21
5.6	Equipos robustos y rígidos apoyados en el suelo	21
5.7	Diseño por desplazamientos diferenciales horizontales	21
5.8	Análisis especiales	22
5.9	Estructuras con aislación sísmica o disipadores de energía	23
5.10	Otras estructuras no específicamente referidas en esta norma	24
6	Deformaciones sísmicas	37
6.1	Cálculos de deformaciones	37
6.2	Separación entre estructuras	38
6.3	Deformaciones sísmicas máximas	38
6.4	Efecto P-Delta	39
7	Elementos secundarios y equipos montados sobre estructuras	39
7.1	Alcance	39
7.2	Fuerzas para el diseño sísmico	39
7.3	Fuerzas para el diseño de anclajes	41
7.4	Sistemas de corte automático	42
8	Disposiciones especiales para estructuras de acero	42
8.1	Normas aplicables	42
8.2	Materiales	43
8.3	Marcos arriostrados	43

Contenido

	Página
8.4 Marcos rígidos	44
8.5 Conexiones	45
8.6 Anclajes	46
8.7 Sistemas de arriostramientos horizontales	48
9 Disposiciones especiales para estructuras de hormigón	53
9.1 Estructuras de hormigón armado	53
9.2 Estructuras prebabricadas de hormigón	54
9.3 Naves industriales compuestas por columnas en voladizo	57
10 Disposiciones sobre fundaciones	59
10.1 Especificaciones generales para el diseño	59
10.2 Fundaciones superficiales	59
11 Estructuras específicas	60
11.1 Galpones industriales	60
11.2 Naves de acero livianas	61
11.3 Edificios industriales de varios pisos	63
11.4 Grandes equipos suspendidos	63
11.5 Cañerías y ductos	63
11.6 Grandes equipos móviles	63
11.7 Estanques, elevados, recipientes de proceso y chimeneas de acero	64
11.8 Estanques verticales apoyados en el suelo	64
11.9 Hornos y secadores rotatorios	66

Contenido

	Página
11.10 Estructuras de albañilería refractaria	67
11.11 Equipos eléctricos	67
11.12 Estructuras y equipos menores	67
11.13 Estructuras de madera	67
Anexo A (normativo) Detalles típicos	68
Anexo B (normativo) Diseño de las uniones viga a columna en marcos rígidos de acero	78
B.1 Generalidades	78
B.2 Diseño de la zona panel de uniones de momento	78
B.3 Flexión local del ala de la columna debida a una fuerza de tracción perpendicular a ella	82
B.4 Fluencia local del alma por fuerzas de compresión perpendicular al ala	83
B.5 Aplastamiento del alma por la fuerza de compresión perpendicular al ala	85
B.6 Pandeo de compresión del alma	86
B.7 Requisitos adicionales para atiesadores de continuidad	87
B.8 Requisitos adicionales para planchas de refuerzo	87
Anexo C (informativo) Comentarios	88
C.1 Alcance	88
C.2 Referencias	89
C.3 Terminología y simbología	89
C.4 Disposición de aplicación general	89

Contenido

	Página
C.5 Análisis sísmico	93
C.6 Deformaciones sísmicas	101
C.7 Elementos secundarios y equipos montados sobre estructuras	101
C.8 Disposiciones especiales para estructuras de acero	102
C.9 Disposiciones especiales para estructuras de hormigón	104
C.10 Fundaciones	106
C.11 Estructuras específicas	106
C.B Diseño de las uniones viga columna en marcos rígidos de acero	115
Referencias	117
 Figuras	
Figura 5.1 a) Zonificación sísmica de las Regiones I, II y III	34
Figura 5.1 b) Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X y Región Metropolitana	35
Figura 5.1 c) Zonificación sísmica de las Regiones XI y XII	36
Figura 5.2	37
Figura 8.1 Ejemplos para relaciones ancho/espesor de Tabla 8.1	52
Figura 8.2	53
Figura A.1 Base de columnas	68
Figura A.2 Arriostramientos de techo	68
Figura A.3 Detalle portagrúas y columnas	69
Figura A.4 Arriostramiento de muro extremo	69
Figura A.5 Unión columna a muro de albañilería	70

Contenido

	Página
Figura A.6 Equipo rígido en edificio	70
Figura A.7 Detalles típicos de grandes equipos suspendidos, conectores sísmicos y pernos de anclaje	71
Figura A.8 Detalles típicos de grandes equipos móviles	73
Figura A.9 Sistema rueda riel	73
Figura A.10 Detalles típicos de grandes estanques	74
Figura A.11 Detalles típicos de hornos y secadores rotatorios	75
Figura A.12 Detalles típicos de albañilerías industriales	76
Figura A.13 Detalles típicos de estructuras y equipos menores	77
Figura B.1 Planchas adosadas de refuerzo	80
Figura B.2 Fuerzas en la zona panel	81
Figura B.3	84
Figura B.4	86
Figura C.1 Espectros de respuesta para Huachipato	97
Figura C.2 Espectros de diseño para Huachipato	99
Figuras	107
 Tablas	
Tabla 5.1 Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena	25
Tabla 5.2 Valor de la aceleración efectiva máxima A_0	29
Tabla 5.3 Definición de los tipos de suelos de fundación	29
Tabla 5.4 Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo	30
Tabla 5.5 Razones de amortiguamiento	30

Contenido

	Página
Tabla 5.6 Valores máximos del factor de modificación de la respuesta	31
Tabla 5.7 Valores máximos del coeficiente sísmico	33
Tabla 7.1 Valores máximos del factor de modificación de la respuesta para elementos secundarios y equipos	42
Tabla 8.1 Límites de la relación ancho/espesor	50

Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales

Preámbulo

El Instituto Nacional de Normalización, INN, es el organismo que tiene a su cargo el estudio y preparación de las normas técnicas a nivel nacional. Es miembro de la INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO) y de la COMISION PANAMERICANA DE NORMAS TECNICAS (COPANT), representando a Chile ante esos organismos.

La norma NCh2369 ha sido preparada por la División de Normas del Instituto Nacional de Normalización, y en su estudio participaron los organismos y las personas naturales siguientes:

Arze, Reciné y Asociados

Asociación de Industriales Metalúrgicos, ASIMET
Barrios y Montecinos Ingenieros Consultores
Bascuñán y Maccioni Ingenieros Civiles y Asociados
CADE - IDEPE
Consultores Particulares

IEC Ingeniería
Instituto Nacional de Normalización, INN
Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón
Marcial Baeza S. y Asociados
PREANSA S.A.
RCP Ingeniería Ltda.
SALFA I.C.S.A.
S y S Ingenieros Consultores Ltda.
Universidad de Chile

Universidad Técnica Federico Santa María

Elías Arze L.
Iván Darrigrande E.
Rodrigo Concha P.
Ramón Montecinos C.
Alberto Maccioni Q.
Alejandro Verdugo P.
David Campusano B.
Miguel Sandor E.
Jorge Lindenberg B.
Pedro Hidalgo O.
Augusto Holmberg F.
Marcial Baeza S.
Magno Mery G.
Rodrigo Concha P.
Vladimir Urzúa M.
Rodolfo Saragoni H.
Maximiliano Astroza I.
María Ofelia Moroni Y.
Rodolfo Saragoni H.
Patricio Bonelli C.

Por no existir Norma Internacional sobre este tema, el presente documento refleja el estado del arte del diseño sísmico de Chile, de acuerdo a la práctica empleada por las empresas de ingeniería líderes en el país. Esta práctica nacional ha demostrado ser eficiente y económica a juzgar por el comportamiento exhibido por las estructuras diseñadas en Chile durante los eventos sísmicos pasados, particularmente los de 1960 y 1985.

Los Anexos A y B forman parte del cuerpo de la norma.

El Anexo C no forma parte del cuerpo de la norma, se inserta sólo a título informativo.

Esta norma ha sido aprobada por el Consejo del Instituto Nacional de Normalización, en sesión efectuada el 29 de mayo de 2003.

Esta norma ha sido declarada Oficial de la República de Chile por Decreto N° 178, de fecha 01 de Septiembre de 2003, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, publicado en el Diario Oficial del 30 de Septiembre de 2003.

Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales

1 Alcance y campo de aplicación

1.1 Esta norma establece los requisitos para el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, ya sea livianas o pesadas. Se aplica, tanto a las estructuras propiamente tales, como a los sistemas de ductos y cañerías y a los equipos de proceso, mecánicos y eléctricos y a sus anclajes. También se aplica a las estructuras de bodegas o recintos de vocación industrial, y a las construcciones estructuradas con columnas en voladizo.

1.2 Esta norma no se aplica a otros tipos de estructuras tales como centrales nucleares, centrales de energía eléctrica y líneas de transmisión, presas, tranques de relaves, puentes, túneles, muelles gravitacionales, muros de contención, líneas de ductos enterradas, etc.

1.3 Los edificios de oficinas, casinos o aquellos asimilables a un uso habitacional se pueden diseñar de acuerdo a NCh433.Of96.

1.4 Se complementa con NCh433.Of96, *Diseño sísmico de edificios*. Todos los requisitos de dicha norma que no se modifiquen específicamente son aplicables.

2 Referencias normativas

Los documentos normativos siguientes contienen disposiciones que, a través de referencias en el texto de la norma, constituyen requisitos de la norma.

A la fecha de publicación de esta norma estaba vigente la edición que se indica a continuación.

Todas las normas están sujetas a revisión y a las partes que deban tomar acuerdos, basados en esta norma, se les recomienda investigar la posibilidad de aplicar las ediciones más recientes de las normas que se incluyen a continuación.

NCh2369

NOTA - El Instituto Nacional de Normalización mantiene un registro de las normas nacionales e internacionales vigentes.

NCh203	<i>Acero para uso estructural - Requisitos.</i>
NCh433	<i>Diseño sísmico de edificios.</i>
NCh1159	<i>Acero estructural de alta resistencia y baja aleación para construcción.</i>
NCh1537	<i>Diseño estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de uso.</i>
NCh2745	<i>Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica.</i>
ACI 318	<i>Building Code Requirements for Structural Concrete, 1999.</i>
ACI 350.3	<i>Practice for the Seismic Design of Liquid Containing Structures.</i>
AISC1989	<i>Specifications for Structural Steel Buildings, Allowable Stress Design.</i>
AISC 1999	<i>Seismic Provisions for Structural Steel Buildings - Part 1: Structural Steel Buildings.</i>
AISC 1999	<i>Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings.</i>
AISI 1996	<i>Specifications for the Design of Cold Formed Steel Structural Members.</i>
API 620	<i>Design and Construction of Large, Welded, Low-Pressure Storage Tanks.</i>
API 650	<i>Welded Steel Tanks for Oil Storage.</i>
AWWA-D 100	<i>Standard for Welded Steel Tanks for Water Storage.</i>
AWWA-D 110	<i>Wire and Strand Wound Circular, Prestressed Concrete Water Tanks.</i>
AWWA-D 115	<i>Circular Prestressed Concrete Water Tanks with Circumferential Tendons.</i>
UBC 97	<i>Uniform Building Code, 1997.</i>
	<i>Seismic Design of Storage Tanks, Recommendations of a Study Group of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1986.</i>
NZS 4203	<i>General Structural Design and Design Loadings for Buildings, 1992.</i>
ASTM A 6/6M-98	<i>Specification for General Requirements for Rolled Structural Steel Bars, Plates, Shapes, and Sheet Piling.</i>
ASTM A 36/A36M-97a	<i>Specification for Carbon Structural Steel.</i>
ASTM A 242/A242M-97	<i>Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel.</i>
ASTM A 325-97	<i>Specification for High-Strength Bolts for Structural Steel Joints.</i>
ASTM A 490-97	<i>Specification for Heat-Treated Steel Structural Bolts, 150 ksi Minimum Tensile Strength.</i>
ASTM A 500-98	<i>Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes.</i>
ASTM A 501-98	<i>Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing.</i>

ASTM A 502-93	<i>Specification for Steel Structural Rivets.</i>
ASTM A 572/A572M-97c	<i>Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel.</i>
ASTM A 588/A588M-97a	<i>Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel with 50 ksi [345 MPa] Minimum Yield Point to 4 in. [100 mm] Thick.</i>
ASTM A 913/913M-97	<i>Specification for High-Strength Low-Alloy Steel Shapes of Structural Quality, Produced by Quenching and Self-Tempering Process (QST).</i>
ASTM A 992/A992M-98	<i>Specification for Steel for Structural Shapes for Use in Building Framing.</i>
ANSI/AWS A5.1-91	<i>Specification for Carbon Steel Covered Arc-Welding Electrodes.</i>
ANSI/AWS A5.5-96	<i>Specification for Low-Alloy Steel Electrodes for Shielded Metal Arc Welding.</i>
ANSI/AWS A5.17-89	<i>Specification for Carbon Steel Electrodes and Fluxes for Submerged-Arc Welding.</i>
ANSI/AWS A5.18-93	<i>Carbon Steel Electrodes and Rods for Gas Shielded Arc Welding.</i>
ANSI/AWS A5.20-95	<i>Specification for Carbon Steel Electrodes for Flux Cored Arc Welding.</i>
ANSI/AWS A5.23-90	<i>Specification for Low-Alloy Steel Electrodes and Fluxes for Submerged Arc Welding.</i>
ANSI/AWS A5.29-80 (R 1989)	<i>Specification for Low-Alloy Steel Electrodes for Flux-Cored Arc Welding.</i>

NOTA - Se pueden citar las normas extranjeras que se estimen necesarias.

3 Términos, definiciones y simbología

3.1 Términos y definiciones

Para los propósitos de esta norma, se aplican los términos y definiciones siguientes, los que complementan la terminología de NCh433.Of1996:

3.1.1 cargas permanentes (CP): acción cuya variación en el tiempo es despreciable en relación a sus valores medios o aquella para la cual la variación tiende a un límite

De acuerdo con esta definición se debe incluir bajo este concepto a:

- Peso propio de los elementos estructurales y terminaciones.
- Peso propio de equipos fijos e instalaciones.
- Contenido normal de recipientes, tolvas, correas y equipos.
- Peso de ductos sin sus acumulaciones ni incrustaciones. Aislaciones.
- Empujes permanentes.

3.1.2 conexión: región en la cual varios elementos prefabricados o un elemento prefabricado y un elemento moldeado en sitio se unen

3.1.3 conexión fuerte: conexión que permanece elástica mientras la zona predefinida de rótula plástica desarrolla respuesta inelástica bajo condiciones sísmicas severas

3.1.4 conexión húmeda: conexión que usa cualquiera de los métodos de empalme de las secciones 21.2.6, 21.2.7 ó 21.3.2.3 de ACI 318-99 para conectar elementos prefabricados, y usa hormigón o mortero de relleno moldeado en sitio para llenar el espacio del empalme

3.1.5 conexión seca: conexión entre elementos prefabricados que no califica como conexión húmeda

3.1.6 ingeniero de proceso: ingeniero responsable de los procesos de producción, disposición general de los equipos y estructuras y procesos de operación de la industria

3.1.7 marco arriostrado: sistema estructural con diagonales. Sus elementos, vigas, columnas y diagonales, trabajan preponderadamente por esfuerzo axial

3.1.8 marcos dúctiles con elementos no estructurales dilatados: aquellos en que los elementos no estructurales están separados de las columnas de los marcos por un espacio mayor o igual a los valores $d_{máx.}$ definidos en la sección 6.3

3.1.9 marcos dúctiles con elementos no estructurales no dilatados: aquellos en que los elementos no estructurales están separados de las columnas de los marcos por un espacio menor a los valores $d_{máx.}$ definidos en la sección 6.3. En estos casos los elementos no estructurales se deben incorporar en el modelo estructural evitando en el diseño la falla de corte de las uniones viga-columna

3.1.10 marco rígido: sistema estructural en que la unión viga-columna tiene capacidad para transmitir momento flector. Su estabilidad lateral en su plano depende de la rigidez a flexión de sus elementos componentes

3.1.11 período fundamental de vibración: período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis

3.1.12 profesional especialista: profesional con especialización reconocida en estructuras, legalmente autorizado para ejercer en Chile, con experiencia probada en diseño sismorresistente de 5 años como mínimo

3.1.13 riesgo sísmico: probabilidad que un determinado evento sísmico ocurra en una determinada zona y en un intervalo de tiempo pre-establecido

3.1.14 sobrecargas de uso (SC): acciones de naturaleza estática, variables en el tiempo que se determinan por la función y uso del edificio y sus instalaciones. Presenta variaciones frecuentes o continuas no despreciables en relación a su valor medio

De acuerdo con esta definición se debe incluir bajo este concepto a:

- Cargas uniformes correspondientes al uso de pisos y plataformas y que consideran el tránsito normal de personas, vehículos, equipos móviles menores y acumulaciones de materiales.
- Incrustaciones y acumulaciones de polvos en ductos, equipos y estructuras.
- Cargas de levante de grúas.
- Presiones de agua o tierra no permanentes.
- Presiones interiores en recipientes.
- Tensiones de correas y similares.

3.1.15 sobrecargas especiales de operación (SO): acciones dinámicas provenientes del uso normal de las instalaciones

De acuerdo con esta definición se debe incluir bajo este ítem a:

- Impactos y cargas de origen dinámico en general aunque se modelen como acciones estáticas equivalentes.
- Frenajes.
- Acciones debidas a líquidos o gases en movimiento, por ejemplo, el golpe de ariete.

3.1.16 sobrecargas accidentales de operación (SA): acciones provenientes de fenómenos operacionales que ocurren sólo ocasionalmente durante el uso normal de las instalaciones

De acuerdo con esta definición se debe incluir bajo este ítem a:

- Impactos extremos y explosiones.
- Cargas de cortocircuito.
- Cargas de sobrellenado de estanques y tolvas.

3.2 Simbología

Los símbolos empleados en esta norma tienen el significado que se indica a continuación:

A_o = aceleración efectiva máxima del suelo;

A_k = factor de ponderación para el peso asociado al nivel, k ;

C = coeficiente sísmico para la acción sísmica horizontal;

- C_{ij} = coeficiente de acoplamiento entre los modos i y j ;
- $C_{\text{máx.}}$ = valor máximo del coeficiente sísmico;
- C_v = coeficiente sísmico para la acción sísmica vertical;
- CP = cargas permanentes;
- D = diámetro exterior de sección circular; diámetro de estanque o recipiente de proceso;
- E = módulo de elasticidad;
- F_a = tensión admisible por compresión;
- F_k = fuerza horizontal aplicada en el nivel k ;
- F_p = fuerza sísmica horizontal para diseñar un elemento secundario o equipo;
- F_v = fuerza sísmica vertical;
- F_y = tensión de fluencia;
- F_{yf} = tensión de fluencia en el ala del perfil metálico;
- H = altura del nivel más alto sobre el nivel basal; altura total del edificio sobre el nivel basal; altura de los apoyos de puente o pasarela;
- I = coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla de una estructura o equipo;
- K = coeficiente de longitud de pandeo;
- K_p = factor de amplificación dinámica para el diseño de un elemento secundario o equipo;
- L = longitud de un elemento; luz de puente o pasarela;
- P = peso total del edificio o estructura sobre el nivel basal;
- P_k = peso sísmico asociado al nivel k ;
- P_p = peso de un elemento secundario o equipo;
- Q_o = esfuerzo de corte basal del edificio o estructura;
- Q_p = esfuerzo de corte en la base de un elemento secundario o equipo;
- $Q_{\text{mín.}}$ = valor mínimo del esfuerzo de corte basal;

R	= factor de modificación de la respuesta estructural;
R_1	= factor de modificación de la respuesta estructural definido en 6.1;
R_p	= factor de modificación de la respuesta de un elemento secundario o equipo;
S	= valor resultante de la superposición modal espectral; longitud mínima de apoyo; separación entre estructuras;
S_a	= aceleración espectral de diseño para acción sísmica horizontal;
$S_{a,v}$	= aceleración espectral de diseño para acción sísmica vertical;
S_e	= momento, esfuerzo de corte o esfuerzo axial en la conexión asociados al desarrollo de la resistencia probable (S_{pr}) en las ubicaciones predefinidas de plastificación de la estructura, basados en el mecanismo que controla el comportamiento inelástico;
S_i	= valor máximo de la contribución del modo i con su signo;
SA	= sobrecarga accidental de operación;
SC	= sobrecarga de uso;
SO	= sobrecarga especial de operación;
T_i	= período de vibración del modo i ;
T'	= parámetro que depende del tipo de suelo;
T^*	= período fundamental de vibración en la dirección de análisis sísmico;
Z_k	= altura del nivel k , sobre el nivel basal;
a	= factor de reducción de la sobrecarga;
a_p	= aceleración en el nivel de apoyo de un elemento o equipo;
a_k	= aceleración en el nivel k de una estructura;
b	= factor de amplificación o de mayoración de cargas; mitad del ancho del ala en perfiles laminados o soldados T, o doble T y TL; ancho nominal del ala en perfiles laminados Canal y Angulos; distancia desde el borde libre del ala hasta el inicio de la curva del pliegue en perfiles formados en frío; distancia entre inicio de curvaturas interiores del ala para perfiles Z, CA y Ω plegados; distancia desde el borde libre hasta la primera línea de conectores o soldadura, o ancho entre líneas de conectores o soldaduras para planchas;

- b_f = ancho del ala;
- d = deformación sísmica horizontal; altura total de perfiles T laminados y soldados;
- d_d = deformación sísmica horizontal, calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R ;
- $d_d^{\text{máx.}}$ = valor máximo admisible de d_d ;
- d_i = deformación sísmica horizontal máxima de la estructura i ;
- d_o = deformación debida a cargas de servicio no sísmicas;
- e = espesor del ala de un perfil metálico; espesor del manto de estanques, chimeneas o recipientes de proceso;
- g = aceleración de gravedad;
- h = distancia libre entre alas en perfiles soldados; distancia libre entre alas menos la dimensión de los filetes en perfiles laminados; distancia entre los conectores más cercanos en perfiles apernados; distancia en el alma entre los puntos de inicio de las curvas de los pliegues en perfiles formados en frío; altura de la estructura en un cierto nivel sobre el nivel basal; altura entre dos puntos de una estructura ubicados sobre una misma vertical;
- k = factor que influye en la limitación de la razón ancho/espesor de perfiles doble T, T, canales;
- n = parámetro que depende del tipo del suelo; número de niveles;
- r = radio de giro; cuociente entre los períodos asociados a dos modos de vibrar;
- t = espesor del ala de un perfil metálico;
- t_w = espesor del alma de un perfil metálico;
- ξ = razón de amortiguamiento;
- ϕ_b = coeficiente de reducción de resistencia estipulado en AISC - LRFD;
- λ_r = límite de la razón ancho-espesor para no tener pandeo local;
- λ_p = límite de la razón ancho-espesor para permitir la plastificación completa de la sección.

4 Disposiciones de aplicación general

4.1 Principios e hipótesis básicos

4.1.1 Las disposiciones de diseño de esta norma, aplicadas en conjunto con las normas de diseño específicas de cada material, están orientadas al cumplimiento de los objetivos siguientes:

a) Protección de vida en la industria

- a.1) Evitar el colapso de estructuras para sismos más severos que el sismo de diseño.
- a.2) Evitar incendios, explosiones, o emanaciones de gases y líquidos tóxicos.
- a.3) Proteger el medio ambiente.
- a.4) Asegurar la operatividad de las vías de escape durante la emergencia sísmica.

b) Continuidad de operación de la industria

- b.1) Mantener los procesos y servicios esenciales.
- b.2) Evitar o reducir a un tiempo mínimo la paralización de la operación de la industria.
- b.3) Facilitar la inspección y reparación de los elementos dañados.

4.1.2 En general, se acepta que el análisis sísmico se base en el uso de modelos lineales de las estructuras, pero el dimensionamiento de los elementos resistentes se debe hacer por el método especificado en las normas de cada material, que puede ser de tensiones admisibles o de cargas últimas.

4.1.3 Para cumplir el objetivo enunciado en 4.1.1, a.1), las estructuras deben tener amplia reserva de resistencia y/o ser capaces de absorber grandes cantidades de energía, más allá del límite elástico, antes de fallar. Para estos efectos el sistema estructural global debe cumplir con los requisitos siguientes:

- a) Asegurar un comportamiento dúctil de los elementos resistentes y sus conexiones, para evitar fallas por inestabilidad o fragilidad, o alternatively, asegurar el comportamiento elástico.
- b) Proveer más de una línea de resistencia para las sollicitaciones sísmicas. Los sistemas sismorresistentes deben ser redundantes e hiperestáticos. Sólo se puede hacer excepción a esta regla con la aprobación explícita del profesional especialista definido en 3.1.12.
- c) Disponer de sistemas simples y claramente identificables para la transmisión de los esfuerzos sísmicos a las fundaciones, evitando estructuraciones de alta asimetría y complejidad.

Para cumplir los objetivos de continuidad de operación de la industria, y los enunciados en a.2) y a.3), las estructuras, equipos y sus anclajes se deben diseñar para que durante terremotos más severos que el sismo de diseño se cumplan los requisitos siguientes, en adición a los anteriores indicados en a), b) y c):

- d) Limitar las incursiones en el rango no elástico, en el caso que ellas pongan en peligro la continuidad de la operación o las operaciones de rescate.
- e) Los daños se deben producir en lugares visibles y accesibles.
- f) Aquellos equipos de emergencia y control, cuya operación durante la emergencia debe ser garantizada, deben estar debidamente calificados de acuerdo a normas internacionales, con la aprobación de los ingenieros de proceso y el profesional especialista.

4.1.4 Para que la estructura sismorresistente sea dúctil durante su comportamiento cíclico, de acuerdo a lo establecido en 4.1.3 a), se deben cumplir los requisitos de cláusulas 8, 9 y del Anexo B.

4.1.5 Los profesionales especialistas e ingenieros de proceso definidos en 3.1.12 y 3.1.6 establecerán, en cada proyecto, las condiciones de diseño sísmico de todas las estructuras, equipos y sus anclajes, de modo de satisfacer los objetivos indicados en 4.1.1. En particular, se deben indicar para cada estructura y equipo su clasificación sísmica, métodos de análisis, criterios, parámetros relevantes y planos ilustrativos, de lo cual se dejará constancia en las especificaciones del proyecto. El diseño sísmico de los equipos puede ser hecho por los ingenieros de los fabricantes que los proveen, pero la aprobación debe ser hecha por el profesional especialista definido en 4.6.2.

4.1.6 Ubicación

Para determinar la ubicación de la industria se deben considerar los riesgos ocasionados por otros fenómenos asociados a la acción sísmica, tales como amplificación topográfica, maremotos, desplazamientos por fallas y deslizamientos de tierras, licuación o densificación del suelo. Para estos efectos, fuera de cumplirse las disposiciones de 4.2 de NCh433.Of96, se deben realizar los estudios geológicos, topográficos, de maremotos y geotécnicos que correspondan, los que deben ser efectuados por profesionales con experiencia en estas materias.

4.2 Formas de especificar la acción sísmica

La acción sísmica se podrá especificar en una de las formas siguientes:

- a) **Mediante coeficientes sísmicos** horizontales y verticales, aplicables a los pesos de las diversas partes en que se ha considerado dividido el sistema para su análisis, según lo establecido en 5.3, 5.5 y 5.6.
- b) **Mediante espectros de respuesta** de sistemas lineales de un grado de libertad para los movimientos de traslación horizontal y vertical del suelo de fundación, según lo establecido en 5.4 y 5.5.

- c) Dando valores descriptivos del movimiento del suelo, tales como los *máximos de la aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo*, tanto en dirección horizontal como vertical u otros similares, según lo establecido en 5.8.1.
- d) Mediante *acelerogramas reales o sintéticos* debidamente formulados para los movimientos horizontal y vertical del suelo de fundación, según lo establecido en 5.8.2.

Al hacer uso de una de las alternativas a) o b) se debe respetar lo dispuesto en 4.1 de NCh433.Of96, sobre zonificación sísmica del territorio nacional (Figura 5.1 y Tabla 5.1), y en 4.2 de dicha norma, sobre los efectos del suelo de fundación (Tabla 5.3) y de la topografía en las características del movimiento sísmico.

El uso de las alternativas c) o d) se debe basar en los resultados de estudios de peligro sísmico, en los cuales se consideren la sismicidad regional y local, las condiciones geológicas, geotécnicas y topográficas, y las consecuencias directas e indirectas de las fallas de las estructuras y equipos. En todo caso se debe cumplir con lo especificado en 5.8.1 y 5.8.2.

Si se sospecha de la existencia de efectos de campo cercano, se debe hacer un análisis especial que los considere.

4.3 Clasificación de estructuras y equipos según su importancia

4.3.1 Clasificación

Para los efectos de la aplicación de esta norma, las estructuras y equipos se clasifican en categorías según su importancia, como sigue:

- **Categoría C1.** Obras críticas, por cualquiera de las razones siguientes:
 - a) Vitales, que se deben mantener en funcionamiento para controlar incendios o explosiones y daño ecológico, y atender las necesidades de salud y primeros auxilios a los afectados.
 - b) Peligrosas, cuya falla involucra riesgo de incendio, explosión o envenenamiento del aire o las aguas.
 - c) Esenciales, cuya falla puede causar detenciones prolongadas y pérdidas serias de producción.
- **Categoría C2.** Obras normales, que pueden tener fallas menores susceptibles de reparación rápida que no causan detenciones prolongadas ni pérdidas importantes de producción y que tampoco pueden poner en peligro otras obras de la categoría C1.
- **Categoría C3.** Obras y equipos menores, o provisionales, cuya falla sísmica no ocasiona detenciones prolongadas, ni tampoco puede poner en peligro otras obras de las categorías C1 y C2.

4.3.2 Coeficientes de importancia

A cada categoría le corresponde un coeficiente de importancia I , cuyo valor es el siguiente:

$$C1 \quad I = 1,20$$

$$C2 \quad I = 1,00$$

$$C3 \quad I = 0,80$$

4.4 Coordinación con otras normas

4.4.1 Normas chilenas

Las disposiciones de esta norma se deben aplicar en conjunto con lo dispuesto en otras normas de carga o diseño para cada material, de acuerdo a lo establecido en 5.3 de NCh433.Of96.

4.4.2 Normas extranjeras

Para el caso de cargas o materiales no contemplados en 5.2 y 5.3 de NCh433.Of96, se deben usar normas o criterios de uso internacionalmente reconocido aceptados por el profesional especialista que aprueba el proyecto (ver 4.6.2).

En todo caso, dichas normas y criterios deben cumplir los principios e hipótesis básicos indicados en 4.1 de esta norma.

4.5 Combinaciones de cargas

La combinación de las sollicitaciones sísmicas con las cargas permanentes y los distintos tipos de sobrecargas se debe hacer usando las reglas de superposición siguientes:

a) Cuando el diseño se haga por el método de las tensiones admisibles:

$$i) \quad CP + aSC + SO^{*)} + SA^{*)} \pm \text{Sismo Horizontal} \pm \text{Sismo Vertical}^{**)}$$

$$ii) \quad CP + SA^{*)} \pm \text{Sismo Horizontal} \pm \text{Sismo Vertical}^{**)}$$

*) Las cargas SO y SA se combinan con sismo sólo si para ellas se verifica alguna de las dos condiciones siguientes:

i) La acción SA se deriva de la ocurrencia del sismo, y debe considerarse con su signo.

ii) Es normal esperar que al iniciarse el sismo la acción SO esté ocurriendo y no se interrumpe o detiene durante el sismo y debido a su acción.

Si el sismo genera un efecto tal que la acción SO o SA necesariamente se interrumpe al iniciarse las aceleraciones basales, no se debe considerar esa acción.

***) El sismo vertical se considerará sólo en los casos indicados en 5.1.1 y su magnitud se determinará de acuerdo con 5.5.

En estas combinaciones las tensiones admisibles se pueden aumentar en 33,3%.

b) Cuando el diseño se haga por el método de las cargas últimas:

$$i) 1,2 CP + aSC + SO^{*)} + SA^{*)} \pm b \text{ Sismo Horizontal} \pm b \text{ Sismo Vertical}^{**)}$$

$$ii) 0,9 CP + SA^{*)} \pm b \text{ Sismo Horizontal} \pm 0,3 \text{ Sismo Vertical}^{**)}$$

en que:

a = factor que afecta a la sobrecarga SC determinada sin considerar ningún tipo de reducción. Se debe tomar igual a 1,0, a menos que en conjunto con el ingeniero de proceso, se permita una reducción del valor anterior, la cual debe tomar en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultánea de la sobrecarga con el nivel de la sollicitación sísmica definido en esta norma. En todo caso, el valor de "a" tendrá como mínimo los valores que se indican a continuación:

TIPO DE RECINTO	<u>a</u>
Bodegas y en general zonas de acopio con baja tasa de rotación	0,50
Zonas de uso normal, plataformas de operación	0,25
Diagonales que soportan cargas verticales	1,00
Pasarelas de mantención y techos	0

b = factor de amplificación de las cargas sísmicas, definido en función de los métodos de análisis utilizados actualmente para distintos materiales. Adopta los siguientes valores:

Estructuras o equipos de acero	b = 1,1
Estructuras o equipos de hormigón	b = 1,4

En las combinaciones i) indicadas en a) y b) anteriores, los signos + ó - para el sismo vertical se deben aplicar de modo de obtener un efecto que se suma al producido por las cargas CP y SC. En las combinaciones ii) indicadas en a) y b) los signos + ó - para el sismo vertical se deben aplicar de modo de conseguir el efecto inverso, es decir, disminuir el efecto de las cargas CP y SC.

La sollicitación sísmica es una carga eventual que no se debe superponer a otras cargas eventuales. Para ubicaciones especiales en áreas montañosas y altas, en que pueden haber normalmente viento o nieve de gran magnitud y duración, se deben hacer estudios especiales para determinar los valores de estas cargas de coincidencia probable con el sismo de diseño.

Si se aprecia la necesidad de considerar varios niveles de contenido en recipientes, cañerías o estanques, el número de estas combinaciones crece para cubrir las distintas situaciones.

4.6 Proyecto y revisión del diseño sísmico

4.6.1 El diseño sísmico original debe ser hecho por profesionales especialistas, (ver 3.1.12). Sólo se exceptúan los equipos diseñados por sus proveedores en el extranjero.

4.6.2 El diseño sísmico de todas las estructuras y de sus equipos y anclajes, sea cual sea su origen, debe ser aprobado por profesionales especialistas, distintos de los diseñadores.

4.6.3 Los planos y memorias de cálculo deben contener como mínimo las informaciones especificadas en 5.11 de NCh433.Of96. Los planos y memorias deben ser firmados por el diseñador original indicado en 4.6.1 y por el profesional especialista indicado en 4.6.2.

Sólo se exceptúan las estructuras y equipos de categoría C3, en los que basta con la presentación de planos firmados por el diseñador original, con indicación de dimensiones y materiales de los elementos resistentes, pesos, centros de gravedad y detalles de anclaje.

4.6.4 La revisión y aprobación del diseño sísmico no libera a los diseñadores originales de su responsabilidad total respecto al cumplimiento de las normas y especificaciones.

4.7 Disposición general sobre la aplicación de esta norma

Si el tipo de estructura está explícitamente citado en esta norma se deben usar las respectivas disposiciones de diseño. Si la estructura se puede asociar a varias clasificaciones que impliquen disposiciones de diseño diferentes, se deben usar las más exigentes.

5 Análisis sísmico

5.1 Disposiciones generales

5.1.1 Dirección de la sollicitación sísmica

Las estructuras deben ser analizadas, como mínimo, para las acciones sísmicas en dos direcciones horizontales aproximadamente perpendiculares.

El efecto de las aceleraciones sísmicas verticales se debe considerar en los casos siguientes:

- a) Barras de suspensión de equipos colgantes y sus elementos soportantes y vigas de acero de construcción soldada, laminada o plegada, con o sin losa colaborante, ubicadas en zona sísmica 3, en las que las cargas permanentes representan más del 75% de la carga total.
- b) Estructuras y elementos de hormigón precomprimido (pretensado y postensado).
- c) Fundaciones y elementos de anclaje y apoyo de estructuras y equipos.
- d) Cualquier otra estructura o elemento en que la variación de la acción sísmica vertical afecte en forma significativa su dimensionamiento, como por ejemplo, las estructuras o elementos en voladizo.
- e) Estructuras con aislación sísmica sensitivas a los efectos verticales.

5.1.2 Combinación de efectos de componentes horizontales del sismo

Para el diseño de los elementos estructurales resistentes al sismo, en general, no es necesario combinar los efectos debidos a las dos componentes horizontales de la acción sísmica. Se puede proceder como si dichos efectos no fueran concurrentes y, en consecuencia, los elementos se pueden diseñar para el sismo actuando según cada una de las direcciones de análisis considerada separadamente.

Hacen excepción a esta regla simplificatoria las estructuras que presentan notorias irregularidades torsionales o que tienen en ambas direcciones marcos rígidos con columnas comunes a dos líneas resistentes que se intersectan. En tales casos, los elementos se deben diseñar para los esfuerzos obtenidos de considerar el 100% de la sollicitación sísmica que actúa en una dirección más los esfuerzos obtenidos de considerar el 30% de la sollicitación sísmica actuando en la dirección ortogonal a la anterior, y viceversa. Se deben considerar los mayores esfuerzos resultantes de las dos combinaciones anteriores.

5.1.3 Masa sísmica para el modelo estructural

Para el cálculo de las fuerzas de inercia horizontales durante un sismo, las sobrecargas de operación se pueden reducir de acuerdo a su probabilidad de ocurrencia simultánea con el sismo de diseño.

Independientemente de lo anterior, las sobrecargas de uso se pueden reducir multiplicándolas por los coeficientes siguientes:

- Techos, plataformas y pasarelas tanto de operación como de mantención : 0
- Bodegas de almacenamiento, salas de archivo y similares : 0,5

Para fines de determinar los efectos del sismo vertical en los casos indicados en 5.1.1, no se debe considerar reducción de las cargas verticales, salvo las indicadas en NCh1537 para las sobrecargas de uso.

5.2 Métodos de análisis

5.2.1 Generalidades

El análisis sísmico se hará normalmente usando métodos lineales, para una acción sísmica especificada según 4.2 a), ó 4.2 b), ó 4.2 c).

En casos especiales, el análisis se puede basar en la respuesta no lineal, para una acción sísmica especificada según 4.2 d).

5.2.2 Métodos lineales

Se pueden usar tres procedimientos:

- a) Análisis estático o de fuerzas equivalente, solamente para estructuras de hasta 20 m de altura, siempre que su respuesta sísmica se pueda asimilar a la de un sistema de un grado de libertad.
- b) Análisis modal espectral, para cualquier tipo de estructuras.
- c) Métodos especiales para estructuras con comportamiento elástico, de acuerdo a lo estipulado en 5.8.

5.2.3 Métodos no lineales

Los métodos de análisis no lineal corresponden a uno de los métodos de análisis especiales indicados en 5.8 que cumplen con las condiciones de análisis tiempo-historia de 5.8.2.

De acuerdo a los principios de la norma de 4.1, las incursiones no lineales deben ser moderadas para garantizar la continuidad de operación de la industria.

El modelo no lineal debe modelar adecuadamente la capacidad resistente y el comportamiento de los elementos estructurales respaldados por ensayos de laboratorio realizados con este propósito o por estudios experimentales normalmente aceptados.

La demanda de ductilidad no debe sobrepasar el límite establecido de acuerdo al daño que se permita, pero en ninguna sección debe ser mayor que $2/3$ de la ductilidad local disponible.

Los desplazamientos no lineales máximos calculados no deben ser reducidos y deben satisfacer los límites establecidos en 6.3.

El modelo no lineal podrá incorporar la interacción dinámica suelo estructura, pero su influencia se limitará hasta un 75% de los resultados obtenidos por el mismo modelo no lineal pero con base rígida.

5.3 Análisis elástico estático

5.3.1 Modelo matemático de la estructura

5.3.1.1 El modelo matemático de la estructura debe ser capaz de representar adecuadamente la transferencia de solicitaciones desde los puntos de aplicación hacia los soportes. Con tal objeto, deben quedar incluidos, por lo menos, todos los elementos del sistema sismorresistente, la rigidez y resistencia de aquellos elementos relevantes en la distribución de fuerzas y la correcta ubicación espacial de las masas.

5.3.1.2 En general, se debe usar un modelo tridimensional, excepto los casos en que el comportamiento se puede predecir con modelos planos.

5.3.1.3 En estructuras sin diafragmas horizontales rígidos, se debe definir un número suficiente de grados de libertad nodales asociados a masas traslacionales. Cuando sea necesario, se deben considerar además las masas rotacionales.

5.3.1.4 En estructuras con diafragmas horizontales rígidos, se puede emplear un modelo con tres grados de libertad por piso.

5.3.1.5 En estructuras que soportan equipos que tengan influencia en su respuesta, el modelo matemático debe considerar el conjunto equipo-estructura.

5.3.1.6 Para el caso de grandes equipos colgantes, el modelo matemático debe incluir los dispositivos de suspensión e interconexión entre el equipo y la estructura soportante.

5.3.1.7 Si las características del suelo o el tipo de fundación hacen necesario considerar el efecto de la interacción suelo-estructura, se pueden usar resortes desacoplados para traslación y giro.

5.3.1.8 Los efectos de la torsión natural y la torsión accidental sólo se deben considerar en los niveles que tienen diafragma rígido. El efecto de la torsión accidental se puede incluir considerando las posibles variaciones en la distribución de pesos propios y sobrecarga. En caso que no existan antecedentes para realizar lo anterior, se debe usar la disposición 6.2.8 de NCh433.Of96.

5.3.2 Esfuerzo de corte basal horizontal

El esfuerzo de corte horizontal en la base se debe calcular según la expresión siguiente:

$$Q_o = CIP \quad (5-1)$$

en que:

Q_o = esfuerzo de corte en la base;

C = coeficiente sísmico, que se define en 5.3.3;

I = coeficiente de importancia especificado en 4.3.2;

P = peso total del edificio sobre el nivel basal, calculado en la forma indicada en 5.1.3. Para estos efectos, se debe considerar como nivel basal el plano que separa la fundación de la estructura, salvo indicación en contrario del profesional especialista.

5.3.3 El coeficiente sísmico se determina de:

$$C = \frac{2,75 A_o}{g R} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad (5-2)$$

en que:

A_o = aceleración efectiva máxima definida en Tabla 5.2 según la zonificación sísmica establecida en Figura 5.1 y Tabla 5.1;

T', n = parámetros relativos al tipo de suelo de fundación, que se determinan de Tablas 5.3 y 5.4;

T^* = período fundamental de vibración en la dirección de análisis;

R = factor de modificación de la respuesta que se establece en Tabla 5.6;

ξ = razón de amortiguamiento que se establece en Tabla 5.5.

5.3.3.1 El valor de C no necesita ser mayor que el indicado en Tabla 5.7.

5.3.3.2 En ningún caso el valor de C será menor que $0,25 A_o/g$.

5.3.4 Período fundamental de vibración

El período fundamental de vibración T^* se debe calcular por un procedimiento teórico o empírico fundamentado.

5.3.5 Distribución en altura

Las fuerzas sísmicas se deben distribuir en la altura según la expresión siguiente:

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_{j=1}^n A_j P_j} Q_o \quad (5-3)$$

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \quad (5-4)$$

en que:

- F_k = fuerza horizontal sísmica en el nivel k ;
 P_k, P_j = peso sísmico en los niveles k y j ;
 A_k = parámetro en el nivel k ($k = 1$ es el nivel inferior);
 n = número de niveles;
 Q_o = esfuerzo de corte basal;
 Z_k, Z_{k-1} = altura sobre la base de los niveles k y $k - 1$;
 H = altura del nivel más alto sobre el nivel basal.

5.4 Análisis elástico dinámico

5.4.1 Modelo matemático de la estructura

Se deben usar las disposiciones 5.3.1.1 a 5.3.1.7 del análisis elástico estático.

5.4.2 Espectro de diseño

El análisis modal espectral se debe hacer para el espectro de diseño siguiente:

$$S_a = \frac{2,75 A_o I}{R} \left(\frac{T'}{T} \right)^n \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad (5-5)$$

en que:

T = período de vibración del modo considerado.

No obstante, el valor de S_a no debe ser mayor que $IC_{\text{máx.}} \times g$, en que $C_{\text{máx.}}$ se determina de Tabla 5.7.

5.4.3 Número de modos

El análisis debe incluir suficientes modos de vibrar para que la suma de las masas equivalentes, en cada dirección de análisis, sea igual o superior al 90% de la masa total.

5.4.4 Superposición modal

Los esfuerzos y deformaciones sísmicas se deben calcular superponiendo los valores máximos modales por el método de la *Superposición Cuadrática Completa*, de acuerdo a las fórmulas siguientes:

$$S = \sqrt{\sum_i \sum_j C_{ij} S_i S_j} \quad (5-6)$$

$$C_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{1,5}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)} \quad (5-7)$$

$$r = \frac{T_i}{T_j}$$

en que:

S = combinación modal;

S_i, S_j = valores máximos de las contribuciones de los modos i y j ;

C_{ij} = coeficiente de acoplamiento entre los modos i y j ;

ξ = razón de amortiguamiento determinada de Tabla 5.5;

T_i, T_j = período de los modos i y j .

5.4.5 Esfuerzo de corte basal mínimo

Si el esfuerzo de corte basal Q_o resulta menor que el valor siguiente:

$$Q_{\min.} = 0,25 I \frac{A_o}{g} P \quad (5-8)$$

todas las deformaciones y esfuerzos se deben multiplicar por el cociente $Q_{\min.}/Q_o$ para los efectos de diseño.

5.4.6 Torsión accidental

El efecto de la torsión accidental sólo se debe considerar en los niveles que tienen diafragma rígido. En tales casos, este efecto se puede incluir considerando las posibles variaciones en la distribución de pesos propios y sobrecarga. En caso que no existan antecedentes para realizar lo anterior, se debe usar la disposición 6.3.4 de NCh433.Of96.

5.5 Acción sísmica vertical

5.5.1 La acción sísmica vertical se puede considerar en forma estática, en la forma que se indica a continuación:

- a) Para los casos indicados en 5.1.1 a) y 5.1.1 b) se debe aplicar un coeficiente sísmico vertical parejo, sobre todos los elementos, igual a A_0/g . De este modo la fuerza sísmica vertical debe ser: $F_v = \pm (A_0/g) IP$, en que P es la suma de las cargas permanentes y sobrecargas.
- b) Para los casos contemplados en 5.1.1 c) y 5.1.1 d), el coeficiente sísmico debe ser $2 A_0/3 g$.
- c) Para los casos contemplados en 5.1.1 e), se debe proceder de acuerdo a lo indicado en 5.9.

5.5.2 Alternativamente, se puede desarrollar un análisis dinámico vertical con el espectro de aceleraciones indicado en la expresión (5-5), para $R = 3$ y $\xi = 0,03$. En este caso, la ordenada espectral no necesita ser mayor que IA_0 . Razones de amortiguamiento mayores que 0,03 se deben justificar especialmente.

5.6 Equipos robustos y rígidos apoyados en el suelo

Esta disposición se refiere a equipos cuyo período fundamental propio es menor o igual a 0,06 s, incluyendo el efecto del sistema de conexión a su fundación.

Estos equipos se pueden diseñar por el método de análisis estático, con un coeficiente sísmico horizontal igual a $0,7 A_0/g$ y un coeficiente sísmico vertical igual a $0,5 A_0/g$.

5.7 Diseño por desplazamientos diferenciales horizontales

Para el caso de puentes o pasarelas que unen edificios, torres u otros equipos se deben proveer apoyos horizontales que permitan el desplazamiento sísmico real entre estructuras o equipos indicados en 6.2.

En ningún caso la longitud del apoyo será inferior a S , donde:

$$S [\text{cm}] = 20 + 0,2 L + 0,5 H; L \leq 60 \text{ m} \quad (5-9)$$

en que:

S = largo mínimo de apoyo (ver Figura 5.2);

L = luz en metros del puente o pasarela entre apoyos;

H = altura en metros de los apoyos del puente o pasarela sobre el sello de fundación de la estructura u equipo de mayor altura.

5.8 Análisis especiales

5.8.1 Análisis espectrales

5.8.1.1 Se pueden desarrollar espectros especiales aplicables a un determinado proyecto, tales que tomen en consideración las características e importancia de las obras a construir, las condiciones geotécnicas del sitio, la distancia a las fuentes sismogénicas, sus características, y los factores locales de amplificación o reducción de la intensidad del movimiento del suelo en función de la topografía del lugar, de los eventuales efectos de direccionalidad de las ondas, o de la configuración y constitución del subsuelo.

Con este fin se pueden definir parámetros tales como los valores máximos de la aceleración, de la velocidad y del desplazamiento del suelo y a través de ellos configurar los espectros especiales para los niveles de amortiguamiento viscoso de Tabla 5.5, o definir otros que permitan formulaciones semejantes a la contenida en NCh433.Of96.

5.8.1.2 Para fines de diseño, la definición de los valores máximos de la aceleración, velocidad y desplazamientos deberá tener presente los antecedentes históricos o determinísticos que se puedan aplicar o relacionar con el sitio en estudio, los que se pueden complementar con valores probabilísticos obtenidos de análisis de riesgo sísmico desarrollados para sismos con un período de retorno de 100 años. En el análisis de riesgo las fórmulas de atenuación usadas corresponderán a las de valores esperados de la aceleración, velocidad o desplazamiento, correspondientes a las características de las fuentes sismogénicas consideradas en el estudio.

5.8.1.3 Los esfuerzos de corte basales obtenidos con el espectro definido mediante este análisis especial no deben ser menores que el 75% ni necesitan ser mayores que el 125% de los obtenidos con los métodos indicados en 5.4.

5.8.2 Análisis tiempo-historia

5.8.2.1 Para los análisis tiempo-historia se deben usar a lo menos tres registros reales, representativos de las zonas sismogénicas consideradas, escalados de modo que el espectro resultante de combinar los espectros de cada registro, mediante la raíz cuadrada del promedio de los cuadrados de los valores individuales escalados, no quede en ningún punto del rango de frecuencias de interés por debajo del espectro de diseño definido en 5.8.1.

5.8.2.2 Alternativamente, se puede utilizar un registro sintético cuyo espectro arroje valores mayores que el definido en 5.8.1 para todo el rango de frecuencias de interés.

5.8.2.3 Cuando se usen tres registros diferentes, se adoptarán para el diseño los valores máximos del parámetro de interés, obtenidos de aplicar cada uno de ellos. En esta definición se entiende por parámetro de interés la sollicitación, fuerza axial, corte, momento de flexión o la deformación obtenida para cada miembro en particular o para la estructura considerada globalmente.

5.8.2.4 Cuando el análisis tiempo-historia sea lineal los esfuerzos resultantes en los miembros se pueden dividir por los factores R indicados en Tabla 5.6, siempre que los desplazamientos calculados sean compatibles con los límites impuestos en 6.3.

5.8.2.5 Los análisis tiempo-historia se deben hacer considerando cada vez movimientos en una sola de las direcciones principales de la estructura, actuando simultáneamente con la excitación vertical.

5.8.2.6 En los análisis tiempo-historia, el amortiguamiento se debe tomar de Tabla 5.5 y la duración del registro debe ser igual o mayor que 120 s, a menos que un estudio de riesgo sísmico fundamente el uso de una duración diferente.

5.8.3 Esfuerzo de corte basal mínimo

Si el esfuerzo de corte basal determinado en conformidad con 5.8.1 ó 5.8.2 resulta menor que el valor siguiente:

$$Q_{\min.} = 0,25 \, I \frac{A_0}{g} P \quad (5-10)$$

todas las deformaciones y esfuerzos se deben multiplicar por el cociente $Q_{\min.}/Q_o$ para los efectos de diseño, excepto en el caso que se haya efectuado un análisis tiempo-historia no lineal.

5.9 Estructuras con aislación sísmica o disipadores de energía

5.9.1 Consideraciones generales

5.9.1.1 Se entiende por sistemas de aislación sísmica y disipación de energía cualquier dispositivo que sea incorporado al esquema resistente de una estructura con el propósito de modificar sus propiedades dinámicas, ya sea alterando su período fundamental de vibración, aumentando su capacidad de disipación de energía o modificando la distribución de fuerzas, con el fin de mejorar su respuesta sísmica.

5.9.1.2 El sistema resistente de la estructura a fuerzas laterales y el sistema de aislación y/o disipación de energía deben ser diseñados para resistir la demanda de deformación y resistencia producida por el movimiento sísmico, de acuerdo con lo especificado en 5.9, 5.8.1 y 5.8.2 de la presente norma.

5.9.1.3 El modelo matemático de la estructura física debe representar la distribución de masas y rigidez de la estructura en un nivel que sea adecuado para el cálculo de las características significativas de su respuesta dinámica. Se debe utilizar un modelo tridimensional de la superestructura que considere los desplazamientos verticales en los aisladores. Para los casos indicados en 5.1.1 e) el modelo debe incluir los grados de libertad verticales en el análisis dinámico. Las razones de amortiguamiento que se usen deben ser las correspondientes a los sistemas de aislación o de disipación de energía.

5.9.1.4 El análisis y la verificación de los sistemas de aislación y disipación de energía se deben realizar mediante un análisis modal espectral o de historia de respuesta en el tiempo o en frecuencias. El análisis modal espectral sólo se podrá utilizar si el dispositivo o aislador es susceptible de ser modelado en una forma lineal equivalente validada.

5.9.1.5 Los análisis espectrales (ver 5.4 y 5.8.1) o de historia de respuesta (ver 5.8.2) se deben hacer considerando las componentes horizontales, una a la vez, actuando en la planta en la dirección más desfavorable simultáneamente con la componente vertical, cuando ello sea necesario de acuerdo a 5.1.1 e).

5.9.1.6 Las relaciones constitutivas fuerza-deformación que se consideren en el análisis para los dispositivos escogidos, deben estar debidamente fundamentadas y respaldadas por ensayos de laboratorio.

5.9.1.7 En las estructuras provistas de sistemas de aislación y/o disipación de energía no son aplicables las limitaciones del corte basal que se indican en 5.3.3.2 y 5.4.5. Asimismo, en las estructuras con aisladores la limitación a la deformación máxima que se indica en 6.3 sólo es aplicable a la superestructura y no a la interfaz de aislación.

5.9.2 Estructuras con aisladores sísmicos

Los sistemas de aislación sísmica deben ser analizados y diseñados de acuerdo con las disposiciones de NCh2745.

5.9.3 Estructuras con disipadores de energía

5.9.3.1 Toda estructura con sistemas de disipación de energía debe ser diseñada utilizando los espectros descritos en 5.4 o en 5.8 y luego verificada utilizando tres registros compatibles con el nivel de demanda implícito en el espectro de diseño, de acuerdo a la metodología indicada en 5.8.2.

5.9.3.2 El análisis sísmico de estructuras con sistemas de disipación de energía se debe llevar a cabo utilizando procedimientos de análisis dinámico que consideren adecuadamente la relación constitutiva fuerza-deformación de los dispositivos incluidos en la estructura.

5.9.3.3 Los sistemas de disipación a utilizar en una estructura deben haber sido sometidos con anterioridad a estudios experimentales que demuestren un comportamiento cíclico estable del dispositivo, así como posibles variaciones de sus propiedades con la temperatura.

5.10 Otras estructuras no específicamente referidas en esta norma

Si el esfuerzo de corte basal Q_0 determinado para estas estructuras resulta menor que el valor siguiente:

$$Q_{\min.} = 0,50 I \frac{A_0}{g} P \quad (5-11)$$

todas las deformaciones y esfuerzos se deben multiplicar por el cociente $Q_{\min.}/Q_0$ para los efectos de diseño.

Esta disposición no se aplica a estructuras que están explícitamente citadas en Tabla 5.6.

Tabla 5.1 - Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
4a.	Andacollo Combarbalá Coquimbo Illapel La Higuera La Serena Los Vilos Mincha Monte Patria Ovalle Paiguano Punitaqui Río Hurtado Salamanca Vicuña		
5a.	Algarrobo Cabildo Calera Cartagena Casablanca Catemu Concón El Quisco El Tabo Hijuelas La Cruz La Ligua Limache Llayllay Nogales Olmué Panquehue Papudo Petorca Puchuncaví Putaendo Quillota Quilpué Quintero Rinconada San Antonio San Felipe Santa María Santo Domingo Valparaíso Villa Alemana Viña del Mar Zapallar	Calle Larga Los Andes San Esteban	

(continúa)

Tabla 5.1 - Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena (continuación)

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
Metropolitana	Alhué Curacaví El Monte Lampa María Pinto Melipilla San Pedro Tiltíl	Buin Calera de Tango Cerrillos Cerro Navia Colina Conchalí El Bosque Estación Central Huechuraba Independencia Isla de Maipo La Cisterna La Florida La Granja La Pintana La Reina Las Condes Lo Barnechea Lo Espejo Lo Prado Macul Maipú Ñuñoa Paine Pedro Aguirre Cerda Peñaflor Peñalolén Pirque Providencia Pudahuel Puente Alto Quilicura Quinta Normal Recoleta Renca San Bernardo San Joaquín San José de Maipo San Miguel San Ramón Santiago Talagante Vitacura	

(continúa)

Tabla 5.1 - Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena (continuación)

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
6a.	La Estrella Las Cabras Litueche Lolol Marchigüe Navidad Palmilla Peralillo Paredones Peumo Pichidegua Pichilemu Pumanque Santa Cruz	Chépica Chimbarongo Codegua Coinco Coltauco Doñihue Graneros Machalí Malloa Mostazal Nancagua Olivar Placilla Quinta de Tilcoco Rancagua Rengo Requínoa San Fernando San Vicente de Tagua Tagua	
7a.	Cauquenes Chanco Constitución Curepto Empedrado Hualañé Licantén Maule Pelluhue Penciahue San Javier Talca Vichuquén	Colbún Curicó Linares Longaví Molina Parral Pelarco Rauco Retiro Río Claro Romeral Sagrada Familia San Clemente Teno Villa Alegre Yerbabuenas	

(continúa)

Tabla 5.1 - Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena (conclusión)

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
8a.	Arauco Bulnes Cabrero Cañete Chillán Cobquecura Coelemu Concepción Contulmo Coronel Curanilahue Florida Hualqui Laja Lebu Los Alamos Lota Nacimiento Negrete Ninhue Penco Portezuelo Quillón Quirihue Ranquil San Carlos San Nicolás San Rosendo Santa Juana Talcahuano Tirúa Tomé Treguaco Yumbel	Antuco Coihueco El Carmen Los Angeles Mulchén Ñiquén Pemuco Pinto Quilaco Quilleco San Fabián San Ignacio Santa Bárbara Tucapel Yungay	
9a.	Angol Carahue Galvarino Los Sauces Lumaco Nueva Imperial Purén Renaico Saavedra Teodoro Schmidt Toltén Traiguén	Collipulli Cunco Curacautín Ercilla Freire Gorbea Lautaro Loncoche Perquenco Pitrufquén Temuco Victoria Vilcún Villarrica	Curarrehue Lonquimay Melipeuco Pucón

Tabla 5.2 - Valor de la aceleración efectiva máxima A_0

Zona sísmica	A_0
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Tabla 5.3 - Definición de los tipos de suelos de fundación. (Sólo para ser usada con Tabla 5.4)

Tipo de suelo	Descripción
I	Roca: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in-situ v_s igual o mayor a 900 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%.
II	<p>a) Suelo con v_s igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores, y creciente con la profundidad; o bien,</p> <p>b) Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m³, o índice de densidad $ID(DR)$ (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien;</p> <p>c) Arena densa, con $ID(DR)$ mayor que 75%, o Índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior al 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado s_u igual o mayor que 0,10 Pa (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras.</p> <p>En todo los casos, las condiciones indicadas deberán cumplirse independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se clasificará como tipo I.</p>
III	<p>a) Arena permanentemente no saturada, con $ID(DR)$ entre 55 y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa); o bien,</p> <p>b) Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>c) Suelo cohesivo con s_u comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (q_u entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien,</p> <p>d) Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 Mpa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo II.</p>
IV	<p>Suelo cohesivo saturado con s_u igual o menor que 0,025 MPa (q_u igual o menor que 0,050 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo III.</p>

Tabla 5.4 - Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo

Tipo de suelo	T' (s)	n
I	0,20	1,00
II	0,35	1,33
III	0,62	1,80
IV	1,35	1,80

Tabla 5.5 - Razones de amortiguamiento

Sistema resistente	ξ
Manto de acero soldado; chimeneas, silos, tolvas, tanques a presión, torres de proceso, cañerías, etc.	0,02
Manto de acero apernado o remachado	0,03
Marcos de acero soldados con o sin arriostramiento	0,02
Marcos de acero con uniones de terreno apernadas, con o sin arriostramiento	0,03
Estructuras de hormigón armado y albañilería	0,05
Estructuras prefabricadas de hormigón armado puramente gravitacionales	0,05
Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones húmedas, no dilatadas de los elementos no estructurales e incorporados en el modelo estructural	0,05
Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones húmedas dilatadas de los elementos no estructurales	0,03
Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones secas, dilatadas y no dilatadas:	
Con conexiones apernadas y conexiones mediante barras embebidas en mortero de relleno	0,03
Con conexiones soldadas	0,02
Otras estructuras no incluidas o asimilables a las de esta lista	0,02
NOTAS 1) En caso que se use un análisis con interacción suelo-estructura en que resulten valores de la razón de amortiguamiento del primer modo mayores que los indicados en esta tablas, el incremento de esta razón no podrá ser superior al 50% de los valores indicados. Los valores para los restantes modos deben ser los indicados en esta tabla. 2) En caso de duda sobre la clasificación de un sistema resistente, debe aplicarse la disposición 4.7.	

Tabla 5.6 - Valores máximos del factor de modificación de la respuesta

Sistema resistente	<i>R</i>
1. Estructuras diseñadas para permanecer elásticas	1
2. Otras estructuras no incluidas o asimilables a las de esta lista ¹⁾	2
3. Estructuras de acero	
3.1 Edificios y estructuras de marcos dúctiles de acero con elementos no estructurales dilatados	5
3.2 Edificios y estructuras de marcos dúctiles de acero con elementos no estructurales no dilatados e incorporados en el modelo estructural	3
3.3 Edificios y estructuras de marcos arriostrados, con anclajes dúctiles	5
3.4 Edificios industriales de un piso, con o sin puente grúa, y con arriostramiento continuo de techo	5
3.5 Edificios industriales de un piso, sin puente-grúa, sin arriostramiento continuo de techo, que satisfacen 11.1.2	3
3.6 Naves de acero livianas que satisfacen las condiciones de 11.2.1	4
3.7 Estructuras de péndulo invertido ²⁾	3
3.8 Estructuras sísmicas isostáticas	3
3.9 Estructuras de plancha o manto de acero, cuyo comportamiento sísmico está controlado por el fenómeno de pandeo local	3
4. Estructuras de hormigón armado	
4.1 Edificio de estructuras de marcos dúctiles de hormigón armado con elementos no estructurales dilatados	5
4.2 Edificios y estructuras de marcos dúctiles de hormigón armado con elementos no estructurales no dilatados e incorporados en el modelo estructural	3
4.3 Edificios y estructuras de hormigón armado, con muros de corte	5
4.4 Edificios industriales de un piso, con o sin puente grúa, y con arriostramiento continuo de techo	5
4.5 Edificios industriales de un piso, sin puente-grúa, sin arriostramiento continuo de techo, que satisfacen 11.1.2	3

(continúa)

Tabla 5.6 - Valores máximos del factor de modificación de la respuesta (continuación)

Sistema resistente	<i>R</i>
4.6 Estructuras de péndulo invertido ²⁾	3
4.7 Estructuras sísmicas isostáticas	3
5. Estructuras de hormigón armado prefabricado	
5.1 Estructuras prefabricadas puramente gravitacionales	5
5.2 Estructuras prefabricadas con uniones húmedas, no dilatadas de los elementos no estructurales e incorporados en el modelo estructural	3
5.3 Estructuras prefabricadas con uniones húmedas, dilatadas de los elementos no estructurales	5
5.4 Estructuras prefabricadas con uniones secas, dilatadas y no dilatadas, con: Conexiones apernadas y conexiones mediante barras embebidas en mortero de relleno ³⁾ Conexiones soldadas ³⁾	4 4
5.5 Estructuras prefabricadas de péndulo invertido ²⁾ o con pilares en voladizo	3
5.6 Estructuras sísmicas isostáticas	3
6. Estructuras y edificios de albañilería	
6.1 Albañilería armada de bloques con llenado total de huecos	4
6.2 Albañilería armada de bloques sin llenado total de huecos, y albañilería armada de unidades cerámicas tipo rejilla	3
6.3 Albañilería confinada	4
7. Estanque, recipientes, chimeneas, silos y tolvas	
7.1 Chimeneas, silos y tolvas con mantos continuos hasta el suelo	3
7.2 Silos, tolvas, estanques apoyados sobre columnas, con o sin arriostramiento entre columnas	4
7.3 Estanques de acero de eje vertical con manto continuo hasta el suelo	4
7.4 Estanques de hormigón armado de eje vertical con manto continuo hasta el suelo	3
7.5 Estanques y ductos de materiales sintéticos compuestos (FRP, GFRP, HDPE y similares)	3
7.6 Recipientes horizontales apoyados sobre cunas con anclajes dúctiles	4

(continúa)

Tabla 5.6 - Valores máximos del factor de modificación de la respuesta (conclusión)

Sistema resistente	R
8. Torres, tuberías y equipos	
8.1 Torres de proceso	3
8.2 Torres de enfriamiento de madera o plástico	4
8.3 Gabinetes de control eléctrico apoyados en el suelo	3
8.4 Tuberías de acero, excepto sus conexiones	5
9. Estanterías de almacenamiento	4
<p>NOTAS</p> <p>1) Salvo que un estudio demuestre que se puede usar un valor de R distinto de 2. No son asimilables a esta clasificación estructuras cuyo sistema resistente está explícitamente citado en esta tabla.</p> <p>2) Más del 50% de la masa sobre el nivel superior. Un solo elemento resistente.</p> <p>3) El valor $R = 4$ es un límite superior. Si el valor de R es menor para el sistema estructural equivalente de hormigón armado, se debe usar dicho valor menor.</p> <p>4) En caso de duda sobre la clasificación de un sistema resistente, debe aplicarse la disposición 4.7.</p>	

Tabla 5.7 - Valores máximos del coeficiente sísmico

R	$C_{\text{máx.}}$		
	$\xi = 0,02$	$\xi = 0,03$	$\xi = 0,05$
1	0,79	0,68	0,55
2	0,60	0,49	0,42
3	0,40	0,34	0,28
4	0,32	0,27	0,22
5	0,26	0,23	0,18
<p>NOTA - Los valores indicados son válidos para la zona sísmica 3. Para las zonas sísmicas 2 y 1, los valores de esta tabla se deben multiplicar por 0,75 y 0,50, respectivamente.</p>			

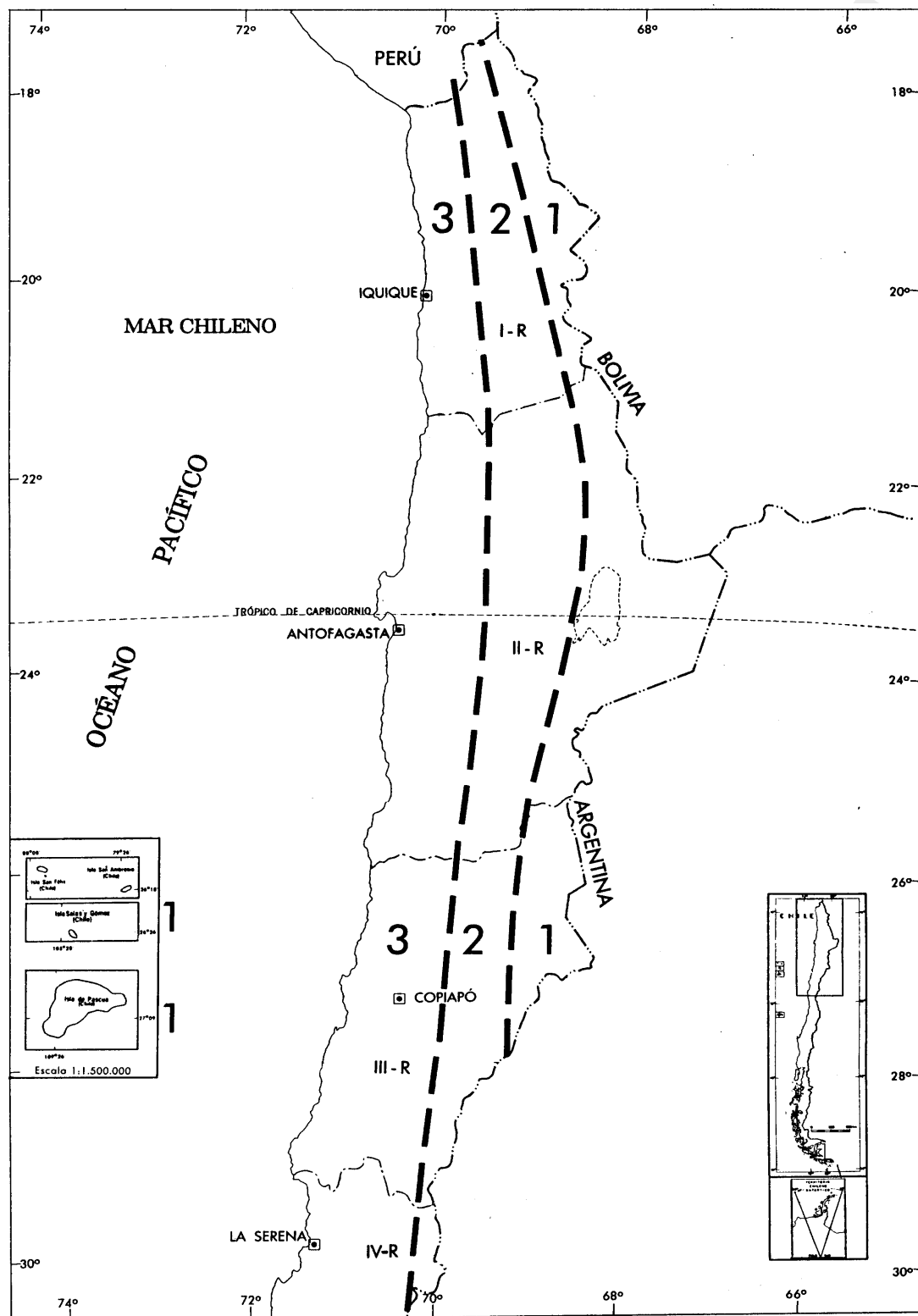


Figura 5.1 a) - Zonificación sísmica de las Regiones I, II y III

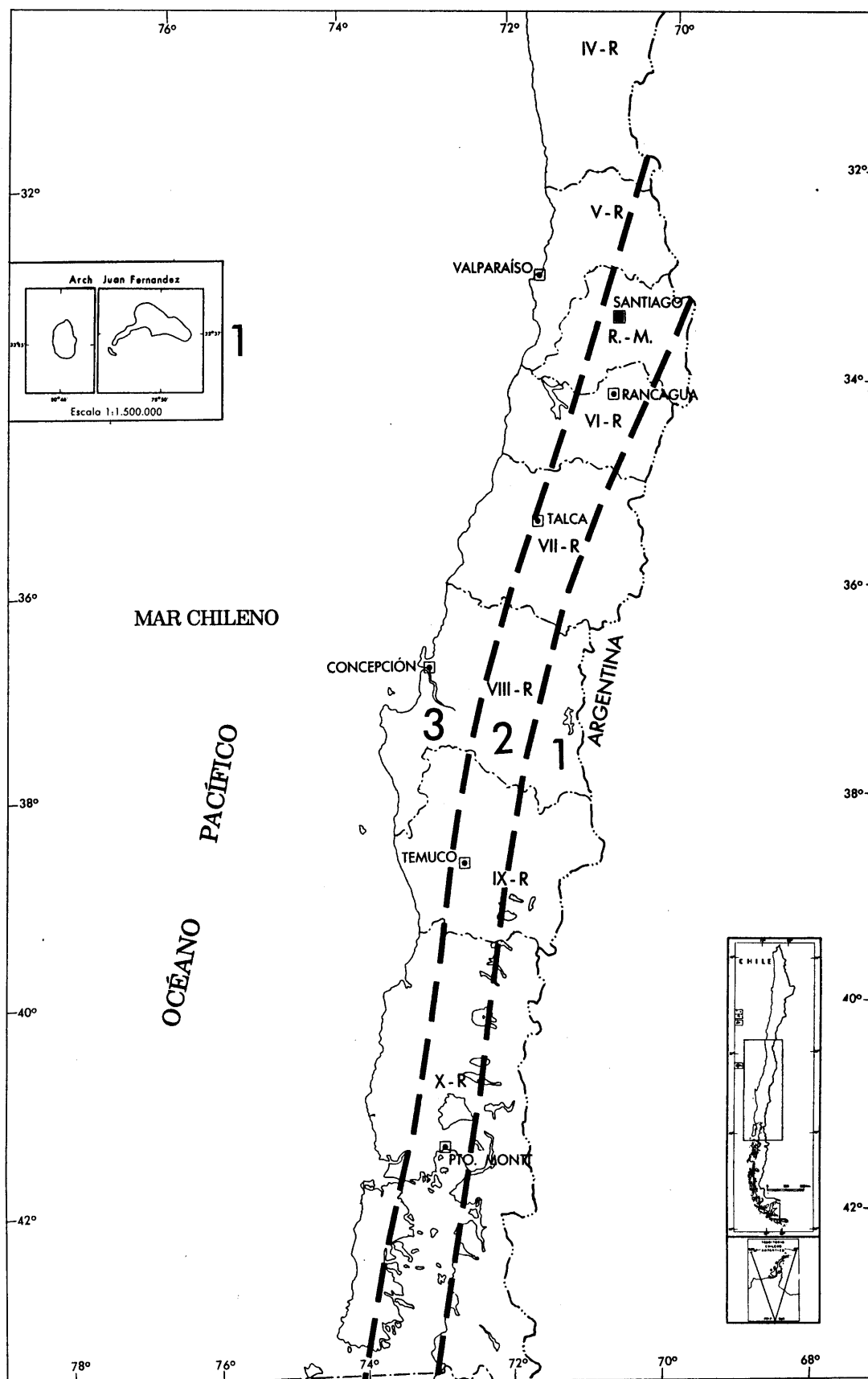


Figura 5.1 b) - Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X y Región Metropolitana

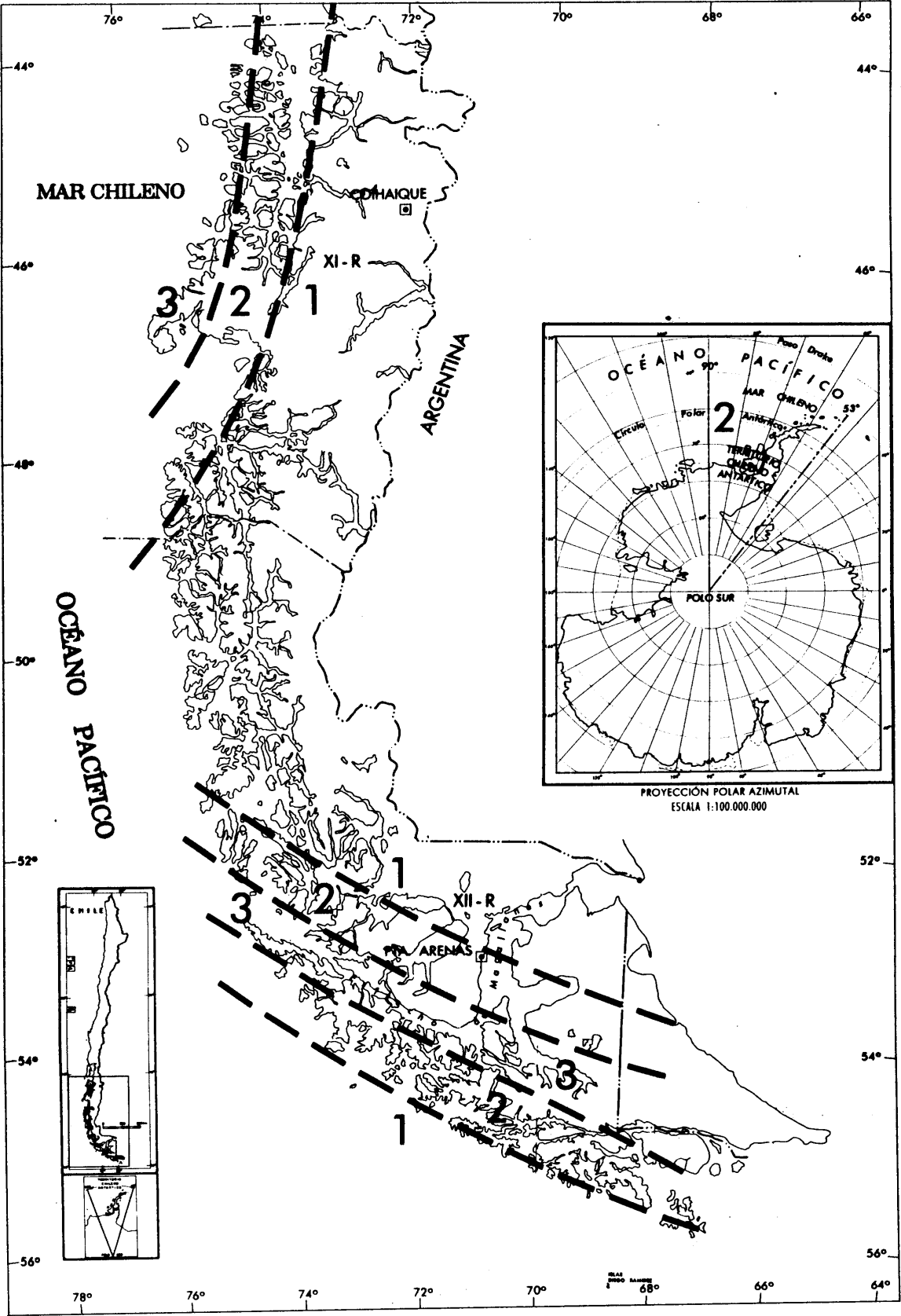


Figura 5.1 c) - Zonificación sísmica de las Regiones XI y XII

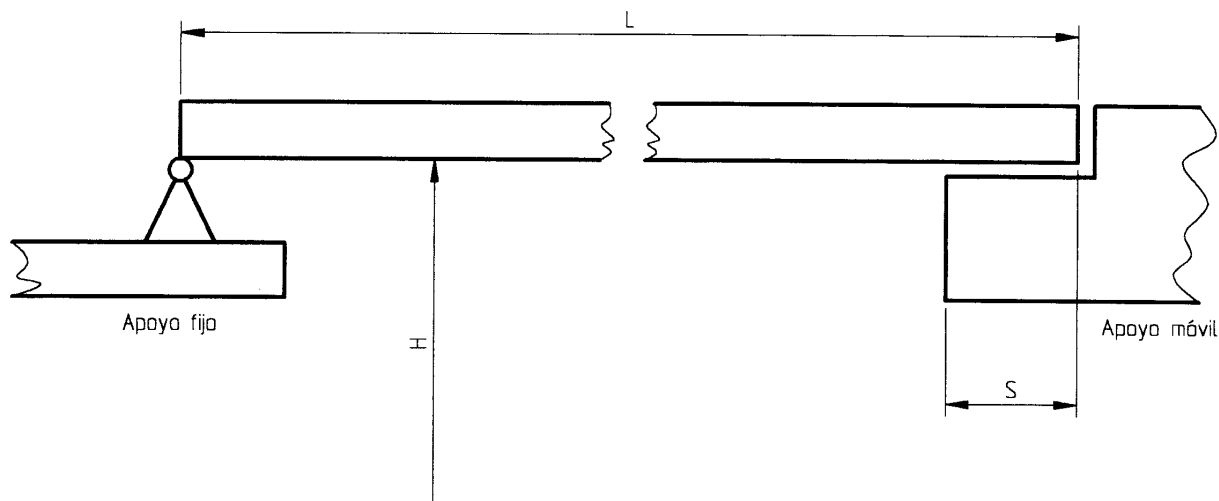


Figura 5.2

6 Deformaciones sísmicas

6.1 Cálculo de deformaciones

Cuando el análisis se hace con las solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R , las deformaciones se deben determinar de:

$$d = d_0 + R_1 d_d \quad (6-1)$$

en que:

d = deformación sísmica;

d_0 = deformación debida a cargas de servicio no sísmicas;

R_1 = factor que resulta de multiplicar el valor de R obtenido de Tabla 5.6 por el cociente $Q_o/Q_{\min.}$, siempre que $Q_o/Q_{\min.}$ sea menor o igual a 1,0. Sin embargo, para el cociente $Q_o/Q_{\min.}$ no se debe usar un valor inferior a 0,5. En caso que este cociente sea mayor a 1,0, se debe usar $R_1 = R$;

d_d = deformación calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R .

Si se usan los métodos anelásticos, la deformación d se debe obtener directamente del análisis.

6.2 Separación entre estructuras

6.2.1 Con el objeto de evitar choques entre estructuras adyacentes, la separación entre ellas debe ser superior al más alto de los valores siguientes:

$$S = \sqrt{(R_{1i} d_{di})^2 + (R_{1j} d_{dj})^2} + d_{0i} + d_{0j} \quad (6-2)$$

$$S = 0,002 (h_i + h_j) \quad (6-3)$$

$$S = 30 \text{ mm}$$

en que:

d_{di}, d_{dj} = deformaciones de las estructuras i y j calculadas según 6.1;

R_{1i}, R_{1j} = factores de modificación R_1 de la respuesta usadas para diseñar las estructuras i y j ; y

h_i, h_j = alturas en el nivel considerado, de las estructuras i y j medidas desde sus respectivos niveles basales.

6.2.2 La separación entre la estructura y elementos no estructurales, rígidos o frágiles, cuyo impacto se desea evitar, debe ser superior a la deformación relativa entre los niveles en que está el elemento, calculada con los correspondientes valores de d , pero no menor que 0,005 veces la altura del elemento.

6.3 Deformaciones sísmicas máximas

Las deformaciones sísmicas se deben limitar a valores que no causen daños a cañerías, sistemas eléctricos u otros elementos unidos a la estructura que es necesario proteger.

En todo caso, las deformaciones calculadas con la expresión (6-1) no deben exceder los valores siguientes:

- a) Estructuras de hormigón prefabricado constituidas exclusivamente por un sistema sismorresistente en base a muros conectados por uniones secas.

$$d^{\text{máx.}} = 0,002 h \quad (6-4)$$

- b) Estructuras de muros de albañilería con particiones rigidamente unidas a la estructura.

$$d^{\text{máx.}} = 0,003 h \quad (6-5)$$

c) Marcos no arriostrados con rellenos de albañilería dilatados.

$$d^{\text{máx.}} = 0,0075 h \quad (6-6)$$

d) Otras estructuras.

$$d^{\text{máx.}} = 0,015 h \quad (6-7)$$

en que:

h = altura del piso o entre dos puntos ubicados sobre una misma vertical.

Las limitaciones anteriores pueden ser obviadas si se demuestra que una deformación mayor puede ser tolerada por los elementos estructurales y los no estructurales.

6.4 Efecto P-Delta

El efecto P-Delta se debe considerar cuando las deformaciones sísmicas excedan el valor:

$$d = 0,015 h \quad (6-8)$$

7 Elementos secundarios y equipos montados sobre estructuras

7.1 Alcance

Se define como elementos secundarios a los tabiques y otros apéndices adheridos a la estructura resistente pero que no forman parte de ella. Los equipos anclados en varios niveles de la estructura deben satisfacer lo dispuesto en 11.3.2.

7.2 Fuerzas para el diseño sísmico

7.2.1 De acuerdo con 5.3.1.5, en caso que el elemento secundario o equipo se haya incluido en la modelación de la estructura que lo soporta, ellos se deben diseñar con la fuerza sísmica horizontal siguiente, actuando en cualquier dirección:

$$F_p = \frac{1,2 Q_p R_l}{R_p} < P_p \quad (7-1)$$

en que:

Q_p = esfuerzo de corte que se presenta en la base del elemento secundario o equipo de acuerdo con un análisis del edificio con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R;

R_l = factor definido en 6.1;

R_p = factor de modificación de la respuesta del elemento secundario o equipo, según Tabla 7.1;

P_p = peso del elemento secundario o equipo.

7.2.2 Si el equipo no necesita ser incluido en la modelación de la estructura, salvo para su masa, el diseño de elementos secundarios y equipos se puede realizar con las fuerzas sísmicas siguientes:

- a) Cuando se conoce la aceleración a_p en el nivel de apoyo del elemento o equipo, obtenida de un análisis dinámico modal del edificio con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R:

$$F_p = \frac{3,0 a_p K_p}{R_p} P_p < P_p \quad (7-2)$$

en que el coeficiente K_p se debe determinar alternativamente mediante uno de los dos procedimientos siguientes:

i) $K_p = 2,2 \quad (7-3)$

ii) $K_p = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (0,3 \beta)^2}} \quad (7-4)$

siendo:

$$\beta = 1 \quad \text{para } 0,8 T^* \leq T_p \leq 1,1 T^*$$

$$\beta = 1,25 (T_p / T^*) \quad \text{para } T_p < 0,8 T^*$$

$$\beta = 0,91 (T_p / T^*) \quad \text{para } T_p > 1,1 T^*$$

en que:

T_p = período propio del modo fundamental de vibración del elemento secundario, incluyendo su sistema de anclaje, y T^* es el período del modo con mayor masa traslacional equivalente de la estructura en la dirección en que puede entrar en resonancia el elemento secundario. Para determinar β no se podrá utilizar un valor de T^* menor que 0,06 s.

b) Cuando no se ha realizado un análisis dinámico modal del edificio:

$$F_p = \frac{0,7 a_k K_p}{R_p} P_p < P_p \quad (7-5)$$

en que:

a_k = aceleración en el nivel k en que está montado el elemento secundario o equipo, que se determina según 7.2.4.

7.2.3 Cuando no se conocen las características del edificio o no se sabe el nivel en que se montará el elemento secundario o equipo, su diseño se puede realizar con la fuerza sísmica de la expresión (7-5) usando $K_p = 2,2$ y $a_k = 4 A_0/g$.

7.2.4 La aceleración en el nivel k de la estructura se debe determinar de:

$$a_k = \frac{A_0}{g} \left(1 + 3 \frac{Z_k}{H} \right) \quad (7-6)$$

en que:

A_0 = aceleración efectiva máxima definida en 5.3.3;

Z_k = altura del nivel k sobre el nivel basal;

H = altura total del edificio sobre el nivel basal.

7.2.5 La fuerza sísmica de diseño determinada según 7.2.1 ó 7.2.2 no debe ser inferior a $0,8 A_0 P_p/g$.

7.3 Fuerzas para el diseño de anclajes

7.3.1 Todos los elementos secundarios y equipos deben estar adecuadamente anclados a la estructura resistente por medio de pernos u otros dispositivos. Su diseño se debe hacer con las fuerzas sísmicas establecidas en 7.2, con las modificaciones que se indican en 7.3.2 y 7.3.3.

7.3.2 Cuando el sistema de anclaje a elementos de hormigón incluya pernos de anclaje superficiales, (aquellos con razón longitud/diámetro inferior a 8), las fuerzas sísmicas establecidas en 7.2 se deben incrementar en un 50%, o alternatively, deben ser calculadas con R_p igual a 1,5. La misma disposición rige cuando los pernos de anclaje se diseñan sin la longitud expuesta especificada en 8.6.2.

7.3.3 Cuando el sistema de anclaje esté construido con materiales no dúctiles, las fuerzas sísmicas establecidas en 7.2 deben ser amplificadas por 3, o alternatively, deben ser calculadas con R_p igual a 1,0.

7.4 Sistemas de corte automático

Los ductos, recipientes y equipos que contienen gases o líquidos a alta temperatura, explosivos o tóxicos, deben estar provistos de un sistema de corte automático que satisfaga lo dispuesto en 8.5.4 de NCh433.Of96.

Tabla 7.1 - Valores máximos del factor de modificación de la respuesta para elementos secundarios y equipos

Elementos secundario o equipo	R_p
- Equipos o elementos, rígidos o flexibles, con materiales o agregados no dúctiles.	1,5
- Elementos secundarios prefabricados. Elementos en voladizo. Particiones. - Equipos eléctricos y mecánicos en general - Chimeneas, estanques, torres de acero - Otros casos no especificados en esta tabla.	3
- Estanterías de almacenamiento. - Estructuras secundarias.	4

8 Disposiciones especiales para estructuras de acero

8.1 Normas aplicables

Mientras no se oficialice la nueva versión de la norma chilena para el dimensionamiento y construcción de estructuras de acero, se deben usar las disposiciones contempladas en la presente norma complementadas con las disposiciones de las normas siguientes:

- Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings*, 1999, de American Institute of Steel Construction (AISC); o alternatively, *Specifications for Structural Steel Buildings, Allowable Stress Design*, 1989, de AISC.
- Specifications for the Design of Cold Formed Steel Structural Members*, 1996, de American Iron and Steel Institute (AISI), para el diseño de elementos formados en frío no incluidos en las normas AISC.
- En las materias relacionadas con el diseño sísmico, las normas AISC se deben complementar con las disposiciones de *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings*, 1999, de AISC. Alternativamente, se pueden usar las disposiciones de cláusula 8 y del Anexo B de la presente norma.

8.2 Materiales

8.2.1 El acero estructural debe cumplir los requisitos siguientes:

- Tener en el ensayo de tracción una meseta pronunciada de ductilidad natural con un valor del límite de fluencia inferior a 0,85 de la resistencia a la rotura y alargamientos de rotura mínimos de 20% en la probeta de 50 mm.
- Soldabilidad garantizada según normas AWS.
- Tenacidad mínima de 27 Joules a 21° C en el ensayo de Charpy según ASTM A 6.
- Límite de fluencia no superior a 450 MPa.

8.2.2 Además de las condiciones especificadas en 8.2.1, los materiales deben cumplir alguna de las especificaciones siguientes:

- ASTM A 36, A 242, A 572 Gr. 42 y 50, A 588 Gr. 50, A 913 y A 992 para perfiles, planchas, barras, pernos corrientes y de anclaje.
- DIN 17 100, calidades St. 44.2, St. 44.3 y St. 52.3 para los mismos elementos.
- NCh203 A 42-27ES, A 37-24ES y NCh1159 A 52-34ES para los mismos elementos.
- ASTM A 500 Gr. B y C, A 501 y A 502 para tubos estructurales.
- AWS 5 para soldaduras.

Se pueden usar materiales que cumplan otras especificaciones equivalentes a las anteriores y que sean aprobadas por los profesionales especialistas de cada proyecto.

8.2.3 Las soldaduras sismorresistentes a tope deben ser de penetración completa con electrodos de tenacidad mínima de 27 Joules a - 29° C en el ensayo de Charpy según ASTM A 6.

8.3 Marcos arriostrados

8.3.1 No se permiten configuraciones con diagonales que sólo trabajan en tracción, excepto en los casos de las naves de acero livianas que se rigen por las disposiciones de 11.2.

8.3.2 En una línea resistente cualquiera debe haber diagonales que trabajan en tracción y diagonales que trabajan en compresión. La resistencia proporcionada por las diagonales traccionadas, para cada sentido de la acción sísmica, debe ser como mínimo de un 30% del esfuerzo de corte de la línea resistente en el nivel correspondiente.

8.3.3 Los elementos de sistemas sismorresistentes verticales que trabajan en compresión, deben tener relaciones ancho/espesor menores que λ_r según Tabla 8.1 (ver Figura 8.1).

La esbeltez del elemento debe ser menor que $1,5 \pi \sqrt{E/F_y}$.

8.3.4 Las diagonales en X se deben conectar en el punto de cruce. Dicho punto se podrá considerar fijo en la dirección perpendicular al plano de las diagonales para los efectos de determinar la longitud de pandeo de la pieza, cuando una de las diagonales sea continua.

8.3.5 En edificios industriales con arriostramiento en V o V invertida, las vigas deben ser continuas sobre el punto de intersección con las diagonales, y se deben diseñar para resistir las cargas verticales suponiendo que no se apoyan en las diagonales. Por su parte, las diagonales deben ser capaces de soportar las cargas de peso propio y sobrecargas inducidas por la viga, más las cargas sísmicas provenientes del análisis amplificadas por 1,5. Las alas inferior y superior de las vigas se deben diseñar para soportar una carga transversal ubicada en el punto de intersección con las diagonales, igual al 2% de la resistencia nominal del ala, es decir, $F_y b_f t$, en que:

F_y = tensión de fluencia del ala;

b_f = ancho del ala;

t = espesor del ala.

8.3.6 El esfuerzo sísmico en las diagonales comprimidas, debe ser menor o igual al 80% de la capacidad resistente definida en la especificación de diseño de acero.

8.3.7 No se permite disponer arriostramientos sísmicos en K , en que las diagonales se intersectan en un punto intermedio de la columna, a menos que en ese punto exista un puntal que forma parte del sistema de arriostramiento.

8.3.8 Las disposiciones 8.3.3, 8.3.5 y 8.3.6 no se aplican a arriostramientos cuyos esfuerzos provenientes de las cargas sísmicas mayoradas sean inferiores a un tercio de los esfuerzos de la combinación que controla el dimensionamiento.

8.4 Marcos rígidos

8.4.1 Las uniones de momento de marcos rígidos sismorresistentes deben ser del tipo TR (totalmente rígidas). No se permite usar conexiones del tipo PR (parcialmente rígidas). Estas uniones se deben diseñar en forma tal que la rótula plástica se desarrolle en la viga a una distancia prudente de la columna, lo que se puede obtener reforzando la conexión o debilitando la viga en la posición deseada para la rótula plástica.

8.4.2 No se permiten cambios abruptos del ancho de alas de vigas en las potenciales zonas de formación de rótulas plásticas o en sus cercanías, a menos que se trate de una sección de viga reducida, apropiadamente diseñada para inducir la rótula en esa posición.

8.4.3 Las secciones transversales de las columnas y vigas de marcos rígidos sismorresistentes deben calificar como compactas, es decir, deben tener relaciones ancho-espesor menores que λ_p de Tabla 8.1.

8.4.4 En las estructuras de varios pisos en que la totalidad de la resistencia sísmica depende de marcos rígidos diseñados con valores de R_f mayores o iguales que 3, la suma de las capacidades resistentes a flexión de las columnas que concurren a un nudo debe ser mayor o igual a 1,2 veces la suma de las capacidades resistentes a flexión de las vigas conectadas.

No es necesario cumplir con este requisito en cualquiera de los casos siguientes:

- a) Si el esfuerzo de corte sísmico de todas las columnas en que no se cumple la disposición anterior es menor que el 25% del esfuerzo de corte sísmico del piso correspondiente.
- b) Si el análisis y el dimensionamiento de la estructura se hace con fuerzas sísmicas iguales al doble de los valores indicados en cláusula 5 de esta norma.
- c) Si se demuestra por un método de análisis no lineal, (ver 5.2.3), que la estructura es estable frente a las demandas de deformación impuestas por el sismo.

8.4.5 El diseño de la zona panel de las uniones viga-columna de marcos rígidos sismorresistentes debe cumplir con las disposiciones de Anexo B.

8.4.6 En columnas con compresión predominante, la resistencia a compresión, sin considerar el efecto del momento flector, debe ser superior a las cargas axiales obtenidas de las combinaciones de 4.5, en que el estado de carga sísmico de estas combinaciones se ha amplificado por 2. Se define como compresión predominante la situación en que el esfuerzo axial obtenido de las combinaciones de 4.5 es mayor que el 40% de la resistencia de diseño a compresión de la columna.

8.4.7 La disposición 8.4.3 no se aplica a elementos de marcos rígidos cuyos esfuerzos provenientes de las cargas sísmicas mayoradas sean inferiores a un tercio de los esfuerzos de la combinación que controla el dimensionamiento.

8.5 Conexiones

8.5.1 Los materiales deben cumplir los requisitos siguientes:

- Los pernos de conexiones sismorresistentes deben ser únicamente de alta resistencia, de calidad ASTM A 325 o ASTM A 490, o sus equivalentes.
- Los electrodos y fundentes de soldaduras al arco deben cumplir con la especificación AWS A 5.1, A 5.5, A 5.17, A 5.18, A 5.20, A 5.23 y A 5.29, o sus equivalentes.
- Los electrodos deben tener una tenacidad mínima de 27 Joules a -29°C en el ensayo de Charpy según ASTM A 6.

8.5.2 Las conexiones de las diagonales sísmicas se deben diseñar para resistir el 100% de la capacidad en tracción de la sección bruta de éstas.

8.5.3 Las conexiones de momento entre vigas y columnas de marcos rígidos sismorresistentes deben tener, como mínimo, una resistencia igual a la de los elementos conectados.

8.5.4 En uniones viga-columna de marcos rígidos, las alas superiores e inferiores de las vigas deben contar con apoyos laterales diseñados para una fuerza igual a $0,02 F_y b_f t$.

8.5.5 Las soldaduras de tope en uniones sismorresistentes deben ser de penetración completa.

8.5.6 Los pernos de alta resistencia se deben colocar con la pretensión indicada para uniones de deslizamiento crítico (70% de la resistencia en tracción para los pernos A325 y A490). No obstante, la resistencia de diseño de las uniones apernadas se puede calcular como la correspondiente a uniones tipo aplastamiento. Las superficies de contacto se deben limpiar con rodillo mecánico, arenado o granallado; no se deben pintar, pero es aceptable el galvanizado.

8.5.7 No se permiten uniones en que la resistencia dependa de una combinación de soldaduras con pernos de alta resistencia o remaches. Se exceptúan las modificaciones a estructuras remachadas existentes.

8.5.8 En uniones de terreno se deben cumplir los requisitos siguientes:

- a) En conexiones con pernos de alta resistencia se deben aplicar metodologías de apriete y control que aseguren que los pernos queden con la pretensión requerida en 8.5.6.
- b) Sólo se permiten soldaduras en las posiciones plana, vertical y horizontal, siempre que el soldador esté protegido del viento y de la lluvia.
- c) Las soldaduras deben ser de tope de penetración completa o de filete. Las soldaduras de tope se deben controlar con ultrasonido o radiografía.

8.5.9 Los empalmes de columnas deben cumplir las condiciones siguientes:

- a) En edificios, la distancia entre el empalme de columnas y el ala superior de la viga debe ser mayor o igual que el menor valor entre 900 mm y la mitad de la altura libre de la columna.
- b) Los empalmes se deben dimensionar para las fuerzas de diseño obtenidas de las combinaciones de 4.5, en que el estado de carga sísmico de estas combinaciones se ha amplificado por 2.

8.6 Anclajes

8.6.1 Los apoyos de estructuras y equipos que transmiten esfuerzos sísmicos a las fundaciones u otro elemento de hormigón se deben anclar por medio de pernos de anclaje, placas de corte, barras de refuerzo u otros medios adecuados.

8.6.2 Los pernos de anclaje que quedan sujetos a tracción de acuerdo a los procedimientos de análisis indicados en cláusulas 4, 5 y 7 deben tener silla y el vástago debe ser visible para permitir su inspección y reparación, y el hilo debe tener suficiente longitud para reapretar las tuercas (ver Anexo A, Figura A.1). La longitud expuesta de los pernos no debe ser inferior a 250 mm ni a ocho veces su diámetro, ni el largo del hilo bajo la tuerca inferior a 75 mm.

Se pueden exceptuar de esta exigencia aquellos pernos de anclaje con capacidad suficiente para resistir combinaciones de cargas en las que las fuerzas sísmicas se amplifican en $0,5 R$ veces, pero no menos que 1,5 veces, con respecto al valor indicado en cláusulas 5 y 7.

En equipos importantes, como los recipientes de proceso de gran altura, y en la estructura de grandes equipos suspendidos, como calderas y similares, se deben usar pernos de gran capacidad de deformación dúctil, fácilmente reparables y que se puedan eventualmente reemplazar (ver Anexo A, Figura A.7).

8.6.3 Las placas bases de columnas y equipos en general deben estar provistas de placas de corte o topes sísmicos diseñados para transmitir el 100% del esfuerzo de corte basal (ver Anexo A, Figura A.1).

Se exceptúan de esta exigencia los casos siguientes:

- a) Apoyos con esfuerzo de corte inferior a 50 kN; en este caso se aceptará tomar el corte con los pernos, considerando que sólo dos de ellos son activos para ese fin y las correspondientes fórmulas de interacción corte-tracción.
- b) Bases de estanques y equipos provistos de nueve o más pernos; en este caso se aceptará tomar el 100% del corte con los pernos, considerando activos un tercio del número total de pernos, y aplicando las correspondientes fórmulas de interacción corte-tracción con la tracción máxima y el corte así calculado.
- c) Estanques de razón de aspecto menor que uno, que no requieren anclaje de acuerdo con 11.8. En este caso el corte podrá ser tomado con conicidad en la base.

En los casos a) y b) los pernos deben estar embebidos en la fundación.

8.6.4 En el diseño de la placa de corte no se debe considerar la resistencia del mortero de nivelación.

8.6.5 El diseño de los elementos de anclaje al corte no debe contemplar el roce entre la placa base y la fundación.

8.6.6 No se debe considerar la superposición de resistencia entre placas de corte y pernos de anclaje.

8.6.7 Cuando se dejen casillas en la fundación para la posterior instalación de pernos de anclaje, las paredes laterales de las casillas deben tener una inclinación mínima del 5% con respecto a la vertical, de modo que el área inferior sea mayor que la superior. Las casillas se deben rellenar con mortero no susceptible a retracción.

8.6.8 El hormigón de las fundaciones se debe diseñar para resistir los esfuerzos verticales y horizontales transmitidos por los elementos metálicos de anclaje. La resistencia del hormigón y sus refuerzos debe ser tal que la eventual falla se produzca en los dispositivos metálicos de anclaje y no en el hormigón.

8.7 Sistemas de arriostramientos horizontales

8.7.1 Las siguientes disposiciones son aplicables a edificios e instalaciones industriales provistos de un sistema de arriostramiento de acero, de cubierta o de piso, cuya función es la de transferir cargas sísmicas de diseño y/o proveer redundancia estructural para cumplir con las exigencias de la presente norma para estructuras específicas.

8.7.2 En sistemas de arriostramientos de piso o cubierta no se permiten configuraciones de diagonales que sólo trabajen en tracción, excepto en los casos de las naves de acero livianas que se rigen por las disposiciones de 11.2.

8.7.3 Para sistemas de arriostramiento de piso o de cubierta cuya función es la de transferir y/o compartir cargas sísmicas que controlan el diseño, tributarias en uno o más marcos (puentes grúa, grandes equipos suspendidos, etc.) a otros marcos rígidos o arriostrados vecinos o extremos, se deben usar las disposiciones de diseño de 8.7.3.1 a 8.7.3.4.

8.7.3.1 Las diagonales y puntales sismorresistentes que trabajan en compresión, deben tener relaciones ancho/espesor menor que λ_r , según Tabla 8.1 (ver Figura 8.1). La esbeltez del elemento debe ser menor que $1,5 \pi \sqrt{E/F_y}$.

8.7.3.2 Las diagonales en X se deben conectar en el punto de cruce. Dicho punto se podrá considerar fijo en la dirección perpendicular al plano de las diagonales para los efectos de determinar la longitud de pandeo de la pieza, cuando una de las diagonales sea continua.

8.7.3.3 La disposición 8.7.3.1, no se aplica a arriostramientos cuyos esfuerzos provenientes de la combinación de incluye cargas sísmicas sean inferiores a un tercio de los esfuerzos de la combinación que controla el dimensionamiento.

8.7.3.4 La disposición 8.7.3.1 tampoco es aplicable cuando el diseño del sistema de arriostramientos se efectúe para los esfuerzos provenientes de las combinaciones que incluyen cargas sísmicas, en las cuales esta última carga se ha amplificado por 0,7 R.

8.7.4 Para sistemas de arriostramiento de cubierta o piso cuya función es la de proveer redundancia estructural de acuerdo con lo exigido en estructuras específicas, se deben cumplir los siguientes requisitos:

8.7.4.1 El sistema de arriostramiento horizontal y sus conexiones deberá ser diseñado según lo dispuesto en 8.1 a) ó b), según corresponda.

8.7.4.2 Las cargas sísmicas a considerar para sistemas de arriostramientos horizontales no debe ser inferior a la tributación sísmica de un marco intermedio, en eventual falla prematura (ver Figura 8.2).

8.7.5 La altura de los elementos diagonales y puntuales de sistemas de arriostramientos de piso o de cubierta debe ser mayor o igual que $1/90$ de la proyección horizontal de la longitud del elemento.

Tabla 8.1 - Límites de la relación ancho/espesor
(Ver definiciones de términos en 3.2 y en Figura 8.1)

Perfiles	λ	Solicitación que afecta al miembro		
		Compresión	Flexión	
		λ_r	λ_r	λ_p
Doble T, laminados, soldados o híbridos y canales laminadas				
Alas, no atiesadas, perfiles laminados I y C	b/t	$0,56\sqrt{E/F_y}$	$0,83\sqrt{E/(F_y - 70)}$	$0,38\sqrt{E/F_y}$
Alas, no atiesadas, perfiles soldados, armados e híbridos	b/t	$0,64\sqrt{Ek_c/F_y}^{*)}$	$0,95\sqrt{Ek_c/(F_{yf} - 115)}^{*)}$	$0,38\sqrt{E/F_y}$
Almas, todos ^{**) ***)}	h/t _w	$1,49\sqrt{E/F_y}$	$5,7\sqrt{E/F_y}$	$3,76\sqrt{E/F_y}$
Almas en flexión compuesta, todos ^{**) ***)}	h/t _w	$Si\ P_u/\phi_b\ P_y \leq 0,125$		
		λ_r	λ_p	
		$5,70\sqrt{E/F_y}\left(1 - \frac{0,74\ P_u}{\phi_b\ P_y}\right)$	$3,76\sqrt{E/F_y}\left(1 - \frac{2,75\ P_u}{\phi_b\ P_y}\right)$	
	h/t _w	$Si\ P_u/\phi_b\ P_y > 0,125$		
		λ_r	λ_p	
		$5,70\sqrt{E/F_y}\left(1 - \frac{0,74\ P_u}{\phi_b\ P_y}\right)$	$1,12\sqrt{E/F_y}\left(2,33 - \frac{P_u}{\phi_b\ P_y}\right) \geq 1,49\ \sqrt{E/F_y}$	
Alas atiesadas y cualquier otro elemento atiesado por un atiesador capaz de proporcionar un apoyo de borde efectivo	b/t ó h/t _w	$1,49\sqrt{E/F_y}$	$1,49\sqrt{E/F_y}$	$1,12\sqrt{E/F_y}$
Atiesadores, de alas o longitudinales de alma	c/t	$0,64\sqrt{Ek_c/F_y}^{*)}$	$0,56\sqrt{E/F_y}$	$0,38\sqrt{E/F_y}$
Atiesadores, verticales de alma	b/t	$0,56\sqrt{E/F_y}$	NA	NA
Platabandas en alas comprimidas	b/t	$1,40\sqrt{E/F_y}$	$1,40\sqrt{E/F_y}$	$1,12\sqrt{E/F_y}$
Perfiles T				
Alas, perfiles laminados	b/t	$0,56\sqrt{E/F_y}$	$0,83\sqrt{E/(F_y - 70)}$	$0,38\sqrt{E/F_y}$
Alas, perfiles soldados	b/t	$0,64\sqrt{Ek_c/F_y}^{*)}$	$0,95\sqrt{\frac{Ek_c}{(F_{yf} - 115)}}^{*)}$	$0,38\sqrt{E/F_y}$
Almas ^{**) ***)}	d/t _w	$0,75\sqrt{E/F_y}$	NA	NA
Rectangulares de espesor uniforme:				
Alas	b/t	$1,40\sqrt{E/F_y}$	$1,40\sqrt{E/F_y}$	$1,12\sqrt{E/F_y}$
Alma	h/t _w	$1,40\sqrt{E/F_y}$	$5,70\sqrt{E/F_y}$	$3,76\sqrt{E/F_y}$

(continúa)

Tabla 8.1 - Límites de la relación ancho/espesor (conclusión)
(Ver definiciones de términos en 3.2 y en Figura 8.1)

Perfiles tubulares	λ	Solicitación que afecta al miembro		
		Compresión	Flexión	
		λ_r	λ_r	λ_p
Rectangulares soldados, con alas de mayor espesor que el alma:				
Alas	b/t	$1,49\sqrt{E/F_y}$	$1,49\sqrt{E/F_y}$	$1,12\sqrt{E/F_y}$
Alma	h/t_w	$1,49\sqrt{E/F_y}$	$5,70\sqrt{E/F_y}$	$3,76\sqrt{E/F_y}$
Circulares	D/t	$0,11 \sqrt{E/F_y}$	$0,31 \sqrt{E/F_y}$	$0,071 \sqrt{E/F_y}$
Puntales formados por ángulos laminados				
Alas de ángulos simples, perfiles TL con separadores, perfiles XL, y elementos no atiesados en general	b/t	$0,45\sqrt{E/F_y}$	NA	NA
Alas de perfiles TL, con los ángulos en contacto	b/t	$0,56\sqrt{E/F_y}$	NA	NA
Perfiles plegados en frío				
Alas no atiesadas de perfiles C o Z	b/t	$0,42\sqrt{E/F_y}$	$0,42\sqrt{E/F_y}$	$0,30\sqrt{E/F_y}$
Alas atiesadas de perfiles CA, ZA, Omega y sombrero	b/t	$1,28\sqrt{E/F_y}$	$1,28\sqrt{E/F_y}$	$1,08\sqrt{E/F_y}$
Alas de ángulos simples, perfiles TL y XL, con o sin separadores	b/t	$0,37\sqrt{E/F_y}$	NA	NA
Almas de perfiles, C, CA, Z, ZA, Omega y sombrero	h/t_w	$1,28\sqrt{E/F_y}$	$3,13\sqrt{E/F_y}$	$2,38\sqrt{E/F_y}$
Pestañas atiesadoras	c/t	$0,42\sqrt{E/F_y}$	$0,42\sqrt{E/F_y}$	$0,3\sqrt{E/F_y}$
Almas de perfiles C, CA, Z, ZA, Omega y sombrero, en flexión compuesta	h/t_w	λ_r		λ_p
		$Si P_u/\phi_b P_y < 0,15$		
		$3,13\sqrt{E/F_y}$	$2,38\sqrt{E/F_y} \left(1 - 2,33 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$	
		$Si P_u/\phi_b P_y > 0,15$		
		$3,13\sqrt{E/F_y}$	$1,5\sqrt{E/F_y}$	
NOTAS				
NA: No aplicable				
E, F_y : en MPa		$E = 200\,000$ MPa		λ_r = límite de la razón ancho-espesor para no tener pandeo local.
*) $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ pero dentro del rango $0,35 \leq k_c \leq 0,763$		λ_p = límite de la razón ancho-espesor para permitir la plastificación completa de la sección.		
**) En vigas híbridas se debe usar F_y , de las alas.				
***) En miembros con alas desiguales, usar h_c en lugar de h , cuando se compare con λ_p .				

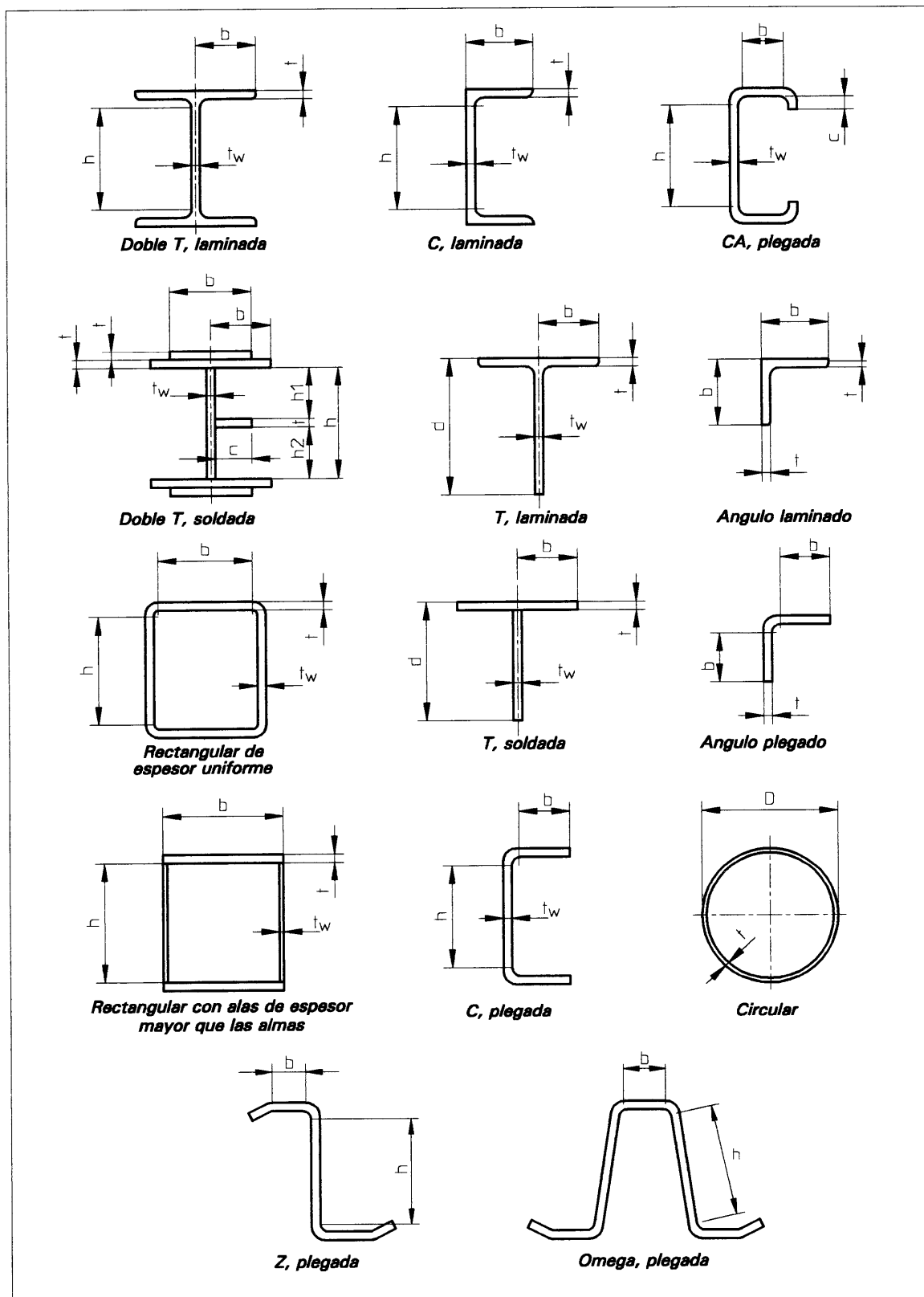


Figura 8.1 - Ejemplos para relaciones ancho-espesor de Tabla 8.1
(Anchos planos h y b según definiciones de términos en 3.2)

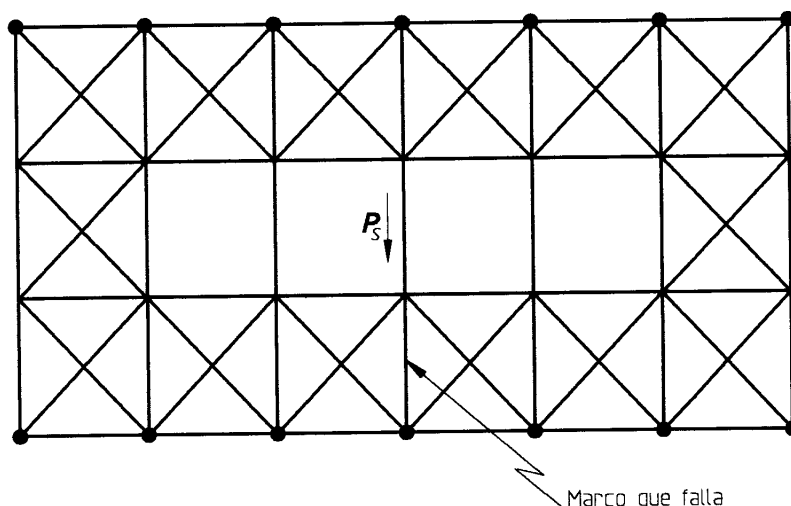


Figura 8.2

9 Disposiciones especiales para estructuras de hormigón

9.1 Estructuras de hormigón armado

9.1.1 Mientras no se oficialice la nueva versión de NCh430, que sustituye a las normas NCh429.Of57 y NCh430.Of61, se deben usar las disposiciones del código ACI 318-99, en lo que no contradiga las disposiciones de la presente norma. Para efectos de la aplicación de las disposiciones del capítulo 21 de este código (acápito 21.2.1), se debe considerar que todo el territorio nacional, con sus tres zonas sísmicas, corresponde a una región de elevado riesgo sísmico.

9.1.2 Los elementos estructurales que forman parte de marcos dúctiles destinados a resistir solicitaciones sísmicas se deben dimensionar y detallar como marcos especiales resistentes a momento, de acuerdo a las disposiciones de las secciones 21.1 a la 21.5 del capítulo 21 de ACI 318-99.

9.1.3 Los marcos pertenecientes a estructuras cuyas solicitaciones sísmicas se hayan calculado usando un factor R_f menor o igual a 2 se pueden diseñar de acuerdo a las disposiciones para marcos intermedios resistentes a momento, indicadas en sección 21.10 del capítulo 21 de ACI 318-99. También se pueden acoger a esta disposición los marcos cuyas deformaciones sísmicas sean menores o iguales al 50% del valor límite establecido en 6.3.

9.1.4 En el caso de estructuras con una combinación de muros y marcos de hormigón armado, en que el conjunto de los muros toma en cada nivel y en cada dirección de análisis un porcentaje del esfuerzo de corte total del nivel superior o igual al 75%, el diseño de los marcos se puede realizar de acuerdo a las disposiciones de sección 21.10 del capítulo 21 de ACI 318-99, siempre que el marco sea responsable de tomar menos del 10% del esfuerzo de corte total de cada uno de sus niveles.

9.1.5 Los marcos en que la acción sísmica no controla el diseño, y cuya falla no compromete la estabilidad de la estructura, se pueden diseñar de acuerdo a las disposiciones de sección 21.9 del capítulo 21 de ACI 318-99.

9.1.6 El diseño de muros no necesita satisfacer las disposiciones del acápite 21.6.6.3 del capítulo 21 de ACI 318-99.

9.1.7 En estructuras de varios pisos en que la resistencia sísmica depende de marcos rígidos diseñados con valores de R_f mayores o iguales a 3, no es necesario cumplir con el requisito de columna fuerte - viga débil, (acápite 21.4.2 de ACI 318-99), cuando se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- a) el esfuerzo de corte sísmico de todas las columnas en que no se cumple la disposición anterior es menor que el 25% del esfuerzo de corte sísmico del piso correspondiente;
- b) si el análisis y el dimensionamiento de la estructura se hace con fuerzas sísmicas iguales al doble de los valores indicados en cláusula 5 de esta norma;
- c) si se demuestra por un método de análisis no lineal, (ver 5.2.3) que la estructura es estable frente a las demandas de deformación impuestas por el sismo.

9.2 Estructuras prefabricadas de hormigón

9.2.1 Requisitos para sistemas prefabricados

9.2.1.1 Las estructuras que incluyan elementos prefabricados de hormigón se deben diseñar para resistir las acciones sísmicas de acuerdo con algunos de los criterios siguientes:

a) Sistemas gravitacionales

Utilizan como sistema sismorresistente muros o marcos de hormigón armado vaciados en sitio, muros de albañilería confinada o armada o marcos de acero arriostrados y no arriostrados, y utilizan elementos prefabricados para resistir exclusivamente las cargas verticales.

Los elementos prefabricados y las conexiones que no pertenecen al sistema sismorresistente deben ser capaces de aceptar la deformación sísmica, d , de la estructura y resistir las cargas verticales (gravitacionales) para tal deformación.

Los marcos pertenecientes al sistema prefabricado gravitacional se pueden diseñar de acuerdo a las disposiciones de sección 21.9 del código ACI 318-99.

Las conexiones entre el sistema prefabricado gravitacional y el sistema sismorresistente se consideran parte de este último sistema y se deben diseñar de acuerdo a los acápites b), c) o d).

b) Sistemas prefabricados con conexiones húmedas

Emulan el comportamiento de las estructuras de hormigón armado construidas en sitio mediante el uso de elementos prefabricados unidos por conexiones húmedas que cumplan con los requisitos del código ACI 318-99, especialmente los requisitos de anclaje y empalme de barras.

c) Sistemas prefabricados con conexiones dúctiles

Utilizan estructuras formadas por elementos prefabricados unidos mediante conexiones para las que se haya demostrado, mediante análisis y ensayos cíclicos no lineales, que tienen resistencia y ductilidad mayores o iguales a las de uniones monolíticas de estructuras diseñadas según ACI 318-99. Estos ensayos deben satisfacer los requisitos del documento ACI ITG/T1.1-99 *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing*, y pueden haber sido realizados en laboratorios nacionales o extranjeros siempre que sus resultados hayan sido certificados por un laboratorio aprobado por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo.

d) Sistemas prefabricados con conexiones secas

Utilizan estructuras formadas por elementos prefabricados unidos mediante conexiones secas, diseñadas como conexiones fuertes que aseguren que el posible comportamiento no lineal ante sismos de mayores demandas que las consideradas en esta norma produzcan una incursión dentro del rango no lineal de respuesta en secciones alejadas de la conexión fuerte.

En estos sistemas prefabricados se acepta un sistema sismorresistente constituido exclusivamente por muros conectados con uniones secas, o uno constituido exclusivamente por marcos conectados con uniones secas.

Las estructuras cuyo sistema sismorresistente esté formado exclusivamente por un sistema prefabricado con conexiones secas, sólo se pueden construir hasta 4 niveles con una altura máxima de 18 m, medido desde el nivel basal.

9.2.1.2 Las estructuras que incluyan sistemas prefabricados gravitacionales se deben diseñar considerando las solicitaciones sísmicas correspondiente al sistema sismorresistente utilizado.

Los sistemas prefabricados con conexiones húmedas y conexiones dúctiles se deben diseñar utilizando las solicitaciones sísmicas correspondientes a una estructura monolítica de hormigón armado.

9.2.1.3 Los sistemas prefabricados con conexiones secas se deben diseñar con los valores indicados en Tabla 5.6 para las estructuras de hormigón armado vaciados en sitio. Sin embargo, el valor de R no debe ser mayor que 4 y la razón de amortiguamiento no debe ser mayor que 0,03 para conexiones apernadas y conexiones mediante barras embebidas en mortero de relleno, ni mayor que 0,02 para conexiones soldadas.

Para satisfacer los requisitos de comportamiento indicados en 9.2.1.1 c), las conexiones secas deben satisfacer las disposiciones 9.2.1.4 y 9.2.1.5.

9.2.1.4 En los sistemas prefabricados conectados por uniones secas, el cociente entre la resistencia nominal de la conexión y aquella del elemento conectado en el punto de conexión (S_e) debe ser mayor o igual a 1,4.

9.2.1.5 Las conexiones secas de estructuras de marcos prefabricados deben ser capaces de desarrollar, a la flexión, al corte o fuerza axial, o combinación de estas acciones actuando sobre la conexión, una resistencia probable S_{pr} , determinada usando un valor $\phi = 1$, que no sea inferior a 125% de la resistencia de fluencia de la conexión y deben ser capaces de desarrollar un desplazamiento a S_{pr} , que no sea inferior a 4 veces el desplazamiento de fluencia. El anclaje de la conexión en el elemento prefabricado en cualquier lado de la conexión debe ser diseñado para desarrollar una tensión igual a 1,3 veces S_{pr} . La conexión deberá cumplir además con los requerimientos de confinamiento si f_c es mayor que $0,7 f'_c$.

El comportamiento establecido anteriormente debe ser garantizado mediante ensayos que incluyan la naturaleza cíclica de la acción. Las probetas ensayadas deben ser representativas del sistema propuesto. Los ensayos deben cumplir las especificaciones ASTM de instrumentación y ejecución de ensayo cíclicos.

9.2.1.6 El acero y los electrodos usando en conexiones soldados deben cumplir los requisitos establecidos en 8.2.2 y 8.5.1.

9.2.1.7 Si el esfuerzo de corte basal Q_o resulta ser menor que el valor siguiente:

$$Q_{\min.} = 0,40 I \frac{A_o}{g} P \quad (9-1)$$

todas las deformaciones y esfuerzos se deben multiplicar por el cociente $Q_{\min.}/Q_o$ para los efectos de diseño.

La disposición anterior no se aplica a las estructuras prefabricadas de hormigón que se clasifican en 9.2.1.1 como sistemas gravitacionales o sistemas prefabricados con conexiones húmedas y conexiones dúctiles, las cuales deben satisfacer la disposición sobre el esfuerzo de corte basal mínimo establecida en 5.4.5.

9.2.2 Disposiciones especiales

9.2.2.1 El diseño de los elementos prefabricados y de las conexiones debe incluir las condiciones de carga y deformación, desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desmolde, almacenamiento, transporte y montaje.

9.2.2.2 El diseño de los elementos prefabricados y sus conexiones debe incluir el efecto de las tolerancias de fabricación.

9.2.2.3 Adicionalmente a los requisitos para planos y especificaciones de esta norma, se deben incluir los siguientes antecedentes, en los planos de taller:

- a) Detalle de la armadura, insertos y dispositivos de izado necesarios para resistir las fuerzas temporales derivadas del manejo, almacenamiento, transporte y montaje.
- b) Resistencia del hormigón a las edades o etapas de construcción establecidas.

9.2.2.4 No se permite el uso de conexiones que se basen solamente en la fricción provocada por las cargas gravitacionales.

9.2.2.5 Para considerar como diafragma rígido a una losa formada por elementos prefabricados, se debe disponer de una sobrelosa que cumpla con las disposiciones de las secciones 21.7.2, 21.7.3, 21.7.4 y 21.7.5 de ACI 318-99.

9.3 Naves industriales compuestas por columnas en voladizo

9.3.1 En este párrafo se establecen los requisitos especiales para las naves de columnas de hormigón vaciado en sitio o prefabricado, con o sin puentes grúa, estructuradas con columnas empotradas en la base y vigas conectadas a las columnas con uniones rotuladas. La resistencia sísmica y la capacidad de deformación de estos sistemas provienen exclusivamente de las columnas.

9.3.2 Las naves deben contar con un sistema de arriostramiento continuo de techo en planta conectado a las columnas en su nivel superior.

Si los arriostramientos son proporcionados por perfiles de acero estos deben cumplir las disposiciones de 8.7.

Si el arriostramiento es proporcionado por un sistema distinto este debe tener una rigidez equivalente a la de un sistema de acero con diagonales constituidas por perfiles que sólo trabajen en tracción, que cumplen con 8.1 a) o b). Este sistema distinto no puede estar constituido por elementos que sólo trabajen en tracción.

9.3.3 El diseño sísmico de las estructuras que satisfacen 9.3.1 y 9.3.2 se debe hacer con $R = 3$ y con una razón de amortiguamiento 0,02.

9.3.4 El esfuerzo de corte basal no debe ser menor que:

$$Q_{\min.} = 0,4 \ I A_0 P / g \quad (9-2)$$

En los casos que el esfuerzo basal Q_0 resulte menor que los valores anteriores, los esfuerzos y deformaciones se deben multiplicar por $Q_{\min.} / Q_0$ para los efectos de diseño.

9.3.5 El diseño de los elementos debe ser realizado usando las disposiciones de 9.1 si se trata de elementos de hormigón vaciado en sitio y 9.2 si se trata de elementos de hormigón prefabricado.

Se debe proveer confinamiento en la base de las columnas en una longitud mayor o igual a dos veces la altura de la sección transversal de la columna de acuerdo a la sección 21.3.3 de ACI 318-99.

9.3.6 La esbeltez máxima de las columnas debe satisfacer:

$$\lambda = k L / r \leq 100 \quad (9-3)$$

A menos que se justifique adecuadamente, el valor de k debe ser 2.

9.3.7 Las vigas se deben apoyar lateralmente para evitar su volcamiento debido a la acción de las costaneras o vigas secundarias. Con este propósito se deben proporcionar arriostramientos laterales a las vigas portantes.

9.3.8 No se acepta que las planchas de cubierta que no sean de hormigón proporcionen el arriostramiento lateral a ningún elemento.

9.3.9 Las cabezas de las columnas se deben conectar con vigas puntales en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales.

9.3.10 Las cargas sísmicas a considerar para sistemas de arriostramientos horizontales no debe ser inferior a la tributación sísmica de un marco intermedio, en eventual falla prematura (ver Figura 8.2).

9.3.11 Para el cálculo de deformaciones se debe proceder de acuerdo con 6.1 y se deben respetar los requisitos de 6.2 y 6.3.

Las deformaciones máximas horizontales se deben calcular modificando la fórmula 6-1 como sigue:

$$d = d_0 + S_0 R_1 d_d \quad (9-4)$$

considerando los siguientes valores de S_0 :

1,00 para suelo I

1,25 para suelo II

1,50 para suelo III

9.3.12 La consideración del efecto P-Delta debe satisfacer 6.4.

9.3.13 En el diseño de las columnas y fundaciones apoyadas en suelos tipo III se debe considerar la rotación de las fundaciones tanto para el cálculo de esfuerzos como de deformaciones. Para estos efectos se debe hacer un estudio geotécnico que indique los valores máximos y mínimos del coeficiente de balasto dinámico. El cálculo de esfuerzos se debe hacer con el coeficiente de balasto máximo y el de deformaciones con el mínimo.

No se permite el apoyo de fundaciones en suelo tipo IV.

10 Disposiciones sobre fundaciones

10.1 Especificaciones generales para el diseño

10.1.1 Las fundaciones deben reflejar los supuestos del modelo de análisis empleado, tanto en su geometría como en sus características de rigidez y masa.

Puede considerarse que las fundaciones masivas carecen de propiedades elásticas, pero para los sistemas de fundaciones aisladas conectadas por vigas de fundación y las losas de fundación, se debe asumir que tienen tanto propiedades inerciales como elásticas.

Las fundaciones cuyo diseño se realice suponiéndolas infinitamente rígidas apoyadas sobre un suelo flexible, deben tener dimensiones consistentes con esa hipótesis.

10.1.2 El dimensionamiento por resistencia de la fundación se debe efectuar para todas las combinaciones de cargas consideradas en el diseño del resto de la estructura.

10.1.3 La verificación de las tensiones inducidas al suelo, su deformación y la estabilidad de las fundaciones se debe realizar para todas las combinaciones de cargas no factoradas aplicables.

10.1.4 Se debe comprobar que las fundaciones tengan un comportamiento satisfactorio tanto ante la acción de cargas estáticas como ante la acción de cargas sísmicas, verificando que la presión de contacto entre el suelo y la fundación sea tal que las deformaciones inducidas sean aceptables para la estructura.

10.2 Fundaciones superficiales

10.2.1 A menos que el informe de geotecnia imponga una restricción mayor, por lo menos el 80% del área bajo cada fundación aislada o losa de fundación debe quedar sometido a compresión.

Esta restricción no se aplica en aquellos casos en que se utilicen anclajes entre la fundación y el suelo.

10.2.2 Para calcular las acciones sísmicas que se desarrollan en la base de las fundaciones enterradas en terreno plano, se pueden despreciar las fuerzas de inercia de las masas de la estructura que queden bajo el nivel del suelo natural y los empujes sísmicos del terreno, siempre que la fundación se haya construido contra el terreno natural o que los rellenos instalados entre ella y el suelo natural sean adecuadamente compactados y controlados.

10.2.3 Las fundaciones sometidas a combinaciones de cargas no factoradas que incluyen el sismo, que generen en ellas tracciones netas, deben tomar esas tracciones sólo con peso propio, garantizando un factor de seguridad mínimo al levantamiento de 1,5.

11 Estructuras específicas

11.1 Galpones industriales

11.1.1 Estas disposiciones se aplican a edificios industriales con o sin vigas portagrúas.

11.1.2 Los edificios con marcos transversales deben tener un sistema de arriostramiento continuo en el techo. Cuando hay cerchas de techo el arriostramiento continuo se debe colocar en el plano de la cuerda inferior. Se exceptúan los edificios sin puente-grúa en que las cargas permanentes sólo provienen del peso propio (ver Anexo A, Figura A.2).

11.1.3 En los edificios con puente-grúa el análisis sísmico se debe hacer para la magnitud y altura de la carga suspendida más probables durante el terremoto de diseño. Para estos efectos se deben considerar la frecuencia del terremoto de diseño y las condiciones de operación de las grúas.

11.1.4 Si hay varias grúas, ya sea en una nave o en naves paralelas, se debe considerar una combinación de cargas sísmicas con todas las grúas sin carga estacionadas en la posición más desfavorable.

11.1.5 La unión lateral entre las vigas portagrúas y las columnas debe ser flexible en el sentido vertical. Además, se deben contemplar dispositivos de seguridad para evitar la caída del bogie si las ruedas se salen de los rieles (ver Anexo A, Figura A.3).

11.1.6 En edificios con marcos rígidos, los arriostramientos de los muros extremos que tienen por objeto dar apoyo lateral a las columnas diseñadas para el viento, no deben proveer una rigidez lateral mayor que la proporcionada por los marcos interiores a no ser que ellos sean considerados en el modelo estructural de acuerdo a lo especificado en 5.3.1.1 (ver Anexo A, Figura A.4).

11.1.7 Si el edificio es flexible y tiene muros no estructurales rígidos de albañilería u otro material análogo, se deben diseñar uniones capaces de soportar lateralmente los muros y permitir el desplazamiento longitudinal independiente entre ellos y la estructura (ver Anexo A, Figura A.5).

11.2 Naves de acero livianas

11.2.1 Estas disposiciones se aplican a edificios de acero que cumplan con las condiciones siguientes:

- Están estructurados mediante una sucesión de marcos paralelos formados por columnas y vigas, del tipo enrejado, perfiles abiertos de alma llena o perfiles cerrados.
- La altura libre interior de las columnas laterales debe ser menor o igual a 15 m. Este requisito se puede obviar si en las combinaciones de carga indicadas en 4.5, las fuerzas sísmicas que resultan del análisis se amplifican por 2.
- La distancia transversal entre los ejes de columnas adyacentes debe ser menor o igual a 30 m. Este requisito se puede obviar si en las combinaciones de carga indicadas en 4.5, las fuerzas sísmicas que resultan del análisis se amplifican por 2.
- El edificio podrá corresponder a una nave, o bien varias naves paralelas.
- La estructura sismorresistente corresponde a marcos rígidos paralelos, o bien a marcos extremos o intermedios, rígidos o arriostrados, que reciben las fuerzas sísmicas horizontales a través de un sistema de arriostramientos de techo.
- Las estructuras deben calificar en categoría C2 ó C3 según 4.3.1.
- Los puentes grúas deben tener una capacidad nominal menor o igual a 100 KN, en el caso de grúas sin cabina de operación, o 50 KN para grúas con cabina de operación.
- Los equipos soportados por la estructura deben tener un peso por marco menor o igual a 100 KN.
- La carga sísmica horizontal que los altillos transmiten a cada columna de la estructura no debe ser mayor que 15 KN.
- No tienen estanterías de almacenamiento apoyadas sísmicamente en la estructura.

11.2.2 Para determinar las fuerzas sísmicas de diseño, se deben considerar las razones de amortiguamiento indicadas en la Tabla 5.5, y un factor de modificación de la respuesta menor o igual a 4.

11.2.3 El diseño de las naves de acero livianas debe cumplir con las disposiciones de cláusula 8, exceptuando 8.3.3, 8.3.5, 8.3.6, 8.4.1, 8.4.2, 8.4.3, 8.4.4, 8.4.5, 8.4.7, 8.5.2, 8.5.4 y 8.5.9, cuya aplicación no es obligatoria.

11.2.4 Los elementos diagonales del sistema de arriostramiento que trabajen sólo en tracción deben ser inspeccionables y contar con dispositivos adecuados de tensado inicial y ajuste posterior.

11.2.5 Las diagonales de arriostramiento sísmico de techo diseñadas únicamente para resistir fuerzas de tracción, deben tener una capacidad que al menos corresponda a la suma de la pretensión inicial y las fuerzas sísmicas provenientes del análisis amplificadas por 1,5.

11.2.6 El sistema de arriostramiento de cubierta, diseñado para transmitir fuerzas horizontales a los marcos extremos transversales, debe ser continuo y estar constituido por elementos diagonales y puntales que trabajen tanto en tracción como en compresión.

11.2.7 El sistema de arriostramientos verticales debe corresponder a diagonales y puntales que trabajen tanto en tracción como en compresión, y su esbeltez debe ser menor o igual a $1,5 \pi \sqrt{E/F_y}$. Este requisito no es obligatorio en naves con luz entre columnas menor que o igual a 12 m y altura de hombro menor que o igual a 6 m. En estos casos se pueden utilizar elementos que trabajen solamente en tracción, siempre que cumplan los requisitos de 11.2.4 y 11.2.5.

11.2.8 El diseño sísmico de las conexiones de los sistemas de arriostramientos verticales y de cubierta, se debe realizar considerando las combinaciones de carga indicadas en 4.5, con las fuerzas sísmicas que resultan del análisis amplificadas por 1,5.

11.2.9 Las deformaciones sísmicas deben determinarse de acuerdo con lo establecido en 6.1 y se debe limitar a los valores que no causen daños a cañerías, equipos de levante y transporte, sistemas eléctricos u otros elementos unidos a la estructura que es necesario proteger. No se requiere cumplir con las disposiciones establecidas en 6.3 y 6.4.

11.2.10 La separación entre estructuras deberá cumplir con lo indicado en 6.2.1.

11.2.11 En las naves de acero livianas que no consulten el sistema descrito en 11.2.6 y que no tengan puentes grúa y equipos mencionados en 11.2.1, se puede considerar el panel de techo como diafragma rígido capaz de transmitir los esfuerzos sísmicos a los sistemas de arriostramiento laterales, siempre que se certifique su capacidad de transferir dicho esfuerzo de corte mediante ensayos estáticos con carga cíclica. El factor de seguridad respecto al valor experimental debe tomarse de la norma AISI 1996 indicada en cláusula 2.

El diseño del diafragma debe hacerse de acuerdo a lo dispuesto en el documento AC43 *Acceptance Criteria For Steel Decks* de Julio de 1996 de ICBO ES, y en la norma AISI como complemento. Debe usarse las combinaciones de cargas indicadas en 4.5, con las fuerzas sísmicas que resultan del análisis amplificadas por 2.

Los ensayos deben ser analizados por organismos competentes, independientes e internacionalmente reconocidos, y se deben realizar sobre probetas que consideren la acción adjunta del panel y el sistema de fijaciones de éste con la estructura de apoyo (costaneras), tal cual van a ser fijados en el terreno.

La empresa que certifique sus paneles, debe además velar por la calidad y correcta instalación del sistema de fijación.

11.3 Edificios industriales de varios pisos

11.3.1 En la medida que sea posible los pisos deben ser diafragmas sísmicos rígidos, que pueden ser de hormigón, o metálicos con arriostramientos horizontales o planchas de piso sólidas. En los diafragmas se deben contemplar dispositivos de unión con la estructura capaces de transmitir las fuerzas sísmicas.

11.3.2 Los equipos o ductos rígidos que se extienden verticalmente más de un piso deben tener sistemas de apoyo y unión que impidan su participación en la resistencia o rigidez sísmica del edificio (ver Anexo A, Figura A.6). Si esto no es posible, los equipos se deben incluir en el modelo del sistema sismorresistente.

11.4 Grandes equipos suspendidos

11.4.1 Las calderas, reactores de hornos metalúrgicos y otros grandes equipos suspendidos de la estructura se deben unir a ella con conectores que transmitan las fuerzas sísmicas sin restringir la libre dilatación térmica, tanto vertical como horizontal (ver Anexo A, Figura A.7).

11.4.2 En los equipos eléctricos suspendidos que no se pueden unir horizontalmente a la estructura, como son las jaulas de electrodos de precipitadores electrostáticos, se deben especificar aisladores especiales de amplia capacidad resistente y disponer dispositivos de corte de la corriente eléctrica en sismos mayores. Si hay posibilidad de choque de la jaula de electrodos con la carcasa del equipo o con las placas colectoras, se deben colocar placas de impacto.

11.5 Cañerías y ductos

11.5.1 En los sistemas de cañerías y ductos de grandes dimensiones se deben disponer juntas de expansión y apoyos que aseguren la estabilidad sísmica y permitan simultáneamente las deformaciones térmicas.

11.5.2 Si las cañerías y ductos son livianos en relación a los edificios o estructuras que conectan, el análisis sísmico se puede hacer introduciendo las deformaciones d_d de 6.1 de los edificios o estructuras, en los puntos de conexión. En caso contrario, se debe hacer un análisis del conjunto de estructuras y ductos como una sola unidad.

11.6 Grandes equipos móviles

11.6.1 Los grandes equipos móviles como cargadores y descargadores de material a granel, apiladores, grúas portal y similares se deben analizar dinámicamente, considerando la magnitud y las posiciones más desfavorables de las cargas. Para el análisis se puede suponer que las ruedas están articuladas en los rieles o el suelo, pero si hay levantamiento significativo se deben colocar contrapesos para evitarlo (ver Anexo A, Figura A.8).

11.6.2 Para disminuir las posibilidades de choque entre las pestañas de los rieles y las ruedas, el sistema debe ser autocentrante (ver Anexo A, Figura A.9).

11.6.3 Se debe prestar especial atención a los efectos de excentricidad sísmica que se producen en estos sistemas.

11.7 Estanques, elevados, recipientes de proceso y chimeneas de acero

11.7.1 Los estanques elevados se deben diseñar considerando la movilidad del agua.

11.7.2 Los recipientes de proceso se deben diseñar prestando especial atención a la unión de los apoyos con el manto cuando éste no llega a las fundaciones.

11.7.3 Las chimeneas elevadas se deben diseñar por el método dinámico. Cuando el ducto de gas no es autosoportante se debe considerar la interacción entre el ducto y la estructura exterior de acero u hormigón. El revestimiento interior de hormigón, si lo hay, se debe tomar en cuenta para los efectos del cálculo de la rigidez, pero no de la resistencia.

11.7.4 El manto se debe diseñar para que no haya pandeo local considerando el efecto de las fuerzas laterales y verticales de diseño y las tolerancias de fabricación. Para ello, la tensión de compresión del manto no debe exceder el menor de los valores siguientes:

$$F_a = 135 F_y e/D \quad F_a \leq 0,8 F_y \quad (11-1)$$

en que:

F_a = tensión admisible en condición sísmica;

F_y = tensión de fluencia;

e = espesor;

D = diámetro del manto.

11.8 Estanques verticales apoyados en el suelo

11.8.1 Los siguientes requerimientos se aplican a estanques de forma cilíndrica o rectangular, simétricos respecto de un eje vertical y con el fondo apoyado directamente sobre el suelo. Los estanques deben estar fabricados de acero u hormigón armado y pueden contener cualquier tipo de líquido.

11.8.2 En todo aquello que no contradiga las disposiciones del presente articulado, y conforme al material del estanque y su contenido, se acepta el uso de las siguientes normas o recomendaciones de diseño de estanques: API 650 *Welded Steel Tanks for Oil Storage*, API 620 *Design and Construction of Large, Welded, Low-Pressure Storage Tanks*, *Seismic Design of Storage Tanks* de la New Zealand National Society for Earthquake Engineering en conjunto con New Zealand Standard 4203, AWWA-D 100 *Standard for Welded Steel Tanks for Water Storage*, AWWA-D 110 *Wire and Strand Wound Circular, Prestressed Concrete Water Tanks*, AWWA-D 115 *Circular Prestressed Concrete Water Tanks with Circumferential Tendons*, ACI 350.3 *Practice for the Seismic*

Design of Liquid Containing Structures, u otras normas internacionalmente reconocidas y específicamente aceptadas por el profesional especialista que aprueba el proyecto, de acuerdo a lo indicado en 4.4.2. En particular, el esfuerzo de corte basal de diseño se debe calcular de acuerdo a la cláusula 5, y no debe ser inferior al valor que resulta de aplicar las disposiciones 11.8.6, 11.8.7 y 11.8.8. En el diseño de cada estanque se debe usar sólo una de las normas anteriores, evitando mezclar disposiciones de normas diferentes. Debe considerarse que las normas neozelandesas consideran factores de carga y resistencia, mientras que las restantes citadas anteriormente son de tensiones admisibles.

11.8.3 El modelo de análisis debe considerar tanto la respuesta horizontal impulsiva, en la cual una porción del contenido vibra al unísono con la estructura, como la respuesta horizontal convectiva, asociada al oleaje en la superficie libre.

11.8.4 Para efectos del cálculo de los períodos y masas participantes en los modos impulsivo, convectivo y vertical, se puede suponer que el estanque es infinitamente rígido.

11.8.5 La determinación de las masas hidrodinámicas y los períodos asociados a los modos de respuesta impulsivo y convectivo se debe hacer según lo especificado en las normas de diseño mencionadas en 11.8.2, según corresponda.

11.8.6 Para estanques de acero se debe usar un valor máximo $R = 4$ del factor de modificación de la respuesta.

11.8.7 Para estanques de hormigón armado se debe usar un valor máximo $R = 3$ del factor de modificación de la respuesta. Este valor se aplica a la construcción normal de unión continua entre pared y base. Si esta condición no se cumple se deben usar valores de R menores que el proyectista debe justificar.

11.8.8 La aceleración espectral de diseño o coeficiente sísmico del modo impulsivo para la acción sísmica horizontal debe ser igual al coeficiente sísmico máximo indicado en Tabla 5.7 para $\xi = 0,02$ en el caso de estanques de acero, y $\xi = 0,03$ en el caso de estanques de hormigón. La aceleración espectral de diseño o coeficiente sísmico del modo convectivo para la acción sísmica horizontal debe ser determinado de acuerdo a la expresión (5-2) considerando una razón de amortiguamiento $\xi = 0,005$; en ningún caso este valor será menor que $0,10 A_0/g$.

11.8.9 En los casos en que la norma de diseño empleada considere la acción vertical, el coeficiente sísmico vertical debe ser igual a $2/3$ del coeficiente del modo impulsivo.

11.8.10 El diseño debe considerar los coeficientes de importancia que corresponda según 4.3.2.

11.8.11 En los casos que corresponda, los esfuerzos y deformaciones modales se deben superponer de acuerdo al criterio especificado en la norma de diseño utilizada.

11.8.12 En el caso de usar métodos de diseño por factores de carga y resistencia los esfuerzos deben ser combinados según lo indicado en 4.5.

11.8.13 En estanques metálicos anclados de fondo plano, el diseño de los pernos de anclaje se debe hacer de modo que $\frac{1}{3}$ del número de pernos sean capaces de tomar la totalidad del esfuerzo de corte sísmico, a no ser que el sistema de anclaje consulte un dispositivo que garantice que el 100% de los pernos son activos para tomar el corte sísmico. El diseño de los pernos debe considerar la ocurrencia simultánea de tensiones por tracción y por cizalle.

11.8.14 En estanques no anclados se debe dar al fondo una inclinación cónica de 1% como mínimo.

11.8.15 Para reducir el riesgo de derrames y prevenir daños en el techo y en la parte superior de la pared del estanque, se debe dejar una revancha entre la superficie libre del líquido y la estructura del techo mayor o igual que la altura de ola del modo convectivo.

Se pueden emplear revanchas menores siempre que se consideren las subpresiones originadas por contacto entre el líquido y el techo, con las cuales se deben diseñar el techo y sus conexiones con el resto de la estructura.

11.8.16 Para reducir los daños secundarios causados por el movimiento del líquido, se deben cumplir las condiciones siguientes:

- a) en estanques metálicos, no soldar las planchas del techo a las costaneras;
- b) duplicar el diámetro normal de los escapes de aire en el techo;
- c) en estanques metálicos, permitir el desplazamiento vertical de las columnas sobre el fondo.

11.8.17 Los sistemas de cañerías y los puntos de conexión de éstas al estanque deben ser diseñados con una amplia capacidad de deformación para evitar daños debidos a los posibles levantamientos del fondo o desplazamientos del estanque.

11.9 Hornos y secadores rotatorios

11.9.1 El sismo longitudinal debe ser resistido por llantas y rodillos de empuje dispuestos a ambos lados de la llanta, y colocados en un solo apoyo con el objeto de permitir las dilataciones longitudinales (ver Anexo A, Figura A.11).

Entre los rodillos de empuje y las llantas se debe dejar un espacio libre para facilitar la operación. La llanta y rodillos deben considerar la posibilidad de impacto longitudinal cuando se cierra este espacio. Se permite el diseño de los rodillos y sus mecanismos como elementos de sacrificio que pueden fallar en un sismo; en este caso el fabricante debe proporcionar instrucciones detalladas de reparación en un tiempo reducido para impedir que el horno se dañe durante el enfriamiento.

11.9.2 El sismo transversal debe ser resistido por llantas y rodillos laterales colocados en varios apoyos. El ancho de los rodillos debe ser mayor que el de las llantas para impedir la caída si fallan los rodillos de empuje.

11.10 Estructuras de albañilería refractaria

11.10.1 En el diseño de hornos industriales de fundición u otros procesos, compuestos de estructuras de acero u hormigón combinadas con albañilerías de ladrillos refractarios que trabajan a altas temperaturas, se deben buscar disposiciones en las que la resistencia sísmica estructural sea proporcionada por los materiales convencionales y sólo excepcionalmente por las albañilerías, (Por ejemplo, en Figura A.12 de Anexo A, se debe preferir el techo suspendido).

11.10.2 En los casos en que no se pueda evitar que las albañilerías sean un elemento sismorresistente, se deben usar análisis especiales que consideren las características de comportamiento no lineal del material.

11.10.3 En el diseño se deben considerar tanto las condiciones del horno frío o de puesta en marcha, como las de operación normal.

11.11 Equipos eléctricos

11.11.1 Las disposiciones de la presente norma son aplicables a los aspectos estructurales de los equipos eléctricos ubicados en el interior de las plantas industriales. No se aplican a los equipos de generación y transmisión ni a las subestaciones principales, los que se deben regir por especificaciones especiales.

11.11.2 La operatividad eléctrica de estos equipos durante un sismo se debe calificar de acuerdo a normas especiales definidas por los ingenieros de proceso.

11.11.3 Los aisladores se deben diseñar contra la ruptura con un coeficiente de seguridad mínimo de 3,0, para las combinaciones de cargas que incluyen sollicitación sísmica.

11.12 Estructuras y equipos menores

Todas las estructuras y equipos, independientemente de su tamaño e importancia, deben ser capaces de resistir los esfuerzos sísmicos especificados en esta norma y estar adecuadamente anclados (ver Anexo A, Figura A.13).

11.13 Estructuras de madera

Las estructuras de madera se deben diseñar de acuerdo a NCh1198. Las conexiones deben tener comportamiento dúctil y una resistencia de falla inferior a la de los elementos de madera conectados, por flexión o tracción. El valor de R para el diseño de torres de enfriamiento debe ser igual a 4.

Anexo A (Normativo)

Detalles típicos

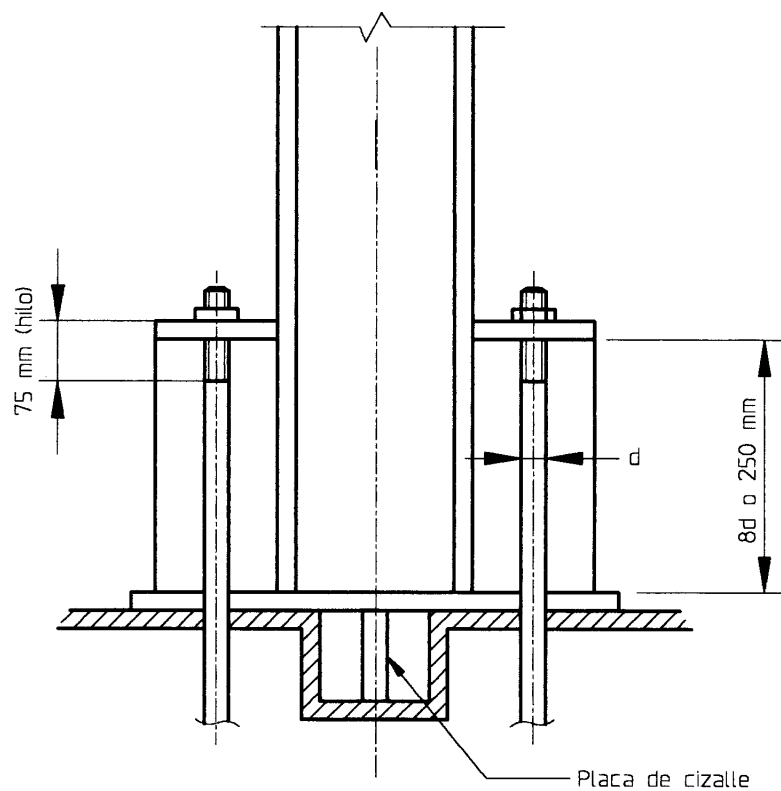


Figura A.1 - Base de columnas

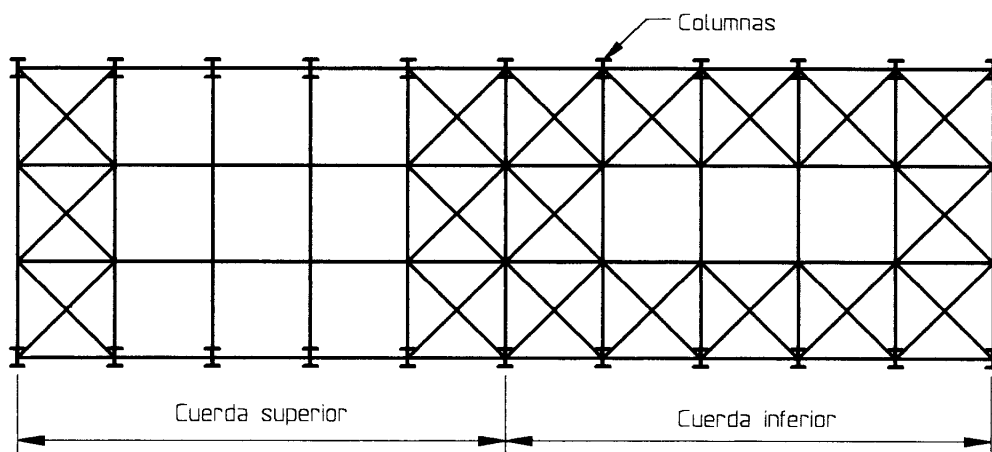


Figura A.2 - Arriostramientos de techo

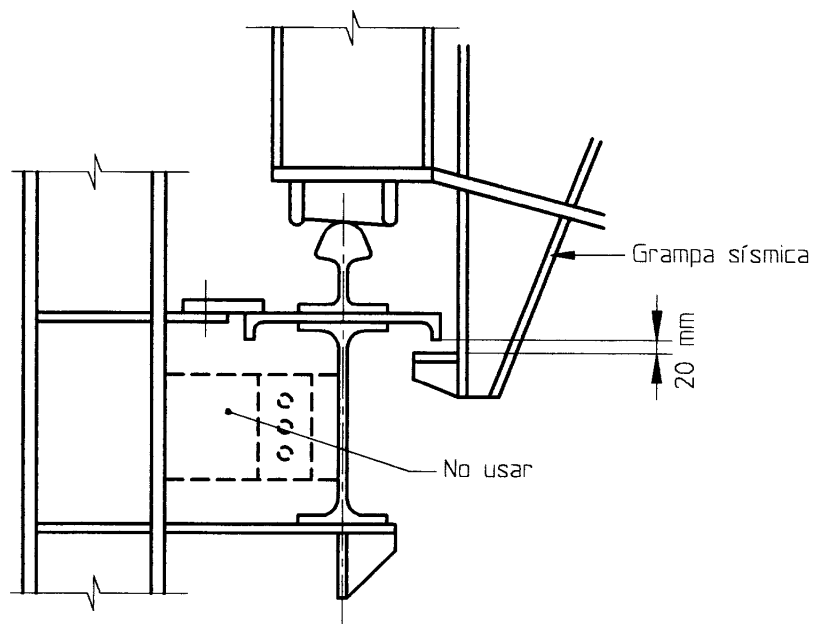


Figura A.3 - Detalle portagrúas y columnas

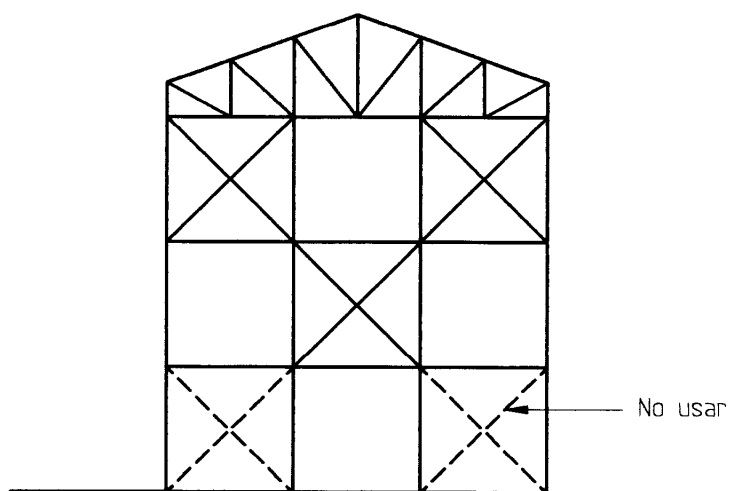


Figura A.4 - Arrostramiento de muro extremo

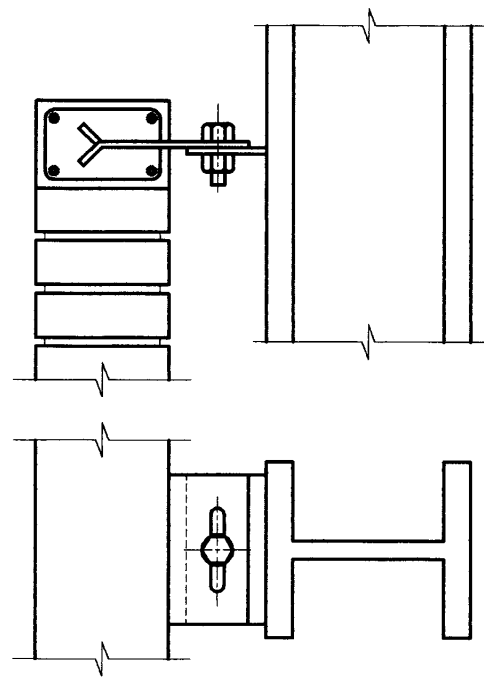


Figura A.5 - Unión columna a muro de albañilería

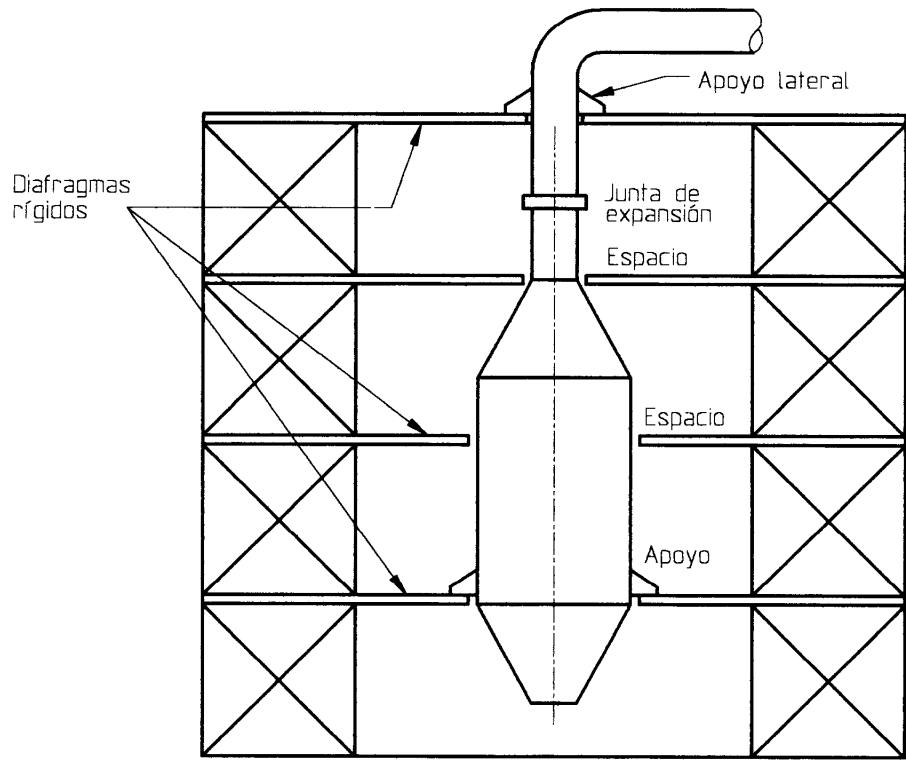


Figura A.6 - Equipo rígido en edificio

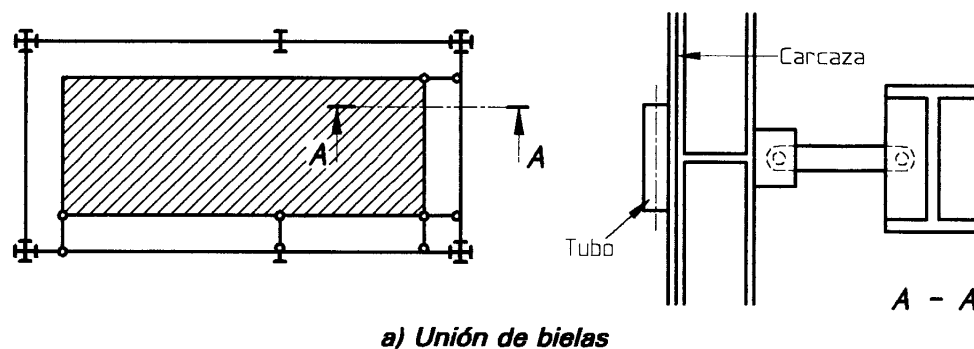
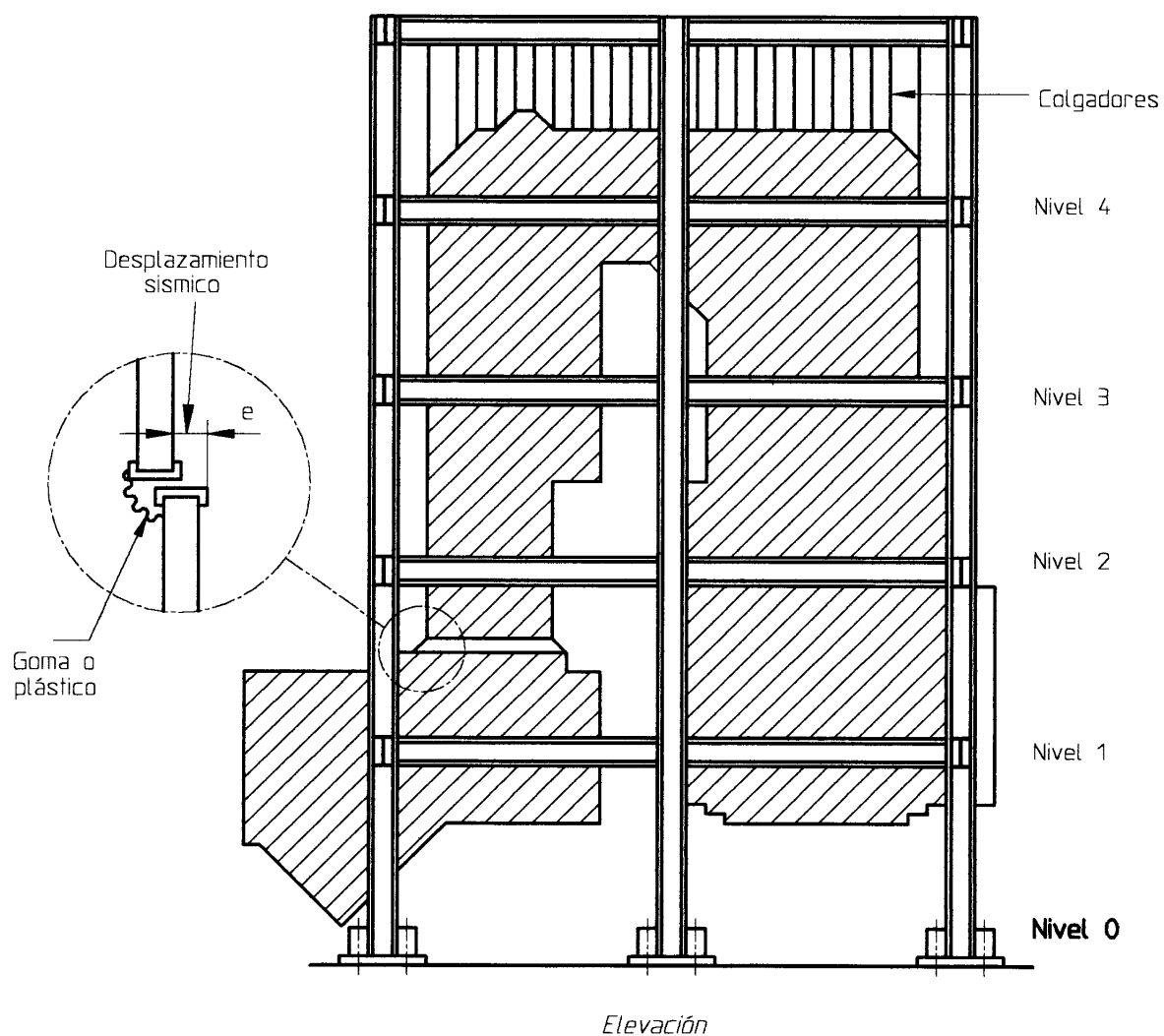
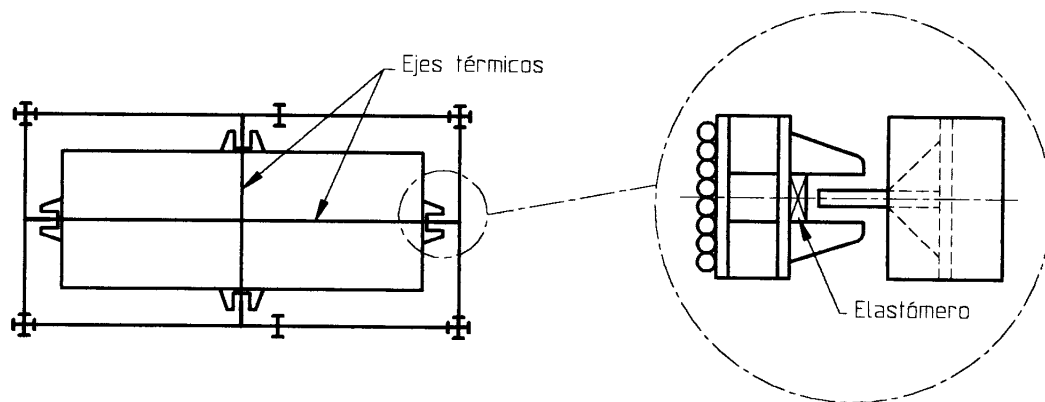
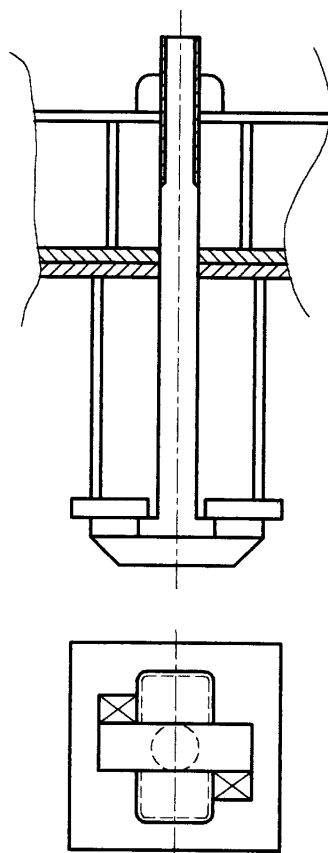


Figura A.7 - Detalles típicos de grandes equipos suspendidos, conectores sísmicos y pernos de anclaje (continúa)



b) Unión de topes



c) Perno cabeza de martillo

Figura A.7 - Detalles típicos de grandes equipos suspendidos, conectores sísmicos y pernos de anclaje (conclusión)

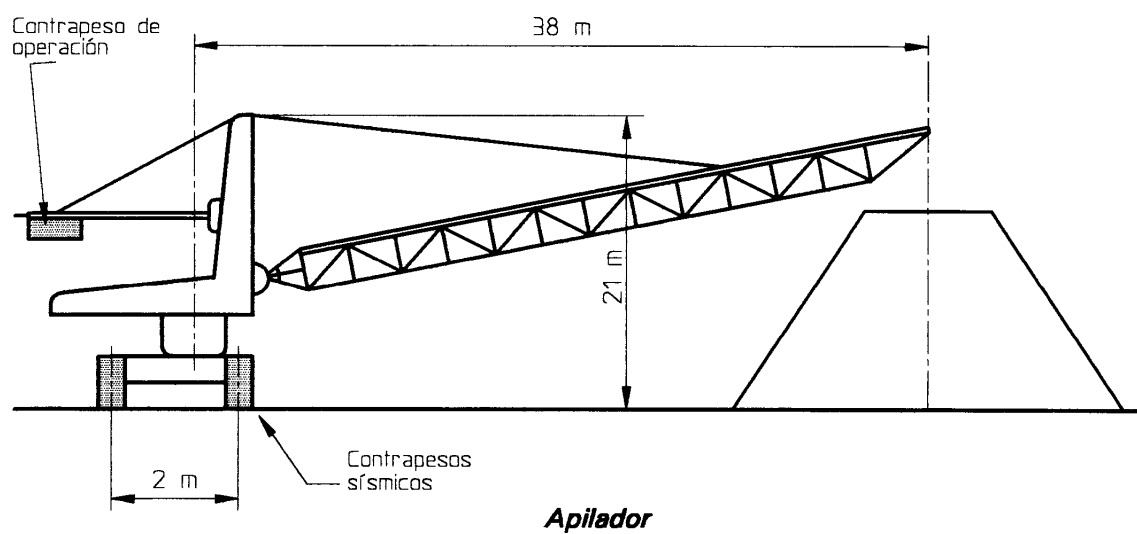


Figura A.8 - Detalles típicos de grandes equipos móviles

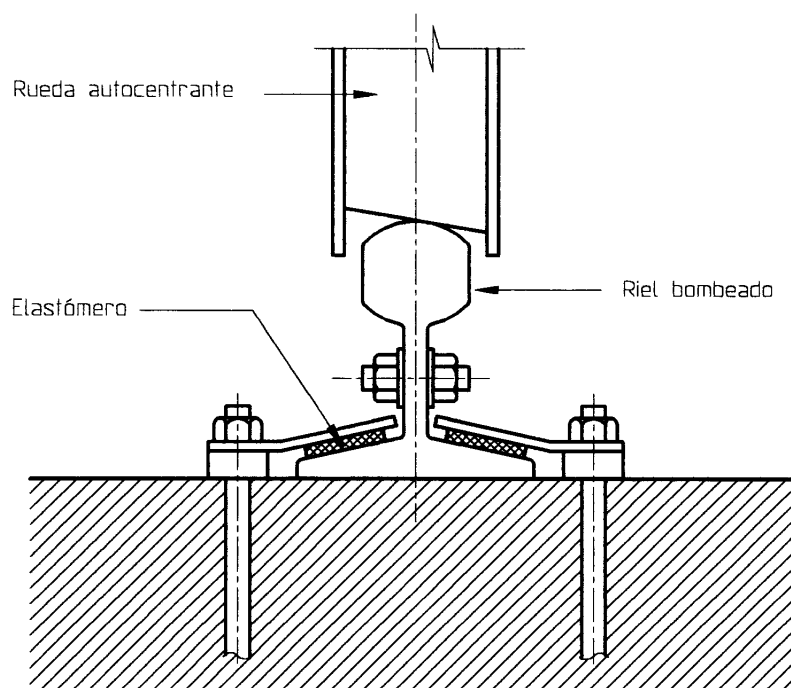
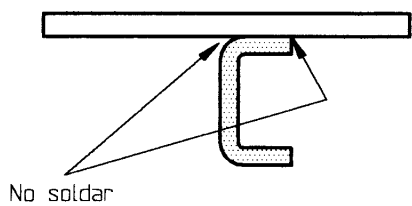
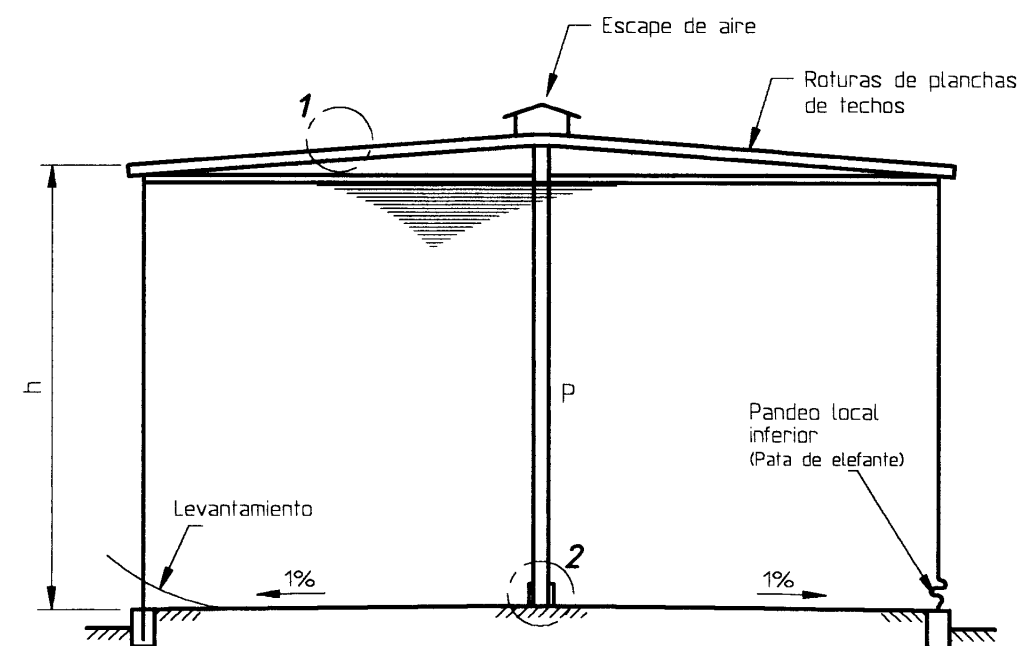
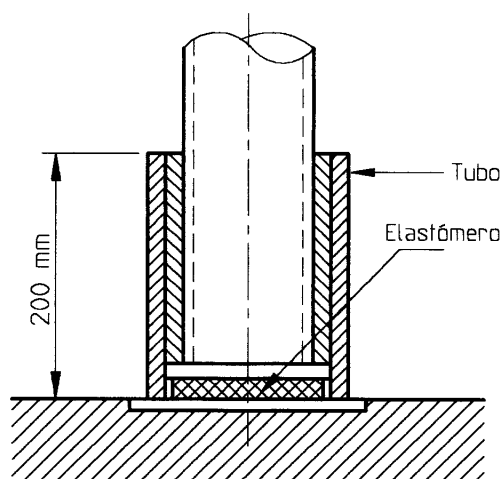


Figura A.9 - Sistema rueda riel

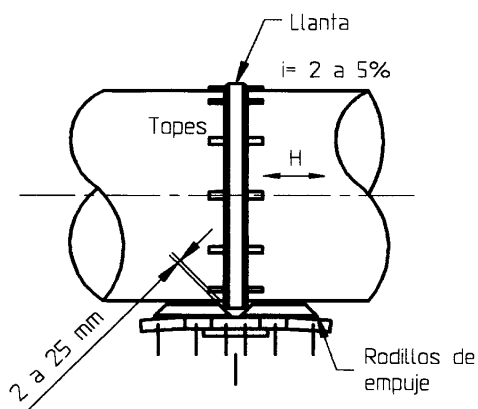
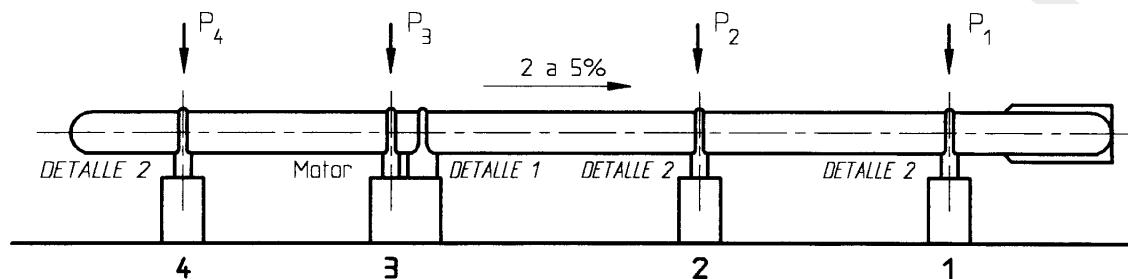


DETALLE 1
Plancha de techo



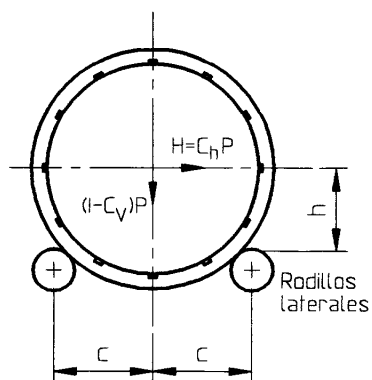
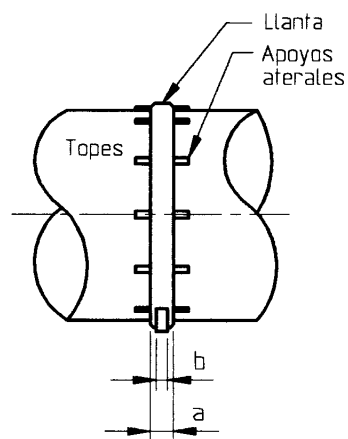
DETALLE 2
Apoyo de columna

Figura A.10 - Detalles típicos de grandes estanques



$$\text{Máx. } H = C_h \sum_{i=1}^4 P_i - 0,1 (P_1 + P_2 + P_4)$$

DETALLE 1 Apoyo longitudinal



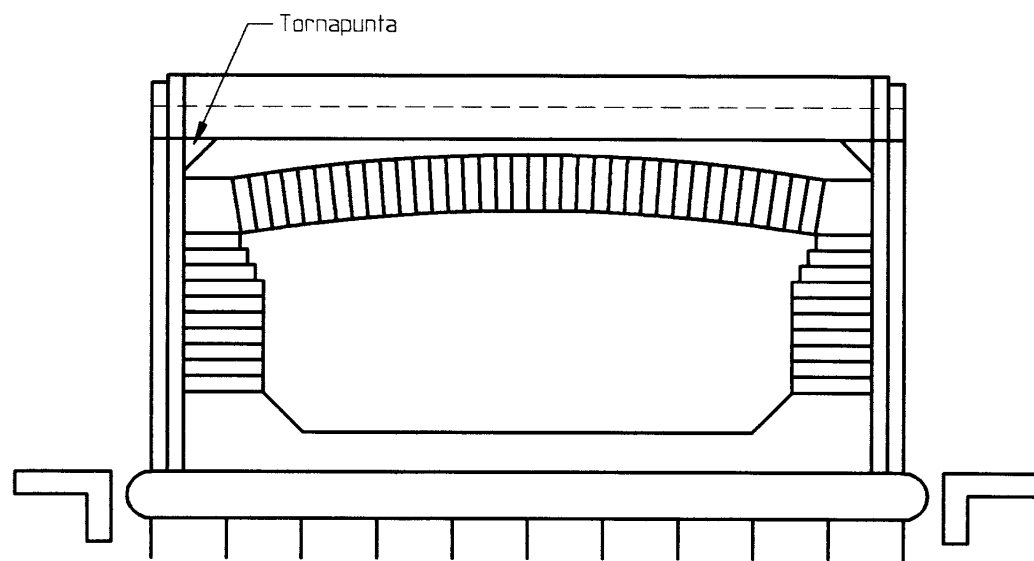
$$S = \frac{(1 - C_v) c}{C_h h} \quad C_v = \frac{2C_h}{3}$$

$$a \gg b + 0,6 \text{ m}$$

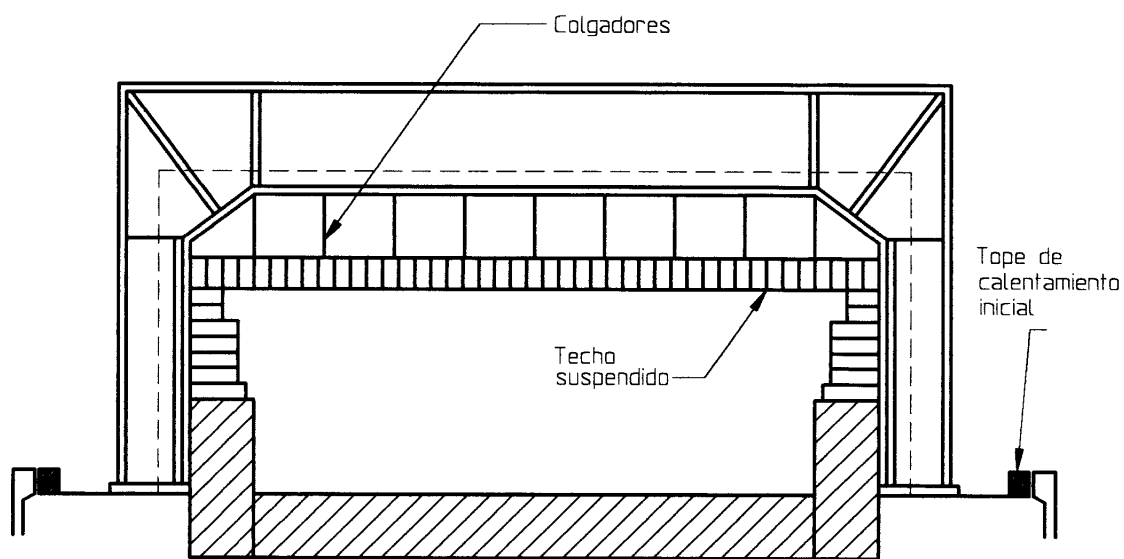
C_h : Coeficiente sísmico horizontal
 C_v : Coeficiente sísmico vertical
 S : Factor de seguridad $\gg 1,20$

DETALLE 2 Apoyos laterales

Figura A.11 - Detalles típicos de hornos y secadores rotatorios

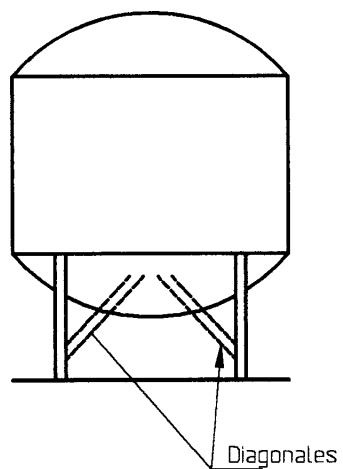


a) Horno de techo en arco

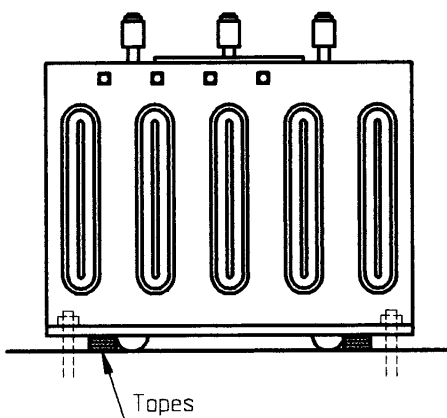


b) Horno de techo suspendido

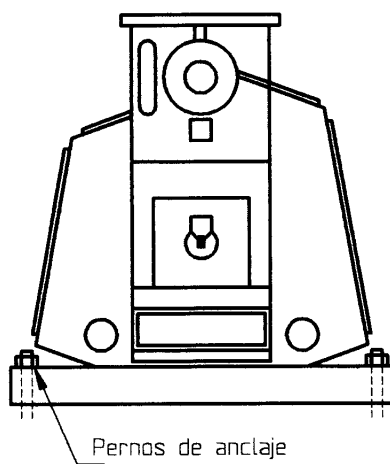
Figura A.12 - Detalles típicos de albañilerías industriales



a) Filtro rápido



b) Transformador



c) Caldera compacta

Figura A.13 - Detalles típicos de estructuras y equipos menores

Anexo B (Normativo)

Diseño de las uniones viga a columna en marcos rígidos de acero

B.1 Generalidades

El uso de las disposiciones de AISC, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, 1999, para el diseño de marcos rígidos esta sujeto a las limitaciones siguientes:

- a) En los marcos rígidos sin arriostramiento se deben aplicar las disposiciones de esta norma, sin requisitos obligatorios adicionales derivados de AISC, Seismic Provisions. En particular, no son aplicables las disposiciones de Seismic Provisions para marcos especiales (párrafo 9) y para marcos intermedios (párrafo 10), ni tampoco se requieren ensayos de laboratorio de las uniones entre vigas y columnas.
- b) En los marcos con arriostramiento concéntrico se deben aplicar las disposiciones de esta norma, párrafo 8.3, sin requisitos obligatorios adicionales derivados de AISC, Seismic Provisions.
- c) En los marcos con arriostramiento excéntrico se deben aplicar las disposiciones de AISC, Seismic Provisions, párrafo 15.

B.2 Diseño de la zona panel de uniones de momento

B.2.1 El análisis se puede hacer por métodos elásticos o plásticos.

B.2.2 Los paneles del alma se deben reforzar con planchas adosadas o atiesadores diagonales (Figuras B.1 y B.2) si la solicitación R_u excede ϕR_v , en que $\phi = 0,75$ y R_u y R_v se determinan del modo siguiente:

$$a) \quad R_u = \frac{M_{u1}}{d_{m1}} + \frac{M_{u2}}{d_{m2}} - V_u \quad (B-1)$$

en que:

M_{u1} y M_{u2} : momentos de las vigas en la unión debidos a las combinaciones de cargas indicadas en 4.5 b), en que el estado de carga sísmico de estas combinaciones se ha amplificado por 2, pero no mayores que los respectivos momentos plásticos;

d_{m1} y d_{m2} : $0,95 d_1$ y $0,95 d_2$, en que d_1 y d_2 son las alturas de las vigas;

V_u : esfuerzo de corte en la columna al nivel de la unión debido a las combinaciones de cargas indicadas en 4.5 b), en que el estado de carga sísmico de estas combinaciones se ha amplificado por 2.

b) Si $P_u \leq 0,75 P_y$

$$R_v = 0,60 F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (B-2)$$

c) Si $P_u > 0,75 P_y$

$$R_v = 0,60 F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \left(1,9 - 1,2 \frac{P_u}{P_y} \right) \quad (B-3)$$

en que:

b_{cf} = ancho del ala de la columna;

t_{cf} = espesor del ala de la columna;

d_c = alto del perfil de la columna;

t_p = espesor total de la zona panel incluyendo planchas adosadas de refuerzo;

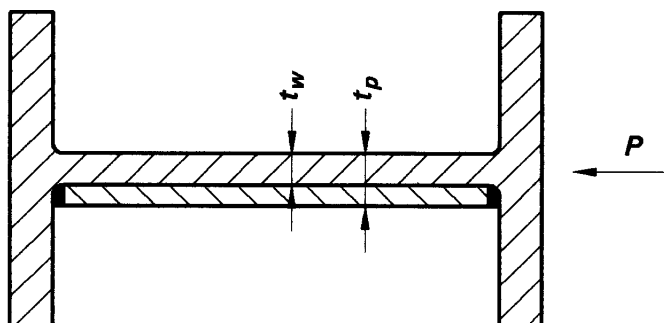
d_b = mayor valor entre d_1 y d_2 (ver Figura B.2);

F_y = tensión de fluencia;

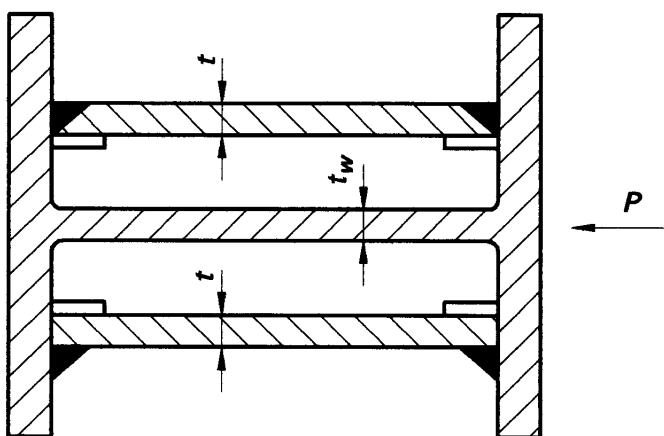
P_u = esfuerzo axial de compresión de diseño de la columna;

$P_y = A F_y$, esfuerzo axial de fluencia de la columna;

A = área de la sección de la columna.



a) Planchas unidas con soldadura de tope



$$t_p = t_w + 2t$$

b) Planchas doble de refuerzo, unidas con soldadura de tope o filete

Figura B.1 - Planchas adosadas de refuerzo

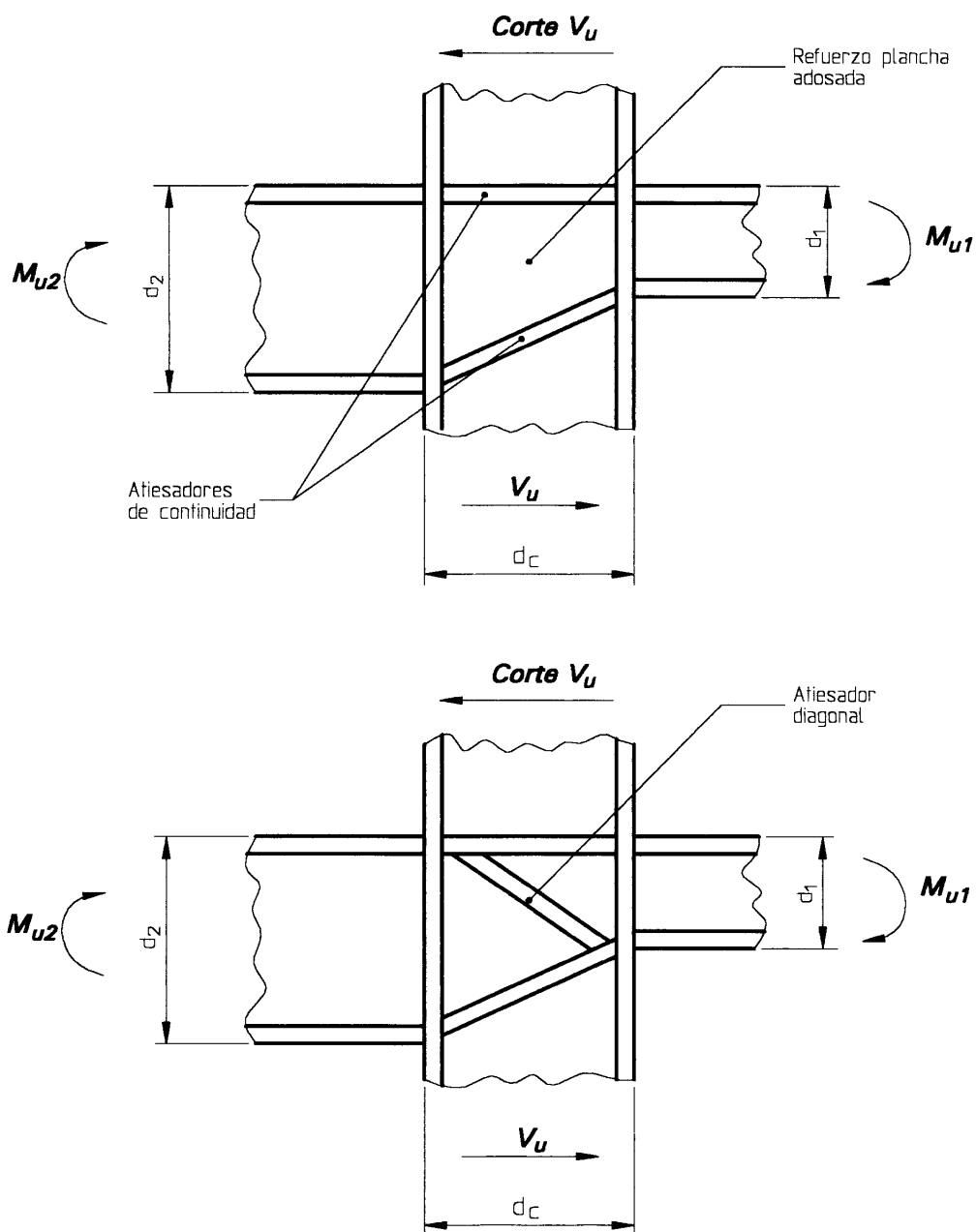


Figura B.2 - Fuerzas en la zona panel

B.2.3 En las zonas panel siempre se deben colocar atiesadores de continuidad (Figura B.2) dimensionados para resistir las fuerzas transmitidas por las alas de las vigas a la columna.

B.2.4 Las planchas adosadas se deben unir al ala de las columnas con soldaduras de filete o de tope de penetración completa, calculadas para resistir las fuerzas de diseño de cizalle. Cuando se ubican juntas al alma de la columna, se deben soldar a ella en los bordes superior e inferior. Si están separadas, se deben colocar simétricamente y soldadas a los atiesadores de continuidad.

B.2.5 El espesor del alma de la columna o de cada plancha adosada debe satisfacer la relación siguiente:

$$t \geq (d_2 + w_2) / 90 \quad (\text{B-4})$$

en que:

t = espesor del alma o de cada plancha;

d_2 = alto de la zona panel entre los atiesadores de continuidad;

w_2 = ancho de la zona panel entre las alas de la columna.

B.2.6 Las uniones soldadas en terreno entre las alas de la viga y la columna deben ser de tope de penetración completa, hechas en posición horizontal sobre planchas de respaldo, con inspección no destructiva radiográfica o ultrasónica.

B.2.7 Se deben remover las planchas de respaldo y los cupones de iniciación o término de las soldaduras. Después de sacadas las planchas, se limpiará el metal y reforzará la raíz de la soldadura con filetes.

B.3 Flexión local del ala de la columna debida a una fuerza de tracción perpendicular a ella

B.3.1 Los atiesadores de continuidad se deben diseñar para una fuerza $R_u - \phi R_n$, en que:

R_u = fuerza de tracción perpendicular al ala de la columna, correspondiente al momento M_u de la viga definido en B.2.2;

ϕ = 0,90 ;

$R_n = 6,25 t_f^2 F_{yf}$.

siendo:

F_{yf} = tensión de fluencia del ala, MPa;

t_f = espesor del ala cargada de la columna, mm.

B.3.2 Si el ancho del ala de la viga es menor que $0,15 b$, siendo b el ancho total de ala de la columna, no es necesario hacer esta verificación.

B.3.3 Si la fuerza R_u concentrada está aplicada a una distancia menor que $10 t_f$ del extremo de la columna, la resistencia R_n anterior se debe reducir a la mitad.

B.3.4 Los atiesadores de continuidad se deben soldar al alma y al ala cargada, de modo de transmitir al alma la proporción de la carga tomada por los atiesadores¹⁾.

B.4 Fluencia local del alma por fuerzas de compresión perpendicular al ala

B.4.1 Se deben colocar atiesadores dimensionados para una fuerza $R_u - \phi R_n$, en que:

R_u = fuerza de compresión perpendicular al ala de la columna (ver Figura B.3), correspondiente al momento M_u de la viga definido en B.2.2;

ϕ = 1,0.

y R_n se determina con las expresiones siguientes:

- a) Si la fuerza concentrada R_u es aplicada a una distancia del extremo de la columna mayor que su altura " d "

$$R_n = (5k + N) F_{yw} t_w \quad (\text{B-5})$$

1) La frase *proporción de la carga tomada por los atiesadores* se refiere a la diferencia entre la carga aplicada y la resistencia indicada en este acápite y los siguientes para el alma de las columnas. Así por ejemplo, si R_u es la carga mayorada transmitida por el ala de una viga a la columna y $\phi R_{n, \min}$, es la menor resistencia indicada en las cláusulas B.3 a B.6, el atiesador en la columna debe ser diseñado para $R_{n, st} = R_u - \phi R_{n, \min}$, y el área mínima de atiesador requerida es $A_{st} = R_{n, st} / \phi F_{y, st}$, con $\phi = 0,9$. En B.7 se dan instrucciones adicionales para el diseño de los atiesadores. Esta nota vale también para B.3, B.5 y B.6.

- b) Si la fuerza concentrada R_u se aplica a una distancia menor o igual a " d " del extremo de la columna:

$$R_n = (2,5k + N) F_{yw} t_w \quad (\text{B-6})$$

siendo:

F_{yw} = tensión mínima de fluencia especificada del alma, MPa;

N = espesor del ala de la viga que comprime el alma de la columna, o de las placas de conexión de las alas de las vigas, mm. Si $N < k$ se toma $N = k$;

k = distancia de la cara externa del ala hasta el pie del filete de soldadura en el alma, mm;

t_w = espesor del alma de la columna, mm.

B.4.2 Los atiesadores de continuidad se deben soldar al ala cargada para transmitir la proporción de la carga que corresponde al atiesador, y su soldadura al alma se debe dimensionar para transmitir la proporción de la carga tomada por los atiesadores (ver B.7).

B.4.3 Alternativamente, si se requieren planchas adosadas de refuerzo rige la disposición B.8.

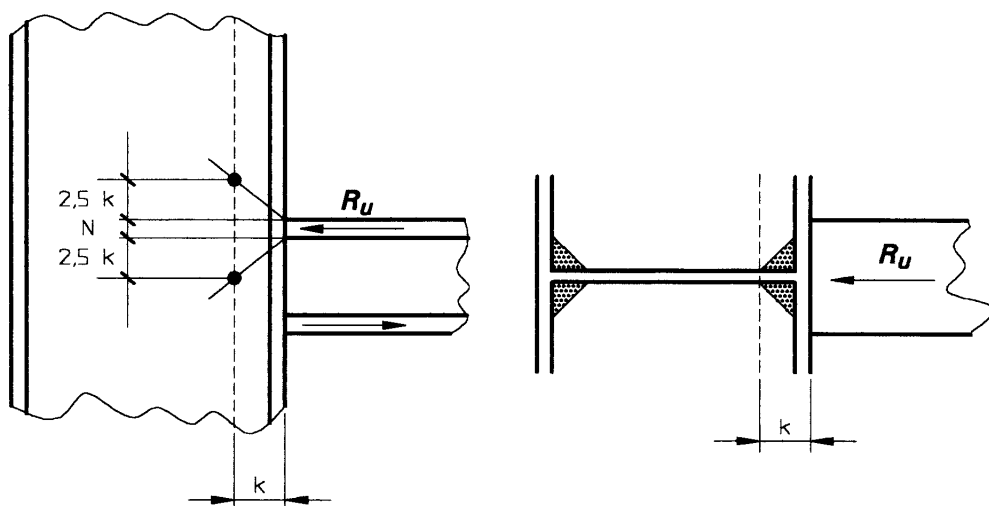


Figura B.3

B.5 Aplastamiento del alma por la fuerza de compresión perpendicular al ala

B.5.1 Se deben colocar atiesadores de continuidad y eventualmente planchas adosadas de refuerzo, dimensionados para una fuerza $R_u - \phi R_n$ en que:

R_u = fuerza de compresión perpendicular al ala de la columna, correspondiente al momento M_u de la viga definido en B.2.2;

ϕ = 0,75.

y R_n se determina como sigue:

- a) Si la compresión concentrada se aplica a una distancia mayor o igual que $d/2$ desde el extremo de la columna:

$$R_n = 0,80t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{EF_{yw} (t_f / t_w)} \quad (\text{B-7})$$

- b) Si la compresión concentrada se aplica a una distancia menor que $d/2$, desde el extremo de la columna:

Para $N/d \leq 0,2$

$$R_n = 0,40t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{EF_{yw} (t_f / t_w)} \quad (\text{B-8})$$

Para $N/d > 0,2$

$$R_n = 0,40t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0,2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{EF_{yw} (t_f / t_w)} \quad (\text{B-9})$$

En las expresiones (B.7), (B.8) y (B.9) se aplican las definiciones siguientes:

N = espesor del ala de la viga o de la placa de conexión del ala de la viga;

d = altura total del perfil de la columna;

t_f = espesor del ala de la columna;

t_w = espesor del alma de la columna, o suma de los espesores del alma y las planchas adosadas de refuerzo.

B.5.2 Los atiesadores de continuidad deben estar soldados al ala cargada y su soldadura al alma se debe calcular para transmitir la proporción de la carga tomada por los atiesadores (ver B.7 y B.8).

B.6 Pandeo de compresión del alma

B.6.1 Esta sección se refiere a un par de fuerzas concentradas contrarias, aplicadas a las dos alas en la misma sección (ver Figura B.4). Se deben colocar atiesadores de continuidad y planchas adosadas de refuerzo a lo largo de toda la altura del alma, dimensionados para una fuerza $R_u - \phi R_n$, en que:

R_u = fuerza de compresión en el ala de la columna;

$\phi = 0,90$.

$$R_n = \frac{2,4t_w^3 \sqrt{EF_{yw}}}{h} \quad (\text{B-10})$$

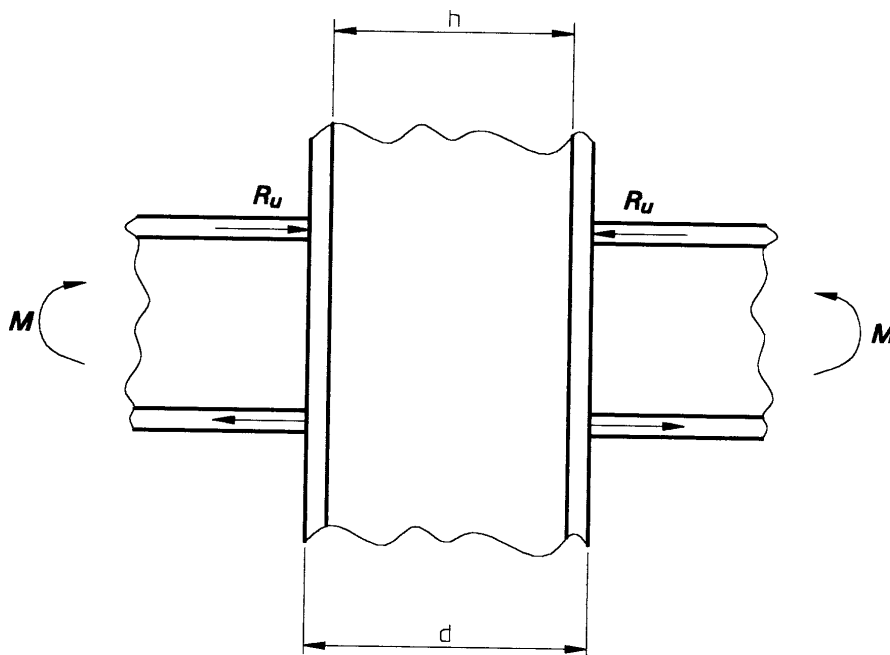


Figura B.4

B.6.2 Si el par de fuerzas concentradas que deben ser resistidas está aplicado a una distancia menor que $d/2$ del extremo del miembro, R_n se debe reducir en 50%. Los atiesadores transversales se deben soldar a las alas cargadas y al alma, de modo de transmitir la proporción de la carga tomada por los atiesadores. La soldadura de los atiesadores al alma debe ser capaz de transmitir la carga tomada por éstos (ver B.7). Alternativamente, cuando se requiere planchas adosadas rige la disposición B.8.

B.7 Requisitos adicionales para atiesadores de continuidad

B.7.1 Los atiesadores transversales o diagonales deben cumplir, además, con los criterios siguientes:

- a) El ancho de cada atiesador más la mitad del espesor del alma de la columna no debe ser menor que un tercio del ancho del ala de la columna o de la plancha de conexión de momento que entrega la fuerza concentrada.
- b) El espesor del atiesador no debe ser menor que el espesor del ala o de la plancha de conexión de momento que entrega la carga concentrada; ni menor que su ancho multiplicado por $\sqrt{F_y} / 250$. (F_y en MPa).

B.7.2 Los atiesadores de continuidad que resisten fuerzas de compresión aplicadas al ala de la columna se deben verificar como columnas comprimidas axialmente, con una longitud efectiva de pandeo de $0,75 h$ y una sección compuesta de: 2 atiesadores y una fracción del alma, de $25 t_w$ de ancho para atiesadores interiores y de $12 t_w$ para atiesadores extremos.

B.8 Requisitos adicionales para planchas de refuerzo

Las planchas de refuerzo adosadas al alma deben cumplir con los requisitos adicionales siguientes:

- a) El espesor y el tamaño de la plancha de refuerzo deben proporcionar el material necesario para igualar o exceder los requisitos de resistencia.
- b) La plancha se debe soldar para traspasar la proporción de la fuerza total transmitida a ella.
- c) Las planchas adosadas de refuerzo en zonas panel de marcos sismorresistentes se deben soldar a las alas de la columna usando soldaduras de tope de penetración completa o de filete, capaces de desarrollar la resistencia total de corte de la plancha adosada. Cuando las planchas adosadas se colocan en contacto con el alma de la columna se deben soldar en su borde superior e inferior con soldaduras capaces de tomar la proporción de la fuerza total que es transmitida a ellas. Cuando las planchas adosadas se instalan separadas del alma de la columna, se deben disponer en pares, simétricos respecto del alma y se deben soldar a los atiesadores de continuidad en el alma de la columna, con soldaduras capaces de transmitir la proporción de la fuerza total que les corresponde a cada una.

Anexo C (Informativo)

Comentarios

(Cada numeral se refiere al correspondiente de la norma)

C.1 Alcance

C.1.1 Las razones que se tuvieron presente para preparar una norma sísmica especial para estructuras industriales, complementaria con la norma de edificios, fueron las siguientes:

- a) Las estructuras industriales casi nunca tienen las características propias de los edificios: repartición discreta y más o menos uniforme de masas en altura, diafragmas horizontales rígidos en diversos niveles, excentricidad relativamente reducida y amortiguamientos del orden del 5%.
- b) La filosofía básica de diseño es distinta, debido a la gran importancia que las industrias tienen para la economía de los países. En ellas por lo tanto, es necesario agregar a los objetivos básicos de la Norma de Edificios (NCh433, párrafo 5.1), la reducción a un mínimo del tiempo de paralización y las facilidades para hacer inspecciones y reparaciones rápidas.
- c) Una parte muy importante de las estructuras industriales son los componentes sismo resistentes de equipos de proceso, a menudo complejos y de grandes dimensiones, que son necesariamente diseñados por los fabricantes en el extranjero. Esto introduce un factor que no existe en los edificios.
- d) La necesidad de tener normas especiales para industrias está siendo gradualmente reconocida por los países industrializados, principalmente los EE.UU., Rusia, Nueva Zelandia y Japón. En Chile, si bien no han existido normas, se ha desarrollado, desde 1940, una práctica de diseño sísmico bastante uniforme y reconocidamente eficiente. La norma que aquí se presenta se basa principalmente en la práctica chilena (1, 2), en la norma chilena de edificios (3), en las normas norteamericanas Uniform Building Code UBC (4) y Structural Engineers Association of California SEAOC (5) y en las recomendaciones neozelandesas para la industria petroquímica (6).

C.1.2 La norma se aplica a las estructuras y equipos contenidos en el recinto de la industria, cuyo objeto es producir los elementos o cumplir los fines para los cuales la instalación fue construida. No se aplica, por lo tanto, a elementos como los citados, generalmente externos que tienen normas especiales.

NOTA - Las referencias se indican en paréntesis y se resumen al final del comentario.

C.1.3 A pesar de las diferencias señaladas entre esta norma y NCh433, existen muchos elementos comunes en el diseño de edificios y estructuras industriales, en los aspectos sismológicos, de relación con otras normas, métodos de análisis y similares. De aquí la necesidad de que ambas normas sean complementarias.

C.2 Referencias

Se incluyen todas las referencias, tanto nacionales como extranjeras citadas en la norma.

C.3 Terminología y simbología

C.3.1 Terminología

Se complementa la de NCh433, párrafo 3.1 con la adicional de las estructuras y equipos industriales. La división de las cargas en permanentes y diversas clases de sobrecargas de uso se basa en las prácticas habituales de diseño usados en el país.

Se agrega la definición de *profesional especialista*, responsable del diseño de sismo resistente de los equipos industriales así como de su aprobación, considerando las condiciones legales y prácticas habituales, probada como efectivas, de los proyectos hechos en Chile y el extranjero.

Se agregan también las definiciones de ingenieros de proceso en el sentido en que se usa en la norma.

C.3.2 Simbología

Se ha completado la simbología de NCh433, párrafo 3.2 con los adicionales mencionados en la norma.

C.4 Disposiciones de aplicación general

C.4.1 Principios e hipótesis básicos

C.4.1.1 Los principios enunciados, con pequeñas variaciones, son comunes en las prácticas chilena y neozelandesa y las normas norteamericanas (3 a 7). Se complementan con los de NCh433, párrafo 5.1.1.

C.4.1.2 Tanto en la práctica chilena y neozelandesa como en las normas norteamericanas y en NCh433, párrafo 5.2, se especifica el análisis elástico como método básico.

C.4.1.3 Las condiciones de ductilidad y redundancia también son comunes a las prácticas chilena y neozelandesa y a las normas norteamericanas mencionadas.

C.4.1.5 Es indispensable que los ingenieros de proceso y profesional especialista se pongan de acuerdo sobre los criterios generales y de detalles del diseño sísmo resistente. Se sugiere resumir los acuerdos en formularios especiales, como el que se indica a continuación, que se deben incluir en las especificaciones del proyecto.

Estructura		Categoría Coeficiente $I^*)$	Análisis	R	$\xi\%$	Pls. de referencia	Notas
N°	Título						
201	Tolvas de carbón	C1 1,2	Dinámico	3	3	AC-502 515	
202	Plataforma de operación	C2 1,0	Dinámico	4	3	BL-016 017	
203	Chimenea	C1 1,2	Especial	-	-	BL-023 028	Diseñar según ASCE-75 <i>Steel chimney liners</i>
204	Edificio provisional	C3 0,8	Estático	5	5	AC 21001 211	
*) Ver 4.3.1 y 4.3.2.							

C.4.1.6 Se denomina amplificación topográfica al aumento de las aceleraciones sísmicas que se produce en casos especiales, que deben analizar los Ingenieros Geotécnicos, entre los valles y la cumbre de cerros vecinos, (como lo observado en Viña del Mar durante el terremoto de Marzo de 1985).

C.4.2 Formas de especificar la acción sísmica

Las disposiciones de esta norma se basan en sismos de diseño que tienen una probabilidad de excedencia de 10% durante un período de exposición de 50 años. El criterio de 10% de excedencia durante un tiempo de exposición mínimo de 50 años, es el adoptado por las normas norteamericanas UBC y SEAOC y la chilena NCh433. El período de 50 años corresponde a la vida útil de la mayoría de los edificios e industrias. Sin embargo, hay industrias, principalmente petroquímicas y mineras, en las que por razones de obsolescencia tecnológica o agotamiento de las fuentes de materias primas la vida útil es menor. Las normas neozelandesas para la industria petroquímica se basan en 15% de excedencia y 25 años (6). De acuerdo a las mismas normas (6, Tabla 2.1 y Figura C.2.1), una reducción de 50 a 30 años con 10% de excedencia disminuye las fuerzas sísmicas en sólo 12%. Por esta razón en la norma chilena se han mantenido los 50 años para industrias.

- a) Para la aceleración sísmica efectiva máxima A_0 se sugiere la siguiente definición, propuesta inicialmente por el Applied Technology Council ATC, de los EE.UU. (7) y adoptada por SEAOC y UBC (4 y 5):

$$A_0 = S_a / 2,5$$

donde S_a es la aceleración media del espectro elástico de respuesta con 5% de amortiguamiento entre los períodos 0,1 s y 0,5 s.

- b) Las disposiciones se han tomado del UBC y SEAOC (4 y 5).
- c) Toda la costa de Chile comprendida en la Zona Sísmica 3 de alta intensidad está sujeta al riesgo de maremotos, que históricamente han alcanzado el grado 3 de la escala de Imamura, con algunos casos del grado máximo 4 (8). Las áreas de mayor riesgo son Tarapacá, Atacama, Concepción y Valdivia. El riesgo de maremoto depende, además de los aspectos sísmicos de las condiciones marinas y topográficas de la costa.

C.4.3 Clasificación de estructuras y equipos según su importancia

C.4.3.1 La clasificación se basa en la práctica chilena que corresponde, en términos generales, a las recomendaciones neozelandesas (6).

C.4.3.2 Los coeficientes de importancia se basan en la práctica chilena y en los antecedentes de UBC, SEAOC y las recomendaciones de Nueva Zelandia, que se citan a continuación:

Categorías	Críticas C1	Normales C2	Secundarias C3
Práctica industrial chilena	1,2 a 1,3	1,0	1,00
NCh433 Edificios	1,20	1,0	0,60
UBC y SEAOC	1,25	1,0	1,00
Nueva Zelandia	1,30	1,0	0,83

C.4.4 Coordinación con otras normas

C.4.4.1 La norma NCh433, párrafo 5.3, se refiere a las normas chilenas de cargas y materiales.

C.4.4.2 En el diseño de industrias es necesario, sin embargo, utilizar una cantidad importante de materiales y cargas no normalizadas en el país, razón por la cual se permite el uso de normas internacionales reconocidas. Las más usuales en Chile son las siguientes:

- American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO para puentes.
- American Society of Mechanical Engineers ASME para calderas y recipientes a presión.
- American National Standards Institute ANSI/ASME para cañerías.
- American Petroleum Institute API para estanques de petróleo.
- American Society for Testing Materials ASTM para materiales.

- American Welding Society para soldadura.
- Normas alemanas DIN, británicas BS, francesas NF, japonesas JIS o Euronormas de la Comunidad Europea.

C.4.5 Combinaciones de cargas

Los criterios de combinaciones de carga son los recomendados por las normas de la Sociedad Norteamericana de Estándares y la Sociedad Norteamericana de Ingenieros Civiles ANSI-ASCE (9), adoptadas también por el Instituto Norteamericano de la Construcción Metálica AISC (10, 11) y el Instituto Norteamericano del Hormigón ACI (12).

En este párrafo no se incluyen las cargas de viento y sobrecargas de nieve, que se deben considerar tomando en cuenta las especificaciones de diseño de cada caso o las citadas más arriba. En general, las cargas de viento se pueden considerar como reemplazando a las sísmicas en las fórmulas, no coincidentes con ellas. La nieve se puede considerar como una sobrecarga, que puede ser normal o eventual.

El factor $b = 1,4$ para las estructuras o equipos de hormigón fue establecido tomando en consideración el factor de carga establecido en NCh433.Of1996 y los factores de carga y resistencia del código ACI 318-99, por lo que corresponde usar el factor $b = 1,4$ en conjunto con los factores de reducción de resistencia indicados en dicha edición del ACI 318.

El código ACI 318 en su edición 2002 adopta los factores de carga establecidos por ASCE, lo que consideran un factor 1,0 para la amplificación de la sollicitación sísmica, y se modifican los factores de reducción de resistencia usados en las ediciones anteriores del ACI 318 para mantener niveles de seguridad equivalentes en el diseño. Los factores de carga y resistencia usados hasta la edición 1999 quedan en un apéndice del ACI 318-02 como procedimiento alternativo.

C.4.6 Proyecto y revisión del diseño sísmico

C.4.6.1 De acuerdo a la legislación chilena, todos los diseños de obras que se construyan en el país deben ser hechos por profesionales legalmente autorizados para ejercer en Chile. Además, la legislación hace obligatoria la revisión del diseño estructural de edificios de cualquier naturaleza. Se han complementado estas disposiciones como sigue:

- agregando el requisito de tener especialidad estructural al profesional especialista;
- permitir diseños de equipos hechos por fabricantes extranjeros, como una necesidad práctica. En este caso, sin embargo, se recomienda, para equipos importantes como grandes calderas, recipientes altos de proceso y similares, la asesoría al fabricante de profesionales especialistas registrados en Chile.

C.4.6.2 La aprobación del diseño por otros profesionales es una condición indispensable que está contenida en la mayoría de los Códigos y Ordenanzas del mundo (13). En la norma se recomienda la aprobación por los pares, que deben ser profesionales especialistas registrados en Chile. Este requisito es especialmente importante para equipos diseñados fuera del país.

C.4.6.3 La presentación de planos y memorias de cálculo de NCh433, párrafo 5.11, se ha simplificado para la gran cantidad de equipos y estructuras menores que existen en las industrias, en las cuales el factor sísmico no es determinante.

C.5 Análisis sísmico

C.5.1 Disposiciones generales

C.5.1.1 Dirección de la sollicitación sísmica

El uso de sollicitaciones horizontales en dos direcciones perpendiculares está sancionado por la práctica en todas las normas sísmicas.

Los criterios para aplicación del sismo vertical están basados en la práctica chilena (1), las recomendaciones neozelandesas (6), la NCh433, párrafo 5.8.2 y las normas norteamericanas (3 y 4). Las aceleraciones verticales de $\frac{2}{3}$ de las horizontales están prescritas en las normas citadas y se basan en registros de sismos reales.

C.5.1.3 Masa sísmica para el modelo estructural

El sismo de diseño es un evento que se presenta una o dos veces en el vida de la industria y tiene una duración de algunos minutos como máximo. Para elegir la sobrecarga probable en ese momento, es necesario conocer bien las necesidades de operación de la industria. Se recomienda que la sobrecarga sísmica sea determinada en conjunto por los operadores o ingenieros de proceso y el profesional especialista, y que se deje constancia de ella en los planos y memorias de cálculo.

C.5.2 Métodos de análisis

C.5.2.1 Generalidades

La mayoría de las normas sísmicas incluyendo NCh433, las norteamericanas y las neozelandesas se basan en espectros de respuesta elásticos de aceleraciones con 5% de amortiguamiento, valor que es representativo de edificios. Las estructuras industriales, sin embargo, tienen amortiguamientos del 2%, valor en que se ha basado la práctica chilena. El amortiguamiento del 2% fue recomendado por J.A. Blume y otros investigadores después de extensas investigaciones hechas en la Planta de Acero Huachipato después de los grandes terremotos del sur de Chile de Mayo de 1960 (14).

C.5.2.2 Métodos lineales

- a) **Análisis estático:** El análisis estático es un método aproximado teóricamente aplicable a modelos estructurales matemáticos con masas discretas distribuidas uniformemente en la altura y rigideces similares entre los diferentes niveles. La norma NCh433, párrafo 6.2.1, UBC y SEAOC tienen criterios para determinar los límites de aplicación del análisis estático en edificios, que no son aplicables a las estructuras industriales. Las recomendaciones neozelandesas limitan el análisis estático a estructuras en las cuales la masa y la rigidez en un nivel cualquiera tiene diferencias inferiores al 30% respecto a los niveles adyacentes.

Se recomienda no aplicar el método en edificios o estructuras de altura superior a 20 m, edificios industriales de acero de más de 6 niveles o de hormigón de más 18 m de alto o estructuras que tengan una configuración irregular en planta o elevación.

- b) **Análisis modal espectral o dinámico:** El análisis dinámico se aplica a las estructuras, en las cuales las hipótesis básicas de respuesta lineal, comportamiento dúctil y amortiguamiento viscosos son válidas.

En análisis dinámico se puede aplicar en los casos en que no es aplicable el estático, en particular en los siguientes casos: edificios y estructuras que soportan equipos colgantes pesados, chimeneas de acero u hormigón con revestimientos refractarios y recipientes de proceso de más de 20 m de altura o relación de altura a menor dimensión transversal superior a 5.

C.5.2.3 Métodos no lineales

Los análisis no lineales se reservan para estructuras que tienen variaciones importantes respecto a las hipótesis básicas. Ejemplos típicos son los grandes equipos rodantes sujetos a levantamiento o impacto en los apoyos, las albañilerías industriales que no admiten tracciones, las estructuras con aislación basal y similares. Las disposiciones se basan en el UBC (4) y el IBC (15).

Se recomienda que en las especificaciones de los proyectos industriales, los profesionales especialistas indiquen el método de análisis de cada estructura o equipo (ver C.4.1.5).

C.5.3 Análisis elástico estático

C.5.3.1 Modelo matemático de la estructura

C.5.3.1.3 En los modelos tridimensionales cada nodo tiene 6 grados de libertad, tres traslacionales y 3 giros. La asignación de masas discretas a los nodos se efectúa en parte automáticamente por los programas de análisis, que asignan a cada uno la mitad de las masas correspondientes al peso propio de los miembros o elementos que concurren al nodo, y en parte por decisión del diseñador, que asigna a algunos o a todos los nodos del modelo masas representativas de las cargas externas o de los equipos soportados por la estructura. Los grados de libertad de cada nodo se asocian, de este modo, a las características inerciales de las masas asignadas a ellos. Normalmente, los

efectos de inercia al giro de las masas de los miembros estructurales son despreciados al momento de establecer las características inerciales en éstas, considerándose sólo su inercia traslacional en las tres direcciones del espacio. El efecto global de la inercia de rotación del conjunto de masas queda, en cambio, bien representado por la distribución espacial de la masa total en una gran cantidad de nodos. Cuando la asignación de masas que el diseñador hace a algún nodo debe representar el comportamiento dinámico de un cuerpo que posee inercia al giro no despreciable, se debe asignar a esa masa una inercia rotacional correspondiente a la del cuerpo representado. Alternativamente, la representación de aquel cuerpo se puede hacer por un conjunto de masas con características puramente traslacionales, distribuidas y vinculadas entre sí de modo que la respuesta conjunto de todas ellas refleje las características inerciales del cuerpo representado. Todos los programas de análisis tridimensional solicitan que el diseñador especifique las características inerciales, tanto traslacionales como al giro, de las masas incorporadas en el modelo.

C.5.3.1.4 Cuando la estructura posee diafragmas rígidos, las masas correspondientes a todos los nodos vinculados por el diafragma rígido, y sus características inerciales, pueden ser agrupadas en el centro de masas y representadas por una sola masa resultante, dotada de inercia traslacional en los dos sentidos del plano del diafragma y de inercia rotacional en el mismo plano, correspondiente a la distribución de las masas dentro del diafragma. Con esta agrupación el análisis se simplifica notablemente. Sin embargo, el diafragma normalmente tiene una rigidez reducida en sentido perpendicular a su plano, por lo que los efectos del sismo vertical no quedan bien representados con la simplificación anterior; en tal caso, el sismo vertical debe ser tratado como un caso de carga independiente. Alternativamente, se puede usar la distribución de masas normal para análisis tridimensionales, y utilizar la opción de vínculo e interdependencia de los grados de libertad de los nodos del diafragma (constraint) para desplazamientos dentro del plano del diafragma; con esta opción también se reduce en términos computacionales y se puede efectuar el análisis simultáneo del sismo horizontal y vertical.

C.5.3.1.5 Cuando los equipos soportados en una estructura poseen características de rigidez o de inercia que pueden determinar local o globalmente la respuesta de la estructura, es preciso incluir en el modelo elementos representativos del equipo, vinculados a la estructura del modo como el equipo lo estará, y dotados de características de rigidez y masa correspondientes a las del equipo real. Es el caso, por ejemplo, de los ductos de gran diámetro que se fijan a varios niveles de la estructura, o de recipientes de grandes dimensiones que se apoyan en varios marcos y/o niveles de la estructura. Del mismo modo, cuando se desea capturar la respuesta de un determinado equipo soportado por la estructura, aunque su inercia traslacional y rotacional sean pequeñas frente a las del nivel en que se ubica, se debe incluir en el modelo elementos y masas representativos del equipo, vinculados a la estructura del mismo modo lo estará el equipo.

C.5.3.2 Esfuerzo de corte basal horizontal

La fórmula (5-1) coincide con la de NCh433 fórmula (6-1) y tiene el mismo formato de UBC y SEAOC.

C.5.3.3 Coeficiente sísmico horizontal

La práctica chilena de diseño sísmico de industrias se basa en el espectro empírico de respuesta elástica propuesto por J.A. Blume en 1963 (14), después de analizar 16 estructuras de la Planta de Acero de Huachipato. Las estructuras eran en general chimeneas de acero, estanques de péndulo invertido y recipientes de proceso. Siete de las estructuras no tuvieron daños en los terremotos de Mayo de 1960 y las 9 restantes experimentaron fallas simples, como estiramiento de pernos de anclaje y pandeo del manto. En Figura C.1 se muestra el espectro de Blume, que de acuerdo a su autor, es confiable en el rango de períodos de 0,6 a 1,1 s, y tiene un amortiguamiento del orden de 1% a 2%.

Basándose en los estudios de Blume y su larga experiencia profesional, el profesor Rodrigo Flores Alvarez propuso los siguientes coeficientes sísmicos (16):

$$C = \frac{0,15}{T} \quad \text{para } T \leq 1 \text{ s}$$

$$C = \frac{0,15}{\sqrt{T}} \quad \text{para } T > 1 \text{ s}$$

$$C_{\text{máx.}} = 0,30 \quad C_{\text{mín.}} = 0,10$$

La norma NCh433 (3) se basa en el análisis de un número apreciable de registros de terremotos subductivos registrados en Japón y en el terremoto chileno del 3 de Marzo de 1985 (17). El espectro de respuesta elástico propuesto por NCh433, con 5% de amortiguamiento es el siguiente:

$$Q = CIP \quad (\text{fórmula 6-1, NCh433})$$

$$C = 2,75 \frac{A_0}{gR} \left(\frac{T'}{T} \right)^n \quad (\text{fórmula 6-2, NCh433})$$

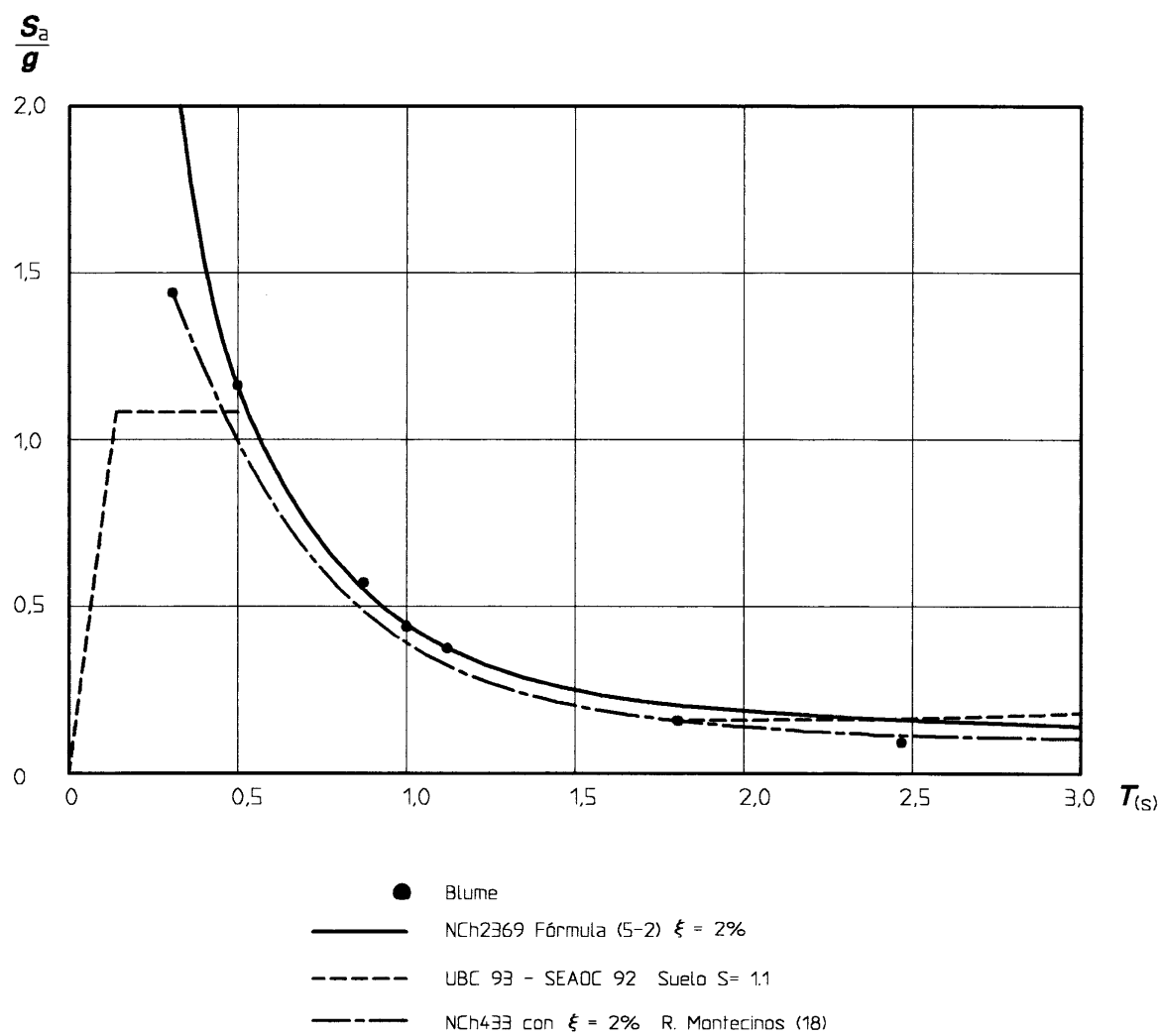
en que T' y n son parámetros que dependen del tipo de suelo.

En la presente norma se propone el formato de la fórmula (6-2) con un coeficiente que permite considerar razones de amortiguamiento distintas de 5%:

$$C = 2,75 \frac{A_0}{gR} \left(\frac{T'}{T} \right)^n \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4}$$

La Figura C.1 muestra los espectros anteriores para la Planta de Huachipato, zona 3 y suelos tipo II de Tabla 4.2 de NCh433. Se muestran también el espectro empírico de Blume y el de las normas UBC 93 y SEAOC 92.

Se puede apreciar que la coincidencia es satisfactoria.



**Figura C.1 - Espectros de respuesta para Huachipato
(Zona 3 $A_0=0,4$ g Suelo II $I=1,0$)**

Parámetros de suelo

La clasificación y los parámetros de suelos de Tablas 5.3 y 5.4 se han tomado de NCh433, Tablas 4.2 y 6.3.

Valores del amortiguamiento y coeficiente R

Los valores del amortiguamiento y coeficiente estructural R mostrados en Tablas 5.5 y 5.6 se han determinado de un estudio de muchos casos reales de estructuras en todo tipo de suelos y zonas sísmicas, que han estado sometidas a los grandes terremotos de 1960 y 1985, además de análisis comparativos con las normas UBC y SEAOC.

En Figura C.2 se comparan los espectros de diseño de R. Flores (RFA) con los de esta norma para $R = 2$ y $R = 3$ y suelo II. Se puede apreciar que la norma, considerando el valor mínimo, es segura y adecuada.

C.5.3.3.1 y C.5.3.3.2 Valores límites del coeficiente sísmico

A continuación se citan los valores máximos y mínimos del coeficiente sísmico de diversas normas y de la práctica chilena, para $I = 1$:

	Máximo	Mínimo	Referencia
Práctica chilena, industrias, Zona 3 - suelo II	0,35 g	0,10 g	
NCh433 Edificios, Zona 3	0,24 g	0,067 g	3
UBC-SEAOC, Industrias, Zona 4	0,367 g	0,20 g	4, 5
UBC-SEAOC, Edificios, Zona 4	0,275 g	0,075 g	4, 5
NCh2369, Zona 3 - suelo II, $R = 3$, $\xi = 0,03$	0,34 g	0,10 g	

Los valores de la práctica chilena están dentro del rango de las otras normas y han sido probados como efectivos en 5 terremotos mayores de magnitud entre 7,5 y 9,5 desde 1960 a 1985.

C.5.3.5 Distribución en altura

Las fórmulas propuesta son las de NCh433 (3), fórmulas (6-4) y (6-5).

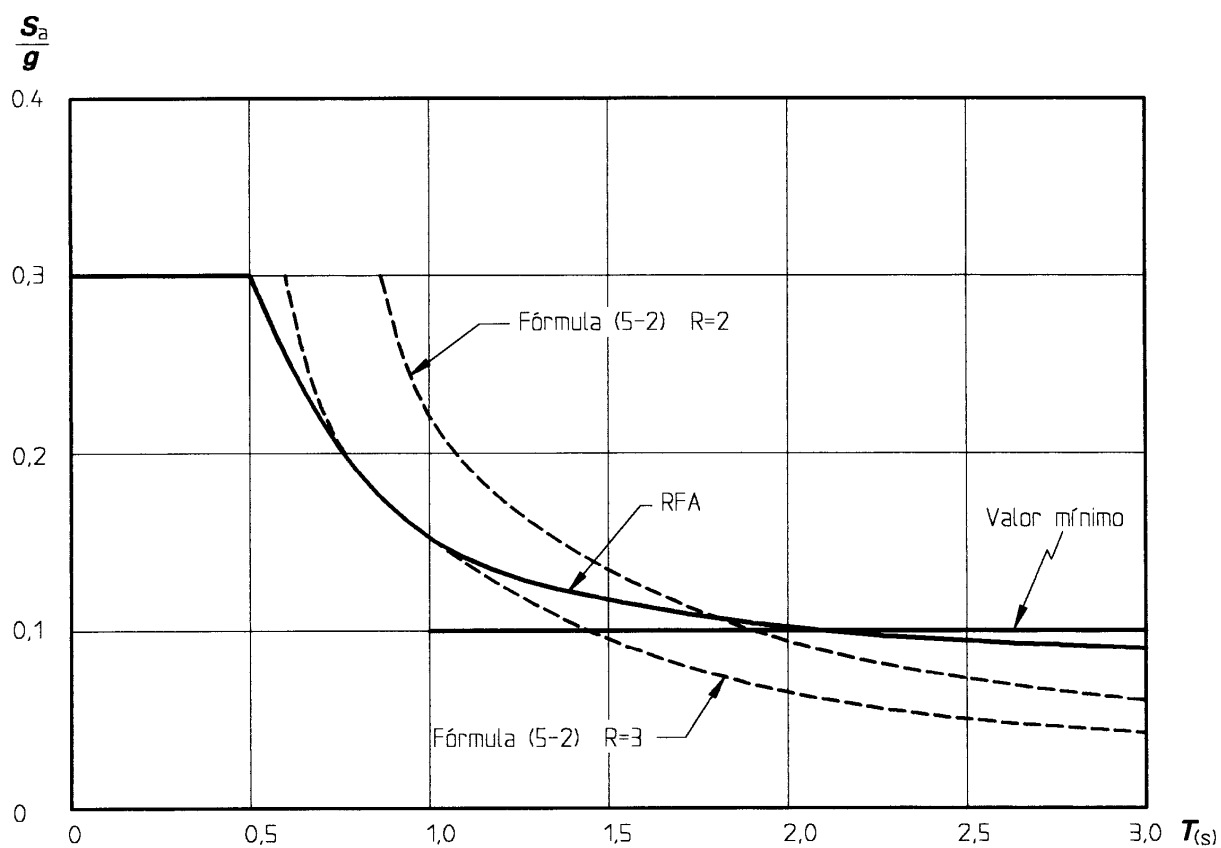


Figura C.2 - Espectros de diseño para Huachipato
(Zona 3 $A_0=0,4$ g Suelo II $I=1,0$)

C.5.4 Análisis elástico dinámico

C.5.4.2 Espectro de diseño

Ver C.5.3.3.

C.5.4.3 Número de modos

La condición de tomar suficientes modos para tener el 90% de la masa total está contenida en NCh433, UBC, SEAOC y las recomendaciones de Nueva Zelandia (3, 4, 5 y 6).

C.5.4.4 Superposición modal

La superposición cuadrática completa y las fórmulas propuestas están tomadas de NCh433, párrafo 6.3.6.2.

C.5.4.5 Esfuerzo de corte basal mínimo

Ver C.5.3.3.2.

C.5.4.6 Torsión en planta

Las recomendaciones se basan en la práctica chilena.

C.5.5 Acción sísmica vertical

La justificación de la necesidad de considerar la acción sísmica vertical se da en C.5.1.1. Las disposiciones se aplican a disposiciones estructurales descritas en 5.1.1 a), b), c), d) y e), en las cuales las fuerzas verticales tienen especial importancia y han causado daños en terremotos.

C.5.6 Equipos robustos y rígidos apoyados en el suelo

Estos equipos, generalmente muy rígidos, abundan en las instalaciones industriales. La disposición se basa en las recomendaciones SEAOC y UBC de 1997.

C.5.8 Análisis especiales

Los análisis especiales se aplican a los casos en que no se cumplen las hipótesis básicas de los análisis lineales descritos en 5.2.2.

La norma distingue dos procedimientos básicos, el espectral y el tiempo-historia.

El análisis espectral se basa en la preparación de espectros que contemplen la no linealidad de la respuesta estructural, considerando los valores máximos de los factores sísmicos en el lugar y el tipo de suelo.

El análisis tiempo-historia se basa en un análisis paso a paso de la respuesta estructural par un mínimo de 3 registros históricos o un registro sintético. Las disposiciones se basan en estudios hechos en el país considerando las disposiciones de las normas neozelandesas y norteamericanas UBC y SEAOC.

C.5.9 Estructuras con aislación sísmica o disipadores de energía

Las disposiciones para aisladores sísmicos se basan en UBC 97 con modificaciones menores. Mayores antecedentes se pueden consultar en referencia 19.

C.6 Deformaciones sísmicas

C.6.1 Cálculo de las deformaciones

La fórmula (6-1) propuesta inicialmente en ATC-3, ha sido adoptada por UBC, SEAOC y las recomendaciones neozelandesas (4, 5, 6, 7). Es un reconocimiento del hecho de que la reducción de esfuerzos entre un espectro de respuesta elástico y uno de diseño no se aplica a las deformaciones.

C.6.2 La separación $s = d_1 + d_2$, contenida en las recomendaciones de Nueva Zelandia (6), es conservadora porque d_1 y d_2 no ocurren generalmente en el mismo instante. En la práctica chilena se ha usado principalmente la expresión $s = \sqrt{d_1^2 + d_2^2}$, que es más probable, pero no tiene un margen de seguridad. Los valores 0,004 h y 30 mm han sido de aplicación normal en el país.

C.6.3 En la práctica chilena, en general, no se han limitado las deformaciones sísmicas horizontales en construcciones industriales, excepto en los casos en que puedan dañar elementos unidos a la estructura, como cañerías o ductos. Las normas UBC, SEAOC contienen la limitación $0,04 h/R$; en los terremotos de Mayo de 1960 se observaron deformaciones de $h/75 = 0,0133 h$ en edificios industriales con grúas puente (16), valor similar a la fórmula propuesta.

C.6.4 El efecto P-Delta rara vez tiene importancia en estructuras industriales pero puede serlo en estructuras de marco rígido.

C.7 Elementos secundarios y equipos montados sobre estructuras

C.7.1 Alcance

La cláusula 8 de NCh433, basada en ATC-3 (7) se refiere principalmente a los elementos secundarios de edificios. En esta cláusula se ha mantenido la teoría básica, pero se han hecho modificaciones menores para adaptar los requisitos a las industrias.

C.7.2 Fuerzas para el diseño sísmico

Las fórmulas (7-1) a (7-6) y la Tabla 7.1 corresponden a una versión mejorada de cláusula 8 de NCh433.

C.7.3 Fuerzas para el diseño de anclajes

Una de las causas más frecuentes de fallas sísmicas en equipos menores es la falta o insuficiencia de anclajes que resulta de aplicar las prácticas normales en zonas no sísmicas.

En general, en equipos los pernos de anclaje son suficientes y no es necesario recurrir a dispositivos especiales como planchas de cortes.

C.7.4 Sistema de corte automático

La recomendación está tomada de NCh433, párrafo 8.5.4.

C.8 Disposiciones especiales para estructuras de acero

C.8.1 Disposiciones generales

Las disposiciones especiales están basadas en la experiencia chilena y en las recomendaciones norteamericanas hechas después de los terremotos de Loma Prieta y Northridge e introducidas en sus normas.

La experiencia chilena ha sido probada en seis terremotos mayores entre 1960 y 1985 de magnitudes Richter Kanamori de 7,5 hasta 9,5.

Las recomendaciones norteamericanas han sido resumidos en las normas y recomendaciones sísmicas de AISC (10, 11 y 20). También se tomaron en cuenta las recomendaciones de AISI (21) para elementos esbeltos no incluidos en AISC.

C.8.2 Materiales

Las especificaciones de los aceros y las soldaduras, incluidas en las normas norteamericanas (4, 5, 15) tienen por objeto evitar las fallas por rotura frágil. Se basan en las numerosas investigaciones hechas después de los terremotos de Loma Prieta y Northridge. En Chile ha habido algunas fallas por rotura frágil de aceros de alta resistencia y baja tenacidad en puentes, condiciones no sísmicas.

C.8.3 Marcos arriostrados

Las disposiciones sobre arriostramientos se basan en la experiencia chilena, con algunas modificaciones tomadas de AISC. En general, se ha considerado que la deformación máxima sísmica de nuestras normas es aproximadamente la mitad de la que se usa en los Estados Unidos, lo que disminuye los riesgos de falla por pandeo local o anelástico.

La disposición 8.3.2 sobre el uso de diagonales que trabajen en compresión y tracción, está tomada de las Euronormas y tiene por objeto aumentar la redundancia [ver 4.1.3 b)].

La disposición 8.3.4 sobre el punto de cruce de diagonales en X, no contemplada en las normas norteamericanas, ha sido usada con éxito en Chile en forma permanente y se basó, originalmente, en especificaciones austríacas.

En la práctica chilena, tomada de la norteamericana (22), es usual fijar como altura mínima de los perfiles de las diagonales $1/90$ de su proyección horizontal para evitar deformaciones por peso propio que disminuyen la resistencia al pandeo.

C.8.4 Marcos rígidos

Las estructuras sísmicas basadas en marcos rígidos únicamente, de uso habitual en los Estados Unidos, tuvieron muchas fallas en las uniones de vigas y columnas en los terremotos de Lomas Prieta y Northridge, razón por la cual se hicieron numerosas investigaciones que originaron requisitos severos de diseño incluidos en las principales normas sísmicas (5, 15) y resumidas en las recomendaciones de AISC (20). En Chile no hubo fallas en dichas uniones debido principalmente a la menor deformación sísmica y al no uso de perfiles laminados de gran espesor (Jumbo) que tiene una metalografía peligrosa. Por estas razones las disposiciones propuestas se basan en nuestra experiencia con muy pocas de las recomendaciones de AISC.

En 8.4.1 se especifica que las uniones de momento entre las columnas y las vigas sean TR, totalmente rígidas. Las uniones PR, parcialmente rígidas, permitidas en los Estados Unidos, no se aceptan por dos razones, falta de experiencia local y requisitos de ensayos y estudios de los que no se disponen en el país.

En 8.4.3 y Tabla 8.1 se especifican relaciones ancho-espesor tomadas de las recomendaciones de AISC para esfuerzos sísmicos (10, 11 y 20) con algunas correcciones basadas en la práctica local. En 8.4.5 y Anexo B se incluyen disposiciones para el diseño del panel de columnas en las uniones rígidas con vigas, basadas en las recomendaciones no sísmicas de AISC (10) con muy pocas modificaciones tomadas de las sísmicas (20). En Chile no se conocen fallas de la zona panel. En 8.4.6 se recomiendan disposiciones para las bases de columnas, detalladas en 8.6.2, que tienen por objeto facilitar la inspección y reparación de pernos de anclajes después de los terremotos.

C.8.5 Conexiones

Todas las disposiciones se basan en la práctica local y las recomendaciones de AISC. En 8.5.2 y 8.5.3 se especifica un diseño de las conexiones sísmicas para que tengan una resistencia mayor o igual a la de los elementos conectados. En 8.5.8 se incluyen requisitos para la ejecución de uniones confiables soldadas en el terreno.

En los empalmes de columnas (ver 8.5.9) se recomienda diseñar el empalme para una fuerza horizontal de 5 kN ubicada en el extremo libre superior, durante el montaje.

C.8.6 Anclajes

Los anclajes a las fundaciones tienen fallas, generalmente menores, en todos los terremotos. Son, en cierto modo, un fusible sísmico.

Las disposiciones de 8.6.2, cuyo objeto es permitir la inspección y reparación rápida después de un terremoto, se basan en la experiencia local, que toma en cuenta principalmente las fallas observadas en 1960 y evitadas en los terremotos posteriores.

El uso de placas de corte o topes sísmicos indicado en 8.6.3 a 8.6.7, al igual que en el caso anterior, se basa en las fallas detectadas en 1960 y el exitoso comportamiento posterior de las recomendaciones citadas.

En 8.6.5 se excluye la consideración del rozamiento entre la placa base y la fundación, debido principalmente a la contracción de fragua de los morteros de nivelación. En casos especiales, principalmente de grandes equipos con muchos anclajes, se puede tomar en cuenta el rozamiento, especificando morteros no contraíbles y pretensión de los pernos, siendo habitual considerar para el rozamiento únicamente la pretensión.

La recomendación de 8.6.8 para evitar las fallas de los anclajes debida al hormigón es una práctica habitual de protección contra las dificultades de obtener hormigones confiables y las incertidumbres de las teorías de cálculo de su resistencia. En general se recomienda la aplicación para el diseño del Prestressed Concrete Institute PCI (23).

C.9 Disposiciones especiales para estructuras de hormigón

C.9.1 Estructuras de hormigón armado

Las especificaciones están basadas principalmente en la experiencia nacional en los terremotos desde 1960 a 1985, en las disposiciones de NCh433 y en las recomendaciones del American Concrete Institute ACI-318-99, capítulo 21 (12). También se han considerado las investigaciones hechas después de los terremotos de Loma Prieta y Northridge, publicadas por el Earthquake Engineering Research Institute (24), principalmente en lo relacionado con elementos prefabricados en los cuales la experiencia local es limitada.

En 9.1.6 se especifica que no es necesario diseñar los muros sísmicos de acuerdo a las complejas disposiciones de ACI. Nuestros diseños, que no las aplican, han sido exitosos en los terremotos desde 1960, hecho reconocido internacionalmente.

Las disposiciones de 9.1.7 para marcos rígidos que elimina requisitos de ACI se justifican por la menor deformación sísmica de esta norma y han sido comprobadas en varios estudios numéricos.

Existe una traducción comentada del código ACI 318 preparada y publicada por la Comisión de Diseño Estructural en Hormigón Armado y Albañilería y por el Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile, la que ha sido propuesta por sus autores como Código Chileno de Diseño en Hormigón Armado.

C.9.2 Estructuras prefabricadas de hormigón

Las disposiciones consideran la limitada experiencia chilena en el comportamiento sísmico de prefabricados, los requisitos de ACI 318-02 e IBC 2000 y las proposiciones sobre el tema contenidas en NEHRP 2000, para evitar las fallas de estos sistemas observados en los terremotos de Loma Prieta, Northridge y Kobe (12 y 24).

En 9.2.1.1 a) y b) se acepta el diseño de sistemas gravitacionales con conexiones sísmicas húmedas como equivalente al hormigón tradicional, porque la estructura prefabricada debe tener una calidad superior al hormigón hecho en sitio y las uniones son equivalentes.

Se han agregado restricciones especiales al uso de estructuras con conexiones secas, debido a la escasa experiencia con este tipo de estructuras en el país. En 9.2.1.1 c) se limita la altura de las estructuras a 18 m y el número de pisos de edificios a 4, valores máximos que se han usado en proyectos locales.

En 9.2.1.1 c), 9.2.1.4 y 9.2.1.5 se exige que el diseño se haga para evitar la falla de las conexiones secas antes de las del miembro estructural y que se demuestre con ensayos el comportamiento cuando es no lineal.

En 9.2.1.6 se exigen requisitos para el acero y la soldadura de uniones secas iguales a los especificados en 8.2.2 y 8.5.1 con el objeto de evitar fallas frágiles.

Finalmente, en 9.2.1.7 se especifican condiciones para el diseño cuando los esfuerzos sísmicos son muy bajos, similares pero más estrictos que los especificados para estructuras no prefabricadas en 5.4.5.

C.9.3 Naves industriales compuestas por columnas en voladizo

En el diseño de columnas y fundaciones, incluyendo esfuerzos y deformaciones, se debe considerar el esfuerzo de corte basal asignado por el modelo, además de la acción sísmica vertical. Sin embargo, si el sistema de arriostramiento horizontal exigido en 9.3.2 ha sido dispuesto para proveer redundancia estructural, el esfuerzo de corte basal de diseño no debe ser inferior al valor que resulta de multiplicar el peso que descarga la columna por el mayor valor entre C y $C_{mín.}$.

C.10 Fundaciones

C.10.1 Las especificaciones se basan en amplia experiencia chilena, tanto en fundaciones de edificios de acuerdo a NCh433 como en varias décadas de proyectos para la gran minería e industrias de todo tipo.

C.10.1.3 En esta subcláusula se debe entender que, las tensiones en el suelo, su deformación y la estabilidad de la fundación deben ser verificadas para todas las combinaciones aplicables por el método de tensiones admisibles, que resultan compatibles con los principios de la mecánica de suelos.

C.11 Estructuras específicas

C.11.1 Galpones industriales

C.11.1.1 La definición equivale a lo que en inglés se denomina *mill buildings*.

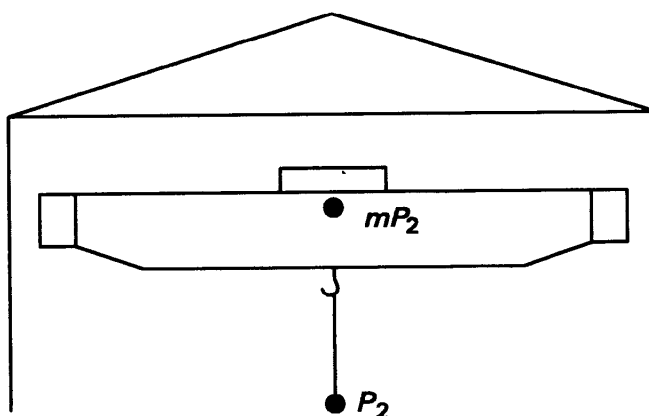
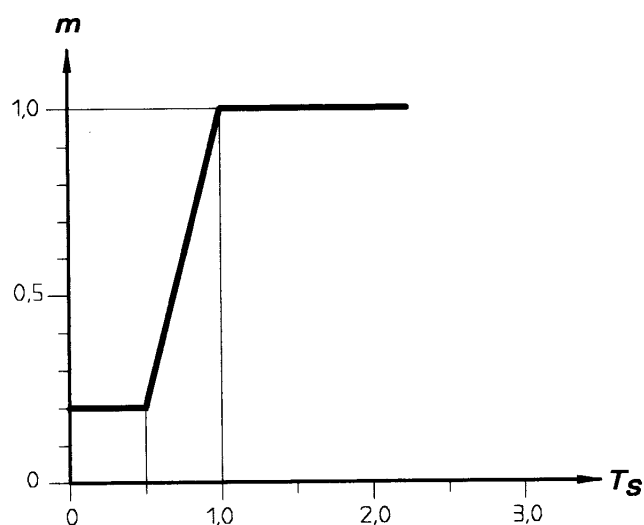
C.11.1.2 Los galpones en que las fuerzas laterales son resistidos por marcos rígidos de columnas y vigas o cerchas de techo son los más usados en industrias porque permiten ampliaciones.

El arriostramiento continuo de techo tiene las ventajas sísmicas de los diafragmas rígidos horizontales. Hace posible, además, distribuir cargas laterales concentradas, como las de grúas, entre varios marcos; en la práctica chilena, tomada de la norteamericana, se considera suficientemente aproximada la suposición de que el arriostramiento de techo transmite el 50% de la carga lateral a los marcos vecinos al cargado.

C.11.1.3 La determinación de la magnitud y altura de la carga suspendida que coincide con el sismo de diseño es un problema probabilístico complejo que se recomienda analizar en conjunto entre los profesionales especialistas e ingenieros de proceso. Sin embargo, si se considera la escasa duración de las fuerzas sísmicas en comparación con la vida de la estructura, se pueden considerar como seguras las recomendaciones siguientes:

- En las grúas de mantención, talleres de fabricación y similares, en los que raramente se levanta la carga máxima y la operación no es continua, se puede despreciar la carga suspendida para el análisis sísmico.
- En grúas de operación pesada y continua con la carga máxima, como son las de fundiciones metalúrgicas, se recomienda usar dicha carga al nivel más alto en el análisis sísmico. Esta recomendación está basada en el análisis dinámico de más de 600 casos, hecho en Chile (25), de acuerdo al cual la carga equivalente al nivel del puente es igual a la real para pseudo períodos de 1 s o más, a 0,20 de la real para períodos hasta 0,5 s y varía linealmente entre ambos valores.

Las figuras siguientes resumen las conclusiones del estudio citado.



$$T_s = 2\pi \sqrt{(P_1 + P_2)(\text{kg})} \quad \text{Seudo período}$$

P_1 = peso del edificio, puente y carro grúa

P_2 = peso de la carga suspendida

mP_2 = carga suspendida de análisis aplicada al nivel superior

K = rigidez

$$T_s \leq 0,5 \quad m = 0,20$$

$$T_s = 0,5 - 1,0 \quad m = 1,6 T_s - 0,6$$

$$T_s \geq 1,0 \quad m = 1,0$$

C.11.1.4 La no simultaneidad de los efectos dinámicos de la operación de las grúas con el sismo y la posición de varias grúas sin carga se justifican por razones probabilísticas y forman parte de la práctica norteamericana recomendada por la Association of Iron and Steel Engineers AISE (22).

C.11.1.5 En los terremotos de Mayo de 1960 hubo fallas sistemáticas en las uniones con planchas verticales entre la viga portagrúa y las columnas debidas a la superposición de los esfuerzos sísmicos con tensiones de fatigamiento. También se observaron casos de caída de las ruedas desde el riel al ala superior de las portagrúas. Las recomendaciones tienen por objeto prevenir estas fallas (1, 26, 27).

C.11.1.6 La disposición tiene por objeto evitar la formación de torres rígidas en las fachadas extremas, que han fallado en los terremotos chilenos porque toman fuerzas sísmicas para las cuales no fueron diseñadas (27).

C.11.1.7 La recomendación se explica por si misma. El detalle sugerido ha tenido buenos resultados en la práctica chilena (1, 27).

C.11.2 Naves de acero livianas

C.11.2.1 Se definen las características de las naves de acero livianas (galpones), de luz y altura limitadas y grúas o equipos de poco peso, en los cuales los esfuerzos de viento son normalmente superiores a los sísmicos. En el país se ha construido un gran número de estas naves durante años, que no cumplen todos los requisitos de esta norma y que han resistido sin daños los terremotos.

C.11.2.2 Define los parámetros para determinar las fuerzas sísmicas de diseño. En general, las fuerzas transversales y longitudinales en los paños extremos debidas al viento son mayores que las sísmicas, pero en paños intermedios el sismo longitudinal puede controlar.

C.11.2.3 a C.11.2.7 Se especifican disposiciones de diseño de los arriostramientos. Si no hay grúas o equipos de pesos equivalente se aceptan diagonales de tracción únicamente.

C.11.3 Edificios industriales de varios pisos

C.11.3.1 Los edificios industriales de varios pisos, de proceso, generación de energía y similares, tienen generalmente cargas pesadas y equipos valiosos. En la práctica chilena los mejores resultados se han obtenido con edificios duales, con muros de cizalle arriostrados o de hormigón, combinados con marcos rígidos dúctiles como segunda línea de resistencia (1, 26, 16). Estos edificios, cuya deformación sísmica es muy inferior a la de edificios de marcos dúctiles norteamericanos, no han tenido las fallas generalizadas en las uniones soldadas observadas en el terremoto de Northridge de 1994 (28, 29, 30, 31).

C.11.3.2 Las recomendaciones se basan en la práctica chilena probada en los terremotos desde 1960 a 1985 (1, 16, 26, 27, 28).

C.11.4 Grandes equipos suspendidos

C.11.4.1 La Figura A.7 de Anexo A muestra una caldera típica, suspendida con tirantes en su parte superior. Para controlar las oscilaciones sísmicas y evitar el choque contra la estructura es necesario disponer conectores que permitan las dilataciones térmicas, tanto verticales como horizontales, algunos de los cuales se ilustran en la figura. La misma figura muestra pernos de anclaje del tipo cabeza de martillo, de amplia ductilidad, fácilmente reparables y reemplazables, que se recomiendan en los equipos más grandes.

Estos equipos son normalmente proyectados por proveedores extranjeros que a menudo no tienen experiencia sísmica. Por esta razón es necesario establecer sistemas de asesoría temprana y aprobación del diseño por profesionales especialistas autorizados para ejercer en Chile.

Las recomendaciones anteriores ha sido probadas con éxito en gran número de terremotos en Chile desde 1960 (1, 16, 32).

C.11.4.2 En los precipitadores electrostáticos hay jaulas electrodos suspendidas de aisladores, de muy alto voltaje, que no es posible sujetar lateralmente y pueden chocar con la carcasa en caso de terremotos. La práctica chilena ha mostrado que los choques no son importantes, pero que se presentan problemas eléctricos y de rotura frágil de los aisladores de porcelana. Por estas razones hay que especificar a menudo aisladores especiales y disponer dispositivos de corte de la corriente.

C.11.5 Cañerías y ductos

C.11.5.1 La disposición de apoyos y juntas se debe hacer en conjunto por los especialistas en cañerías y los profesionales especialistas.

C.11.5.2 En general, se considera que es necesario tomar en cuenta la acción sísmica en cañerías o ductos de dimensión superior a 200 mm. En la gran mayoría de los casos el peso de los tubos es reducido en comparación con los edificios y estructuras y basta introducir las deformaciones sísmicas en el análisis del sistema de cañerías y en el diseño de las juntas.

C.11.6 Grandes equipos móviles

C.11.6.1 Los grandes equipos móviles son especialmente importantes en una industria, tanto porque su costo es muy alto como porque una falla puede significar largas paralizaciones. Tienen a menudo dimensiones apreciables y cargas muy excéntricas. Por estas razones el diseño sísmico es crítico y se deben establecer sistemas de coordinación y aprobación adecuados entre los proveedores y los especialistas sísmicos a lo largo de todo el proyecto.

El diseño, considerando la condición real de apoyo entre las ruedas y los rieles, con posibilidades de choque y levantamiento, tiene incertidumbres que en la práctica no lo hacen posible. Por esta razón, se supone normalmente que dichos apoyos son articulaciones para los efectos de análisis y se toman precauciones como los contrapesos y ruedas autocentrantes para evitar los impactos.

Las disposiciones anteriores han dado buenos resultados en la práctica chilena. La mayoría de los equipos así protegidos no han tenido fallas, con excepción de algunos casos de golpes sucesivos (zapateo) que han causado daños reparables en las ruedas y carros (26, 27). Para el dimensionamiento de los contrapesos es habitual aplicar un factor de seguridad pseudoestático del orden de 1,0 a 1,2 en un análisis estático.

En el análisis dinámico se deben considerar aceleraciones verticales y horizontales y determinar, en conjunto con los Operadores, las sobrecargas probables durante la ocurrencia del sismo.

El volcamiento total por la acción sísmica no es una posibilidad real debido a la alternación de las cargas y no es necesario considerarlo en el diseño (33, 34). En los terremotos chilenos de Mayo de 1960 y Marzo de 1985 hubo caída de grúas portal en los puertos de Puerto Montt y San Antonio, que se debieron a grandes asentamientos del suelo y no a las fuerzas sísmicas horizontales (29, 35).

C.11.7 Estanques elevados, recipientes de proceso y chimeneas

C.11.7.1 Los estanques elevados se deben diseñar como péndulos invertidos con $R = 3$. El agua en general se puede considerar como un sólido de 0,8 veces su peso (35). Si se usan diagonales en X de tracción únicamente, se debe aplicar una pretensión igual a la mitad de la tracción máxima de la diagonal tensada.

C.11.7.2 El análisis dinámico de recipientes de proceso se debe hacer con $R = 3$. La conexión entre las columnas y el manto puede ser directa cuando la plancha es gruesa, o por medio de una viga circular de apoyo. El diseño de estas conexiones es complejo y se puede hacer por los métodos desarrollados por Brownell y Young (37).

C.11.7.3 Las chimeneas pueden ser autosoportantes o no autosoportantes, con una estructura metálica o de hormigón exterior. Estas últimas se usan en chimeneas de gran altura de centrales termoeléctricas. La experiencia chilena, hasta alturas de 53 m ha sido exitosa con diseños dinámicos según párrafo 5.4 de esta norma y $R = 3$. Las no autosoportantes de altura mayores, hasta 100 m se han diseñado por el método más conservador recomendado por la Sociedad Norteamericana de Ingenieros Civiles (27, 38). La recomendación de usar el recubrimiento interior de hormigón proyectado para el cálculo de la rigidez, pero no de la resistencia, se basa en los estudios hechos por Blume sobre los efectos de los terremotos de 1960 en la Planta de Acero Huachipato (14). Blume recomienda para el recubrimiento un valor de E de 1/20 del acero.

C.11.7.4 La fórmula (11-1) está basada en las expresiones de Timoshenko, corregidas por Blume de acuerdo a sus observaciones del comportamiento de 12 chimeneas de 33 m a 52 m de altura en la Planta Huachipato, 3 de las cuales tuvieron fallas por pandeo local en los terremotos de Mayo 1960. La tensión de falla recomendada, que considera los defectos de fabricación y montaje, es la siguiente:

$$F_u = 170 F_y e/D$$

Si se aplican tensiones admisibles, al valor aceptable es $0,6 \times 1,33 F_u = 0,8 F_u$, lo que equivale a la fórmula (11-1).

$$F_a = 135 F_y e/D \text{ menor que } 0,8 F_y$$

Si se aplican cargas últimas, de acuerdo a los artículos 4.5 y 8.1 b), deben multiplicarse las solicitaciones sísmicas por 1,1 y aceptar $F_a = 0,9 F_u = 153 F_y e/D$.

C.11.8 Estanques verticales apoyados en el suelo

C.11.8.1 Alcance

Los grandes estanques apoyados directamente en el suelo tienen uso generalizado en las industrias. La mayoría son circulares de acero, pero hay unos pocos de hormigón armado o de forma rectangular. Los líquidos más usados son el petróleo, el agua y otros especiales como ácido sulfúrico, oxígeno líquido, alcohol, etc.

C.11.8.2 Principios generales y normas

En general se aplican las normas norteamericanas de diseño y construcción del American Petroleum Institute API para productos petroleros y de la American Waterworks Association AWWA y el American Concrete Institute ACI para agua (39, 40, 41 y 42). También se han usado las recomendaciones de la New Zealand National Society for Earthquake Engineers NZ, aplicables a cualquier líquido y material; estas especificaciones, publicadas originalmente en 1986, son muy completas, pero fueron modificadas el año 2000 porque eran demasiado conservadoras (43, 44).

Todas las normas tienen dos secciones importantes, la Sísmica que determina los esfuerzos sísmicos considerando la ubicación, riesgo y seguridad requerida, y la de Diseño que permite dimensionar los estanques y sus fundaciones.

En esta norma se especifica la acción sísmica de acuerdo con nuestras condiciones, que son distintas de la API, AWWA o NZ. Conocidas las fuerzas sísmicas el diseño se hace según la norma adoptada entre las citadas. Esta filosofía se aplica también en los Estados Unidos (45).

C.11.8.3 a C.11.8.5 Masas y períodos

En el diseño hay que considerar, para la masa líquida, dos porciones, la impulsiva que vibra al unísono con la estructura y la convectiva, sobre ella, que tiene oleaje. Las tres normas citadas en 11.8.2 tienen fórmulas para determinar las masas y los períodos de cada una, que son prácticamente coincidentes.

C.11.8.6 a C.11.8.13 Análisis y diseño

Para determinar los esfuerzos sísmicos y los parámetros estructural R y amortiguamiento ξ se hizo un estudio comparativo de ocho estanques de acero y dos de hormigón, de dimensiones suficientes para cubrir las necesidades de la práctica, y se compararon los resultados con los valores de las normas citadas en 11.8.2. Las relaciones entre los coeficientes sísmicos, para los 10 estanques, fueron las siguientes:

NCh2369/API	1,01 a 1,17
NCh/AWWA	0,80 a 0,90
NCh/NZ	0,96 a 1,00

C.11.8.14 Pernos de anclaje

Las disposiciones sobre pernos de anclaje se han aplicado con éxito en los proyectos nacionales de las últimas décadas.

C.11.8.15 a C.11.8.18 Se especifican métodos para evitar que los estanques sin pernos de anclaje se deslicen fuera de las fundaciones, que haya daños en la techumbre por la compresión del aire o golpes del líquido convectivo o haya problemas secundarios en la estructura y cañerías.

Las recomendaciones se basan en los daños observados en los terremotos de Alaska de 1964 y de Chile de 1960 y 1985 y en las recomendaciones hechas en cada oportunidad (1, 27, 28, 46, 47, 48, 49 y 50).

C.11.9 Hornos y secadores rotatorios

C.11.9.1 Los hornos y secadores rotatorios son equipos que pueden tener grandes diámetros y longitudes y que operan a altas temperaturas y baja velocidad de rotación. Las fundaciones son macizas y el período propio es bajo, lo que justifica el uso del método estático.

Tiene dilataciones térmicas apreciables, tanto longitudinales como radiales. Si dejan de rotar durante un período del orden de 20 min se pueden producir distorsiones térmicas que causan daños considerables. Estas limitaciones inciden en el diseño, que requiere una coordinación temprana y continua entre los proveedores y los profesionales especialistas.

Las recomendaciones de la norma han sido probadas con éxito en un gran número de hornos y secadores instalados en Chile desde la década del 40 (26).

La experiencia indica que el impacto cuando se cierra el espacio libre en el sismo longitudinal puede duplicar la fuerza sísmica (51) y que ésta puede ser varias veces superior a la normal de operación. Por esta razón, a veces es necesario aceptar la falla de los rodillos y sus mecanismos, a condición de que se puedan reemplazar en un tiempo breve con un procedimiento de rotaciones controladas del horno para impedir deformaciones térmicas importantes.

Para permitir esta operación se debe instalar un motor de emergencia para rotar el horno si se interrumpe el suministro eléctrico en el terremoto.

Las indicaciones de Figura A.11 detalle 1 tienen por objeto compatibilizar la resistencia sísmica con las condiciones de operación.

En el cálculo del empuje sísmico H sobre el apoyo 3 se puede descontar el rozamiento en los apoyos 1, 2 y 4 con un coeficiente 0,1.

C.11.9.2 El detalle 2 de Figura A.11 resume las disposiciones de diseño para el sismo lateral. El cálculo del volcamiento no tiene por objeto evitar este fenómeno, que no es una posibilidad real, sino evitar levantamientos y golpes alternativos en ambos lados, fenómeno conocido como zapateo.

Cuando fallan los rodillos de empuje longitudinal se pueden producir desplazamientos importantes (51). Para evitar la caída hay que aumentar el ancho de las llantas como se indica en Figura A.11, detalle 2.

C.11.10 Estructuras de albañilería refractaria

C.11.10.1 Rara vez se conocen las propiedades resistentes de los ladrillos refractarios a altas temperaturas. El mortero desaparece o se transforma con la temperatura y a menudo la resistencia depende de las compresiones térmicas. Normalmente las albañilerías no se comportan elásticamente y carecen de resistencia confiable a la tracción. Por estas razones se debe evitar la consideración de las albañilerías como elementos estructurales o sismorresistentes. La Figura A.12 muestra dos hornos de fundición, uno con techo en arco, que resiste fuerzas verticales y horizontales, y el otro con el techo no estructural, colgado de una estructura de acero, en los terremotos chilenos han fallado los primeros y no los segundos (1, 27, 32).

En las albañilerías industriales es necesaria una colaboración continua entre los ingenieros de proceso y los profesionales especialistas desde los momentos iniciales del proyecto.

C.11.10.2 En hornos del tipo mostrado en Figura A.12 b), generalmente basta el método estático. En hornos más complejos, con reactores o enfriadores colgados como son los de tipo *flash* de la industria del cobre, es necesario hacer análisis dinámicos espectrales.

C.11.10.3 Antes de calentarse la estructura tiene una condición distinta de la normal, porque se prevén espacios para las dilataciones como se muestra en Figura 12 b). Esta condición generalmente demora horas o días y no es necesario considerarla como coincidente con el sismo de diseño.

C.11.11 Equipos eléctricos

C.11.11.1 Los equipos eléctricos son esenciales en una industria, debido a la necesidad de contar con energía y comunicaciones después del terremoto. Para el diseño sísmico existen especificaciones especiales o bien normas internacionales, de uso aceptado y comprobado, que exceden el alcance de esta norma. Las más conocidas en Chile son las de la Empresa Nacional de Electricidad, ENDESA, Especificaciones Técnicas Generales 1.015, preparadas por el profesor Arturo Arias (52).

C.11.11.2 La norma de ENDESA define como equipos robustos a aquellos en los cuales, por su función, son diseñados para solicitaciones bastante mayores que las sísmicas y que no tienen componentes frágiles, y como equipos rígidos a los que tienen una frecuencia fundamental de 30 Hz o más. Ejemplos típicos son los generadores, motores, válvulas, bombas y similares. Las fórmulas recomendadas para el diseño estático se basan en las de ENDESA (52).

C.11.11.3 Las recomendaciones sobre aisladores son tomadas de la especificación de ENDESA (52).

En equipos que no cumplen las condiciones de robusto y rígido pueden ser necesarios análisis dinámicos o empíricos. Para el análisis dinámico la especificación de ENDESA prescribe espectros, amortiguamientos y valores de R que dependen del equipo; son, en general, más severas que esta norma. Los ensayos empíricos de calificación consisten en pruebas de oscilación para determinar frecuencias y amortiguamientos, ensayos bajo fuerzas estáticas y en mesa vibratoria o similares. Se exigen en equipos importantes como las subestaciones encapsuladas.

C.11.12 Estructuras y equipos menores

En las industrias hay una gran cantidad de elementos menores, tales como bombas, motores, calderas compactas, tableros, estanterías y similares, que en general tienen buena resistencia estructural, pero que pueden fallar en los anclajes, conexiones y otros detalles, causando a veces detenciones prolongadas. Es esencial verificar sísmicamente todos estos elementos y agregar los refuerzos necesarios, que son normalmente sencillos y se pueden colar en la obra. La Figura A.13 ilustra algunos de estos casos.

C.11.13 Estructuras de madera

Las disposiciones se basan en NCh1198 complementadas con las recomendaciones de SEAOC y UBC (4 y 5) y normas de Nueva Zelandia citadas en publicaciones norteamericanas (53).

La falla de las estructuras puede ser en la madera, por flexión o tracción o en las conexiones. La falla en la madera es frágil y en las conexiones puede ser dúctil.

Habitualmente las estructuras se clasifican como dúctiles, no dúctiles o semidúctiles.

Son estructuras dúctiles las que tienen conexiones dúctiles de resistencia menor que la madera. Estructuras dúctiles típicas son las que resisten las fuerzas sísmicas con muros arriostrados o diafragmas unidos con pernos o clavos, las que tienen uniones madera a madera con pernos o clavos de diámetro pequeño o las que tienen uniones con placas dentadas o planchas de acero. Las estructuras no dúctiles tienen uniones de resistencia mayor que la madera, que falla por tracción o flexión. En general tienen uniones encoladas rígidas o con pernos de diámetro superior a 20 mm.

Las estructuras semidúctiles son una instancia intermedia entre las anteriores.

Los valores R recomendados son de 4 para las dúctiles, 1 para las no dúctiles y 2,5 para las semidúctiles.

C.B Diseño de las uniones viga columna en marcos rígidos de acero

C.B.1 Generalidades

Las normas AISC (10 y 11) tienen disposiciones para el diseño de la *zona panel*, que es el alma de las vigas que enfrenta las conexiones de momentos de vigas, zona que se proyecta para resistir los esfuerzos de corte generados, que pueden ser importantes.

AISC tiene condiciones especiales para el caso sísmico de marcos rígidos (20) con el objeto de evitar las fallas por falta de ductilidad observadas en los terremotos de Loma Prieta y Northridge, que hacen necesarios ensayos en muchos casos.

En Chile no ha habido fallas similares, porque las deformaciones sísmicas máximas de nuestras normas son aproximadamente la mitad de las norteamericanas. Por esta razón en esta norma se omiten las disposiciones especiales de AISC, con algunas excepciones menores.

C.B.2 Diseño de la zona panel de uniones de momento

Incluye en detalle las disposiciones de diseño. Si el espesor del alma es insuficiente, se debe reforzar con planchas adosadas o atiesadores en diagonal soldados en los talleres. Dichos refuerzos se pueden evitar cambiando el perfil de la columna por otro con mayor espesor del alma. El problema es económico y conviene revisarlo en cada caso. A continuación se dan informaciones de costos publicadas por AISC (54), con equivalentes calculados para Chile.

Costos expresados en kg de acero estructural

	EE.UU.	Chile
Una plancha adosada	160	70
Dos atiesadores soldados con filetes	140	60
Dos atiesadores soldados a tope	450	200

Referencias

- [1] *Seismic Desing of Industrial Structures in Chile*, E. Arze, Third Canadian Conference on Earthquake Engineering, Montreal, June 1979.
- [2] *Estructuras e Instalaciones Industriales*, E. Arze L. Seminario sobre la Norma Sísmica Chilena NCh433, Instituto Nacional de Normalización, INN, Santiago Noviembre 1989.
- [3] NCh433.Of96 *Diseño Sísmico de Edificios*, Instituto Nacional de Normalización, INN, 1996.
- [4] *Uniform Building Code*, International Conference of Building Officials, California 1997.
- [5] *Recommended Lateral Force Requirements and Tentative Commentary*, Seismology Committe of the Structural Engineers Association of California, SEAOC, 1997, San Francisco, California.
- [6] *Recommendations for the Seismic Design of Petrochemical Plants*, Ministry of Works and Development, New Zealand, 1981.
- [7] *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*, Applied Technology Council ATC-3, Washington D.C. 1978.
- [8] *Metodología para la Evaluación del Riesgo de Tsunami*, H. Godoy y J. Monge, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Publicación SES 1-3-75 (115), 1975.
- [9] *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Standard Institute - American Society of Civil Engineers ANSI/ASCE, New York 1998.
- [10] *Manual of Steel Construction - Load & Resistance Factor Design*, American Institute of Steel Construction, 1999.
- [11] *Manual of Steel Construction - Allowable Stress Design*, American Institute of Steel Construction, 1989.
- [12] *Building Code Requirements for Reinforced Concrete ACI-89* American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1989.
- [13] *Inspección de la Construcción de Obras de Edificación*, L.F. Alarcón, I.B. Acosta, G. Azócar. Depto. de Ingeniería de Construcción, Publicación 112, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago 1988.
- [14] *A Structural Dynamic Analysis of Steel Plant Structures subjected to the May 1960 Chilean Earthquakes*, J.A. Blume, Bulletin Seismological Society of America, February 1963.

- [15] *International Building Code*, International Code Council 2000.
- [16] *Diseño Sísmico de Instalaciones Industriales*, Estado del Arte en Chile, E. Arze L., 6^{as}. Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago 1993.
- [17] *Proposición de Epectros de Diseño para la Nueva norma chilena de Diseño Sísmico*, Arturo Arias, 5^{as}. Jornadas de la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Agosto de 1989.
- [18] *Comparación de Espectros de Arias y Blume*, Ramón Montecinos C. Estudio interno de Arze Reciné y Asociados, Ingenieros Consultores, Santiago 1991.
- [19] *Proposición de Código para el análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*, ACHISINA, Santiago, Marzo 2001.
- [20] *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, AISC 1999.
- [21] *Specifications for the Design of Cold Formed Steel Structural Members*, American Iron and Steel Institute AISI 1996.
- [22] *Guide for the Design and Construction of Mill Buildings*, Association of Iron and Steel Engineers, Technical Report N° 3, Pittsburgh, Pa. 1991.
- [23] *PCI Design Handbook*, Precast Prestressed Concrete Institute, Chicago 1978.
- [24] *Major Changes in Concrete Related Provisions*. S.K. Ghosh, Earthquake Spectra, February 2000.
- [25] *Estudio de la Respuesta Sísmica de Edificios Industriales con Puentegrúas*, Luis Loyer Arze, Universidad Católica 1973.
- [26] *Ingeniería Sísmica, El Caso del Sismo del 3 de Marzo de 1985*, Capítulo 17, Estructuras e Instalaciones Industriales. E. Arze L., editor R. Flores A., Instituto de Ingenieros de Chile, Hachette, Santiago 1993.
- [27] *Behaviour of a Steel Plant under Major Earthquakes*, R. Vignola and E. Arze, Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo 1960.
- [28] *Experiencia de una Empresa de Ingeniería en el Terremoto del 3 de Marzo de 1985 en Chile*, E. Arze, 5as. Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago 1989.
- [29] *The Chilean Earthquake of May 1960, A Structural Engineering View Point*, K.V. Steinbrugge, R. Flores, Bulletin of the Seismological Society of America, February 1963.
- [30] *Northridge Earthquake, January 17, 1994*, Preliminary Reconnaissance Report, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California 1994.

- [31] *Lessons Learned from the Performance of Steel Buildings Structures during the 1994 Northridge Earthquake*, V.A. Bertero, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1994.
- [32] *The Effects of March 3, 1985 Chile Earthquake on Power and Industrial Facilities*, D.L. Mc. Cornick et al, E.Q.E., San Francisco, California 1986.
- [33] *Some Studies of Earthquakes and their Effects on Structures*, RR. Martel, California Institute of Technology, Los Angeles 1939.
- [34] *Study of Overturning Vibration of Slender Structures*, K. Muto et al 2nd. World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo 1960.
- [35] *El Sismo del 3 de Marzo de 1985*, Coordinador J. Monge, Acero Comercial S.A. Universidad de Chile, Santiago 1986.
- [36] *The Dynamic Behaviour of Water Tanks*, G.W. Housner, Bulletin of the Seismological Society of America, February 1963.
- [37] *Process Equipment Design*, L.E. Brownell and E.H. Young, John Wiley, New York 1959.
- [38] *Design and Construction of Steel Chimney Liners*, American Society of Civil Engineers, New York 1975.
- [39] *Welded Steel Tanks for Oils Storage*. American Petroleum Institute API 650, 1998.
- [40] *Design and Storage of Large Welded Low Pressure Steel Storage Tanks*. API 620, 1994.
- [41] *Standards for Welded Steel Storage Tanks for Water Storage*, American Water Works Association AWWA D100, D110 y D115, 1996.
- [42] *Concrete Tanks for Water Storage*, ACI 350-3, 1999.
- [43] *Seismic Design of Storage Tanks*, New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1986.
- [44] *General Structural Design and Design Loadings for Buildings*, New Zealand Standard NZS 4203, 1992.
- [45] *Non Building Structures Seismic Design Code Developments*. H.O. Sprague and N.A. Legatos, Earthquakes Spectra, February 2000.
- [46] *The Prince of Williams Sound Alaska Earthquake of 1964, Oil Storage Tanks*, J.E. Rinne, U.S. Department of Commerce, Washington, DC 1967.
- [47] *The Chilean Earthquake of March 3, 1985 Field Report*, L.A. Wyllie, Earthquake Spectra, California, 1986.

- [48] *The Seismic Design of Industrial Plants*, R.D. Evison et al, The Institution of Professional Engineers, New Zealand 1982.
- [49] *Loma Prieta Earthquake Reconnaissance Report*, Earthquake Spectra, California 1990.
- [50] *Armenia Earthquake Reconnaissance Report*, Earthquake Spectra, California 1989.
- [51] *Evaluación de que el horno caiga al estar sometido a un sismo longitudinal*, Arturo Arias, Informe para el proyecto de la Planta de Celulosa Arauco 2, 1989.
- [52] *Especificaciones Técnicas Generales, ETG 1015 Diseño Sísmico*, ENDESA 1987.
- [53] *Focus Wood Design*, Buchanan, Dean and Deam, USA.
- [54] *Economy in Steel Design*. AISC Modern Steel Construction, 2000.

Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales

Earthquake-resistant design of industrial structures and facilities

Primera edición : 2003

Descriptor: *diseño estructural, diseño sísmico, industrial, instalaciones industriales, requisitos*

CIN 91.080.01
