
NORMA CHILENA OFICIAL

***NCh* 433.Of1996
Modificada en 2012**

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION • INN-CHILE

Diseño sísmico de edificios

Earthquake resistant design of buildings

Primera edición : 1996
Reimpresión : 2005
Segunda edición : 2009
Tercera edición : 2012

CIN 91.080

COPYRIGHT © 2012: INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION - INN

Dirección : Matías Cousiño N° 64, 6° Piso, Santiago, Chile

Web : www.inn.cl

Miembro de : ISO (International Organization for Standardization) • COPANT (Comisión Panamericana de Normas Técnicas)

* Prohibida reproducción y venta *

Indice

	Página
Preámbulo	V
1 Alcance	1
2 Referencias	1
3 Terminología y simbología	2
3.1 Terminología	2
3.2 Simbología	3
4 Disposiciones de aplicación general	6
4.1 Zonificación sísmica	6
4.2 Efecto del suelo de fundación y de la topografía en las características del movimiento sísmico	6
4.3 Clasificación de ocupación de edificios y otras estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla	10
4.4 Instrumentos sísmicos	10
5 Disposiciones generales sobre diseño y métodos de análisis	21
5.1 Principios e hipótesis básicos	21
5.2 Combinación de las solicitaciones sísmicas con otras solicitaciones	21
5.3 Coordinación con otras normas de análisis y diseño	21
5.4 Sistemas estructurales	22
5.5 Modelos estructurales	22
5.6 Limitaciones para el uso de los métodos de análisis	23
5.7 Factor de modificación de la respuesta	24
5.8 Acciones sísmicas sobre la estructura	24

Indice

		Página
5.9	Deformaciones sísmicas	24
5.10	Separaciones entre edificios o cuerpos de edificios	25
5.11	Planos y memoria de cálculo	25
6	Métodos de análisis	28
6.1	Generalidades	28
6.2	Análisis estático	28
6.3	Análisis modal espectral	31
7	Diseño y construcción de fundaciones	37
7.1	Especificaciones generales para el diseño	37
7.2	Fundaciones superficiales	37
7.3	Pilotes	37
7.4	Estructuras contiguas	38
8	Elementos secundarios	39
8.1	Generalidades	39
8.2	Criterios sobre el nivel de desempeño	39
8.3	Fuerzas para el diseño de elementos secundarios y sus anclajes	39
8.4	Tabiques divisorios	40
8.5	Aspectos complementarios	41
Anexos		
	Anexo A (informativo) Daño sísmico y recuperación estructural	43
A.1	Generalidades	43
A.2	Evaluación del daño sísmico y decisiones sobre la recuperación estructural	43

Indice

	Página
A.3 Requisitos que debe cumplir el proyecto de recuperación estructural	44
A.4 Disposiciones generales sobre métodos de reparación	44
A.5 Requisitos que debe cumplir el proceso constructivo de la recuperación estructural	45
A.6 Necesidad de recuperación de edificios sin daños	45
Anexo B (normativo) Disposiciones transitorias	46
Anexo C (normativo) Empujes de muros subterráneos	48
Anexo D (informativo) Comentario	49
Figuras	
Figura 4.1 a) Zonificación sísmica de las Regiones XV, I, II, III y V	11
Figura 4.1 b) Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X, XIV y Región Metropolitana	12
Figura 4.1 c) Zonificación sísmica de las Regiones XI y XII	13
Tablas	
Tabla 4.1 Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena	14
Tabla 4.2 Clasificación sísmica del terreno de fundación	18
Tabla 4.3 Categoría de ocupación de edificios y otras estructuras	19
Tabla 5.1 Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta	27
Tabla 6.1 Valor del coeficiente I	35
Tabla 6.2 Valor de la aceleración efectiva A_o	35
Tabla 6.3 Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo	35
Tabla 6.4 Valores máximos del coeficiente sísmico C	35

Indice

	Página
Tabla 6.5 Valores del parámetro C_d^*	36
Tabla 8.1 Valores del coeficiente C_p y del factor de desempeño K_d para el diseño y anclaje de elementos secundarios	42
Tabla 8.2 Valores del factor λ	42

Diseño sísmico de edificios

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 NCh433 ha sido preparada por la División de Normas del Instituto Nacional de Normalización. Esta norma corresponde a una revisión del documento oficializado en 1993, cuya gestación se detalla a continuación.

El Comité Coordinador de Normas Sismorresistentes, constituido por el Instituto Nacional de Normalización en Julio de 1986, tuvo la responsabilidad de generar el documento que se envió a consulta pública en Julio de 1989. Para esta labor, dicho Comité contó con la colaboración de 30 profesionales y profesores universitarios. En este estudio y en el trabajo de Comité que aprobó la redacción de las disposiciones de la versión 1993 de esta norma, participaron los organismos y las personas naturales siguientes:

Arze, Reciné y Asociados

CODELCO Chile
Colegio de Arquitectos

Consultores Particulares

Dames and Moore Chile Ltda.
GEOPROSPEC Ltda.
Geotécnica Consultores

IEC Ingenieros Ltda.
INGENDESA
Instituto Nacional de Normalización, INN

Elías Arze L.
Eduardo Montegu G.
Alvaro Díaz I.
Oscar Bórquez D.
Sergio Rojo A.
Issa Kort K.
Mario Pérez de Arce L.
Patricio Ruiz T.
Miguel Sandor E.
Jaime Illanes P.
Andrés Pérez M.
Roberto Lástrico O.
Pablo Talloni V.
Tomás Guendelman B.
Jorge Laval Z.
Arturo Arias S.
Pedro Hidalgo O.

NCh433

Lagos, Contreras y Asociados
METRO S.A.
Ministerio de Vivienda y Urbanismo,
SERVIU Metropolitano
Pontificia Universidad Católica de Chile,
Depto. de Ingeniería Estructural y Geotécnica

Pontificia Universidad Católica de Chile, DICTUC
RFA Ingenieros
Rivera, Lederer, Baeza, Ingenieros
SAS Ingeniería Estructural
Universidad Católica de Valparaíso
Universidad de Chile, Depto. de Geofísica

Universidad de Chile, Depto. de Ingeniería Civil

Universidad de Chile, Facultad de Arquitectura

Universidad de Chile, IDIEM

Universidad de Santiago de Chile
Universidad Técnica Federico Santa María

René Lagos C.
Santiago Saavedra T.

Ernesto Herbash A.

Ernesto Cruz Z.
Rafael Riddell C.
Jorge Troncoso T.
Jorge Vásquez P.
Michel Van Sint Jan F.
Carl Lüders Sch.
Rodrigo Flores A.
Marcial Baeza S.
Santiago Arias S.
Baldur Heim G.
Alfredo Eisenberg G.
Edgar Kausel V.
Maximiliano Astroza I.
Juan Cassis M.
Joaquín Monge E.
María Ofelia Moroni Y.
Rodolfo Saragoni H.
Leopoldo Dominichetti C.
Raúl Marchetti S.
Pablo Carrillo V.
Pedro Ortigosa de P.
Paulina González S.
Carlos Aguirre A.
Patricio Bonelli C.

Durante el año 1994, la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA, organizó un total de cuatro talleres, en los cuales se recogió la experiencia de la comunidad profesional respecto a la aplicación de la norma NCh433.Of93. Las conclusiones de estos talleres fueron transmitidas al INN, el cual las analizó y transformó en un conjunto de proposiciones para ser estudiadas en el proceso de revisión de la norma. Dado que ellas no representaban un cambio fundamental del documento, se omitió el proceso de consulta pública y se citó directamente al Comité que aprobó la norma NCh433.Of93, invitación que también incluyó a las personas que participaron en los talleres de ACHISINA. En el trabajo de Comité que aprobó la redacción de las disposiciones de esta norma, participaron los organismos y las personas naturales siguientes:

ACMA S.A.
Arze, Reciné y Asociados
Colegio de Arquitectos
Consultores Particulares

Gobierno Regional de Valparaíso
IEC Ingenieros Ltda.
Instituto Nacional de Normalización, INN

Rivera, Lederer, Baeza, Ingenieros Civiles
Universidad Católica de Valparaíso
Universidad de Chile, Depto. de Ingeniería Civil

David Escárate N.
Elías Arze L.
Oscar Bórquez D.
Denise Jequier L.
Sergio Rojo A.
Miguel Sandor E.
Francisco Osorio M.
Tomás Guendelman B.
Arturo Arias S.
Pedro Hidalgo O.
Marcial Baeza S.
Baldur Heim G.
Maximiliano Astroza I.

Universidad de Chile, IDIEM
Universidad de Concepción

Universidad de Santiago de Chile
Universidad Técnica Federico Santa María

María Ofelia Moroni Y.
Rodolfo Saragoni H.
Fernando Yáñez U.
Gian M. Giuliano M.
Mario Valenzuela O.
Paulina González S.
Patricio Bonelli C.

Esta norma se estudió para establecer las disposiciones exigibles al diseño sísmico de los edificios.

Esta norma anula y reemplaza a NCh433.Of93 *Diseño sísmico de edificios*, declarada Oficial de la República de Chile por Decreto N°90, de fecha 24 de agosto de 1993, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, publicado en el Diario Oficial del 16 de septiembre de 1993.

Esta norma ha sido aprobada por el Consejo del Instituto Nacional de Normalización, en sesión efectuada el 26 de junio de 1996.

Esta norma ha sido declarada Oficial de la República de Chile por Decreto N°172, de fecha 05 de diciembre de 1996, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, publicado en el Diario Oficial del 23 de diciembre de 1996.

MODIFICACION 2009

Durante el año 2001 un grupo de miembros de la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA, se abocó a la tarea de clarificar y a su vez modificar los alcances de la actual norma de Diseño Sísmico de Edificios NCh433.Of1996.

Este grupo terminó sus actividades en forma exitosa a mediados del año 2001. Durante los años 2002 - 2004 la proposición de modificación a la norma se envió a más de 600 profesionales y se dispuso para consulta en la página Web de ACHISINA.

Cabe hacer notar que la ingeniería sísmica ha experimentado muchos avances en esta última década, lo que hace necesario poner al día esta norma. Como este trabajo puede tomar algunos años, esta modificación incluye sólo las cláusulas 1.1; 1.5; 3.2; Tabla 4.1; Figuras 4.1 a), b) y c); Tabla 4.2; 4.3; 5.1.1; Tabla 5.1; 5.2.1; 5.3.4; Tabla 6.1; 7.5; Tabla 8.1; B.1; B.2.

Esta modificación a la norma NCh433.Of1996 ha sido preparada por la División de Normas del Instituto Nacional de Normalización, y en su estudio el Comité estuvo constituido por las organizaciones y personas naturales siguientes:

Alfonso Larraín Vial y Asociación Ltda.
Gobierno Regional de Valparaíso
IEC Ingeniería S.A.
Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile - ICH
Instituto Nacional de Normalización, INN
Marcial Baeza S. y Asociados Ltda.
Ministerio de Vivienda y Urbanismo - Dirección Técnica

Particular
Particular
Petrus Ingenieros Ltda.

Alfonso Larraín V.
Francisco Osorio M.
Jorge Lindenberg B.
Augusto Holmberg F.
Patricio Bonelli C.
Marcial Baeza S.
Marcelo Soto Z.
Daniel Súnico H.
Denise Jequier L.
Miguel Sandor E.
Pedro Ortigosa De Pablo

NCh433

Pontificia Universidad Católica de Chile

R. Pettinelli y Asoc.
RCP Ingeniería Ltda.
Ruiz, Saavedra y Cía. Ltda.
Universidad de Chile

Christian Ledezma A.
Rafael Riddell C.
René Petinelli L.
Rodrigo Concha P.
Manuel Saavedra S.
Rubén Boroschek K.
Ricardo Herrera M.
Rodolfo Saragoni H.
Fernando Yáñez U.

Universidad de Chile, IDIEM

En forma adicional a las organizaciones que participaron en Comité, el Instituto recibió respuesta durante el período de consulta pública de esta norma, de las entidades siguientes:

ARA Worley Parsons
EM Ingenieros Consultores Ltda.
Santolaya Ingenieros Consultores

MODIFICACION 2012

Con posterioridad al sismo ocurrido el 27 febrero de 2010 y como consecuencia de los daños estructurales experimentados por algunos edificios, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo, MINVU, designó un comité de trabajo para introducir modificaciones a las disposiciones de la norma NCh433.Of1996 Modificada 2009. El trabajo de este comité dio origen al Decreto Supremo 117/2010 del MINVU, publicado en el Diario Oficial de la República de Chile el 14 febrero 2011. En marzo 2011, el MINVU solicitó al Instituto de la Construcción la constitución de un comité representativo que estudiara y aprobara modificaciones al DS117. El resultado de este estudio dio origen al Decreto Supremo 61/2011 del MINVU, publicado en el Diario Oficial el 13 diciembre 2011. La presente modificación 2011 tiene por objetivo reunir en un solo documento las disposiciones de la norma NCh433.Of1996 Modificada 2009 y del Decreto Supremo 61.

Sin embargo, debe tenerse presente que la norma NCh 433 requerirá de una revisión más profunda en cuanto se disponga de los espectros actualizados que incorporen la información de los registros obtenidos el sismo del 27 de febrero de 2010, y de los resultados de las investigaciones para estudiar el comportamiento de los edificios dañados y los no dañados durante este evento sísmico.

Esta modificación a la norma NCh 433.Of1996 Modificada 2009 ha sido preparada por encargo del Comité del Decreto 61/2011 que estuvo constituido por las organizaciones y personas naturales siguientes:

Alfonso Larraín Vial y Asociados Ltda.
ARA WorleyParsons S.A.
Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica –
ACHISINA
Cámara Chilena de la Construcción
Cámara Chilena de la Construcción
Colegio de Arquitectos de Chile
Colegio de Ingenieros de Chile
Geofun
Gonzalo Santolaya Ingenieros Consultores S.A.
Gonzalo Santolaya Ingenieros Consultores S.A.

Alfonso Larraín
Pedro Hidalgo
Marcial Baeza

Manuel Brunet
Bernardo Valdés
Juan Luis Ramírez
Sergio Contreras
Horacio Musante
Gonzalo Santolaya
Carlos Sepúlveda

Héctor Ventura y Asociados
 I.E.C. Ingeniería S.A.
 I.E.C. Ingeniería S.A.
 Instituto de la Construcción
 Instituto del Cemento y del Hormigón – ICH
 Mauricio Poblete y Cía. Ltda.
 Ministerio de Obras Públicas
 Ministerio de Obras Públicas
 Ministerio de Vivienda y Urbanismo
 Ministerio de Vivienda y Urbanismo
 Patricio Bonelli y Asociados Ltda.
 Pontificia Universidad Católica de Chile
 R. Gatica U. J. Jimenez O. Ingenieros y Cía. Ltda.
 RCP Ingeniería Ltda.
 René Lagos y Asociados Ingenieros Civiles Ltda.
 René Lagos y Asociados Ingenieros Civiles Ltda.
 Ruz & Vukasovic Ingenieros Asociados Ltda.
 S y S Ingenieros Consultores
 Sandor Ingenieros
 SERVIU Metropolitano
 Sociedad Chilena de Geotécnica – SOCHIGE
 Universidad de Chile
 Universidad de Chile
 Universidad de Chile
 Universidad de Concepción
 Universidad de La Serena
 Universidad Técnica Federico Santa María
 VMB Ingeniería

Héctor Ventura
 Tomás Guendelman
 Jorge Lindenberg
 Carmen Abarca
 Augusto Holmberg
 Mauricio Poblete
 Carlos Méndez
 Claudio Rivera
 Cristina Barría
 Marcelo Soto
 Patricio Bonelli
 Matías Hube
 Christian Ledezma
 Diego López-García
 Carl Lüders
 Rafael Riddell
 José Jiménez
 Rodrigo Concha
 Marianne Küpfer
 René Lagos
 Manuel Ruz
 Rodolfo Saragoni
 Miguel Sandor
 Rafael González
 Ramón Verdugo
 Rubén Boroschek
 Leopoldo Dominichetti
 Mauricio Sarrazin
 Mario Valenzuela
 Mario Durán
 Carlos Aguirre
 Leopoldo Breschi

Esta norma fue sometida a consulta pública y ha sido aprobada por el Consejo del Instituto Nacional de Normalización, en sesión efectuada

Esta norma ha sido declarada Oficial de la República de Chile por Decreto N°xxx, de fecha xx de xx de xxxx, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, publicado en el Diario Oficial del xx de xx de xxxx.

Los Anexos A y D no forman parte de la norma, se insertan sólo a título informativo.

Los Anexos B y C forman parte de la norma.

Esta norma anula y reemplaza a NCh433.Of1996 Modificada 2009 *Diseño sísmico de edificios*, declarada Oficial de la República de Chile por Decreto Exento N°406, de fecha 08 de junio de 2010, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, publicado en el Diario Oficial del 12 de junio de 2010.

NCh433

Mapas indicados en cláusula 4

Los mapas que se incluyen, Figuras 4.1 a), b) y c) están autorizadas para su circulación por Resolución N° 171 de 07 de mayo de 2009 de la Dirección de Fronteras y Límites del Estado.

La edición y circulación de los mapas, cartas geográficas u otros impresos y documentos que se refieren o relacionen con los límites y fronteras de Chile, no comprometen en modo alguno al Estado de Chile, de acuerdo al Artículo 2°, letra g) del DFL. N° 83 de 1979 del Ministerio de Relaciones Exteriores.

Diseño sísmico de edificios

1 Alcance

1.1 Esta norma establece requisitos exigibles para el diseño sísmico de edificios.

1.2 Esta norma también se refiere a las exigencias sísmicas que deben cumplir los equipos y otros elementos secundarios de edificios.

1.3 También se incluyen recomendaciones sobre la evaluación del daño sísmico y su reparación.

1.4 Esta norma no se aplica al diseño sísmico de otras obras civiles tales como puentes, presas, túneles, acueductos, muelles, canales. Tampoco se aplica a edificios industriales ni a instalaciones industriales. El diseño de estas obras se debe regir por la norma chilena correspondiente.

1.5 Esta norma es aplicable sólo a materiales o sistemas que tengan una norma técnica de diseño sísmico o que en su defecto se pueda demostrar mediante ensayos cíclicos no lineales, que tienen resistencia y ductilidad equivalente a los requerimientos de esta norma para materiales sísmicos convencionales.

2 Referencias

NCh427	<i>Construcción - Especificaciones para el cálculo, fabricación y construcción de estructuras de acero.</i>
NCh430	<i>Hormigón armado - Requisitos de diseño y cálculo.</i>
NCh431	<i>Construcción - Sobrecargas de nieve.</i>
NCh432	<i>Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones.</i>

NCh433

NCh1198	<i>Madera - Construcciones en madera - Cálculo.</i>
NCh1537	<i>Diseño estructural - Cargas permanentes y sobrecargas de uso.</i>
NCh1928	<i>Albañilería armada - Requisitos para el diseño y cálculo.</i>
NCh2123	<i>Albañilería confinada - Requisitos de diseño y cálculo.</i>
NCh3171	<i>Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas.</i>

3 Terminología y simbología

3.1 Terminología

3.1.1 albañilería armada: albañilería reforzada que satisface los requisitos especificados en NCh1928.

3.1.2 albañilería confinada: albañilería reforzada que satisface los requisitos especificados en NCh2123.

3.1.3 diafragma: elemento estructural al nivel de un piso, que distribuye fuerzas horizontales a los elementos verticales resistentes.

3.1.4 elemento secundario: elemento permanente que no forma parte de la estructura resistente pero que es afectado por sus movimientos y eventualmente interactúa con ella, tales como tabiques divisorios y elementos de fachadas no intencionalmente estructurales, ventanales, cielos falsos, antepechos, antetechos, estanterías, elementos decorativos, luminarias, equipos mecánicos y eléctricos, etc.

3.1.5 elemento secundario flexible: elemento secundario cuyo período fundamental propio T_p , es mayor que 0,06 s, incluyendo el efecto del sistema de conexión a la estructura resistente del edificio.

3.1.6 elemento secundario rígido: elemento secundario que no satisface la definición de 3.1.5.

3.1.7 equipo mecánico o eléctrico: cualquier equipo que se encuentre anclado a la estructura resistente del edificio o que interactúe en cualquier forma con ella; por ejemplo, estanques para gases y líquidos, sistemas de almacenamiento, cañerías, ductos, ascensores, montacargas y maquinaria fija de empleo habitual en edificios habitacionales o de uso público.

3.1.8 esfuerzo de corte basal: esfuerzo de corte producido por la acción sísmica en el nivel basal del edificio.

3.1.9 estructura resistente: la estructura resistente de un edificio comprende el conjunto de elementos que se han considerado en el cálculo como colaborantes para mantener la estabilidad de la obra frente a todas las sollicitaciones a que puede quedar expuesta durante su vida útil.

3.1.10 grado de daños sísmicos: es el que se determina en los elementos estructurales de un edificio después que éste ha sufrido los efectos de un evento sísmico.

3.1.11 nivel basal: plano horizontal en el cual se supone que se ha completado la transferencia de las fuerzas horizontales entre la estructura y el suelo de fundación. A partir de este nivel se mide la altura y el número de pisos del edificio. Para su determinación se debe tener en cuenta lo dispuesto en 7.2.

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;
C_d^*	=	factor de amplificación del desplazamiento elástico;
C_p	=	coeficiente sísmico para elementos secundarios;
C_R	=	coeficiente que interviene en la determinación de σ_s ;
D_f	=	profundidad del sello de fundación, en metros, medido desde la superficie natural del terreno;
D_w	=	profundidad de la napa de agua;
F_k	=	fuerza horizontal aplicada en el nivel k ;
F_N	=	fuerza horizontal aplicada en el nivel superior;
H	=	acción del suelo en las combinaciones de carga; altura total del edificio sobre el nivel basal
I	=	coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio;
K_d	=	factor de desempeño asociado al comportamiento sísmico de elementos secundarios;
K_p	=	factor de amplificación dinámica para el diseño de elementos secundarios;
LL	=	límite líquido;
M_{nx}	=	masa equivalente del modo n , para una acción de dirección X ;
$[M]$	=	matriz de masas de la estructura;
$MASW$	=	análisis multicanal de ondas superficiales, (multichannel analysis of surface waves);

NCh433

- N = número de pisos de un edificio;
- $N - SPT$ = Índice de Penetración Estándar del suelo;
- N_1 = Índice de Penetración Estándar normalizado por presión de confinamiento de 0,1 MPa. Aplicable sólo a suelos que clasifican como arenas;
- P = peso total del edificio sobre el nivel basal;
- P_k = peso asociado al nivel k ;
- P_N = peso asociado al nivel superior;
- P_p = peso total del elemento secundario, incluyendo la sobrecarga de uso y el contenido cuando corresponda;
- Q_o = esfuerzo de corte basal del edificio;
- Q_p = esfuerzo de corte en la base del elemento secundario;
- Q_{min} = esfuerzo de corte basal mínimo;
- R = factor de modificación de la respuesta estructural (análisis estático);
- R_o = factor de modificación de la respuesta estructural (análisis modal espectral);
- R_1 = factor que resulta de multiplicar el valor de R^* por el cociente Q_o/Q_{min} , siempre que Q_o/Q_{min} sea igual a o menor que 1,0. En caso que este cociente sea mayor que 1,0, se debe usar $R_1 = R^*$;
- R^* = factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis;
- $ReMi$ = refracción de ruido ambiental, (refraction microtremor);
- RQD = Rock Quality Designation, según norma ASTM D 6032;
- S = parámetro que depende del tipo de suelo;
- S_a = aceleración espectral de diseño;
- S_{de} = desplazamiento elástico espectral de diseño;
- S_u = resistencia al corte no-drenada del suelo;
- $SASW$ = análisis espectral de ondas superficiales, (spectral analysis of surface waves);

T_{ag}	= período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis, calculado con las secciones agrietadas, es decir, considerando la influencia del refuerzo y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón;
T_n	= período de vibración del modo n ;
T_o	= parámetro que depende del tipo de suelo;
T_p	= período propio del modo fundamental de vibración del elemento secundario;
T^*	= período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis;
T'	= parámetro que depende del tipo de suelo;
V_p	= velocidad de propagación de ondas de compresión;
V_s	= velocidad de propagación de ondas de corte;
V_{s30}	= velocidad de onda de corte equivalente de los 30 metros superiores del terreno;
$V_{s(D_f+15)}$	= velocidad de onda de corte equivalente de los metros superiores del terreno en una profundidad $D_f + 15$ (m);
X	= valor resultante de la superposición modal espectral;
X_i	= valor máximo del modo i con su signo;
Z_k	= altura del nivel k , sobre el nivel basal;
b_{kx}	= dimensión en la dirección X , de la planta del nivel k ;
f	= factor de reducción aplicable a la determinación del valor máximo del coeficiente sísmico C ;
g	= aceleración de gravedad;
h	= altura de entrepiso; espesor de estrato de suelo;
h_m	= altura de un muro de contención en contacto con el suelo;
n	= parámetro que depende del tipo de suelo; índice asociado al modo de vibración;
P	= parámetro que depende del tipo de suelo;
q	= cociente del esfuerzo de corte tomado por muros de hormigón armado dividido por el esfuerzo de corte total en el mismo nivel, para una misma dirección de análisis;

NCh433

- q_u = resistencia a la compresión simple del suelo;
- $\{r_x\}$ = vector que tiene el número 1.0 en cada posición correspondiente a los grados de libertad de desplazamiento en la dirección X , y ceros en todas las otras posiciones;
- $\{r_\theta\}$ = vector que tiene el número 1.0 en cada posición correspondiente a los grados de libertad de giro en planta de cada piso, y ceros en todas las otras posiciones;
- α = factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima;
- β = coeficiente que interviene en la determinación de K_p ;
- γ = peso unitario húmedo del suelo;
- γ_d = peso unitario seco del suelo;
- δ_u = desplazamiento lateral de diseño en el techo;
- ε_{qu} = deformación unitaria del suelo desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxima en el ensayo de compresión simple;
- $\{\phi_n\}$ = vector que representa la forma de vibrar asociada al modo n ;
- λ = coeficiente relativo al sistema de corte automático de redes de gas, vapor, agua a altas temperaturas, etc.;
- ρ_{ij} = coeficiente de acoplamiento entre los modos i y j ;
- σ_s = presión sísmica originada por el empuje de tierras;
- ξ = razón de amortiguamiento.

4 Disposiciones de aplicación general

4.1 Zonificación sísmica

Se distinguen tres zonas sísmicas en el territorio nacional, tal como se indica en Figuras 4.1 a), 4.1 b) y 4.1 c). Para la zonificación sísmica de las regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX y Metropolitana, debe prevalecer la zonificación basada en la división política por comunas que se indica en Tabla 4.1.

4.2 Efecto del suelo de fundación y de la topografía en las características del movimiento sísmico

4.2.1 Los parámetros que representan las características del suelo de fundación que influyen en el valor del esfuerzo de corte basal, se determinan de acuerdo a lo establecido en 4.2.2 y 4.2.3. Se supone que dichos terrenos son de topografía y estratificación horizontal, y las estructuras afectadas se encuentran lejos de singularidades geomorfológicas y topográficas.

4.2.2 Exploración geotécnica asociada a la clasificación sísmica de suelos

4.2.2.1 La clasificación sísmica de suelos depende principalmente de la velocidad de las ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno, V_{s30} , definida por:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{s-i}}} \quad (4-1)$$

Donde:

- V_{s-i} : velocidad de ondas de corte del estrato i , en m/s
- h_i : espesor del estrato i , en metros
- n : número de estratos en los 30 metros superiores del terreno.

4.2.2.2 En edificios con subterráneos se debe verificar que la profundidad de exploración se extienda al menos 15 metros por debajo del sello de fundación. En caso que la profundidad del sello de fundación, D_f , más 15 metros resulte mayor que 30 metros, los parámetros geotécnicos requeridos en la Tabla 4.2 deben calcularse a la profundidad $D_f + 15$. En este caso el parámetro V_{s30} debe reemplazarse por $V_{s(D_f+15)}$ en la expresión (4-1), en que n es igual al número de estratos en la profundidad $D_f + 15$ de los metros superiores del terreno.

4.2.2.3 La velocidad de propagación de las ondas de corte debe ser medida por ensayos down-hole, cross-hole o sonda de suspensión o a partir de mediciones de ondas superficiales (ondas de Rayleigh), por métodos como SASW, MASW o ReMi. En estos casos se deben informar las curvas de dispersión y los resultados del perfil de velocidades en profundidad para dos mediciones preferentemente ortogonales. Adicionalmente, cuando se utilice el método ReMi se debe incluir una medición con una fuente activa de conocida ubicación. El perfil de velocidades de ondas de corte que caracteriza el terreno corresponderá a aquel que resulte en el caso más desfavorable. No se permite estimar V_s a partir de ondas V_p .

4.2.2.4 Para conjuntos de viviendas en terrenos de más de 8.000 metros cuadrados o estructuras de 5 ó más pisos sobre la superficie del terreno natural o edificios categoría de III y IV, las propiedades que permiten clasificar el suelo de fundación deben ser evaluadas en los primeros 30 metros bajo la superficie natural del terreno o hasta la roca.

Sin embargo, en el caso particular de estructuras clasificadas de acuerdo a su uso como III o IV, que presenten una superficie de construcción total inferior a 500 metros cuadrados, que no tengan más de dos niveles o pisos, y que tampoco presenten una altura total mayor a 8 metros, no es obligatorio justificar V_{s30} con mediciones in-situ, ni tampoco es obligatorio justificar valores del Índice de Penetración o resistencia no-drenada en una profundidad de 30 metros. En estos casos, el estudio de Mecánica de Suelos realizado cumpliendo la norma NCh1508.Of 2008 debe descartar que se está en presencia de suelo licuable, susceptible de

NCh433

densificación por vibración, colapsable, orgánico o turba. Además, el terreno no debe estar afecto a amplificación topográfica. Además, en estos casos las estructuras deben ser diseñadas considerando la condición más desfavorable de tipo de suelo. Consecuentemente, el análisis sísmico se puede realizar mediante el método estático, utilizando el coeficiente sísmico máximo para el tipo de suelo más desfavorable, (Tipo E).

4.2.3 Clasificación sísmica del terreno de fundación

4.2.3.1 La clasificación sísmica del terreno de fundación se debe realizar de acuerdo a lo especificado en la Tabla 4.2. Se indican a continuación los requisitos para clasificar cada tipo de suelo.

a) Suelo Tipo A.

Para Suelo Tipo A se debe justificar V_{s30} , más RQD en roca y q_u en suelo cementado, con un mínimo de 5 mediciones. En aquellos casos donde se demuestre que todo el perfil de los 15 metros superiores presenta una velocidad de onda de corte superior a 900 m/seg, no será necesaria la justificación de RQD, ni q_u .

Cuando la estructura se apoya íntegramente en el basamento rocoso y este basamento cumple las características geotécnicas antes indicadas, independientemente de los materiales geotécnicos existentes sobre el sello de fundación, el sitio clasifica como Suelo Tipo A.

b) Suelo Tipo B.

Para Suelo Tipo B se debe justificar V_{s30} , más N_1 en caso de arenas, y q_u en el caso de suelos finos. En el caso de suelos granulares gruesos, donde no resulta posible el uso del índice de penetración, se deberá proporcionar una detallada descripción estratigráfica del terreno hasta una profundidad de 30 metros, medidos a partir de la superficie natural, indicando el tamaño máximo nominal de partícula cada 5 metros de profundidad.

En el caso que sólo se disponga del perfil de V_s en profundidad y que dicho perfil indique claramente que V_s aumenta monótonicamente con la profundidad y además, se cumple que $V_{s30} > 500$ m/s, se puede clasificar automáticamente como Suelo Tipo C, sin necesidad de otras mediciones.

Una excepción son las gravas fluviales de espesor mayor o igual a 30 metros (medidos a partir de la superficie natural), las cuales clasifican como Suelo Tipo B sin necesidad de medir V_s , ni presentar la descripción estratigráfica detallada. El sustento para establecer la presencia de gravas fluviales de espesor mayor o igual a 30 metros, puede ser de tipo geológico, o información confiable y demostrable de sectores del entorno inmediato.

c) Suelo Tipo C.

Para Suelo Tipo C se debe justificar V_{s30} , más N_1 en caso de arenas, y q_u en el caso de suelos finos.

En el caso de suelos granulares gruesos, donde no resulta posible el uso del índice de penetración, se deberá proporcionar una descripción estratigráfica del terreno hasta una

profundidad de 30 metros, medidos desde la superficie natural, indicando el tamaño máximo nominal de partícula cada 5 metros de profundidad.

En el caso que sólo se disponga del perfil de V_s en profundidad y que dicho perfil indique claramente que V_s aumenta monotónicamente con la profundidad y además, se cumple que $V_{s30} > 350$ m/s, se puede clasificar automáticamente como Suelo Tipo D, sin necesidad de mayores mediciones.

d) **Suelo Tipo D.**

Para Suelo Tipo D se debe justificar V_{s30} , más N_1 en caso de arenas, y S_u en el caso de suelos finos.

En depósitos de suelos arenosos donde se disponga de mediciones del índice de penetración, al menos cada un metro de profundidad en los 30 metros superiores y se cumpla que $N_1 \geq 30$ golpes/pie, se puede clasificar automáticamente el terreno como Suelo Tipo D, sin necesidad de otras mediciones. Dentro de los 30 metros de medición del N-SPT se aceptan en total no más de 5 metros con N_1 en el rango de 20 - 29 golpes/pie.

En el caso que sólo se disponga del perfil de V_s en profundidad y que dicho perfil indique claramente que V_s aumenta monotónicamente con la profundidad y además, se cumple que $V_{s30} > 180$ m/s, se puede clasificar automáticamente como Suelo Tipo E, sin necesidad de otras mediciones.

e) **Suelo Tipo E.**

Para suelo tipo E se debe justificar V_{s30} , más N_1 en caso de arenas y S_u en el caso de suelos finos.

f) **Suelo Tipo F.**

Se consideran Suelos Especiales (Tipo F) aquellos que presentan singularidades en su comportamiento mecánico y, por lo tanto, no permiten ser categorizados sísmicamente sólo por V_{s30} . Ellos requieren estudios especiales de amplificación de acuerdo a sus particulares características. Estos suelos son los siguientes:

- Suelos potencialmente licuables, entendiéndose por ellos las arenas, arenas limosas o limos, saturados, con Índice de Penetración Estándar N_1 menor que 20 golpes/pie (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa).
- Suelos susceptibles de densificación por vibración.
- Suelos colapsables.
- Suelos orgánicos.
- Suelos finos saturados con $LL > 80$ y espesor > 20 metros.
- Suelos finos saturados de sensibilidad mayor a 10.

También clasifican como Suelo Tipo F terrenos con topografía irregular, donde pueden existir fenómenos de amplificación local, los cuales no están cubiertos por la clasificación de la Tabla 4.2.

NCh433

4.2.3.2 Cuando la información sobre el suelo de fundación permita clasificarlo dentro de dos o más tipos de suelo, se debe optar por la Clasificación Sísmica que resulte en el caso más desfavorable.

4.3 Clasificación de ocupación de edificios y otras estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla

4.3.1 Para los efectos de la aplicación de esta norma los edificios y otras estructuras se clasifican según lo establecido en la Tabla 4.3.

4.4 Instrumentos sísmicos

Al proyectar una obra, la Autoridad Competente puede exigir que en el proyecto se contemple la inclusión de por lo menos dos recintos adecuados para la instalación de acelerógrafos de movimiento fuerte.

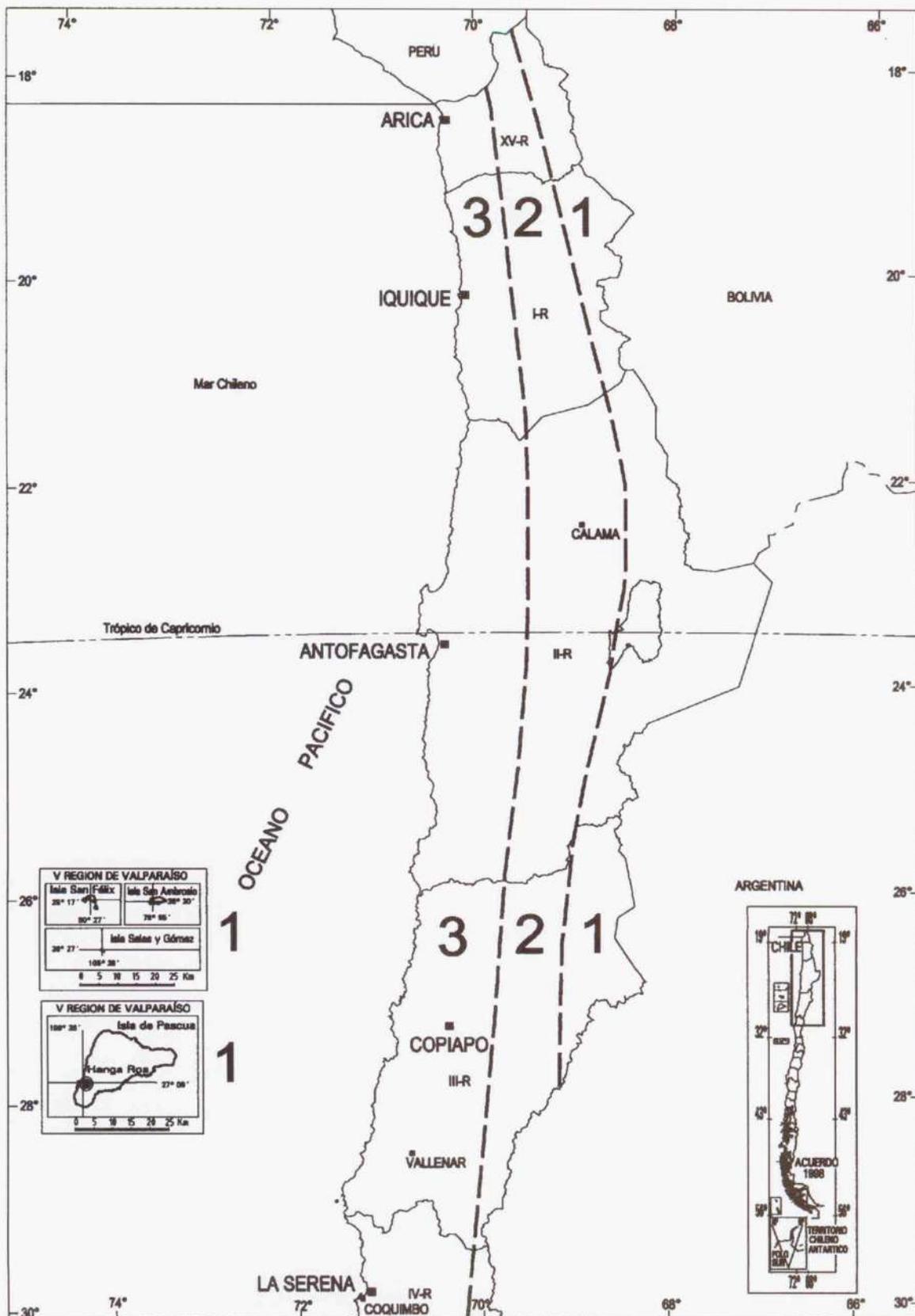


Figura 4.1 a) - Zonificación sísmica de las Regiones I, II, III y XV

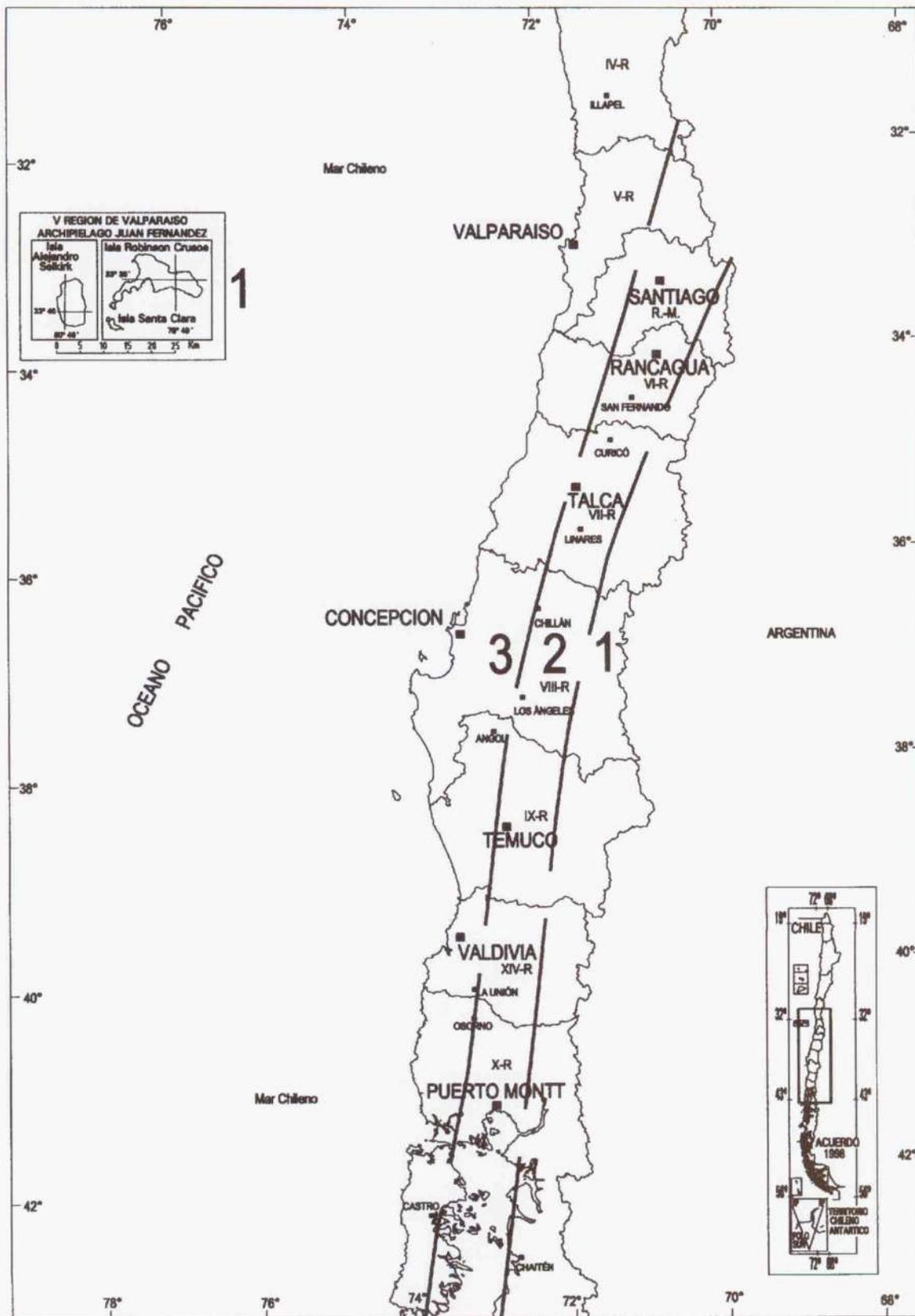


Figura 4.1 b) - Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X, XIV y Región Metropolitana

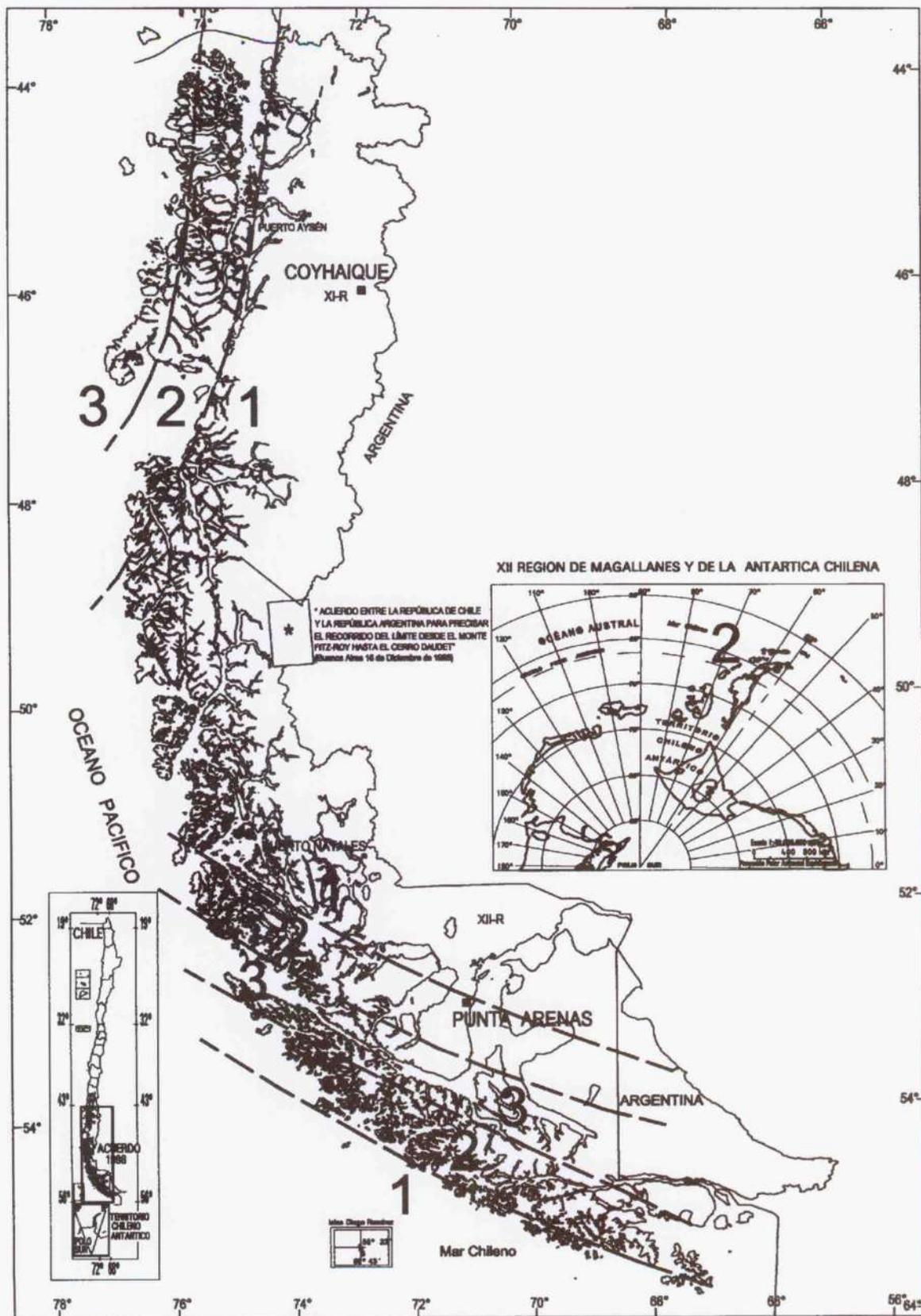


Figura 4.1 c) - Zonificación sísmica de las Regiones XI y XII

Tabla 4.1 - 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 Canela 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 4.1 - 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 Tiltil	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 Padre Hurtado Paine Pedro Aguirre Cerda Peñaflores 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 4.1 - 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 Marchihue 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 Pencahue San Javier Talca Vichuquén	Colbún Curicó Linares Longaví Molina Parral Pelarco Rauco Retiro Río Claro Romeral Sagrada Familia San Clemente San Rafael Teno Villa Alegre Yerbas Buenas	

(continúa)

Tabla 4.1 - Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena (conclusión)

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

Tabla 4.2 – Clasificación sísmica del terreno de fundación

Suelo Tipo		V_{s30} (m/s)	RQD	q_u (MPa)	(N_1) (golpes/pie)	S_u (MPa)
A	Roca, suelo cementado	≥ 900	$\geq 50\%$	≥ 10 ($\varepsilon_{qu} \leq 2\%$)		
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	≥ 500		$\geq 0,40$ ($\varepsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 50	
C	Suelo denso o firme	≥ 350		$\geq 0,30$ ($\varepsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 40	
D	Suelo medianamente denso, o firme	≥ 180			≥ 30	$\geq 0,05$
E	Suelo de compacidad, o consistencia mediana	< 180			≥ 20	$< 0,05$
F	Suelos Especiales	*	*	*	*	*

N_1 : Índice de penetración estándar normalizado por presión de confinamiento de 0,1 MPa. Aplicable sólo a suelos que clasifican como arenas

RQD: Rock Quality Designation, según norma ASTM D 6032

q_u : Resistencia a la compresión simple del suelo

ε_{qu} : Deformación unitaria del suelo desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxima en el ensayo de compresión simple

S_u : Resistencia al corte no-drenada del suelo

Tabla 4.3 - Categoría de Ocupación de edificios y otras estructuras

Naturaleza de la ocupación	Categoría de Ocupación
<p>Edificios y otras estructuras aisladas o provisionales no destinadas a habitación, no clasificables en las Categorías de Ocupación II, III y IV que representan un bajo riesgo para la vida humana en el caso de falla, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Instalaciones agrícolas. - Ciertas instalaciones provisorias. - Instalaciones menores de almacenaje. 	I
<p>Todos los edificios y otras estructuras destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a las Categorías de Ocupación I, III y IV, y edificios u otras estructuras cuya falla puede poner en peligro otras construcciones de las Categorías de Ocupación I, III y IV.</p>	II
<p>Edificios y otras estructuras cuyo contenido es de gran valor, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - bibliotecas; - museos. <p>Edificios y otras estructuras donde existe frecuentemente aglomeración de personas, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - salas destinadas a asambleas para 100 o más personas; - estadios y graderías al aire libre para 2 000 o más personas; - escuelas, parvularios y recintos universitarios; - cárceles y lugares de detención; - locales comerciales con una superficie mayor o igual que 500 m² por piso, o de altura mayor que 12 m; - centros comerciales con pasillos cubiertos, con un área total mayor que 3 000 m² sin considerar la superficie de estacionamientos. <p>Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de Ocupación IV (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen cantidades suficientes de sustancias peligrosas para el público en caso que se liberen.</p> <p>Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación II si se demuestra satisfactoriamente ante la Autoridad Competente mediante una estimación del riesgo, según NCh3171, que la liberación de la sustancia peligrosa no presenta una amenaza para el público.</p>	III

(continúa)

Tabla 4.3 - Categoría de Ocupación de edificios y otras estructuras (conclusión)

Naturaleza de la ocupación	Categoría de Ocupación
<p>Edificios y otras estructuras clasificadas como edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - cuarteles de policía; - centrales eléctricas y telefónicas; - correos y telégrafos; - radioemisoras; - canales de televisión; - plantas de agua potable y de bombeo. <p>Edificios y otras estructuras clasificadas como instalaciones esenciales cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - hospitales; - postas de primeros auxilios; - cuarteles de bomberos; - garajes para vehículos de emergencia; - estaciones terminales; - refugios de emergencia; - estructuras auxiliares (incluyendo, pero no exclusivamente a, torres de comunicación, estanques de almacenamiento de combustible, estructuras de subestaciones eléctricas, estructuras de soporte de estanques de agua para incendios o para consumo doméstico o para otro material o equipo contra incendios) requeridas para la operación de estructuras con Categoría IV durante una emergencia. - torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo, y hangares para aviones de emergencia. - edificios y otras estructuras que tengan funciones críticas para la defensa nacional. <p>Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias peligrosas en cantidades superiores a las establecidas por la Autoridad Competente.</p> <p>Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación II si se puede demostrar satisfactoriamente a la Autoridad Competente mediante una estimación de riesgo, como se describe en NCh3171, que una fuga de estas sustancias no representa una amenaza para el público. No se permite esta clasificación reducida si los edificios u otras estructuras también funcionan como instalaciones esenciales o utilidad pública.</p>	IV

5 Disposiciones generales sobre diseño y métodos de análisis

5.1 Principios e hipótesis básicos

5.1.1 Esta norma, aplicada en conjunto con las normas de diseño específicas para cada material enumeradas en 5.3, está orientada a lograr estructuras que:

- a) resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada;
- b) limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad;
- c) aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

Aun cuando los puntos anteriores mencionan tres niveles de intensidad de movimiento sísmico, esta norma no los define en forma explícita. Por otra parte, el estado del arte en la disciplina no permite establecer objetivos de desempeño más específicos que los antes genéricamente señalados.

5.1.2 El análisis para determinar los esfuerzos internos debidos a la acción sísmica se debe basar en el comportamiento lineal y elástico de la estructura; sin embargo, el dimensionamiento de los elementos estructurales se debe hacer por el método especificado en la norma de diseño relativa a cada material, que puede ser por tensiones admisibles o por el método de los factores de carga y resistencia. El análisis de los efectos de otras cargas que se pueden combinar con los efectos de la acción sísmica, también se debe basar en la teoría lineal-elástica del comportamiento estructural.

5.2 Combinación de las solicitaciones sísmicas con otras solicitaciones

5.2.1 La combinación de las solicitaciones sísmicas con las cargas permanentes y sobrecargas de uso se deben hacer usando las reglas de superposición indicadas en NCh3171.

5.2.2 La acción sísmica se considera como una carga eventual y no es necesario combinarla con otras cargas eventuales.

5.2.3 Aun cuando el diseño quede controlado por las solicitaciones de viento, especificadas en NCh432, se deben respetar las disposiciones de detallamiento y las limitaciones de diseño sísmico que establece la norma relativa a cada material.

5.3 Coordinación con otras normas de análisis y diseño

Las disposiciones de esta norma se deben aplicar en conjunto con lo dispuesto en otras normas de análisis y en las normas específicas de diseño para cada material que se indican a continuación. En caso de contradicción, deben prevalecer las disposiciones de esta norma.

5.3.1 Análisis de las solicitaciones de peso propio y sobrecargas, según las disposiciones de NCh1537.

5.3.2 Análisis de las solicitaciones de nieve, según las disposiciones de NCh431.

NCh433

5.3.3 Estructuras de acero, según las disposiciones de NCh427¹⁾.

5.3.4 Estructuras de hormigón armado, según las disposiciones de NCh430.

5.3.5 Estructuras de albañilería armada de ladrillos cerámicos o bloques de hormigón, según las disposiciones de NCh1928.

5.3.6 Estructuras de albañilería de ladrillos cerámicos o bloques de hormigón confinada con cadenas y pilares de hormigón armado, según las disposiciones de NCh2123.

5.3.7 Estructuras de albañilería de piedra con pilares y cadenas de hormigón armado, según las disposiciones de la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones.

5.3.8 Estructuras de madera según las disposiciones de NCh1198.

5.4 Sistemas estructurales

5.4.1 La transmisión de las fuerzas desde su punto de aplicación a los elementos resistentes y al suelo de fundación, se debe hacer en la forma más directa posible a través de elementos dotados de la resistencia y la rigidez adecuadas.

5.4.2 Para los efectos de esta norma se distinguen los siguientes tipos de sistemas estructurales:

5.4.2.1 Sistemas de muros y otros sistemas arriostrados

Las acciones gravitacionales y sísmicas son resistidas por muros, o bien, por pórticos arriostrados que resisten las acciones sísmicas mediante elementos que trabajan principalmente por esfuerzo axial.

5.4.2.2 Sistemas de pórticos

Las acciones gravitacionales, y las sísmicas en ambas direcciones de análisis, son resistidas por pórticos.

5.4.2.3 Sistemas mixtos

Las cargas gravitacionales y sísmicas son resistidas por una combinación de los sistemas anteriores.

5.5 Modelos estructurales

5.5.1 Para el cálculo de las masas se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no puede ser inferior a 25% en construcciones destinadas a la habitación privada o al uso público donde no es usual la aglomeración de personas o cosas, ni a un 50% en construcciones en que es usual esa aglomeración.

1) Ver Anexo B, Disposiciones transitorias.

5.5.2 Diafragmas de piso

5.5.2.1 Se debe verificar que los diafragmas tienen la rigidez y la resistencia membranales suficientes para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos o subestructuras verticales resistentes. Si existen dudas sobre la rigidez del diafragma, se debe tomar en cuenta su flexibilidad agregando los grados de libertad que sea necesario o introduciendo separaciones estructurales. Del mismo modo, se puede incorporar la rigidez a flexión y corte de los diafragmas si se considera que a través de ellos se produce un acoplamiento que altera los parámetros vibratorios de la estructura y la distribución y magnitud de los esfuerzos sísmicos en los planos o subestructuras verticales resistentes, como es el caso, entre otros, de vanos cortos de puertas o ventanas y de pasillos de circulación.

5.5.2.2 Los edificios de planta irregular (en H, en L, en T, en U, etc.) sólo se pueden proyectar como una sola estructura, cuando los diafragmas se calculen y construyan de modo que la obra se comporte durante los sismos como un solo conjunto, y teniendo en cuenta lo especificado en 5.5.2.1. En caso contrario, cada cuerpo se debe proyectar como una estructura separada, respetando lo dispuesto en 5.10.

5.5.2.3 Si el edificio de planta irregular se proyecta como una sola estructura, se debe poner especial cuidado en el diseño de las conexiones entre las distintas partes que forman la planta.

5.5.2.4 En los niveles donde haya discontinuidad de rigideces en los planos resistentes u otras subestructuras verticales, se debe verificar que el diafragma sea capaz de redistribuir las fuerzas.

5.5.3 Compatibilidad de deformaciones horizontales

5.5.3.1 En los edificios con diafragmas horizontales, los métodos de análisis deben satisfacer las condiciones de compatibilidad de los desplazamientos horizontales de las subestructuras verticales y de los diafragmas horizontales. Estas condiciones se deben cumplir en todos los niveles en que existan diafragmas.

5.5.3.2 En los pisos sin diafragma rígido los elementos resistentes se deben calcular con las fuerzas horizontales que inciden directamente sobre ellos.

5.5.4 La definición del modelo de la estructura se debe hacer de acuerdo a lo indicado en 7.2.3, 7.2.4 y 7.2.5.

5.6 Limitaciones para el uso de los métodos de análisis

En cláusula 6 se establecen dos métodos de análisis:

- a) un método de análisis estático;
- b) un método de análisis modal espectral.

El método de análisis estático puede ser usado si se satisfacen las limitaciones indicadas en 6.2.1. Las limitaciones para el uso del método de análisis modal espectral se especifican en 6.3.1.

5.7 Factor de modificación de la respuesta

5.7.1 El factor de modificación de la respuesta $R_o(o R)$ se establece en Tabla 5.1. Este factor refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados.

5.7.2 En edificios que presenten pisos con diferentes sistemas o materiales estructurales, las solicitaciones sísmicas se deben determinar con el valor de $R_o(o R)$ que corresponda al del subsistema con menor $R_o(o R)$, excepto para los casos que se indican explícitamente en Tabla 5.1.

5.7.3 Si la estructura resistente del edificio contempla sistemas con diferente valor de $R_o(o R)$ según distintas direcciones horizontales, el análisis sísmico se debe efectuar con el menor valor de $R_o(o R)$.

5.8 Acciones sísmicas sobre la estructura

5.8.1 La estructura debe ser analizada, como mínimo, para acciones sísmicas independientes según cada una de dos direcciones horizontales perpendiculares o aproximadamente perpendiculares.

5.8.2 Las marquesinas, balcones, aleros y otros elementos vulnerables a la acción vertical del sismo, se deben diseñar para una fuerza vertical igual a las cargas permanentes más la totalidad de la sobrecarga de uso aumentadas ambas en un 30%.

5.9 Deformaciones sísmicas

5.9.1 Los desplazamientos horizontales y rotaciones de los diafragmas de piso se deben calcular para las acciones sísmicas de diseño estipuladas en cláusula 6, incluyendo el efecto de la torsión accidental.

5.9.2 El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.

5.9.3 El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0,001 h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso.

5.9.4 En pisos sin diafragma rígido, el valor máximo del desplazamiento transversal de entrepiso de las cadenas, producido por solicitaciones que actúan perpendicularmente al plano del muro sobre el que se ubica la cadena, debe ser igual o menor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.

5.9.5 Para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo, δ_U , se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamientos S_{de} , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al

período del modo con mayor masa traslacional en la dirección del análisis, multiplicada por un factor igual a 1,3:

$$\delta_u = 1,3S_{de}(T_{ag}) \quad (5-1)$$

en que T_{ag} es el período del modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando en su cálculo la influencia de la armadura de refuerzo y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón en la rigidez elástica inicial. Si el período ha sido calculado con las secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia de la armadura de refuerzo y la pérdida de la rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el período del modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis de la estructura se puede aproximar a 1,5 veces al calculado sin considerar estos efectos.

El espectro elástico de desplazamientos $S_{de}(T_n)$ se calcula según 6.3.5.5.

5.10 Separaciones entre edificios o cuerpos de edificios

En edificios o en cuerpos de un mismo edificio que no se diseñen y construyan como unidos o interconectados se deben adoptar las siguientes disposiciones para permitir su movimiento relativo debido a fuerzas laterales.

5.10.1 La distancia de un edificio al plano medianero en cualquier nivel no debe ser inferior a $2R_f/3$ veces el desplazamiento a ese nivel calculado con los métodos de análisis establecidos en 6.2 y 6.3, ni a un dos por mil de la altura del mismo nivel ni a 1,5 cm. Se exceptúan los edificios colindantes con un predio de uso público no destinado a ser edificado.

5.10.2 Las distancias entre los cuerpos de un mismo edificio o entre el edificio en estudio y uno existente, medidas en cada nivel, no deben ser inferiores al doble de las establecidas en 5.10.1.

5.10.3 Se admite que se cumple con las condiciones de 5.10.1 y 5.10.2 cuando las separaciones al nivel de cada piso las satisfagan.

5.10.4 Las separaciones entre edificios o entre cuerpos de un mismo edificio no son aplicables a las fundaciones, a menos que el proyecto estructural así lo establezca. Los espacios de separación deben quedar libres de escombros y deben permitir movimientos relativos en cualquier dirección. Los elementos de protección de las separaciones deben asegurar la disposición anterior, sin transmitir entre los edificios o partes de edificios adyacentes fuerzas cuya magnitud sea de significación.

5.11 Planos y memoria de cálculo

5.11.1 Los planos de estructuras deben especificar:

- la calidad de los materiales considerados en el proyecto;
- la zona sísmica donde se construirá la obra;
- el tipo de suelo de fundación, de acuerdo a la clasificación de Tabla 4.2 de esta norma.

5.11.2 La memoria de cálculo debe contener los antecedentes siguientes, en adición a lo estipulado para el pliego de cálculo en la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones.

NCh433

- una descripción del sistema sismorresistente;
- una descripción del método de análisis sísmico, con una identificación de los parámetros utilizados para determinar la sollicitación sísmica;
- los resultados principales del análisis (períodos fundamentales, esfuerzos de corte basal en cada dirección de análisis, deformaciones máximas absolutas y de entrepiso);
- la forma en que se han considerado los tabiques divisorios en el análisis y en el diseño, para los efectos de la aplicación de 8.4.

Tabla 5.1 - Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta¹⁾

Sistema estructural	Material estructural	R	R_o
Pórticos	Acero estructural		
	a) Marcos corrientes (OMF)	4	5
	b) Marcos intermedios (IMF)	5	6
	c) Marcos especiales (SMF)	7	11
	d) Marco de vigas enrejadas (STMF)	6	10
	Hormigón armado	7	11
Muros y sistemas arriostrados	Acero estructural		
	a) Marcos concéntricos corrientes (OCBF)	3	5
	b) Marcos concéntricos especiales (SCBF)	5.5	8
	c) Marcos excéntricos (EBF)	6	10
	Hormigón armado	7	11
	Hormigón armado y albañilería confinada		
	- Si se cumple el criterio A ²⁾	6	9
	- Si no se cumple el criterio A ²⁾	4	4
	Madera	5,5	7
	Albañilería confinada	4	4
Albañilería armada			
- De bloques de hormigón o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos, y albañilería de muros doble chapa	4	4	
- De ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos	3	3	
Cualquier tipo de estructuración o material que no pueda ser clasificado en alguna de las categorías anteriores ³⁾		2	-
<p>1) Los valores indicados en esta tabla para acero estructural y hormigón armado suponen el cumplimiento de lo establecido en 5.3.3 (Anexo B) y 5.3.4 respectivamente.</p> <p>2) Criterio A: los muros de hormigón armado deben tomar en cada piso, el 50% del esfuerzo de corte del piso, como mínimo.</p> <p>3) No procede el uso del análisis modal espectral para este tipo de estructuración o material. Por lo tanto, no se establece un valor para R_o.</p>			

6 Métodos de análisis

6.1 Generalidades

6.1.1 Cualquiera sea el método de análisis usado, se debe considerar un modelo de la estructura con un mínimo de tres grados de libertad por piso: dos desplazamientos horizontales y la rotación del piso en torno a la vertical. En la elección del número de grados de libertad incluidos en el análisis se debe tener en cuenta lo dispuesto en 5.5.2.1. En el caso de planos o subestructuras verticales resistentes concurrentes a aristas comunes, debe considerarse el monolitismo estructural mediante la inclusión de grados de libertad que compatibilicen los desplazamientos verticales de las aristas correspondientes.

6.1.2 Se pueden despreciar los efectos de la torsión accidental en el diseño de los elementos estructurales si, al realizar el análisis indicado en 6.3.4 a), se obtienen variaciones de los desplazamientos horizontales en todos los puntos de las plantas del edificio iguales o inferiores al 20%, respecto del resultado obtenido del modelo con los centros de masas en su ubicación natural.

6.2 Análisis estático

6.2.1 El método de análisis estático sólo se puede usar en el análisis sísmico de las siguientes estructuras resistentes:

- a) todas las estructuras de las categorías I y II ubicadas en la zona sísmica 1 de la zonificación indicada en 4.1;
- b) todas las estructuras de no más de 5 pisos y de altura no mayor que 20 m;
- c) las estructuras de 6 a 15 pisos cuando se satisfagan las siguientes condiciones para cada dirección de análisis:
 - i) los cuocientes entre la altura total h del edificio, y los períodos de los modos con mayor masa traslacional equivalente en las direcciones "x" e "y", T_x y T_y , respectivamente, deben ser iguales o superiores a 40 m/s;
 - ii) el sistema de fuerzas sísmicas horizontales del método estático debe ser tal que los esfuerzos de corte y momentos volcantes en cada nivel no difieran en más de 10% respecto del resultado obtenido mediante un análisis modal espectral con igual esfuerzo de corte basal.

Si se cumplen las condiciones (i) e (ii) anteriores y el esfuerzo de corte basal que se obtenga de la aplicación de las fuerzas sísmicas estáticas horizontales resultase menor que el determinado según 6.2.3, dichas fuerzas se deben multiplicar por un factor de manera que el esfuerzo de corte basal alcance el valor señalado, como mínimo.

6.2.2 En el método de análisis, la acción sísmica se asimila a un sistema de fuerzas cuyos efectos sobre la estructura se calculan siguiendo los procedimientos de la estática. Este sistema de fuerzas horizontales aplicadas en el centro de masas de cada una de las partes se define en 6.2.3 al 6.2.7.

6.2.3 El esfuerzo de corte basal está dado por:

$$Q_o = CIP \quad (6-1)$$

en que:

C = coeficiente sísmico que se define en 6.2.3.1 y 6.2.7.

I = coeficiente relativo al edificio, cuyos valores se especifican en Tabla 6.1 de acuerdo con la clasificación indicada en 4.3;

P = peso total del edificio sobre el nivel basal, calculado en la forma indicada en 6.2.3.3.

6.2.3.1 El coeficiente sísmico C , se obtiene de la expresión:

$$C = \frac{2,75 SA_o}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (6-2)$$

en que:

n, T', S = son parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que se determinan de Tabla 6.3 según la clasificación de Tabla 4.2;

A_o = tiene el significado indicado en 6.2.3.2;

R = factor de reducción que se establece en 5.7;

T^* = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

6.2.3.1.1 En ningún caso el valor de C será menor que $A_o S / 6 g$.

6.2.3.1.2 El valor de C no necesita ser mayor que el indicado en Tabla 6.4.

6.2.3.1.3 En el caso de edificios estructurados para resistir las solicitaciones sísmicas mediante muros de hormigón armado, o una combinación formada por muros y pórticos de hormigón armado y paños de albañilería confinada, el valor máximo del coeficiente sísmico obtenido de Tabla 6.4 se puede reducir multiplicándolo por el factor f determinado por la expresión:

$$f = 1,25 - 0,5 q \quad (0,5 \leq q \leq 1,0) \quad (6-3)$$

donde q es el menor de los valores obtenidos por el cálculo del cociente del esfuerzo de corte tomado por los muros de hormigón armado dividido por el esfuerzo de corte total en cada uno de los niveles de la mitad inferior del edificio, en una y otra de las direcciones de análisis.

6.2.3.2 La aceleración efectiva máxima A_o se determina de Tabla 6.2 de acuerdo con la zonificación sísmica del país indicada en 4.1.

6.2.3.3 El peso total P del edificio sobre el nivel basal se debe calcular según lo dispuesto en 5.5.1. Para efectos de este cálculo, se puede considerar un valor nulo para la sobrecarga de cálculo de techos.

6.2.4 El valor del período de vibración T^* en cada una de las direcciones de acción sísmica consideradas en el análisis, se debe calcular mediante un procedimiento fundamentado.

6.2.5 Para estructuras de no más de 5 pisos las fuerzas sísmicas horizontales se pueden calcular por la expresión:

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_{j=1}^N A_j P_j} Q_o \quad (6-4)$$

en que:

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \quad (6-5)$$

Para estructuras de más de 5 pisos pero de menos de 16 pisos, se puede usar el sistema de fuerzas definido por las expresiones (6-4) y (6-5) o cualquier otro sistema de fuerzas horizontales, siempre que se satisfagan las condiciones (i) e (ii) especificadas en 6.2.1 (c).

Las fuerzas se deben aplicar independientemente en cada una de las dos direcciones de análisis contempladas en 5.8, todas en el mismo sentido.

6.2.6 Los edificios de dos o más pisos sin diafragma rígido en el nivel superior se pueden analizar suponiendo la existencia de un diafragma rígido en dicho nivel. Sin embargo, para el diseño del piso sin diafragma, cada elemento resistente al sismo se debe calcular aplicando una aceleración horizontal igual a $1,20 F_N g / P_N$ a la masa que tributa sobre él.

En particular, se debe verificar que la magnitud de los desplazamientos horizontales perpendiculares al plano resistente, obtenidos del análisis anterior, satisfaga lo dispuesto en 5.9.4.

6.2.7 Para determinar el esfuerzo de corte basal de los edificios de un piso que tienen diafragma rígido en el nivel superior, se puede usar un coeficiente sísmico igual al 80% del determinado según 6.2.3.1.

6.2.8 Análisis por torsión accidental

Los resultados del análisis hecho para las fuerzas estáticas aplicadas en cada una de las direcciones de acción sísmica, se deben combinar con los del análisis por torsión accidental.

Para este efecto, se deben aplicar momentos de torsión en cada nivel, calculados como el producto de las fuerzas estáticas que actúan en ese nivel por una excentricidad accidental dada por:

$$\pm 0,10 b_{ky} Z_k / H \quad \text{para el sismo según } X ;$$

$$\pm 0,10 b_{kx} Z_k / H \quad \text{para el sismo según } Y .$$

Se debe tomar igual signo para las excentricidades en cada nivel, de modo que en general, es necesario considerar dos casos para cada dirección de análisis.

6.3 Análisis modal espectral

6.3.1 Este método se puede aplicar a las estructuras que presenten modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales del orden de 5% del amortiguamiento crítico.

6.3.2 Una vez determinados los períodos naturales y modos de vibrar, las masas equivalentes para cada modo n están dadas por las siguientes expresiones:

$$M_{nx} = \frac{L_{nx}^2}{M_n} \quad M_{ny} = \frac{L_{ny}^2}{M_n} \quad M_{n\theta} = \frac{L_{n\theta}^2}{M_n} \quad (6-6)$$

en que:

$$\begin{aligned} L_{nx} &= \{\phi_n\}^T [M] \{r_x\} \\ L_{ny} &= \{\phi_n\}^T [M] \{r_y\} \\ L_{n\theta} &= \{\phi_n\}^T [M] \{r_\theta\} \\ M_n &= \{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\} \end{aligned} \quad (6-7)$$

6.3.3 Se debe incluir en el análisis todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las dos acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90% de la masa total.

6.3.4 Análisis por torsión accidental

El efecto de la torsión accidental se debe considerar en cualquiera de las dos formas alternativas siguientes:

- desplazando transversalmente la ubicación de los centros de masas del modelo en $\pm 0,05 b_{ky}$ para el sismo de dirección X , y en $\pm 0,05 b_{kx}$ para el sismo de dirección Y . Se debe tomar igual signo para los desplazamientos en cada nivel k , de modo que en general, es necesario considerar dos modelos en cada dirección de análisis, además del modelo con los centros de masas en su ubicación natural;
- aplicando momentos de torsión estáticos en cada nivel, calculados como el producto de la variación del esfuerzo de corte combinado en ese nivel, por una excentricidad accidental dada por:

$$\pm 0,1 b_{ky} Z_k / H \quad \text{para el sismo según } X;$$

$$\pm 0,1 b_{kx} Z_k / H \quad \text{para el sismo según } Y.$$

Se debe tomar igual signo para las excentricidades en cada nivel, de modo que en general, es necesario considerar dos casos para cada dirección de análisis. Los resultados de estos análisis se deben sumar a los de los análisis modales espectrales que resultan de considerar el sismo actuando según la dirección X o Y de la planta, del modelo con los centros de masas en su ubicación natural.

6.3.5 Espectro de diseño

6.3.5.1 El espectro de diseño de pseudo-aceleraciones que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por:

$$S_a = \frac{S A_o \alpha}{(R^* / I)} \quad (6-8)$$

en que los valores del I y A_o se determinan en la forma estipulada en 6.2.3.

6.3.5.2 El factor de amplificación α se determina para cada modo de vibrar n , de acuerdo con la expresión:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^3} \quad (6-9)$$

en que:

$$T_n = \text{período de vibración del modo } n;$$

$$T_o, p = \text{parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que se determinan de Tabla 6.3 según la clasificación de Tabla 4.2.}$$

6.3.5.3 El factor de reducción R^* se determina de:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (6-10)$$

en que:

T^* = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis;

R_o = valor para la estructura que se establece de acuerdo con las disposiciones de 5.7.

6.3.5.4 Para los edificios estructurados con muros, el factor de reducción R^* se puede determinar usando la siguiente expresión alternativa:

$$R^* = 1 + \frac{NR_o}{4T_o R_o + N} \quad (6-11)$$

en que:

N = número de pisos del edificio.

6.3.5.5 El espectro elástico de desplazamientos requerido para el cálculo del desplazamiento lateral de diseño en el techo de estructuras de hormigón armado, que se establece en 5.9.5, se determina de:

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_o C_d^* \quad (6-12)$$

en que S_{de} es el espectro elástico de desplazamientos (cm), A_o está expresada en cm/seg^2 y los valores de C_d^* son los indicados en la Tabla 6.5.

Para los suelos clasificados como Tipo E se requiere un estudio especial en el cual se establezca el espectro de desplazamiento elástico.

6.3.6 Superposición modal

6.3.6.1 Los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de cada elemento estructural se deben calcular para cada una de las direcciones de acción sísmica, superponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar. Se deben considerar las limitaciones al esfuerzo de corte basal indicadas en 6.3.7.

6.3.6.2 La superposición de los valores máximos modales se debe hacer mediante la expresión:

$$X = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} X_i X_j} \quad (6-13)$$

en que las sumas \sum_i y \sum_j son sobre todos los modos considerados; los coeficientes de acoplamiento modal ρ_{ij} se deben determinar por uno de los métodos alternativos siguientes:

a) El método CQC.

$$\rho_{ij} = \frac{8 \xi^2 r^{3/2}}{(1+r)(1-r)^2 + 4 \xi^2 r (1+r)} \quad (6-14)$$

en que:

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

ξ = razón de amortiguamiento, uniforme para todos los modos de vibrar, que se debe tomar igual a 0,05.

b) El método CQC con ruido blanco filtrado por un suelo de característica T_o .

$$\rho_{ij} = \rho^* \quad \text{si } T_i / T_o \geq 1,35$$

$$\rho_{ij} = 1 - 0,22(1 - \rho^*) [\log(T_i / T_o) + 2]^2 \quad \text{si } T_i / T_o < 1,35$$

(6-15)

en que ρ^* está dado por:

$$\rho^* = 0 \quad \text{si } T_i / T_j \geq 1,25$$

$$\rho^* = 1 + 4(1 - T_i / T_j) \quad \text{si } T_i / T_j < 1,25$$

(6-16)

en las expresiones (6-15) y (6-16) se debe tomar $T_i > T_j$.

6.3.7 Limitaciones del esfuerzo de corte basal

6.3.7.1 Si la componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que $ISA_o P/6g$ los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte alcance el valor señalado, como mínimo.

6.3.7.2 La componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica no necesita ser mayor que $IC_{m\acute{a}x} P$, en que $C_{m\acute{a}x}$ se determina de 6.2.3.1. En caso que dicha componente sea mayor que la cantidad anterior, las solicitaciones de los elementos estructurales se pueden multiplicar por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor $IC_{m\acute{a}x} P$. Esta disposición no rige para el cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso.

6.3.8 En el diseño de los elementos estructurales se debe considerar que los esfuerzos internos y los desplazamientos no satisfacen las condiciones de equilibrio y de compatibilidad, cuando ellos se obtienen usando el método de Análisis Modal Espectral. El proyectista debe considerar este hecho en el diseño sismorresistente, de modo de asegurar que el diseño quede por el lado de la seguridad.

Tabla 6.1 - Valor del coeficiente I

Categoría del edificio	I
I	0,6
II	1,0
III	1,2
IV	1,2

Tabla 6.2 - Valor de la aceleración efectiva A_o

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

Tabla 6.3 - Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo

Tipo de Suelo	S	T_o (s)	T' (s)	n	p
A	0.90	0.15	0.20	1.00	2.0
B	1.00	0.30	0.35	1.33	1.5
C	1.05	0.40	0.45	1.40	1.6
D	1.20	0.75	0.85	1.80	1.0
E	1.30	1.20	1.35	1.80	1.0
F	*	*	*	*	*

Tabla 6.4 - Valores máximos del coeficiente sísmico C

R	$C_{m\acute{a}x.}$
2	0,90 SA_o / g
3	0,60 SA_o / g
4	0,55 SA_o / g
5.5	0,40 SA_o / g
6	0,35 SA_o / g
7	0,35 SA_o / g

Tabla 6.5 – Valores del parámetro C_d^*

Tipo de Suelo	C_d^*	Rango Periodos
A	1.0	$T_n \leq 0.23 \text{ seg}$
	$-0.055T_n^2 + 0.36T_n + 0.92$	$0.23 \text{ seg} < T_n \leq 2.52 \text{ seg}$
	$0.08T_n^2 - 0.9T_n + 3.24$	$2.52 \text{ seg} < T_n \leq 5.00 \text{ seg}$
B	1.0	$T_n \leq 0.47 \text{ seg}$
	$0.95T_n + 0.55$	$0.47 \text{ seg} < T_n \leq 2.02 \text{ seg}$
	$0.065T_n^2 - 0.75T_n + 3.72$	$2.02 \text{ seg} < T_n \leq 5.00 \text{ seg}$
C	1.0	$T_n \leq 0.65 \text{ seg}$
	$0.57T_n + 0.63$	$0.65 \text{ seg} < T_n \leq 2.02 \text{ seg}$
	$0.055T_n^2 - 0.63T_n + 2.83$	$2.02 \text{ seg} < T_n \leq 5.00 \text{ seg}$
D	1.0	$T_n \leq 0.90 \text{ seg}$
	$1.1T_n$	$0.90 \text{ seg} < T_n \leq 1.75 \text{ seg}$
	1.93	$1.75 \text{ seg} < T_n \leq 5.00 \text{ seg}$

7 Diseño y construcción de fundaciones

7.1 Especificaciones generales para el diseño

7.1.1 Las solicitaciones transferidas al suelo por las fundaciones se deben verificar para la superposición de efectos indicada en 5.2.1.

7.1.2 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.

7.2 Fundaciones superficiales

7.2.1 Por lo menos el 80% del área bajo cada fundación aislada debe quedar sometida a compresión. Porcentajes menores del área en compresión se deben justificar de modo que se asegure la estabilidad global y que las deformaciones inducidas sean aceptables para la estructura. Las disposiciones anteriores no rigen si se usan anclajes entre la fundación y el suelo.

7.2.2 Las fundaciones sobre zapatas aisladas que no cuenten con restricción adecuada al movimiento lateral, se deben unir mediante cadenas de amarre diseñadas para absorber una compresión o tracción no inferior a un 10% de la solicitación vertical sobre la zapata.

7.2.3 Se puede considerar la restricción lateral del suelo que rodea la fundación siempre que las características de rigidez y resistencia de dicho suelo garanticen su colaboración y que la fundación se haya hormigonado contra suelo natural no removido. En caso de colocar rellenos en torno a las fundaciones, la restricción lateral que se considere se debe justificar adecuadamente y la colocación de dichos rellenos se debe hacer siguiendo procedimientos de compactación y de control claramente especificados.

7.2.4 Para calcular las fuerzas sísmicas que se desarrollan en la base de fundaciones enterradas en terreno plano, se pueden despreñar las fuerzas de inercia de las masas de la estructura que queden bajo el nivel de suelo natural y los empujes sísmicos del terreno, siempre que exista la restricción lateral de acuerdo a lo dispuesto en 7.2.3.

7.2.5 El nivel basal del edificio se debe considerar en la base de sus fundaciones. La consideración de otra posición del nivel basal se debe justificar mediante un análisis.

7.2.6 La presión de contacto admisible se debe definir en el nivel de contacto entre el terreno y la base del elemento de fundación utilizado. En el caso de rellenos de hormigón pobre bajo las fundaciones, la presión de contacto se debe definir en la base de dicho relleno; se deben comprobar las presiones de contacto y las deformaciones, tanto en la base del hormigón pobre como en el contacto entre fundación y hormigón pobre.

7.3 Pilotes

7.3.1 En la evaluación de la posibilidad de deterioro temporal o permanente de las características de resistencia o de deformación de los suelos de fundación como resultado de la acción sísmica, se deben incluir los suelos que pueden ser afectados por pilotes aislados o grupos de pilotes, de acuerdo con las siguientes pautas mínimas:

NCh433

- a) **pilotes aislados:** hasta dos veces el diámetro del pilote por debajo de la cota de la punta del mismo;
- b) **grupo de pilotes:** hasta dos veces el diámetro o ancho del grupo por debajo de la cota de la punta del mismo.

7.3.2 Los pilotes deben quedar adecuadamente conectados a cabezales.

7.3.3 Los pilotes individuales o los cabezales de grupos de pilotes se deben conectar mediante vigas de amarre diseñadas para resistir una fuerza en compresión o tracción no inferior a un 10% de la mayor carga vertical que actúa sobre el pilote o sobre el conjunto.

7.3.4 En el cálculo de la resistencia lateral de pilotes o grupos de pilotes se debe considerar que ésta se puede ver disminuida por aumento de presión de poros o licuefacción del suelo, o por pérdida de contacto entre el suelo y parte de la longitud del pilote debida a deformación plástica del suelo.

7.3.5 No se deben aceptar pilotes de hormigón sin armadura. En el diseño de los pilotes se deben considerar, entre otros, los estados de carga correspondientes al traslado, instalación, hinca y operación del pilote.

7.3.6 Se requiere inspección especializada durante el hincado o construcción de pilotes.

7.4 Estructuras contiguas

7.4.1 En el diseño de fundaciones de edificios colindantes o próximos a obras existentes, se debe verificar que la influencia de las nuevas cargas aplicadas no afecte el comportamiento de la obra existente.

7.4.2 El diseño y cálculo de las obras de agotamiento, socalzado, excavación, entibación y apuntalamiento, necesarias para materializar la construcción de edificios contiguos a otros ya existentes, deben considerar y disponer las medidas necesarias para evitar que con motivo de estas faenas ocurran deformaciones o aparezcan solicitaciones que sean perjudiciales a la obra existente.

7.4.3 Antes de iniciar la construcción de un nuevo edificio, contiguo a obras existentes, se debe ejecutar un catastro detallado de las estructuras colindantes o cercanas comprometidas, incluyendo fisuras, grietas y desnivelaciones o distorsiones.

7.4.4 La naturaleza temporal de algunas de las obras indicadas en 7.4.2 permite que su diseño y dimensionamiento se realicen con factores de seguridad menores que los usuales. Por ese motivo, en el caso de interrupción de faenas que impliquen que las obras de protección trabajen en un período mayor al contemplado en el proyecto, se deben adoptar las medidas de refuerzo que sean pertinentes.

8 Elementos secundarios

8.1 Generalidades

8.1.1 El objetivo de esta cláusula es establecer condiciones y solicitudes para el diseño y el anclaje de elementos secundarios y la interacción de éstos con la estructura resistente, tomando en cuenta el uso del edificio y la necesidad de continuidad de operación.

8.1.2 No es necesario efectuar el análisis especificado en esta cláusula en el caso de vehículos y otros equipos móviles.

8.1.3 Para el diseño de los elementos secundarios se deben considerar las siguientes fuerzas sísmicas en conjunto con otras solicitudes. La componente horizontal debe ser la definida en 8.3. La componente vertical debe tener una magnitud igual a $0,67 A_o P_p / g$ y se debe considerar hacia arriba o hacia abajo según cual de estas situaciones sea la más desfavorable.

8.2 Criterios sobre el nivel de desempeño

8.2.1 Se distinguen tres niveles de desempeño en relación al comportamiento sísmico de elementos secundarios: superior, bueno y mínimo, a los cuales corresponden valores del factor de desempeño K_d iguales a 1,35; 1,0 y 0,75 respectivamente.

8.2.2 El nivel de desempeño que se debe exigir en cada caso depende del elemento secundario que se esté considerando y de la categoría del edificio, de acuerdo con la clasificación indicada en 4.3. En Tabla 8.1 se indican los factores de desempeño para varios casos de uso frecuente.

8.3 Fuerzas para el diseño de elementos secundarios y sus anclajes

8.3.1 Los elementos secundarios y sus anclajes a la estructura resistente se deben diseñar con la siguiente fuerza sísmica horizontal actuando en cualquier dirección.

$$F = Q_p C_p K_d \quad (8-1)$$

en que Q_p es el esfuerzo de corte que se presenta en la base del elemento secundario de acuerdo con un análisis del edificio en que el elemento secundario se ha incluido en la modelación. El coeficiente C_p y el factor de desempeño K_d se obtienen de Tabla 8.1.

8.3.2 Alternativamente, el diseño y el anclaje de elementos secundarios rígidos, y de elementos secundarios flexibles relativamente livianos (cuyo peso total es menor que el 20% del peso sísmico del piso en que se encuentran ubicados), se puede realizar con la siguiente fuerza sísmica horizontal actuando en cualquier dirección:

$$F = (F_k / P_k) K_p C_p K_d P_p \quad (8-2)$$

en que el factor de amplificación dinámica K_p se determina según lo dispuesto en 8.3.3, C_p y K_p se obtienen de Tabla 8.1. En caso que se use el método de análisis estático estipulado en 6.2, se debe utilizar un valor de F_k / P_k no inferior a A_o / g .

NCh433

8.3.3 El coeficiente K_p se debe determinar alternativamente mediante uno de los dos procedimientos siguientes:

$$\text{a) } K_p = 2,2 \quad (8-3)$$

$$\text{b) } K_p = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (0,3 \beta)^2}} \quad (8-4)$$

en que:

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

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

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

en que T_p es el 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 del edificio en la dirección en que puede entrar en resonancia el elemento secundario. Para determinar β no se puede utilizar un valor de T^* menor que 0,06 s.

8.4 Tabiques divisorios

8.4.1 Para los efectos de la interacción entre la estructura del edificio y los tabiques divisorios éstos se clasifican como sigue:

- **solidarios**, si deben seguir la deformación de la estructura;
- **flotantes**, si se pueden deformar independientemente de la estructura.

8.4.2 La interacción entre tabiques solidarios y la estructura resistente del edificio debe ser analizada prestando especial atención a la compatibilidad de deformaciones; para tal efecto, estos elementos deben ser incorporados en el modelo utilizado en el análisis sísmico del conjunto, a menos que el desplazamiento relativo de entrepiso medido en el punto en que está el tabique sea igual o menor que 0,001 veces la altura de entrepiso.

8.4.3 Los tabiques solidarios deben aceptar, sin que presenten daños que impidan su uso normal, la deformación lateral que se obtiene de amplificar por $2R_1 K_d / 3$ la deformación lateral de entrepiso en el punto en que está ubicado el tabique, calculada con los métodos indicados en cláusula 6.

8.4.4 La distancia lateral libre entre los tabiques flotantes y la estructura resistente debe ser igual o mayor que la deformación lateral que se obtiene de amplificar por $2R_1 K_d / 3$ la deformación lateral de entrepiso en el punto en que está ubicado el tabique, calculada con los métodos de cláusula 6.

8.4.5 Los anclajes de los tabiques flotantes se deben disponer de tal forma que permitan la deformación libre de la estructura resistente y a su vez aseguren la estabilidad transversal del tabique.

8.5 Aspectos complementarios

8.5.1 El dimensionamiento de los anclajes se hace sin contar con el rozamiento que pueda existir entre las superficies de apoyo.

8.5.2 Para evitar que los pernos de anclaje queden sometidos a esfuerzos de cizalle originados por solicitaciones sísmicas, se deben disponer elementos adicionales de fijación. En aquellos casos en que esto no resulte práctico, los pernos de anclaje se deben diseñar para resistir el esfuerzo de cizalle sísmico incrementado en un 100%. En ningún caso se aceptan equipos sin anclaje.

8.5.3 Los elementos secundarios que deben tener un nivel de desempeño superior ($K_d = 1,35$) o bueno ($K_d = 1,0$) deben ser capaces de resistir sin daño las fuerzas de diseño resultantes de las expresiones (8-1) y (8-2) según corresponda.

8.5.4 Todos los equipos de suministro de gas, vapor, gases en redes de frío, agua a altas temperaturas u otros líquidos peligrosos de edificios pertenecientes a la categoría IV indicada en 4.3, deben estar provistos de un sistema de corte automático que se active cuando la aceleración en la base del edificio alcance un valor igual a λA_o . Los valores de λ se indican en Tabla 8.2, y dependen de la relación que existe entre la peligrosidad del efecto directo a que puede dar origen el daño y de las posibilidades que existen de suspender sin mayores problemas el suministro o servicio que ofrece el equipo.

Tabla 8.1 - Valores del coeficiente C_p y del factor de desempeño K_d
para el diseño y anclaje de elementos secundarios

	C_p	Factor de desempeño, K_d		
		Categoría del edificio		
		IV	III	II
I Elementos secundarios				
Apéndices y elementos agregados				
- Chimeneas, parapetos, cornisas y elementos agregados en muros	2,0	1,35	1,35	1,0
- Elementos aislados empotrados en su base	1,5	1,0	1,0	0,75
- Equipo montado en cielo, pared o piso	1,0	1,35	1,0	0,75
- Repisas incluyendo su contenido permanente	1,0	1,35	1,0	0,75
- Letreros	2,0	1,0	1,0	0,75
Tabiques y muros no estructurales				
- Escaleras	1,5	1,35	1,0	1,0
- Escapes horizontales o verticales	1,0	1,35	1,35	1,0
- Pasillos públicos	1,0	1,35	1,0	0,75
- Pasillos privados	0,7	1,35	0,75	0,75
- Otras divisiones de altura total	1,0	1,35	1,0	1,0
- Otras divisiones de altura parcial	0,7	1,0	0,75	0,75
- Muros exteriores no resistentes y muros cortina	2,0	1,35	1,0	0,75
II Equipos mecánicos o eléctricos				
- Equipos eléctricos de emergencia	2,0	1,35	1,35	1,35
- Sistemas de alarma de fuego y humo				
- Sistemas para sofocar incendios				
- Sistemas de emergencia				
- Calefactores, termos, incineradores, chimeneas, ventilaciones	2,0	1,35	1,0	0,75
- Sistema de comunicación				
- Sistemas de distribución eléctrica				
- Estanques a presión y para líquidos peligrosos				
- Estanques para líquidos inertes	1,5	1,35	1,0	0,75
- Ascensores	1,5	1,35	1,0	0,75
- Ductos y tuberías de distribución	1,5	1,35	1,0	0,75
- Maquinaria en general	0,7	1,35	1,0	0,75
- Iluminación	0,7	1,35	1,0	0,75

Tabla 8.2 - Valores del factor λ

Trastornos producidos por la interrupción del suministro o servicio	Nivel de peligrosidad		
	Alto	Mediano	Bajo
Pequeños	0,8	1,1	1,4
Medianos	1,1	1,4	1,7
Grandes	1,4	1,7	N.R. ¹⁾

1) N.R = No se requiere de sistema de corte.

Anexo A (Informativo)

Daño sísmico y recuperación estructural

A.1 Generalidades

A.1.1 Las disposiciones de este anexo están destinadas a fijar criterios y procedimientos para:

- a) evaluar el daño producido en la estructura resistente de edificios como consecuencia de un sismo;
- b) orientar la recuperación estructural tanto de edificios dañados por un sismo como de edificios potencialmente inseguros frente a un movimiento sísmico futuro.

A.1.2 Las características de una estructura que se pueden modificar con un proceso de recuperación estructural son su resistencia, rigidez, ductilidad, masa y sistema de fundaciones.

A.1.3 La recuperación estructural se denomina "reparación" cuando a una estructura dañada se le restituye al menos su capacidad resistente y su rigidez original.

A.1.4 La recuperación estructural se denomina "refuerzo" cuando a una estructura dañada o sin daño se le modifican sus características de modo de alcanzar un nivel de seguridad predeterminado mayor que el original.

A.2 Evaluación del daño sísmico y decisiones sobre la recuperación estructural

A.2.1 El grado de daño sísmico de un edificio puede ser leve, moderado o severo.

A.2.2 La estimación del grado de daño debe ser realizada por un profesional especialista, quien debe analizar y cuantificar el comportamiento de todos los parámetros que definen el daño.

A.2.3 La Dirección de Obras Municipales puede ordenar el desalojo de todo edificio que presente un grado de daño severo y la posibilidad de colapso total o parcial frente a réplicas o sismos futuros.

A.2.4 La Dirección de Obras Municipales, con el informe escrito concordante de al menos un profesional especialista, puede ordenar la demolición de edificios con daños sísmicos severos que presenten la posibilidad de colapso, que ponga en peligro vidas humanas o bienes ubicados en la vecindad del edificio.

A.2.5 La decisión sobre el tipo de recuperación estructural de un edificio no sólo debe considerar el grado de daño sino que también la intensidad sísmica que tuvo el evento en el lugar considerado.

A.3 Requisitos que debe cumplir el proyecto de recuperación estructural

A.3.1 El proyecto de recuperación estructural de un edificio dañado por un sismo debe ser elaborado por un profesional especialista y debe contar con la aprobación de la Dirección de Obras Municipales. Cuando se trate de edificios de la categoría IV indicada en 4.3, el proyecto de recuperación estructural debe ser revisado por otro profesional especialista.

A.3.2 El proyecto de recuperación estructural debe incluir los siguientes antecedentes:

- a) catastro detallado de daños en los elementos componentes de la estructura resistente;
- b) estimación del grado de daño;
- c) determinación de las causas y justificación de los daños;
- d) nivel de seguridad sísmica de la recuperación estructural;
- e) criterios básicos de diseño;
- f) soluciones de reparación y de refuerzos;
- g) planos generales y de detalles;
- h) especificaciones técnicas constructivas;
- i) nivel de inspección de obras;
- j) aprobación del revisor del proyecto de acuerdo con lo establecido en A.3.1.

A.4 Disposiciones generales sobre métodos de reparación

A.4.1 En caso que la recuperación estructural consulte elementos resistentes adicionales se debe velar porque su contribución al comportamiento sísmico de la estructura sea efectiva, es decir, que durante el sismo dichos elementos de refuerzo reciban y transmitan las solicitaciones en la forma considerada en el cálculo.

A.4.2 Se deben especificar cuidadosamente los procesos de liberación y traspaso de cargas contempladas en el proyecto de recuperación estructural. En caso necesario, se deben efectuar las mediciones en terreno que se requieran para verificar que se cumplan las condiciones del proyecto y llevarse el registro correspondiente.

A.5 Requisitos que debe cumplir el proceso constructivo de la recuperación estructural

A.5.1 El proceso constructivo de la recuperación estructural debe ser realizado por una empresa con experiencia en este tipo de trabajo, debe contar con una inspección especializada, y con la supervigilancia del profesional especialista que efectuó el proyecto de recuperación.

A.5.2 El profesional encargado de la inspección debe ser independiente de la empresa ejecutora de la obra y de estadía permanente durante la etapa de obra gruesa. La Inspección puede ser realizada por el autor del proyecto de recuperación.

A.5.3 La Dirección de Obras Municipales puede eximir de las disposiciones A.5.1 y A.5.2 a las viviendas aisladas individuales que cumplan simultáneamente con las dos condiciones siguientes:

- a) tener una superficie inferior a 200 m²;
- b) tener un número de pisos no superior a dos.

En este caso, el proceso constructivo debe contar con la supervigilancia del autor del proyecto de recuperación.

A.6 Necesidad de recuperación de edificios sin daños

A.6.1 Los edificios de la categoría IV indicada en 4.3, se deben someter cada 10 años a una revisión con el fin de establecer su conformidad con los requisitos de esta norma.

Anexo B (Normativo)

Disposiciones transitorias

B.1 Diseño de Estructuras de Acero

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

- a) *Specification for Structural Steel Buildings* del American Institute of Steel Construction [AISC, 2005].
- b) En las materias relacionadas con diseño sísmico de edificios, las disposiciones de la *Specification of Structural Steel Buildings* [AISC, 2005] se deben complementar con las disposiciones de la *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* [AISC, 2005]. Para la aplicación de estas disposiciones, los valores de R y R_o para estructuras de acero de Tabla 5.1 corresponden a sistemas estructurales que pueden ser clasificados como Marcos especiales (SMF), en el caso de pórticos, o como Marcos concéntricos especiales (SCBF), en el caso de sistemas arriostrados. Para sistemas estructurales que no puedan ser clasificados en estas categorías no se deben considerar valores mayores que los indicados en Tabla 5.1.

Los valores de R y R_o de Tabla 5.1 sólo son aplicables a sistemas estructurales formados por elementos de acero indicados en *Specification of Structural Steel Buildings* [AISC, 2005] y las *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* [AISC, 2005].

B.2 Clasificación sísmica del terreno de fundación.

Durante los años 2012 y 2013 V_s se debe determinar mediante una medición in-situ, o del análisis de los datos y ensayos obtenidos de la exploración geotécnica. A partir del 1 de enero del año 2014 la medición de V_s in-situ será obligatoria.

Cuando existe una adecuada base geológica del terreno en estudio, y además se dispone del perfil de velocidad de onda de corte en profundidad que indica que V_s aumenta monótonicamente con la profundidad hasta los 30 metros (medidos éstos desde la superficie natural), y adicionalmente, se cuenta con calicatas o exploración de al menos 10 metros de profundidad, el Ingeniero Especialista en Mecánica de Suelos puede, bajo su responsabilidad técnica, prescindir de la exploración de 30 metros de profundidad que requiere para establecer valores de N-SPT, q_u , o S_u , según corresponda, para establecer la clasificación sísmica del subsuelo.

Esta disposición será válida por un período de 18 meses a contar del 13 de diciembre 2011.

No pueden acogerse a esta disposición las estructuras clasificadas según su uso como Tipo III o IV, a excepción de:

- Aquellas que cumplen con ser menores a 500 metros cuadrados construidos y además, no superior a 2 niveles y/o pisos y de una altura total menor a 8 metros.
- Aquellas correspondientes a galpones metálicos y no prefabricados, de un piso, de menos de 3.000 metros cuadrados construidos.

Anexo C (Normativo)

Empujes en muros subterráneos

C.1 La evaluación de empujes de tierra que se indica a continuación considera suelos con superficie horizontal, actuando sobre muros perimetrales verticales arriostrados por losas de piso.

C.2 La componente estática del empuje de tierras se debe evaluar para una condición de reposo.

C.3 La componente sísmica del empuje se puede evaluar usando la siguiente expresión:

$$\sigma_s = 0,3 C_R \gamma h_m A_o / g \quad (\text{C-1})$$

en que:

- σ_s = presión sísmica uniformemente distribuida en toda la altura del muro;
- h_m = altura del muro en contacto con el suelo;
- γ = peso unitario húmedo del suelo o del relleno colocado contra el muro;
- A_o = aceleración efectiva máxima del suelo, que se determina de Tabla 6.2 de acuerdo con la zonificación sísmica del país;
- C_R = coeficiente igual a 0,45 para suelos duros, densos o compactados; igual a 0,70 para suelos sueltos o blandos; e igual a 0,58 para rellenos sueltos depositados entre el muro y el talud de una excavación practicada en suelo denso o compactado.

Esta sollicitación se debe agregar a la acción H con el signo correspondiente.

C.4 En el caso de existir napa dentro del suelo retenido, si la permeabilidad del suelo o sus condiciones de drenaje son tales que impiden el desarrollo de incrementos de presión de poros que conduzcan a un deterioro del suelo o a su eventual licuefacción, la expresión (C-1) se debe usar considerando un peso unitario modificado γ^* dado por:

$$\gamma^* = \gamma_{sat} - \frac{D_w}{h_m} (\gamma_{sat} - \gamma) \quad (\text{C-2})$$

en que:

- γ = peso unitario húmedo del material retenido sobre la napa;
- γ_{sat} = peso unitario saturado del material bajo la napa;
- D_w = profundidad de la napa;
- h_m = altura del muro en contacto con el suelo.

Anexo D (Informativo)

Comentario

D.1.1 El objetivo fundamental que se pretendió con las nuevas disposiciones de la norma NCh 433.Of96 fue el de aprovechar la experiencia chilena en el diseño y construcción sismorresistente. El buen comportamiento sísmico de los edificios chilenos construidos hasta 1985 se atribuyó a su alta rigidez y a la práctica para evitar plantas con excentricidades excesivas, impulsada por la disposición de la norma NCh 433.Of72, que limitaba las estructuraciones en planta a aquellas en que el valor del esfuerzo producido en cada elemento por la torsión no superaba al del esfuerzo producido por la traslación (INN, 1972). La alta rigidez de los edificios chilenos construidos hasta 1985 fue una característica de los edificios de hormigón armado estructurados con muros. Para proporciones de áreas de muros relativas al área de la planta del orden del 2% al 3% en cada dirección, y un número de pisos menor que 20, no fue difícil mantener los desplazamientos horizontales relativos máximos entre pisos sucesivos dentro de límites estrechos y lograr que las tensiones por esfuerzo de corte y por flexo-compresión de los muros tuvieran valores moderadamente bajos, sin necesidad de recurrir a los pesados refuerzos de borde que se exigían a los muros en otros países sísmicos, como por ejemplo, en el código ACI 318-89. Esta práctica nacional redundó además en una resistencia de los edificios a acciones laterales que era generalmente mayor que la mínima exigida por la norma (sobrerresistencia), lo cual implicó menores requerimientos de ductilidad durante eventos sísmicos de gran intensidad, como el ocurrido en marzo de 1985. Por consiguiente, los daños fueron menores y ello se consiguió con diseños estructurales y procedimientos constructivos menos sofisticados que los empleados en países donde se confía mayormente en el comportamiento inelástico dúctil para evitar el colapso durante sismos de gran severidad.

Sin embargo, la alta rigidez lateral no era una cualidad exclusiva de los edificios chilenos estructurados con muros. Ella también era característica de los pocos edificios chilenos estructurados exclusivamente con pórticos, debido al control de la deformación de entrepiso ya mencionada y al valor mínimo que ha regido para el esfuerzo de corte basal. Esto también redundó en una sobrerresistencia de estos edificios, con análogas beneficiosas consecuencias a las señaladas anteriormente para los edificios de muros. Sin embargo, no es menos cierto que esta conclusión se basó sólo en los edificios de hormigón armado, debido a la casi nula presencia de construcciones de pórticos de acero en la práctica nacional.

La comunidad profesional, ingenieros y arquitectos, no deben olvidar que las disposiciones de la norma NCh 433.Of96 fueron redactadas suponiendo que la práctica nacional no se apartaría del camino seguido hasta 1985. Muchas de las decisiones del Comité de la norma se adoptaron considerando la experiencia obtenida del comportamiento de los edificios durante sismos ocurridos hasta dicho año. Por lo tanto, se advirtió que las disposiciones de la dicha norma perderían validez si se abandonaban las prácticas de estructuración y construcción sismorresistente que dieron tan buen resultado en nuestro país hasta 1985.

¿Cuál es la experiencia recogida como consecuencia del sismo de febrero 2010 que afectó la zona centro-sur de Chile? Aun cuando las conclusiones definitivas no se obtendrán hasta unos años más, sí se sabe que de los casi 12000 edificios construidos en esta zona entre

NCh433

1985 y 2009, 40 sufrieron daños estructurales, la mayoría de ellos no observados en los edificios construidos hasta 1985. Las razones principales de estos daños se atribuyen al aumento del nivel de compresión axial en los muros, provocado por el uso de un mayor número de pisos y/o de reducción de los espesores en los muros respecto de la práctica tradicional, a discontinuidades en estos muros a nivel de subterráneo o primer piso, y al no uso de confinamiento en las cabezas de compresión de los muros, refrendado por la norma NCh 433.Of96, como se ha señalado anteriormente. La ocurrencia de estos daños motivó al Ministerio de Vivienda y Urbanismo, (MINVU), a formar comités para actualizar las normas NCh 433.Of96 Modif.2009 y NCh 430.Of2008, y de esta forma impedir que estos daños vuelvan a ocurrir en sismos futuros. El resultado de este trabajo fue la oficialización de los Decretos N° 117 y 118 en febrero 2011, los que fueron reemplazados por los Decretos N° 61 y 60, respectivamente, en diciembre 2011.

Como se señala en el Preámbulo, el objetivo de la presente versión de la norma es refundir en un solo documento la norma NCh 433.Of96 Modif.2009 y el Decreto N° 61. Esta versión debe ser revisada en cuanto se hayan procesado los registros sísmicos obtenidos en febrero 2010 y se disponga de las conclusiones de las investigaciones para determinar las causas de los daños en el pequeño porcentaje de los edificios que los experimentaron, así como también las razones para la ausencia de daños en la mayoría de los edificios.

D.1.4 El comité de la norma estima que debiera existir un organismo nacional permanente que recogiera las proposiciones de modificación de la norma, revisara y aprobara los diseños de las obras que estén fuera del alcance de la misma, y sancionara el uso de otros métodos de análisis y de nuevas tecnologías.

D.4.1 Chile es conocido por su alta sismicidad. Sin embargo, el peligro sísmico no se distribuye en forma homogénea en todo el país. Entre Arica y la Península de Taitao la sismicidad es mayor que en la región austral, debido a la geometría y velocidad relativa de desplazamiento de las placas tectónicas presentes. En Chile continental, al norte de la Península de Taitao, se presenta una tectónica de convergencia y subducción de la placa de Nazca bajo el continente, reflejada en una mayor actividad sísmica a lo largo de la costa con disminución importante hacia el Este. Se ha optado por definir tres zonas o franjas paralelas a la costa con coeficientes sísmicos que se reducen de costa a cordillera. Las líneas de separación entre zonas se han trazado siguiendo curvas de igual peligro sísmico propuestas por diversos autores para distintas zonas del país (Barrientos (1980); Martín (1990); y Algermissen et.al. (1993)).

Al sur de la Península de Taitao la sismicidad decae drásticamente, volviendo a incrementarse al sur del Estrecho de Magallanes, por la presencia de una zona de fallas de rumbo que se inicia en la boca occidental del Estrecho con rumbo NW-SE, sigue según eje del seno Almirantazgo y Lago Fagnano y se interna en el Océano Atlántico al SE de Tierra del Fuego. La sismicidad de esta región austral no está bien estudiada; sin embargo, es conocida la ocurrencia de sismos de gran magnitud, como los dos terremotos de diciembre de 1949 de magnitud 7.8, sentidos en Punta Arenas con intensidad VII en la escala Modificada de Mercalli, y el terremoto de febrero de 1879 de magnitud estimada 7.3, por lo que se justifica la zonificación sísmica propuesta.

Las islas del Archipiélago de Juan Fernández, Sala y Gómez, Pascua, San Félix y San Ambrosio, y el territorio chileno Antártico deben tratarse con criterios especiales por estar en zonas alejadas de bordes de placas y por tanto de menor actividad sísmica.

D.4.2.1 Los siguientes son ejemplos de singularidades topográficas: las laderas de cerros o quebradas, los promontorios y los bordes de mesetas. Muchas singularidades

geomorfológicas se presentan también como singularidades topográficas; por ejemplo, conos de deyección, y antiguos deslizamientos. Otras singularidades geomorfológicas están representadas por el desarrollo de contactos inclinados entre materiales de muy diferente rigidez, bajo la superficie de un terreno horizontal. De este tipo son, por ejemplo, las singularidades que se producen en el contacto de un depósito fluvial con las laderas del valle y en las zonas de transición o engrane de depósitos con estratificación no paralela.

No es posible dar directivas simples para caracterizar cuantitativamente la magnitud de los efectos locales debido a las singularidades topográficas o geomorfológicas o para estimar la distancia a partir de la cual tales efectos son despreciables.

D.4.2.2 La respuesta sísmica en superficie de un depósito de suelo y la sollicitación sísmica que se desarrolla sobre una estructura emplazada en dicho depósito son principalmente dependiente de la rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores del terreno de fundación, del período fundamental del depósito de suelos, del nivel de amortiguamiento desarrollado por los distintos suelos constituyentes del terreno y de la excitación sísmica propiamente tal. Teniendo en consideración la tecnología disponible a lo largo del país, la clasificación sísmica de suelos se ha optado por centrarla en el parámetro que se estima más relevante en una primera aproximación, éste es el parámetro de rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores, correspondiente a la velocidad de ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno, V_{s30} .

D.4.2.3 La experiencia empírica y la teoría indican que el mejor comportamiento sísmico se observa en terrenos de afloramiento rocoso y por el contrario, el mayor daño se ha observado en terrenos de suelos finos blandos. Consecuentemente, la clasificación sísmica del terreno de fundación considera unidades, o niveles, que van desde el de mejor comportamiento (Roca: Suelo Tipo A) al de mayor exigencia sísmica (Suelo Tipo E: Suelo de compacidad o consistencia mediana).

D.4.3 La clasificación de edificios se actualizó en la Modificación 2009, de acuerdo a lo establecido en la norma NCh 3171.Of2010.

D.5.1.1 En este artículo, la norma establece explícitamente sus objetivos respecto al comportamiento sísmico que se espera lograr en las estructuras. Este planteamiento corresponde a una filosofía de diseño enunciada inicialmente en 1960 y que hoy es aceptada en forma casi universal. En esta norma, además de hacerse explícitos los objetivos perseguidos, hay un cambio de énfasis que apunta a satisfacer prioritariamente el tercero de los objetivos enunciados. Esta afirmación es una consecuencia obvia de observar que la acción sísmica de diseño se ha establecido para un evento de baja probabilidad de ocurrencia. Las fuerzas de diseño de la norma implican una reducción de la respuesta elástica a través del factor R para considerar, entre otras razones, la incursión en el rango inelástico durante eventos sísmicos particularmente severos. Por otra parte, las observaciones sobre los efectos producidos por sismos moderados llevan a concluir que las disposiciones de la norma NCh 433.Of72 eran adecuadas para lograr que el comportamiento de las estructuras se mantuviera dentro del rango elástico durante sismos de intensidad moderada. Como el nivel de resistencia sísmica exigido por esta norma es en todos los casos superior al que establecía la anterior, se puede afirmar que este documento también cumple el primero de los objetivos enunciados en este artículo.

Las disposiciones de una norma sísmica no pueden garantizar por sí solas un buen comportamiento sísmico. Esto se debe a que este comportamiento está muy influido por la forma de dimensionamiento o diseño de los elementos estructurales, la cual depende de la

NCh433

norma de diseño del material correspondiente, y muy particularmente, por la forma en que se ejecutó la construcción del edificio.

D.5.1.2 El hecho que el tipo de análisis sísmico que se requiere siga basándose en el comportamiento lineal-elástico de la estructura merece ser analizado. No existen aún procedimientos de análisis inelástico suficientemente sencillos para ser aplicados en la práctica profesional. Por esta razón, el énfasis de las disposiciones de esta norma no se ha puesto en sofisticar los métodos de análisis sino en exigir limitaciones a las deformaciones sísmicas para obtener estructuraciones sanas y adecuado comportamiento sísmico. En este sentido, se puede afirmar que el corazón de las disposiciones aprobadas en 1996 está en las limitaciones de las deformaciones del párrafo 5.9: limitando la deformación de entrepiso, medida en el centro de masas, a 0,002 veces la altura de entrepiso se pretende obtener suficiente rigidez lateral e impedir daños en elementos secundarios; limitando la deformación de entrepiso, medida en cualquier punto de la planta (esquinas) y en forma relativa al desplazamiento correspondiente del centro de masas, a 0,001 veces la altura de entrepiso se pretende obtener estructuraciones razonablemente simétricas en planta y con suficiente rigidez torsional.

No obstante las limitaciones indicadas anteriormente, puede darse el caso de estructuras que aun satisfaciéndolas, puedan ser calificadas como irregulares desde el punto de vista de la distribución de rigidez, resistencia y masa tanto en planta como en altura. Sobre este punto se abunda en el comentario al párrafo 6.1.

D.5.2.1 La modificación 2009 adoptó las combinaciones de estados de cargas establecidos en la norma NCh 3171.Of2010.

D.5.3 Es problemático aplicar las disposiciones de la norma NCh 433 en ausencia de una norma oficial para el diseño de estructuras de acero, particularmente cuando el Comité de la norma ha reconocido que la seguridad sísmica de los edificios no puede ser garantizada a través del cumplimiento de la norma NCh 433 solamente. Sin embargo, las referencias transitorias exigen que, mientras no se oficialice una nueva versión de la norma NCh 427, el diseño de estructuras de acero debe hacerse con las especificaciones de la AISC y de la AISI.

D.5.7.1 El factor de modificación de la respuesta R^* depende principalmente del valor del parámetro R_0 . Los valores de R_0 se indican en la tabla 5.1 de la norma y fueron obtenidos a través de un proceso de calibración con los requisitos de resistencia exigidos por la norma vigente hasta 1993. En este proceso, se compararon los esfuerzos de corte basales obtenidos para un conjunto representativo de edificios, idealizados como sistemas de un grado de libertad con período igual al del modo fundamental, tanto para el espectro de la norma anterior como el de la nueva norma. El valor de R_0 para los edificios de muros de hormigón armado se escogió de modo que los edificios de 10 a 12 pisos que se diseñen en la zona sísmica 3 tengan la misma resistencia sísmica que la provista por la norma NCh 433.Of72. Esta decisión se basó en el comportamiento satisfactorio exhibido por estos edificios hasta el sismo ocurrido en marzo de 1985. Por otra parte, el valor de R_0 para los edificios de albañilería armada se escogió de modo que los edificios de 4 a 5 pisos diseñados en zona sísmica 3 tengan el mismo esfuerzo de corte basal de diseño que el resultante de aplicar las disposiciones de NCh 433.Of72 modificadas por la norma de albañilería armada (INN, 1986), aprovechando los estudios sobre estos edificios realizados en la década de los años 80 con motivo de la redacción de la norma NCh1928. Los valores de R_0 para los otros tipos de estructuraciones y otros materiales fueron decididos en 1996 por comparación con los indicados anteriormente, usando los valores de modificación de la

respuesta que aparecen en otras normas (ICBO, 1991). La elección de los valores de R_0 y de las restantes disposiciones que determinan la resistencia sísmica de los edificios, fue verificada posteriormente sobre un conjunto amplio de edificios usando como parámetro de comparación el esfuerzo de corte basal obtenido de los análisis modales espectrales de las normas de 1996 y 1972.

Los valores de R para el análisis estático se determinaron de modo de reproducir la correspondiente curva espectral reducida en la rama descendente comprendida entre los coeficientes sísmicos máximo y mínimo. El uso de un valor constante del coeficiente sísmico para los períodos cortos permite usar un coeficiente de modificación de la respuesta R que es independiente del período fundamental de la estructura.

Con relación al uso de los valores de R_0 que aparecen en la tabla 5.1 de la nueva norma, así como de los valores de R que se usan en el análisis estático, debe tenerse presente que ellos son los máximos valores que la norma permite, pudiendo el proyectista del edificio usar valores menores si estima que la estructuración se aleja del tipo tradicional que ha servido para determinar los valores de esta tabla. Asimismo, dado que la tabla 5.1 no incluye todos los posibles tipos de estructuración y materiales que se pueden dar en la práctica, el usuario debe emplear su buen juicio y prudencia para adoptar los valores de R_0 y R para casos no contemplados en dicha tabla.

D.5.7.2 Estas disposiciones obedecen al hecho que en estructuras con diferentes sistemas estructurales, el comportamiento sísmico puede estar determinado por la respuesta del sistema con menor capacidad de disipación de energía.

D.5.7.3 Al igual que en 5.7.2, la existencia de la respuesta torsional implica respuestas traslacionales en distintas direcciones horizontales para una excitación sísmica determinada.

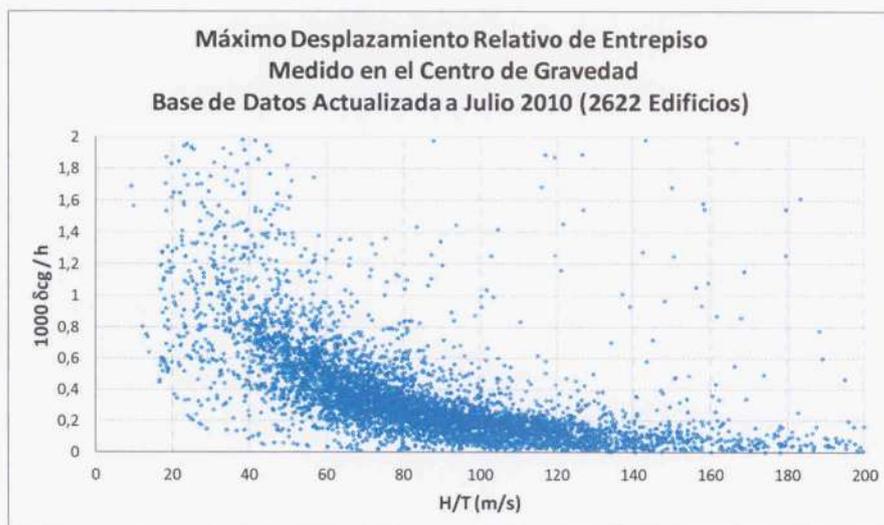
D.5.8.1 Un aspecto muy controvertido durante la discusión de la versión 1996 de la norma fue la disposición 5.8.1 que mantiene el requisito de análisis sísmicos independientes según direcciones horizontales perpendiculares. El espíritu de esta disposición es que el proyectista busque, cuando sea necesario, las direcciones de análisis que producen las sollicitaciones sísmicas más desfavorables en los elementos estructurales, en vez de usar las direcciones más convenientes o cómodas. No obstante, cabe hacer presente que el Comité eliminó, después de una prolongada discusión, la disposición del anteproyecto de norma (INN, 1989) que requería que el diseño de cada elemento se hiciera con los esfuerzos resultantes de la acción sísmica en una dirección más el 30% de los esfuerzos en el mismo elemento producido por la acción sísmica en la dirección perpendicular a la anterior. Esta disposición tenía un doble objetivo: reflejar en mejor forma el efecto producido por las dos componentes horizontales de los movimientos sísmicos, y protegerse de los efectos que pueden producirse en algunos elementos de plantas que ofrecen una excesiva excentricidad, caso en el cual pueden producirse sollicitaciones de importancia en elementos orientados ortogonalmente respecto a la dirección de la acción sísmica. Sin embargo, esta disposición no fue incluida en la versión 1996 de la norma por las dificultades que acarrea para el proceso de diseño, sin un claro beneficio para la obtención de estructuraciones más seguras, y al hecho que las disposiciones que controlan los movimientos torsionales tienden a impedir el uso de plantas con grandes excentricidades. Diversos códigos actuales incluyen la disposición que no se acogió en la versión 1996 de la norma. Es recomendable que este problema sea nuevamente discutido en el próximo comité de esta norma.

D.5.8.2 En lo que se refiere a la disposición 5.8.2 sobre el diseño para la acción sísmica vertical, el Comité 1996 se inclinó por la especificación de una fuerza sísmica vertical en vez de una aceleración vertical, lo que afecta principalmente al diseño de elementos en voladizo.

NCh433

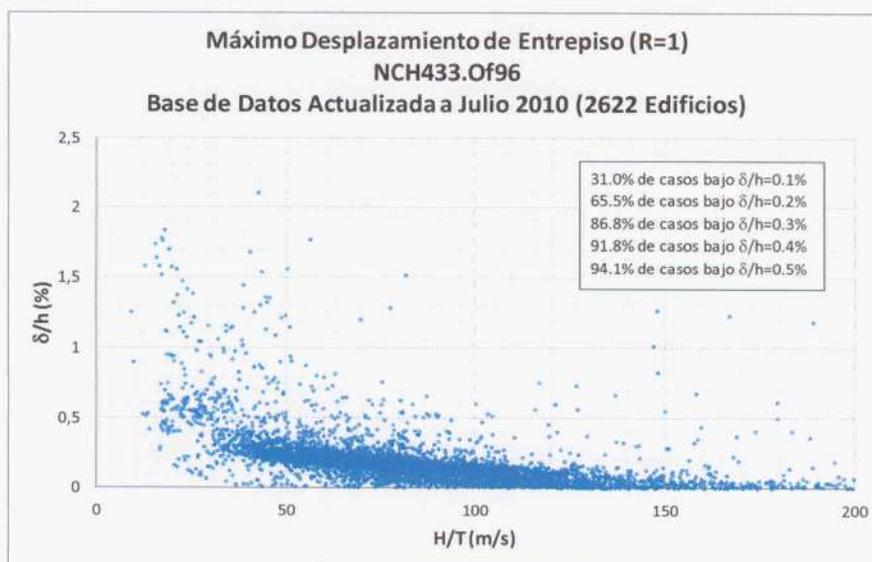
Debe tenerse especial cuidado con el diseño de elementos pretensados, en los cuales una reducción de la acción gravitacional puede producir tensiones de tracción en el hormigón que no existían bajo las condiciones de diseño no sísmico.

D.5.9 La importancia de las disposiciones de este párrafo dentro del contexto general de esta norma ha sido destacada en los comentarios referentes a 5.1.2 y 6.2.1, por lo que no se estima necesario repetirlo aquí. La figura siguiente, proporcionada por I.E.C. Ingeniería, muestra el mayor desplazamiento relativo de entrepisos calculado con fuerzas sísmicas reducidas, medido en el centro de gravedad, para una muestra de 2622 edificios reales.

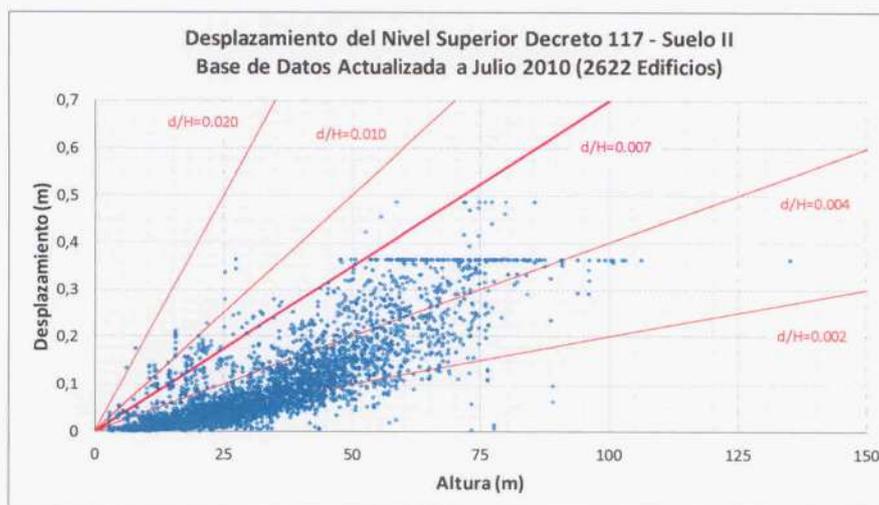


La disposición para controlar la deformación de entrepiso fue analizada durante la discusión del Decreto N° 61. Diversos aspectos fueron analizados, así por ejemplo, se reconoce que en los edificios muy altos la amplificación para alcanzar el corte mínimo es del mismo orden de magnitud que el factor de modificación de la respuesta y por lo tanto la limitación de desplazamientos de entrepiso se aplica esencialmente a valores elásticos, no reducidos. En este caso los límites de la deformación de entrepisos pueden estar por el lado conservador.

Alternativamente algunos ingenieros han hecho ver la conveniencia de controlar la deformación relativa de entrepisos con la respuesta elástica. La figura siguiente muestra que para esta condición el 94.1% de los edificios de la base de datos citada presenta su mayor deformación relativa bajo el 0.5% de la altura del piso respectivo.



También se reconoce que en la filosofía del “Diseño Basado en Desempeño”, (SEAOC, 1995), se controla adicionalmente la deformación de techo respecto de la altura total. En ese sentido se plantea limitar en el futuro la deformación elástica de techo, (sin reducción por R), al 0.7% de la altura sobre el nivel basal ($\delta u < 0.007 H/I$, en que I es el factor de importancia). De adoptarse esta disposición, serían muy pocos los edificios afectados, tal como lo muestra la figura siguiente proporcionada por I.E.C. Ingeniería para la muestra estadística de 2622 edificios reales:



D.5.9.3 Se entiende que para satisfacer esta disposición en cualquier punto de la planta, basta con verificar que se cumple en las esquinas.

D.5.10.1 La estimación de $R^*/3$ veces los desplazamientos horizontales calculados con los métodos de análisis del capítulo 6 correspondía aproximadamente a lo estipulado en NCh 433.Of72 (3 veces los desplazamientos calculados) y en el código UBC (3Rw/8 veces los desplazamientos calculados) (ICBO, 1991). Los miembros del Comité 1996 estaban

NCh433

conscientes que estos desplazamientos podían ser mayores, hasta R^* veces los desplazamientos calculados, si el comportamiento estructural incursionaba en el rango inelástico durante eventos sísmicos de intensidad extrema. Sin embargo, la experiencia obtenida con el tipo de estructuración usada en edificios chilenos hasta 1985 demostró que la limitación de NCh 433.0f72 era razonable, por lo que el Comité 1996 consideró que no se justificaba un cambio que exigiera separaciones mayores, siempre que se mantuviera el tipo de estructuración que se había usado hasta esa fecha. Este criterio fue revisado durante la discusión del Decreto N° 61, cambiándose la estimación $R^*/3$ por $2R_1/3$ veces los desplazamientos horizontales calculados con los métodos de análisis del capítulo 6, (ver D.6.3.5.3).

D.6.1 El comportamiento sísmico de los edificios que presentan irregularidades estructurales, tanto en vertical como en planta, ha sido un problema que ha preocupado a muchos de los encargados en redactar disposiciones normativas de diseño sísmico. En el comentario del documento del SEAOC (1990) se ilustran los tipos más usuales de irregularidad estructural que se producen en los edificios. El problema de la irregularidad estructural incluye dos aspectos: uno es el método de análisis sísmico que se requiere para las estructuras irregulares, el cual está tratado en esta norma en el subpárrafo 6.2.1; el otro aspecto es la forma de diseñar los elementos estructurales vecinos a la irregularidad vertical, puesto que en estos elementos se producirá una demanda concentrada de ductilidad durante eventos sísmicos severos, o bien, cómo enfrentar el diseño de elementos de plantas con irregularidad torsional por el desconocimiento que existe respecto a la distribución de esfuerzos sísmicos cuando el comportamiento de algunos de sus elementos incursiona en el rango inelástico. El proyectista debe considerar estas situaciones y diseñar de modo de tener factores de utilización (resistencia provista/demanda de resistencia) uniformes o reducir el valor de R para la obtención de los esfuerzos internos en los elementos donde se podría esperar una mayor demanda de ductilidad.

D.6.1.1 Es destacable el hecho que en la versión 1996 de esta norma se hayan cambiado las disposiciones referentes a la torsión, particularmente en lo referente al momento torsor estático originado por la excentricidad del centro de rigidez respecto al centro de masas. Desde dicha fecha se exige que el sistema de fuerzas horizontales estáticas se aplique sobre un sistema estructural con tres grados de libertad por piso, con lo cual se está considerando automáticamente el efecto de la torsión "natural" de la planta. Este nuevo procedimiento es más adecuado para los métodos computacionales de análisis y evita el problema de definir los centros de rigidez en los edificios de varios pisos, definiciones que en muchos casos no tienen relación con la existencia física de la torsión en planta. El análisis modal espectral también debe considerar en todos los casos un modelo con tres grados de libertad por piso.

D.6.1.2 Existen casos en que el efecto de la torsión accidental es de baja importancia, por ejemplo, en plantas con elevada excentricidad entre centro de masas y centro de rigidez. En estos casos no es necesario incluirla en el análisis sísmico del edificio.

D.6.2.1 El uso del análisis estático debe estar limitado a estructuraciones en que los resultados de este análisis predicen razonablemente bien la distribución de esfuerzos internos que se producen durante un sismo. Dentro del contexto de los análisis que suponen un comportamiento estructural de tipo lineal-elástico, se supone que dicha distribución puede ser estimada adecuadamente por un análisis modal espectral. Por esta razón, el Comité de la norma NCh 433.0f96 acordó permitir el análisis estático para edificios de entre 5 y 15 pisos en que los resultados del análisis estático no difirieran en más de $\pm 10\%$ de los resultados de un análisis modal espectral con igual esfuerzo de corte basal. También se permite usar el análisis estático para todos los edificios de 5 o menos pisos y para los con

coeficiente de importancia 1.0 o menor ubicados en la zona sísmica 1. Esto significa un cambio respecto a lo estipulado en el proyecto de revisión (INN, 1989) que, siguiendo al Uniform Building Code, permitía el uso del análisis estático en estructuras "regulares". Estudios iniciales demostraron la inconveniencia de usar en Chile las disposiciones del UBC respecto a la irregularidad estructural, lo que se vió confirmado por los resultados obtenidos por Hidalgo y Arias, (1993). La disposición adoptada, originada en el seno del Comité 1996 de la norma, está dirigida al origen del problema y es simple de aplicar, con el único inconveniente del trabajo adicional de ejecutar un análisis modal espectral de tipo global para todos los edificios de más de 5 pisos, en que sólo se requiere evaluar la distribución de esfuerzos de corte y momentos volcantes por piso. Se supone que las estructuraciones con distribución irregular de masas, rigidez o resistencia en la altura no podrán satisfacer la diferencia máxima de $\pm 10\%$ entre los resultados de ambos tipos de análisis. Tampoco lo podrán satisfacer las estructuraciones que son irregulares bajo el punto de vista torsional, (plantas con distribución asimétrica de elementos o con baja rigidez torsional, y estructuraciones con el problema de sintonía de frecuencias entre modos torsionales y traslacionales), ya que ellas no serán capaces de exhibir un modo traslacional predominante. El caso particular de las estructuras doblemente simétricas con baja rigidez torsional, que satisfaría esta disposición, debe estar controlado por la aplicación 5.9.3 al incluir el efecto de la torsión accidental. Sin embargo, debe tenerse presente que el problema de la irregularidad estructural no se soluciona exigiendo solamente un análisis modal espectral en vez del análisis estático, tal como se ha discutido en el comentario de 6.1.

La discusión anterior implica que en las estructuraciones de más de 5 pisos que sean irregulares en planta o en altura debe usarse el análisis modal espectral. Por lo tanto, la nueva norma no prohíbe específicamente ninguna estructuración sino que las controla a través de las limitaciones de las deformaciones de entrepiso del párrafo 5.9, las cuales se consideran lo suficientemente estrictas para impedir estructuraciones peligrosas desde el punto de vista sísmico. En otras normas, se aumenta la sollicitación sísmica de diseño cuando se detecta algún tipo de irregularidad (The Ministry of Construction of Japan, 1988), o se confía simplemente en la bondad del análisis modal espectral para predecir los esfuerzos que se producirán durante los eventos sísmicos (ICBO, 1991). Por otra parte, debe notarse que el control sobre los esfuerzos sísmicos en estructuras con irregularidad torsional de la norma NCh 433.0f72 se ha reemplazado por el artículo 5.9.3.

D.6.2.3.1 La determinación del coeficiente sísmico se basó en la obtención de un espectro de diseño reducido, en el cual cada ordenada del espectro elástico se dividió por el valor de R calculado para el período T de dicha ordenada espectral; este espectro corresponde al espectro de diseño para sistemas de una grado de libertad (Hidalgo y Arias, 1993). En la expresión (6-2) de la norma los parámetros T' , n y el valor de R se ajustaron de modo de reproducir la correspondiente curva espectral reducida entre los niveles determinados por los coeficientes sísmicos máximo y mínimo. El uso de esta meseta para los períodos cortos y del coeficiente sísmico mínimo permiten usar un coeficiente de modificación de la respuesta R que es independiente del período fundamental de la estructura.

La fijación de un valor único para la meseta del coeficiente sísmico máximo fue discutida largamente en el seno del Comité 1996. El valor del coeficiente sísmico máximo para diferentes valores de R, que se establece en la tabla 6.4, depende del tipo de suelo, (S), y de la zona sísmica, (A_0/g). Su valor no reproduce la ordenada espectral elástica dividida por R(T), sino que es generalmente inferior a ella. Los valores del coeficiente sísmico máximo corresponden a aquellos usados en la práctica chilena para diseñar edificios bajos que han mostrado buen comportamiento sísmico, y reflejan el hecho que estos sistemas tienen

NCh433

durante un sismo fuentes adicionales de disipación de energía, como el cabeceo o “rocking” de la estructura completa, incluyendo sus fundaciones.

La decisión sobre el valor del coeficiente sísmico mínimo responde al criterio general del Comité de ubicar el esfuerzo de corte basal especificado por NCh 433.Of72 entre los valores establecidos para las zonas sísmicas 2 y 3 de la nueva norma. En el Comité que estudió el Decreto N° 61, el coeficiente sísmico mínimo fue multiplicado por el factor S que depende del tipo de suelo. Esta es una decisión que debe revisarse cuando se estudie la próxima versión de la norma.

D.6.2.5 La distribución en altura del esfuerzo de corte basal mantiene la expresión de NCh 433.Of72. Sin embargo, en la nueva versión de la norma se permite cualquier distribución de fuerzas horizontales estáticas que satisfaga la diferencia máxima de $\pm 10\%$ respecto a la distribución de esfuerzos de corte y momentos volcantes por piso del análisis modal espectral. Esta disposición permite deducir conjuntos de fuerzas estáticas diferentes de los obtenidos con la expresión (6-5), con lo cual se amplía el campo de aplicación del análisis estático y el aprovechamiento de sus ventajas desde el punto de vista del dimensionamiento de los elementos estructurales.

D.6.2.8 El efecto de la torsión accidental se especifica a través de un desplazamiento de las fuerzas horizontales estáticas que actúan al nivel de cada piso. El valor del factor 0,10 que determina la excentricidad accidental, se tomó de un estudio para un modelo de un piso, de modo de obtener un momento torsor estático equivalente al momento que resulta del análisis modal espectral del modelo con el centro de masas desplazado en 0,05 veces la dimensión de la planta perpendicular a la acción del sismo. En cualquier caso, en 6.1.2 la norma autoriza a no incluir el efecto de la torsión accidental si ello conduce a variaciones de los desplazamientos horizontales no superiores al 20%, disposición que es válida tanto para el análisis estático como para el análisis modal espectral.

Durante la discusión de la Modificación 2009, se propuso eliminar el concepto de torsión accidental de las disposiciones de la norma, proposición que fue rechazada por el Comité.

D.6.3.3 El análisis modal espectral requiere considerar un número de modos tal que la suma de las masas traslacionales equivalentes en cada dirección de análisis sea mayor o igual que el 90% de la masa total. Ello requiere el cálculo de las masas equivalentes por modo indicadas en las expresiones (6-6), lo cual permite una mejor comprensión y diagnóstico del comportamiento sísmico de la estructura, particularmente en lo que se refiere a la influencia de la torsión en planta en la respuesta sísmica.

D.6.3.4 La consideración de la torsión accidental permite dos alternativas, la segunda de ellas de naturaleza estática destinada a simplificar el procedimiento de efectuar varios análisis modales espectral es con los centros de masas desplazados; no obstante, el uso de la alternativa estática implica que se combinen los resultados de la torsión accidental estática con los del análisis modal espectral del edificio suponiendo los centros de masas en sus posiciones naturales, considerando que en el proceso para obtener los resultados de este último análisis se pierde el signo que identifica su sentido de acción. Asimismo, es usual que al aplicar la alternativa de torsión accidental estática, las fuerzas horizontales estáticas se multipliquen por un factor de modo que su suma sea igual al esfuerzo de corte basal del análisis modal espectral con que se está combinando.

D.6.3.5.1 La definición del espectro de diseño fue el primero de los temas de análisis y diseño tratado durante el estudio del anteproyecto, (INN, 1989) y por el Comité 1996 de la norma. En la primera etapa de la discusión se tomaron dos decisiones importantes: el

espectro debía especificarse al nivel de espectro de respuesta lineal y debía tener forma de tal y no de coeficiente sísmico. En ambos aspectos difiere del espectro de la norma NCh 433.Of72. La primera de estas decisiones pretende que los usuarios de la norma perciban el nivel que tendrían las solicitaciones sísmicas si la respuesta estructural fuera lineal, y comprendan que la reducción que se logra a través del factor de modificación de la respuesta R sólo es utilizable cuando el sistema estructural tiene la correspondiente capacidad de absorción y disipación de energía sísmica. El coeficiente sísmico se deduce del espectro de diseño introduciendo algunas simplificaciones para mantener el diseño por el lado de la seguridad, lo que distorsiona la contribución relativa de los modos de vibrar. Por esta razón, para los efectos de aplicar el método dinámico de análisis se ha preferido mantener en la versión 1996 de la norma un espectro de diseño que tenga la forma suavizada de un espectro de respuesta lineal de aceleraciones absolutas.

Durante el estudio de las disposiciones del Decreto N° 117, (ver D.1.1), se estimó necesario modificar el espectro de diseño elástico de la versión 1996 de la norma. El espectro elástico que se adoptó se ajustó a una envolvente de los espectros de los primeros registros obtenidos durante el sismo de febrero 2010. Sin embargo, durante el estudio de las disposiciones del Decreto N° 61, se reconoció que este espectro no se había pensado para establecer la resistencia lateral de las estructuras sino para estimar el desplazamiento con el que tenían que diseñarse los muros de los edificios de hormigón armado, con el fin de evitar las fallas observadas durante dicho evento sísmico. Por esta razón, el Comité del Decreto N° 61 mantuvo la demanda de desplazamientos para el diseño de los muros, (ver D.6.3.5.5), pero modificó el espectro elástico de pseudo-aceleraciones con el que se calculan los esfuerzos de diseño sísmico. Este espectro de pseudo-aceleraciones se adoptó igual al de la norma NCh 433.Of1996 Modificada 2009, (los espectros para suelos A, B, D y E del Decreto N° 61 son los mismos que los espectros para suelos I, II, III y IV de la versión 1996), pero se amplificaron sus ordenadas por el coeficiente S que depende del tipo de suelo, (tabla 6.3). Además, fue necesario definir un espectro de aceleraciones para el suelo tipo C, que no existía en la versión 1996 de la norma.

El espectro de diseño elástico debe revisarse una vez que se disponga de la totalidad de los registros obtenidos el 27 febrero 2010, y se hayan clasificado los suelos en los cuales fueron obtenidos estos registros, tal como se hizo para la versión 1996 de la norma cuando se incorporó la información de los registros obtenidos en marzo 1985. Esto también implicará realizar una nueva calibración de los valores del factor de modificación de la respuesta, R y R_0 , considerando el comportamiento sísmico exhibido por los edificios chilenos durante el sismo de febrero 2010, (ver D.5.7.1).

D.6.3.5.2 El espectro de respuesta suavizado se obtiene multiplicando el factor de amplificación α por la aceleración efectiva máxima del suelo A_0 de la zona sísmica correspondiente. Los valores de A_0 corresponden a eventos con baja probabilidad (10%) de ser excedidos durante la vida útil de las estructuras. Para la versión 1996 de la norma, el factor de amplificación α fue deducido a partir de registros japoneses recopilados por Katayama, aprovechando que su clasificación de los perfiles estratigráficos del suelo era muy parecida a la adoptada en la versión 1996 de la norma. Su formulación es genérica, y permite ajustarse a diferentes conjuntos de datos modificando el valor de los parámetros. Ello permitió emplear los registros de los sismos de octubre y noviembre de 1981 y de marzo de 1985 en distintos tipos de suelo (Arias y Castro, 1993) para corregir las expresiones propuestas en el proyecto de revisión (INN, 1989), y llegar a la expresión (6-9) que aparece en la norma. Otros estudios han confirmado que las curvas espectrales adoptadas son adecuadas (Riddell et. al., 1993).

NCh433

D.6.3.5.3 El espectro de diseño propiamente tal se obtiene dividiendo las ordenadas del espectro elástico por el factor de modificación de la respuesta R^* asociado al período con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis. El valor de R^* es constante para cada dirección de análisis, lo cual permite que las contribuciones modales mantengan su importancia relativa determinada por el espectro elástico. En el seno del Comité 1996 de la norma se discutió detalladamente si las ordenadas espectrales de diseño debían tornarse del espectro elástico reducido por un factor constante (R^*), o si debía usarse un valor de R diferente para cada período modal. Se pueden esgrimir razones en favor de ambas posiciones sin que haya ninguna evidencia experimental o analítica que permita inclinarse por una de ellas. Frente a esta situación, el Comité 1996 se decidió por la primera alternativa.

El factor de modificación de la respuesta estructural R^* depende de la estructuración, del material y del tipo de diseño a través del parámetro R_0 y del período de vibración T^* ; en menor medida, depende del suelo de fundación a través del parámetro T_0 . La deducción de la expresión del factor R^* se basó en los espectros de respuesta elásticos e inelásticos obtenidos para diferentes registros chilenos y extranjeros y ha sido discutida anteriormente (Hidalgo y Arias, 1993). La dependencia de R^* respecto del período refleja la incapacidad de las estructuras rígidas de experimentar deformaciones significativas y, consecuentemente, de aprovechar su potencial capacidad de absorción y disipación de energía a través de las deformaciones sísmicas. Ello hace que las estructuras rígidas se vean sometidas a esfuerzos sísmicos comparativamente mayores que las estructuras flexibles cuando incursionan en el rango inelástico, independientemente de lo que indique la forma del espectro elástico.

Durante la discusión del Decreto N° 61, se introdujo el factor R_1 de modificación de la respuesta estructural, que es el valor que corresponde usar en 5.10.1, 8.4.3 y 8.4.4 en vez de R^* cuando el diseño está controlado por el esfuerzo de corte basal mínimo. El factor R_1 fue originalmente concebido en el Comité que estudió la norma NCh 2369.Of2003.

D.6.3.5.4 Alternativamente, la norma permite usar una expresión de R^* en función del número de pisos en vez del período, la que sólo es válida para edificios estructurados con muros; ella se basa en una estimación muy conservadora del período en función del número de pisos ($T = 0,025 N$) para este tipo de edificios y en la evaluación de los valores R^* usando la expresión (6-10). El cálculo de los períodos fundamentales de vibración de 97 edificios reales de muros con un número de pisos entre 3 y 24 arrojó un valor promedio igual a 0,047 N, lo que es congruente con valores de períodos determinados en forma experimental.

D.6.3.5.5 Las ecuaciones contenidas en la Tabla 6.5 representan un ajuste analítico para obtener los valores del espectro elástico de desplazamientos, consistentes con los registros del sismo del 27 de febrero de 2010, a partir del espectro elástico de pseudo-aceleraciones. Esta demanda de desplazamientos se usa en las recomendaciones de diseño de confinamiento para muros de hormigón armado, contenidas en el D.S. N° 60, (V. y U.), del 13 de diciembre 2011.

D.6.3.6.2 La norma especifica que la combinación de las contribuciones modales máximas se realice usando el método CQC únicamente; para evaluar el coeficiente de acoplamiento modal se puede utilizar la expresión correspondiente a una excitación de ruido blanco (fórmula 6-15) o la asociada a la misma excitación filtrada por un suelo de característica T_0 (fórmula 6-16). En la expresión (6-14) debe usarse una razón de amortiguamiento del 5% para ser consecuentes con el amortiguamiento considerado para deducir el espectro de diseño elástico (Arias y Castro, 1993). En la expresión (6-13), que explicita la fórmula de

combinación, los valores máximos modales deben usarse con su signo. La razón para no mantener la fórmula de superposición modal de la norma NCh 433.Of72, es que ella se dedujo para resultados de análisis modales espectrales de edificios que no incluían respuesta torsional; la comparación entre ambas fórmulas de superposición modal demuestra que las diferencias entre ellas aumentan en la medida que crece la influencia de la respuesta torsional, con mejores resultados al usar el método CQC.

D.6.3.7.1 El esfuerzo de corte basal mínimo del análisis modal espectral de la versión 1996 es diferente del propuesto en el proyecto de revisión (INN, 1989), el cual se había adoptado siguiendo las disposiciones del UBC (ICBO, 1991). Dicho valor mínimo dependía del esfuerzo de corte basal del análisis estático en la medida que aumentaba la irregularidad de la estructuración. Estudios realizados con el proyecto de revisión demostraron la inconveniencia de una disposición de ese tipo (Hidalgo y Arias, 1993) y en la versión 1996 de la norma se volvió a establecer un mínimo para el esfuerzo de corte basal que no está ligado al resultado del análisis estático.

Durante la discusión del Decreto N° 61, el esfuerzo de corte basal mínimo obtenido del Análisis Modal Espectral fue modificado al amplificarlo por el factor S, que depende del tipo de suelo de fundación. Igual modificación se adoptó para el esfuerzo de corte basal mínimo que afecta el Análisis Estático, artículo 6.2.3.1.1.

D.6.3.8 Es sabido que los resultados del análisis modal espectral se obtienen de una expresión con raíz cuadrada, la que no tiene un signo determinado. Por lo tanto, en el proceso de análisis se pierde el signo que define el sentido de acción de los esfuerzos internos con lo cual se complica el proceso de diseño de algunos elementos estructurales. Asimismo, los esfuerzos internos y las deformaciones en una determinada sección de un elemento corresponden a estimaciones de los máximos valores durante un evento sísmico, los cuales no son necesariamente simultáneos y, consecuentemente, no satisfacen las condiciones de equilibrio y de compatibilidad geométrica.

D.7 En la Modif.2009 de la norma NCh 433.Of1996, se cambió el párrafo 7.5 al Anexo C con una reducción significativa de la magnitud establecida para el empuje sobre muros subterráneos, expresión (C-1).

D.7.1 Habitualmente, en el cálculo de la presión de contacto admisible bajo las fundaciones se considera por separado el efecto de las deformaciones (asentamientos y giros) y la presión de contacto admisible por la rotura del suelo.

Respecto de los asentamientos y giros, las cargas estáticas resultarán en deformaciones permanentes del terreno, incluyendo, cuando corresponda, las deformaciones por consolidación. Las cargas dinámicas producen un incremento de deformación (elástica y permanente). Puesto que las relaciones tensión-deformación de los suelos dependen, entre otros factores, de la velocidad de aplicación de las cargas, es conveniente separar el cálculo de las deformaciones bajo cargas permanentes de aquellas bajo cargas dinámicas.

Asimismo, las presiones de contacto admisibles bajo las fundaciones, correspondientes a las combinaciones de cargas que incluyen los efectos sísmicos, deben calcularse considerando las propiedades dinámicas del suelo.

D.8.1.3 El coeficiente sísmico para la acción sísmica vertical se ha establecido en $2/3$ de la aceleración efectiva máxima del suelo dividida por la aceleración de gravedad. Esta disposición supone que la aceleración vertical del suelo es $2/3$ de la aceleración horizontal del suelo y que no hay amplificación de la estructura debido a vibraciones verticales, lo que

NCh433

equivale a suponer un sistema infinitamente rígido en el sentido vertical. El proyectista debe incluir dicha amplificación si las características del equipo o su forma de anclaje se alejan de la hipótesis señalada, pudiendo usar la forma del espectro de aceleraciones horizontales mientras no existan estudios más completos al respecto. Es probable que dichos estudios muestren que la proporción entre las aceleraciones verticales y horizontales resulte dependiente de la distancia del lugar considerado a la zona en que se produce la subducción y que la distribución de frecuencias dominantes de los desplazamientos verticales sea distinta a la de los horizontales.

D.8.2 El factor de desempeño K_d se ha tomado del documento ATC-3 (ATC, 1978) y refleja el nivel de servicio que se exige al elemento secundario durante un evento sísmico, el cual depende del equipo mismo y de la categoría o importancia del edificio.

D.8.3.1 La expresión (8-1) debe usarse cuando las características de masa y rigidez del elemento secundario han sido incluidas en la modelación del edificio. Este valor está afectado por los coeficientes C_p y K_d . El comentario del ATC-3 (ATC, 1978) reconoce que, inicialmente, el coeficiente C_p fue definido como el coeficiente sísmico del elemento y como tal representaba la amplificación dinámica del movimiento en su base. Sin embargo, posteriormente su significado fue cambiado para representar un factor numérico relacionado con las características dinámicas del elemento y con las consecuencias de su eventual falla; bajo este último concepto está representando un coeficiente de importancia del elemento o equipo, lo cual se refleja en los valores de C_p indicados en la tabla 8.1.

En la expresión (8-1) no se ha considerado el factor de modificación de la respuesta del elemento mismo, en adición a los factores a y R que se utilizan para el análisis sísmico del edificio.

D.8.3.2 La expresión (8-2) debe usarse cuando las características del elemento secundario no se han incluido en la modelación del edificio. En esta expresión, el término (F_k/P_k) representa la aceleración de piso en el nivel k que resulta del análisis sísmico del edificio, ya sea que se haya usado el análisis estático o el análisis modal espectral. Para evitar daños en los elementos secundarios de los pisos inferiores de edificios flexibles, el valor F_k/P_k se limita a un valor inferior igual a A_0 en caso que el análisis se efectúe por el método estático equivalente. El factor K_p representa la amplificación dinámica del elemento y se discute en 8.3.3.

D.8.3.3 El factor K_p refleja el fenómeno de resonancia entre la vibración del edificio y la del elemento secundario. La expresión (8-4), que se grafica en la figura C.1, corresponde a la amplificación dinámica experimentada por un oscilador simple cuando es excitado en su base por un movimiento sinusoidal con período igual al período traslacional predominante del edificio. Los valores 1 y 2,2 que delimitan el rango en que varía el factor de amplificación K_p se eligieron basándose en las disposiciones del ATC-3 (ATC, 1978).

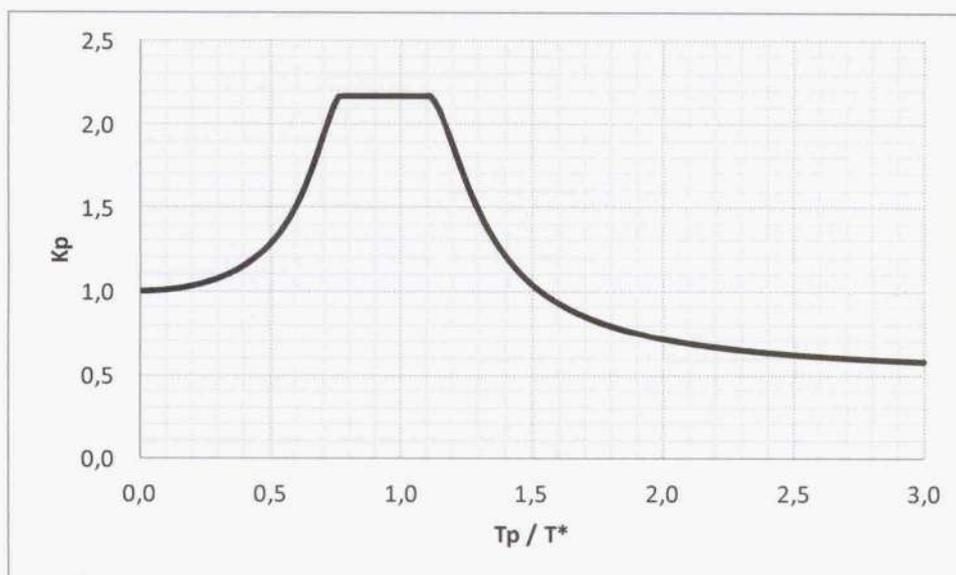


Figura C.1 Factor de amplificación dinámica K_p

D.8.4.1 Dos problemas principales se pueden presentar con los tabiques que son considerados como flotantes en la etapa de diseño, pero que en la realidad interactúan con la estructura resistente durante un movimiento sísmico; por una parte pueden quedar sometidos a deformaciones que no son capaces de seguir sin sufrir daños y también, modificar el comportamiento de los elementos resistentes de la estructura e incluso de la estructura resistente como un todo. El caso de las columnas cortas generadas por tabiques divisorios es un ejemplo muy frecuente y claro de esta situación.

Las disposiciones de este párrafo ponen especial énfasis en las condiciones que deben producirse para poder considerar como flotantes (sin interacción) a los tabiques divisorios.

D.8.4.2 La limitación para el desplazamiento de entrepiso fijada en 0,001 veces la altura de entrepiso, que es más exigente que la especificada en NCh 433.Of72, no considera las características de deformación del tabique y podría no ser válida en caso de tabiques de gran rigidez. A pesar de ello, se trata de una disposición práctica, fácil de aplicar y válida para la gran mayoría de los tabiques de uso habitual en Chile, tal como lo mostró el comportamiento de los edificios diseñados con NCh 433.Of72 durante el sismo de Marzo de 1985.

D.8.4.3 y **D.8.4.4** La adopción del factor $R \cdot K_d / 3$ fue largamente discutida en el seno del Comité 1996 de la norma, ya que se hizo oponiéndose a la proposición de usar $0,7 R \cdot K_d$ que es más de dos veces el valor acordado. Este último valor considera una estimación realista de los valores máximos que pueden experimentar las deformaciones de entrepiso durante movimientos sísmicos de gran severidad; sin embargo, el Comité 1996 se inclinó por el valor $R \cdot K_d / 3$ para ser consecuentes con lo aprobado en 5.10.1 respecto a la distancia mínima de un edificio al plano medianero. Este valor también podría ser modificado cuando se disponga de mayores antecedentes sobre la capacidad de deformación lateral que ofrecen los tabiques que se usan en edificios.

NCh433

Durante la discusión del Decreto N° 61, la distancia mínima de un edificio al plano medianero se cambió de $R^*/3$ por $2R_1/3$ veces los desplazamientos horizontales calculados con los métodos de análisis del capítulo 6, (ver D.5.10.1). Consecuentemente, procede cambiar en 8.4.3 y 8.4.4 el término $R^*K_d/3$ por $2 R_1K_d/3$, en concordancia con la proposición hecha al Comité 1996 de la norma.

D.A El Comité estimó que el Anexo A no debe formar parte de la norma ya que no contiene disposiciones taxativas sobre la evaluación de daños sísmicos y recuperación estructural; sin embargo, el anexo contiene una serie de conceptos y disposiciones, que aunque son preliminares, no conviene perder.

D.B En el Anexo B se ha suprimido el párrafo B.2 por haber quedado obsoleto al oficializarse la norma NCh 3171 en el año 2010. En su lugar, se han incorporado las disposiciones transitorias referentes a la clasificación sísmica del terreno de fundación.

D.C.2 Presupone que las deformaciones horizontales del muro perimetral del subterráneo, ya sea por deformación intrínseca del muro o por deformación de su fundación, son prácticamente nulas. Podrán emplearse coeficientes menores a los de reposo si se demuestra que las deformaciones horizontales del muro son suficientes para alcanzar estados entre el activo y el de reposo.

D.C.3 La expresión (C-1) y los valores del coeficiente C_R se han obtenido mediante un método cinemático que desplaza el suelo perpendicularmente en contra del muro subterráneo, manteniendo inmóvil la zona enterrada del edificio. El método incorpora tanto la flexibilidad del muro modelado como viga continua con apoyo en las losas de piso, como los resortes de interacción horizontal entre dicho muro y el suelo.

Referencias

Algermissen S.T., Kausel E., Thenhaus P.C., Hauson S. (1993) "Earthquake Hazard Assessment in Chile ", Revista Geofísica: Inst. Panamericano, Geografía e Historia; V.37.

Applied Technology Council (1978) "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings ", Publication ATC 3-06, NBS Special Publication 510, NSF Publication 78-8, US Department of Commerce, Washington D.C., U.S.A.

Arias A., Castro L. (1993) "Espectros de Respuesta Lineal Diferenciados por Tipo de Suelo", Sextas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Vol.1, 363-372.

Barrientos, S. (1980) "Regionalización Sísmica de Chile ", Tesis para optar al grado de Magister en Geofísica, Universidad de Chile, Santiago.

Guendelman T. (1993) "Antecedentes para la Calibración del Espectro de Pseudo-aceleraciones de la Norma NCh433 ", Sextas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Vol.1, 393-402.

Hidalgo P., Arias A. (1993) "Fundamentación de las Disposiciones de Diseño y Análisis Sísmico de la Nueva Norma NCh433 ", Sextas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Vol.1, 373-382.

Instituto Nacional de Normalización (1972) "Cálculo Antisísmico de Edificios ", Norma NCh433.Of72, Santiago.

Instituto Nacional de Normalización (1986) "Albañilería Armada - Requisitos para el Diseño y Cálculo", Norma NCh1928.Of86, Santiago.

Instituto Nacional de Normalización (1989) "Diseño Sísmico de Edificios ", Proyecto de norma en consulta pública NCh433.cR89, Santiago.

International Conference of Building Officials (1991) "Uniform Building Code ", Whittier, California, U.S.A.

Martín, A. (1990) "Hacia una Nueva Regionalización y Cálculo del Peligro Sísmico en Chile". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Santiago.

Riddell R., Van Sint Jan M., Gajardo J. (1993) "Evaluación del Espectro de la Norma NCh433n93 en Base al Análisis de Terremotos Chilenos ", Sextas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Vol.1 , 383-392.

Structural Engineers Association of California, Seismology Committee (1990) "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary ", San Francisco, California, U.S.A.

The Ministry of Construction of Japan (1988) "The Building Standard Law of Japan ", The Building Center of Japan, Minatu-ku, Tokio, Japón.

Structural Engineers Association of California, Vision 2000 Committee (1995) , VISION 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Sacramento, California, U.S.A.

