INDICE

		Página
	Preámbulo	III
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 edificios y estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla	7
4.4	Instrumentos sísmicos	7
5	**Disposiciones generales sobre diseño y métodos de análisis**	16
5.1	Principios e hipótesis básicos	16
5.2	Combinación de las solicitaciones sísmicas con otras solicitaciones	16
5.3	Coordinación con otras normas de análisis y diseño	17
5.4	Sistemas estructurales	18
5.5	Modelos estructurales	18
5.6	Limitaciones para el uso de los métodos de análisis	19
5.7	Factor de modificación de la respuesta	19
5.8	Acciones sísmicas sobre la estructura	20
5.9	Deformaciones sísmicas	20

Indice

		Página
5.10	Separaciones entre edificios o cuerpos de edificios	20
5.11	Planos y memoria de cálculo	21
6	**Métodos de análisis**	23
6.1	Generalidades	23
6.2	Análisis estático	23
6.3	Análisis modal espectral	26
7	**Diseño y construcción de fundaciones**	31
7.1	Especificaciones generales para el diseño	31
7.2	Fundaciones superficiales	31
7.3	Pilotes	32
7.4	Estructuras contiguas	33
7.5	Empujes en muros subterráneos	33
8	**Elementos secundarios**	34
8.1	Generalidades	34
8.2	Criterios sobre el nivel de desempeño	34
8.3	Fuerzas para el diseño de elementos secundarios y sus anclajes	35
8.4	Tabiques divisorios	36
8.5	Aspectos complementarios	36
	Anexo A - Daño sísmico y recuperación estructural	40
	Anexo B - Referencias transitorias	43

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. La presente versión de 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	Elías Arze L.
	Eduardo Montegu G.
CODELCO Chile	Alvaro Díaz I.
Colegio de Arquitectos	Oscar Bórquez D.
	Sergio Rojo A.
Consultores Particulares	Issa Kort K.
	Mario Pérez de Arce L.
	Patricio Ruiz T.
	Miguel Sandor E.
Dames and Moore Chile Ltda.	Jaime Illanes P.
GEOPROSPEC Ltda.	Andrés Pérez M.

Geotécnica Consultores	Roberto Lástrico O.
	Pablo Talloni V.
IEC Ingenieros Ltda.	Tomás Guendelman B.
INGENDESA	Jorge Laval Z.
Instituto Nacional de Normalización, INN	Arturo Arias S.
	Pedro Hidalgo O.
Lagos, Contreras y Asociados	René Lagos C.
METRO S.A.	Santiago Saavedra T.
Ministerio de Vivienda y Urbanismo, SERVIU Metropolitano	Ernesto Herbash A.
Pontificia Universidad Católica de Chile, Depto. de Ingeniería Estructural y Geotécnica	Ernesto Cruz Z.
	Rafael Riddell C.
	Jorge Troncoso T.
	Jorge Vásquez P.
	Michel Van Sint Jan F.
Pontificia Universidad Católica de Chile, DICTUC	Carl Lüders Sch.
RFA Ingenieros	Rodrigo Flores A.
Rivera, Lederer, Baeza, Ingenieros	Marcial Baeza S.
SAS Ingeniería Estructural	Santiago Arias S.
Universidad Católica de Valparaíso	Baldur Heim G.
Universidad de Chile, Depto. de Geofísica	Alfredo Eisenberg G.
	Edgar Kausel V.
Universidad de Chile, Depto. de Ingeniería Civil	Maximiliano Astroza I.
	Juan Cassis M.
	Joaquín Monge E.
	María Ofelia Moroni Y.
	Rodolfo Saragoni H.
Universidad de Chile, Facultad de Arquitectura	Leopoldo Dominichetti C.
	Raúl Marchetti S.
Universidad de Chile, IDIEM	Pablo Carrillo V.
	Pedro Ortigosa de P.
Universidad de Santiago de Chile	Paulina González S.
Universidad Técnica Federico Santa María	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.	David Escárate N.
Arze, Reciné y Asociados	Elías Arze L.
Colegio de Arquitectos	Oscar Bórquez D.
Consultores Particulares	Denise Jequier L.
	Sergio Rojo A.
	Miguel Sandor E.
Gobierno Regional de Valparaíso	Francisco Osorio M.
IDIEM, Universidad de Chile	Fernando Yáñez U.
IEC Ingenieros Ltda.	Tomás Guendelman B.
Instituto Nacional de Normalización, INN	Arturo Arias S.
	Pedro Hidalgo O.
Rivera, Lederer, Baeza, Ingenieros Civiles	Marcial Baeza S.
Universidad Católica de Valparaíso	Baldur Heim G.
Universidad de Chile, Depto. de Ingeniería Civil	Maximiliano Astroza I.
	María Ofelia Moroni Y.
	Rodolfo Saragoni H.
Universidad de Concepción	Gian M. Giuliano M.
	Mario Valenzuela O.
Universidad de Santiago de Chile	Paulina González S.
Universidad Técnica Federico Santa María	Patricio Bonelli C.

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

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

El anexo B forma parte del cuerpo de la norma.

Los mapas que se incluyen, figuras 4.1 a), b) y c), han sido autorizados por Resolución N°136 de fecha 13 de julio de 1993, de la Dirección Nacional de Fronteras y Límites del Estado.

Esta norma anula y reemplaza a la NCh433.Of93, *"Diseño sísmico de edificios"*, declarada Norma Chilena Oficial de la República por Decreto N°90, de fecha 24 de Agosto de 1993, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, publicado en el Diario Oficial Nº34.668, 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 Norma Chilena Oficial de la República por Decreto Nº172, de fecha 05 de Diciembre de 1996, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, publicado en el Diario Oficial Nº35.648, del 23 de Diciembre de 1996.

Diseño sísmico de edificios

1 Alcance

1.1 Esta norma establece requisitos mínimos 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 debe regirse por la norma chilena correspondiente.

2 Referencias

NCh427[*)]	Construcción - Especificaciones para el cálculo, fabricación y construcción de estructuras de acero.
NCh430[*)]	Hormigón armado - Requisitos de diseño y cálculo.
NCh431	Construcción - Sobrecargas de nieve.
NCh432	Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones.
NCh1198	Madera - Construcciones en madera - Cálculo.
NCh1537	Diseño estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de uso.
NCh1928	Albañilería armada - Requisitos para el diseño y cálculo.
NCh2123	Albañilería confinada - Requisitos de diseño y cálculo.

[*)] Ver anexo B, **Referencias transitorias.**

3 Terminología y simbología

3.1 Terminología

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

3.1.2 albañilería confinada: albañilería reforzada que satisface los requisitos especificados en la norma 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 fachada 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 subpárrafo 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 solicitaciones 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 debe tenerse en cuenta lo dispuesto en párrafo 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_p = coeficiente sísmico para elementos secundarios;

C_R = coeficiente que interviene en la determinación de σ_s;

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 = altura total del edificio sobre el nivel basal; altura de un muro de contención en contacto con el suelo;

I = coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio;

$ID(DR)$ = índice de densidad (o densidad relativa);

K_d = factor de desempeño asociado al comportamiento sísmico de elementos secundarios;

K_p = factor de amplificación dinámica para el diseño de elementos secundarios;

M_{nx} = masa equivalente del modo n, para una acción de dirección X;

$[M]$ = matriz de masas de la estructura;

N = índice de Penetración Estándar del suelo; número de pisos de un edificio;

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;

R = factor de modificación de la respuesta estructural (análisis estático);

R_o = factor de modificación de la respuesta estructural (análisis modal espectral);

R^* = factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis;

RQD = $\sum l/L$ en que:

$\sum l$: suma de las longitudes de trozos de roca sana con largo individual superior a 10 cm y diámetro mínimo 47,6 mm, recuperados de un sondaje en roca en una longitud L.

L : longitud perforada o longitud de referencia con 1,0 m ≤ L ≤ 1,5 m.

S = parámetro que depende del tipo de suelo;

S_a = aceleración espectral de diseño;

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;

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;

n = parámetro que depende del tipo de suelo; índice asociado al modo de vibración;

p = parámetro que depende del tipo de suelo;

q = cuociente 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;

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;

S_u = resistencia al corte no drenada del suelo;

v_s = velocidad de propagación de las ondas de corte en el suelo;

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;

y_d = peso unitario seco del suelo;

$\{\phi_n\}$ = 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 las 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 la 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 los valores establecidos en la tabla 6.3 para los tipos de terrenos que se definen en la tabla 4.2. 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 Se excluyen de la tabla 4.2 los siguientes tipos de suelos, los cuales requieren de un estudio especial:

a) suelos potencialmente licuables, entendiendo por ellos las arenas, arenas limosas o limos, saturados, con Indice de Penetración Estándar N menor que 20, (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa);

b) suelos susceptibles de densificación por vibración.

4.2.3 La caracterización del suelo debe apoyarse en un informe sustentado en una exploración del subsuelo acorde con las características del proyecto.

4.2.4 Cuando la información sobre el suelo de fundación no baste para clasificarlo de acuerdo con la tabla 4.2, deberá suponerse el perfil del suelo que resulte en el mayor valor del esfuerzo de corte basal.

4.3 Clasificación de edificios y 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 se clasifican en la forma siguiente:

- **Categoría A:** edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública (como cuarteles de policía, centrales eléctricas y telefónicas, correos y telégrafos, radioemisoras, canales de televisión, plantas de agua potable y de bombeo, etc.), y aquellos cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe (como hospitales, postas de primeros auxilios, cuarteles de bomberos, garajes para vehículos de emergencia, estaciones terminales, etc.).

- **Categoría B:** edificios cuyo contenido es de gran valor (como bibliotecas, museos, etc.) y aquellos donde existe frecuentemente aglomeración de personas. Entre estos últimos se incluyen los siguientes edificios:

    - 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 igual o mayor que 500 m^2 por piso, o de altura superior a 12 m;

    - centros comerciales con pasillos cubiertos, con un área total superior a 3 000 m^2 sin considerar la superficie de estacionamientos.

- **Categoría C:** edificios destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a ninguna de las categorías A o B, y construcciones de cualquier tipo cuya falla puede poner en peligro otras construcciones de las categorías A, B o C.

- **Categoría D:** construcciones aisladas o provisionales no destinadas a habitación, no clasificables en ninguna de las categorías anteriores.

4.4 Instrumentos sísmicos

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

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

(Continúa)

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

(Continuación)

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
Metropoli-tana	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 Paine Pedro Aguirre Cerda Peñaflor Peñalolén Pirque Providencia Pudahuel Puente Alto Quilicura Quinta Normal Recoleta Renca San Bernardo San Joaquín San José de Maipo San Miguel San Ramón Santiago Talagante Vitacura	

(Continúa)

Tabla 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 Marchigüe Navidad Palmilla Peralillo Paredones Peumo Pichidegua Pichilemu Pumanque Santa Cruz	Chépica Chimbarongo Codegua Coinco Coltauco Doñihue Graneros Machalí Malloa Mostazal Nancagua Olivar Placilla Quinta de Tilcoco Rancagua Rengo Requínoa San Fernando San Vicente de Tagua Tagua	
7a.	Cauquenes Chanco Constitución Curepto Empedrado Hualañé Licantén Maule Pelluhue Pencahue San Javier Talca Vichuquén	Colbún Curicó Linares Longaví Molina Parral Pelarco Rauco Retiro Río Claro Romeral Sagrada Familia San Clemente 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.	Arauco Bulnes Cabrero Cañete Chillán Cobquecura Coelemu Concepción Contulmo Coronel Curanilahue Florida Hualqui Laja Lebu Los Alamos Lota Nacimiento Negrete Ninhue Penco Portezuelo Quillón Quirihue Ranquil San Carlos San Nicolás San Rosendo Santa Juana Talcahuano Tirúa Tomé Treguaco Yumbel	Antuco Coihueco El Carmen Los Angeles Mulchén Ñiquén Pemuco Pinto Quilaco Quilleco San Fabián San Ignacio Santa Bárbara Tucapel Yungay	
9a.	Angol Carahue Galvarino Los Sauces Lumaco Nueva Imperial Purén Renaico Saavedra Teodoro Schmidt Toltén Traiguén	Collipulli Cunco Curacautín Ercilla Freire Gorbea Lautaro Loncoche Perquenco Pitrufquén Temuco Victoria Vilcún Villarrica	Curarrehue Lonquimay Melipeuco Pucón

Tabla 4.2 - Definición de los tipos de suelos de fundación. (Sólo para ser usada con la tabla 6.3)

Tipo de suelo	Descripción
I	**Roca**: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in-situ igual o mayor que 900 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%.
II	a) Suelo con v_s igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores, y creciente con la profundidad; o bien, b) Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m^3, o índice de densidad $ID(DR)$ (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien; c) Arena densa, con $ID(DR)$ mayor que 75%, o Indice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior al 95% del valor Proctor Modificado; o bien, d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado s_u igual o mayor que 0,10 MPa (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras. En todo los casos, las condiciones indicadas deberán cumplirse independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se clasificará como tipo I.
III	a) Arena permanentemente no saturada, con $ID(DR)$ entre 55 y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa); o bien, b) Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor Proctor Modificado; o bien, c) Suelo cohesivo con s_u comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (q_u entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien, d) Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 Mpa). Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo II.
IV	Suelo cohesivo saturado con s_u igual o menor que 0,025 MPa (q_u igual o menor que 0,050 MPa). Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo III.

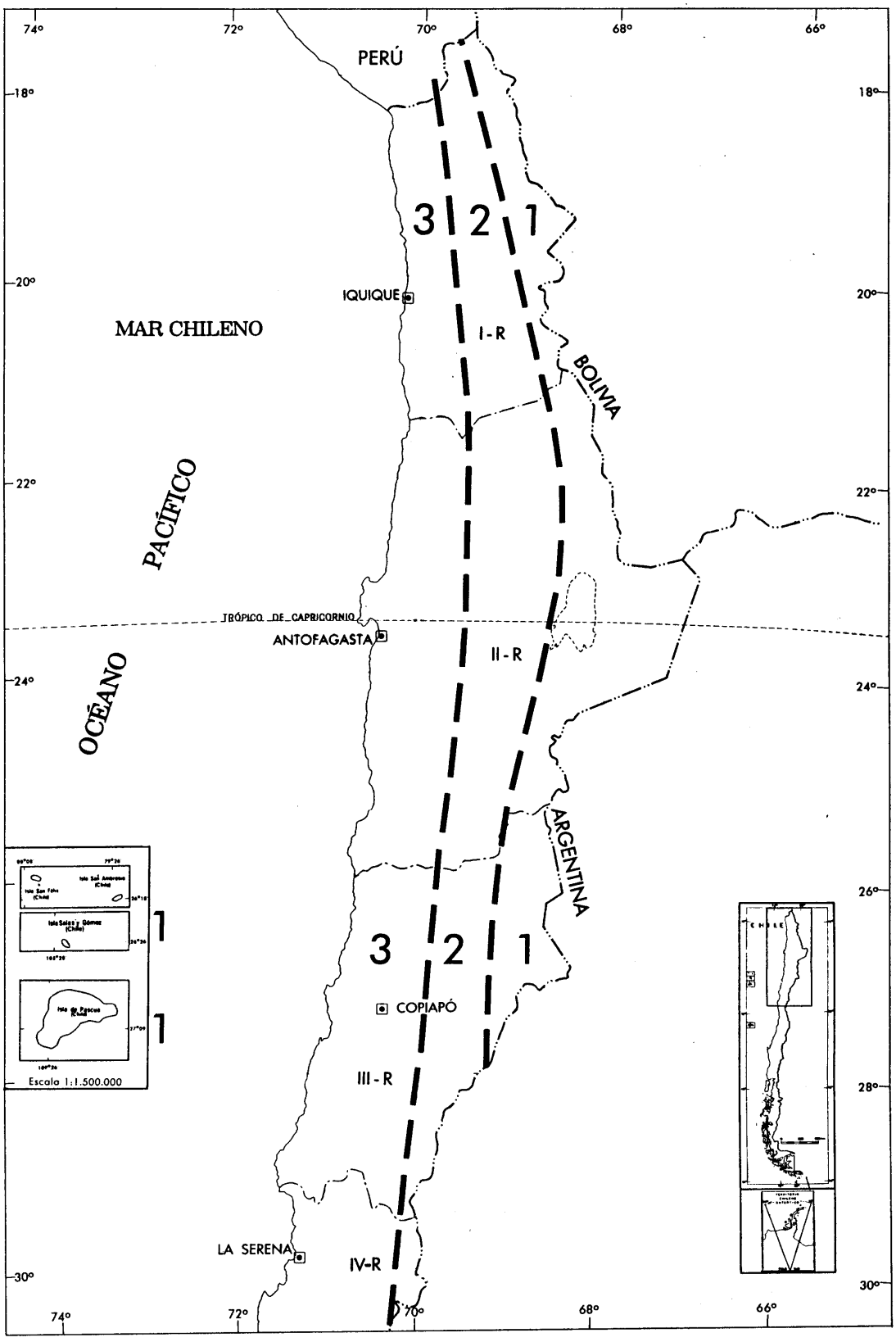

Figura 4.1 a) Zonificación sísmica de las Regiones I, II y III

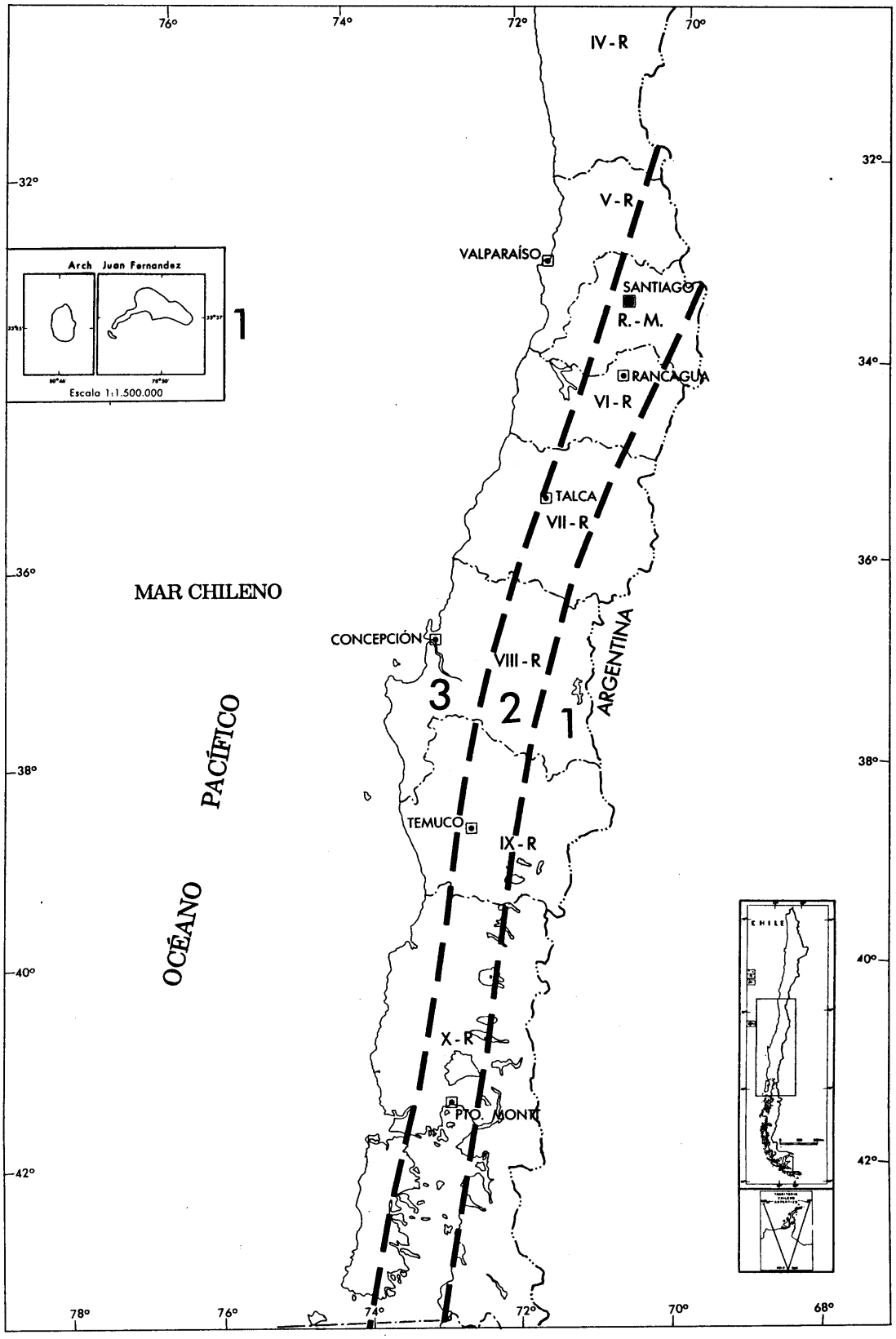

Figura 4.1 b) Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX , X y Región Metropolitana.

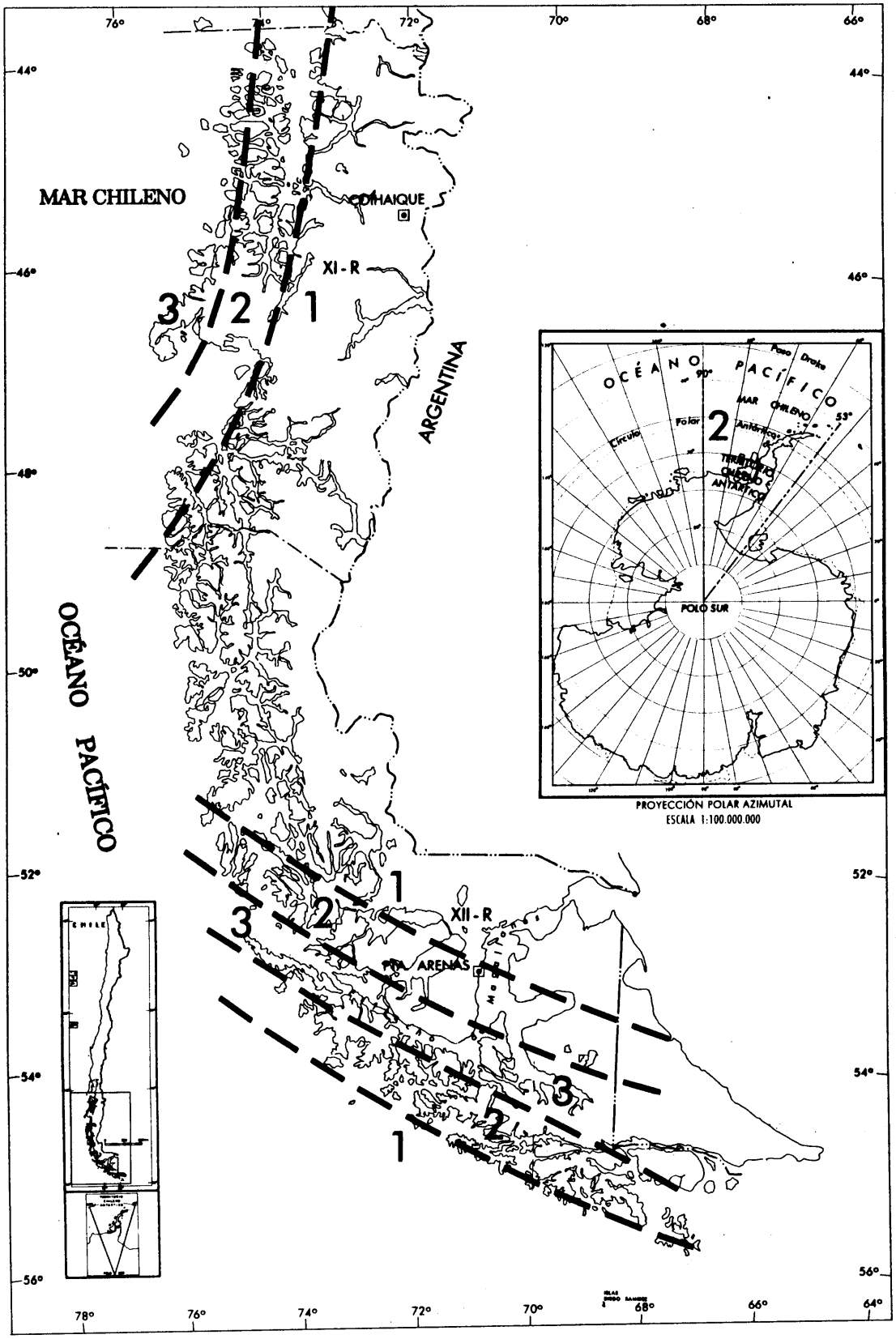

Figura 4.1 c) Zonificación sísmica de las Regiones XI y XII.

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 párrafo 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.

La conformidad con las disposiciones de estas normas no asegura, en todos los casos, el cumplimiento de los objetivos antes mencionados.

Particularmente, las disposiciones para edificios de muros de hormigón armado están inspiradas en el satisfactorio comportamiento que tuvieron durante el sismo de marzo de 1985, los edificios de este tipo diseñados de acuerdo con la norma NCh433.Of72.

5.1.2 El análisis para determinar los esfuerzos internos debidos a la acción sísmica debe basarse en el comportamiento lineal y elástico de la estructura; sin embargo, el dimensionamiento de los elementos estructurales debe hacerse 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 pueden combinarse con los efectos de la acción sísmica, también debe basarse 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 debe hacerse usando las siguientes reglas de superposición:

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

   cargas permanentes + sobrecargas de uso ± sismo,

   cargas permanentes ± sismo;

b) cuando el diseño se haga por el método de los factores de carga y resistencia:

   1,4 (cargas permanentes + sobrecargas de uso ± sismo),

   0,9 cargas permanentes ± 1,4 sismo.

5.2.2 Cuando el dimensionamiento de los elementos estructurales se haga por el método de las tensiones admisibles, ellas pueden aumentarse en un 33,3% respecto de los valores normales de diseño.

5.2.3 Las acciones de las cargas permanentes y sobrecargas de uso indicadas en subpárrafo 5.2.1 deben determinarse según la norma NCh1537. La reducción indicada en subpárrafo 5.5.1 sólo se aplica al cálculo de la acción sísmica, y no a las solicitaciones debidas a las sobrecargas de uso a que se refieren las reglas de superposición de subpárrafo 5.2.1.

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

5.2.5 Aun cuando el diseño quede controlado por las solicitaciones de viento, especificadas en la norma NCh432, deben respetarse 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 la presente norma deben aplicarse en conjunto con lo dispuesto en otras normas de análisis y en las normas especificas de diseño para cada material que se indican a continuación. En caso de contradicción, deben prevalecer las disposiciones de la presente norma.

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

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

5.3.3 Estructuras de acero, según las disposiciones de la norma NCh427[*)].

5.3.4 Estructuras de hormigón armado, según las disposiciones de la norma NCh430[*)].

5.3.5 Estructuras de albañilería armada de ladrillos cerámicos o bloques de hormigón, según las disposiciones de la norma 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 la norma 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 la norma NCh1198.

[*)] Ver anexo B, **Referencias transitorias.**

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, debe hacerse 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 podrá 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.

5.5.2 Diafragmas de piso

5.5.2.1 Deberá verificarse que los diafragmas tienen la rigidez y la resistencia suficiente para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos o subestructuras verticales resistentes. Si existen dudas sobre la rigidez del diafragma, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad agregando los grados de libertad que sea necesario o introduciendo separaciones estructurales.

5.5.2.2 Los edificios de planta irregular (en H, en L, en T, en U, etc.) sólo podrán proyectarse 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 subpárrafo 5.5.2.1. En caso contrario, cada cuerpo deberá proyectarse como una estructura separada, respetando lo dispuesto en párrafo 5.10.

5.5.2.3 Si el edificio de planta irregular se proyecta como una sola estructura, deberá ponerse 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, debe verificarse 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 deben cumplirse en todos los niveles en que existan diafragmas.

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

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

5.6 Limitaciones para el uso de los métodos de análisis

En el capítulo 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 subpárrafo 6.2.1. Las limitaciones para el uso del método de análisis modal espectral se especifican en subpárrafo 6.3.1.

5.7 Factor de modificación de la respuesta

5.7.1 El factor de modificación de la respuesta $R_0 (o\ R)$ se establece en la 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 deben determinarse con el valor de $R_0 (o\, R)$ que corresponda al del subsistema con menor $R_0 (o\ R)$, excepto para los casos que se indican explícitamente en la tabla 5.1.

5.7.3 Si la estructura resistente del edificio contempla sistemas con diferente valor de $R_0 (o\ R)$ según distintas direcciones horizontales, el análisis sísmico debe efectuarse con el menor valor de $R_0 (o\ R)$.

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, deben diseñarse 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 deben calcularse para las acciones sísmicas de diseño estipuladas en el capítulo 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.

5.10 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 deben adoptarse 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 $R^*/3$ veces el desplazamiento a ese nivel calculado con los métodos de análisis establecidos en los párrafos 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 subpárrafo 5.10.1.

5.10.3 Se admitirá que se cumple con las condiciones de subpárrafos 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 la 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.

- una descripción del sistema sismorresistente;

- una descripción del método de análisis sísmico, con una identificación de los parámetros utilizados para determinar la solicitación 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 del párrafo 8.4.

Tabla 5.1 - Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta[1)]

Sistema estructural	Material estructural	R	R_o
Pórticos	Acero estructural	7	11
	Hormigón armado	7	11
Muros y sistemas arriostrados	Acero estructural	7	11
	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	-

1) Los valores indicados en esta en tabla para acero estructural y hormigón armado suponen el cumplimiento de lo establecido el anexo B.

2) Criterio *A*: los muros de hormigón armado deben tomar en cada piso, el 50% del esfuerzo de corte del piso, como mínimo.

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.

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 subpárrafo 5.5.2.1.

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 puede usarse en el análisis sísmico de las siguientes estructuras resistentes:

a) todas las estructuras de las categorías C y D ubicadas en la zona sísmica 1 de la zonificación indicada en párrafo 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 deberán multiplicarse 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 los subpárrafos 6.2.3 al 6.2.7.

6.2.3 El esfuerzo de corte basal está dado por:

$$Q_o = CIP \qquad (6\text{-}1)$$

en que:

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

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

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

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

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

en que:

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

A_0 = tiene el significado indicado en subpárrafo 6.2.3.2;

R = es un factor de reducción que se establece en párrafo 5.7;

T^* = es el 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/6 g.

6.2.3.1.2 El valor de C no necesita ser mayor que el indicado en la 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 la tabla 6.4 podrá reducirse multiplicándolo por el factor f determinado por la expresión:

$$f = 1{,}25 - 0{,}5\, q \qquad (0{,}5 \le q \le 1{,}0) \qquad (6\text{-}3)$$

donde q es el menor de los valores obtenidos por el cálculo del cuociente 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_0 se determina de la tabla 6.2 de acuerdo con la zonificación sísmica del país indicada en párrafo 4.1.

6.2.3.3 El peso total P del edificio sobre el nivel basal debe calcularse según lo dispuesto en subpárrafo 5.5.1. Para efectos de este cálculo, puede considerarse 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, debe calcularse mediante un procedimiento fundamentado.

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

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

en que:

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

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 subpárrafo 6.2.1 (c).

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

6.2.6 Los edificios de dos o más pisos sin diafragma rígido en el nivel superior pueden analizarse suponiendo la existencia de un diafragma rígido en dicho nivel. Sin embargo, para el diseño del piso sin diafragma, cada elemento resistente al sismo debe calcularse aplicando una aceleración horizontal igual a 1,20 F_N g/P_N a la masa que tributa sobre él. En particular, debe verificarse que la magnitud de los desplazamientos horizontales perpendiculares al plano resistente, obtenidos del análisis anterior, satisfagan 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, puede usarse 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, deben combinarse con los del análisis por torsión accidental.

Para este efecto, deben aplicarse 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:

± 0,10 b_{ky} Z_k/H para el sismo según X;

± 0,10 b_{kx} Z_k/H 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 puede aplicarse 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:

$$M_{nx} = \frac{L_{nx}^2}{M_n} \qquad M_{ny} = \frac{L_{ny}^2}{M_n} \qquad M_{n\theta} = \frac{L_{n\theta}^2}{M_n} \tag{6-6}$$

en que:

$$L_{nx} = \{\phi_n\}^T \ [M] \ \{r_x\}$$

$$L_{ny} = \{\phi_n\}^T \ [M] \ \{r_y\} \tag{6-7}$$

$$L_{n\theta} = \{\phi_n\}^T \ [M] \ \{r_\theta\}$$

$$M_n = \{\phi_n\}^T \ [M] \ \{\phi_n\}$$

6.3.3 Se incluirán 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 debe considerarse en cualquiera de las dos formas alternativas siguientes:

a) desplazando transversalmente la ubicación de los centros de masas del modelo en ± 0,05 b_{ky} para el sismo de dirección X, y en ± 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;

b) 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:

   ± 0,1 b_{ky} Z_k/H para el sismo según X;

   ± 0,1 b_{kx} Z_k/H 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 deberán sumarse 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 que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por:

$$S_a = \frac{IA_0\alpha}{R^*} \qquad (6\text{-}8)$$

en que los valores del I y A_0 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:

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

en que:

T_n = período de vibración del modo n;

T_o, p = parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que se determinan de la tabla 6.3 según la clasificación de la tabla 4.2.

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

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

en que:

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

R_0 = valor para la estructura que se establece de acuerdo con las disposiciones de párrafo 5.7.

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

$$R^* = 1 + \frac{NR_o}{4T_oR_o + N} \qquad (6\text{-}11)$$

en que:

N = número de pisos del edificio.

6.3.6 Superposición modal

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

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

$$X = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} X_i X_j} \qquad (6\text{-}12)$$

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

a) El método CQC.

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{3/2}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)} \qquad (6\text{-}13)$$

en que:

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

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

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

$$\rho_{ij} = \rho^* \qquad si \;\; T_i/T_o \geq 1{,}35 \qquad (6\text{-}14)$$

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

en que ρ^* está dado por:

$$\rho^* = 0 \qquad si \;\; T_i/T_j \geq 1{,}25 \qquad (6\text{-}15)$$

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

en las expresiones (6-14) y (6-15) debe tomarse $T_i > T_j$

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, $IA_o\,P/6g$ los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de los elementos estructurales deben multiplicarse 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 $IC_{máx}P$, en que $C_{máx}$ se determina de 6.2.3.1. En caso que dicha componente sea mayor que la cantidad anterior, las solicitaciones de los elementos estructurales pueden multiplicarse por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor $IC_{máx}P$. 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 debe considerarse 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
A	1,2
B	1,2
C	1,0
D	0,6

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
I	0,90	0,15	0,20	1,00	2,0
II	1,00	0,30	0,35	1,33	1,5
III	1,20	0,75	0,85	1,80	1,0
IV	1,30	1,20	1,35	1,80	1,0

Tabla 6.4 - Valores máximos del coeficiente sísmico C

R	$C_{máx}$
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

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 subpárrafo 5.2.1 a).

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 deben justificarse 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, deben unirse 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 debe justificarse adecuadamente y la colocación de dichos rellenos debe hacerse 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 despreciar 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 subpárrafo 7.2.3.

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

7.2.6 La presión de contacto admisible debe definirse 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 debe definirse en la base de dicho relleno; deben comprobarse 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, deben incluirse los suelos que pueden ser afectados por pilotes aislados o grupos de pilotes, de acuerdo con las siguientes pautas mínimas:

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 deben conectarse 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 debe considerarse que ésta puede verse 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 deben aceptarse pilotes de hormigón sin armadura. En el diseño de los pilotes deben considerarse, 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, debe verificarse 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, debe ejecutarse 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 subpárrafo 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, deben adoptarse las medidas de refuerzo que sean pertinentes.

7.5 Empujes en muros subterráneos

7.5.1 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.

7.5.2 La componente estática del empuje de tierras debe evaluarse para una condición de reposo.

7.5.3 La componente sísmica del empuje puede evaluarse usando la siguiente expresión:

$$\sigma_s = C_R \, \gamma \, H \, A_o / \mathrm{g} \qquad (7\text{-}1)$$

en que:

σ_s = es la presión sísmica uniformemente distribuida en toda la altura H del muro;

H = es la altura del muro en contacto con el suelo;

γ = es el peso unitario húmedo del suelo o del relleno colocado contra el muro;

A_o = es la aceleración efectiva máxima del suelo, que se determina de la tabla 6.2 de acuerdo con la zonificación sísmica del país;

C_R = es un 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.

7.5.4 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 (7-1) debe usarse considerando un peso unitario modificado γ^* dado por:

$$\gamma^* = \gamma_{sat} - \frac{D_w}{H} \left(\gamma_{sat} - \gamma\right) \qquad (7\text{-}2)$$

en que:

γ = es el peso unitario húmedo del material retenido sobre la napa;

γ_{sat} = es el peso unitario saturado del material bajo la napa;

D_w = es la profundidad de la napa;

H = es la altura del muro en contacto con el suelo.

8 Elementos secundarios

8.1 Generalidades

8.1.1 El objetivo de este capítulo es establecer condiciones y solicitaciones 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 será necesario efectuar el análisis especificado en este capítulo 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 solicitaciones. La componente horizontal debe ser la definida en párrafo 8.3. La componente vertical debe tener una magnitud igual a $0{,}67\ A_O\ P_p/g$, y debe considerarse 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 párrafo 4.3. En la 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 deben diseñarse con la siguiente fuerza sísmica horizontal actuando en cualquier dirección.

$$F = Q_p C_p K_d \tag{8-1}$$

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 la 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), puede realizarse con la siguiente fuerza sísmica horizontal actuando en cualquier dirección:

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

en que el factor de amplificación dinámica K_p se determina según lo dispuesto en subpárrafo 8.3.3, C_p y K_p se obtienen de la tabla 8.1. En caso que se use el método de análisis estático estipulado en párrafo 6.2, no debe utilizarse un valor de F_k / P_k inferior a A_0.

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

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

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

en que:

$\beta = 1 \qquad para\ 0{,}8\,T^* \le T_p \le 1{,}1\,T^*$

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

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

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 podrá utilizarse 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 pueden deformarse 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 $R*K_d/3$ la deformación lateral de entrepiso en el punto en que está ubicado el tabique, calculada con los métodos del capítulo 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 $R*K_d/3$ la deformación lateral de entrepiso en el punto en que está ubicado el tabique, calculada con los métodos del capítulo 6.

8.4.5 Los anclajes de los tabiques flotantes deben disponerse 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 hará sin contar con el rozamiento que pudiera 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, deben disponerse elementos adicionales de fijación. En aquellos casos en que esto no resulte práctico, los pernos de anclaje deben diseñarse para resistir el esfuerzo de cizalle sísmico incrementado en un 100%. En ningún caso se aceptarán 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 A indicada en párrafo 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 la 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 oeficiente 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		
		A	B	C
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

(Continúa)

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

(Conclusión)

	C_p	Factor de desempeño, K_d		
		Categoría del edificio		
		A	B	C
II Equipos mecánicos o eléctricos				
- Equipos eléctricos de emergencia - Sistemas de alarma de fuego y humo - Sistemas para sofocar incendios - Sistemas de emergencia	2,0	1,35	1,35	1,35
- Calefactores, termos, incineradores, chimeneas, ventilaciones - Sistema de comunicación - Sistemas de distribución eléctrica - Estanques a presión y para líquidos peligrosos	2,0	1,35	1,0	0,75
- 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 *)

*) 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 pueden modificarse 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 A indicada en párrafo 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 subpárrafo A.3.1.

A.4 Disposiciones generales sobre métodos de reparación

A.4.1 En caso que la recuperación estructural consulte elementos resistentes adicionales debe velarse 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 Deben especificarse cuidadosamente los procesos de liberación y traspaso de cargas contempladas en el proyecto de recuperación estructural. En caso necesario, deberán efectuarse 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 podrá 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 m^2;

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 A indicada en párrafo 4.3, deben someterse cada 10 años a una revisión con el fin de establecer su conformidad con los requisitos de esta norma.

Anexo B

Referencias transitorias

B.1 Mientras no se oficialice la norma NCh427, deben usarse las disposiciones de "Specification for Structural Steel Buildings" de American Institute of Steel Construction, Inc., en sus versiones "Allowable Stress Design", 1989, o "Load and Resistance Factors Design", 1993, complementadas con "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", de AISC, 1992. Para elementos formados en frío debe usarse "Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members", American Iron and Steel Institute, 1986.

B.2 Mientras no se oficialice la nueva versión de la norma NCh430, que sustituye las normas NCh429.Of57 y NCh430.Of61, deben usarse las disposiciones de "Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-95". En particular, los elementos estructurales que forman parte de pórticos de hormigón armado destinados a resistir solicitaciones sísmicas deben dimensionarse y detallarse de acuerdo con las disposiciones para zonas de alta sismicidad del capítulo 21 de dicho Código.

B.2.1 En caso de edificios estructurados con una combinación de muros y pórticos de hormigón armado, en que el conjunto de los muros toma en cada nivel y en cada dirección de análisis un porcentaje del esfuerzo de corte total del nivel igual o superior al 75%, el diseño de los pórticos debe satisfacer como mínimo las disposiciones 21.8.4 y 21.8.5 del Código ACI 318-95, siempre que el pórtico sea responsable de tomar menos del 10% del esfuerzo de corte total de cada uno de sus niveles. También se pueden acoger a esta disposición aquellos pórticos de estructuras cuyas solicitaciones sísmicas se hayan calculado con factores $R_0 = 1$ ó $R = 2$.

B.2.2 El diseño de muros no necesita satisfacer las disposiciones de los subpárrafos 21.6.6.1 a 21.6.6.4 del Código ACI 318-95.

NORMA CHILENA OFICIAL *NCh* 433.Of96

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION • INN-CHILE

Diseño sísmico de edificios

Earthquake resistant design of buildings

Primera edición : 1996
Reimpresión : 1999

Descriptores: *diseño estructural, diseño sísmico, cálculo estructural, edificios, estructuras, zonas sísmicas, Chile, clasificación, análisis, fundaciones, ensayos, requisitos*

CIN 91.080

COPYRIGHT © 1997 : INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION - INN * Prohibida reproducción y venta *
Dirección : Matías Cousiño Nº 64, 6º Piso, Santiago, Chile
Casilla : 995 Santiago 1 - Chile
Teléfonos : +(56 2) 441 0330 • Centro de Documentación y Venta de Normas (5º Piso) : +(56 2) 441 0425
Telefax : +(56 2) 441 0427 • Centro de Documentación y Venta de Normas (5º Piso) : +(56 2) 441 0429
Internet : inn@entelchile.net
Miembro de : ISO (International Organization for Standardization) • COPANT (Comisión Panamericana de Normas Técnicas)