

INTI

Instituto Nacional
de Tecnología Industrial

Reglamento INPRES-CIRSOC 103

INPRES

Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Ministerio de Economía y Obras y Servicios Públicos

CIRSOC

Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales
de Seguridad para las Obras Civiles del Sistema INTI

**NORMAS ARGENTINAS
PARA CONSTRUCCIONES
SISMORRESISTENTES**

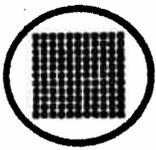
Parte I

CONSTRUCCIONES EN GENERAL

EDICION AGOSTO 1991

SIREA

Esta publicación integra el
Sistema Reglamentario Argentino
para las Obras Civiles



INTI
Instituto Nacional
de Tecnología Industrial

INPRES

Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Ministerio de Economía y Obras y Servicios Públicos

ICRISOC

**Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales
de Seguridad para las Obras Civiles** del Sistema INTI

**RESOLUCION:
S.S.O. Y S.P. N° 18/91**



RESOLUCION SSOySP N° 18/91



*Ministerio de Economía y
Obras y Servicios Públicos*

BUENOS AIRES - 7 AGO 1991

VISTO el Expediente N° 25290-91, del Registro del Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES), por el que se solicita la aprobación e incorporación al Sistema Reglamentario Argentino (SIREA) del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 "Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes" y sus modificaciones, y

CONSIDERANDO:

Que el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES) tiene conferida, por el Artículo 3°, inciso c) de la Ley N° 19.616, la misión de proyectar y aconsejar normas que reglamenten las construcciones sismorresistentes, adecuadas a las diferentes zonas sísmicas del país.

Que el INPRES, en cumplimiento de dicha misión y en forma coordinada con el Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC), redactó el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 denominado "NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES" que actualmente rige en toda obra pública nacional, como así también en las provincias y municipios que lo adoptaron.

Que, con el propósito de facilitar la interpretación y el empleo de las citadas normas por parte de los usuarios, contemplando asimismo su adaptación a las actuales

jm

////



*Ministerio de Economía y
Obras y Servicios Públicos*



////

posibilidades tecnológicas y económicas del país, el INPRES ha elaborado un documento que contiene: Modificaciones a la Parte I "Construcciones en general", Anexo a la Parte III "Construcciones de mampostería" y Nueva Edición de la Parte II "Construcciones de hormigón armado y hormigón pretensado".

Que el CIRSOC ha prestado su conformidad para la aprobación y correspondiente incorporación al Sistema Reglementario Argentino (SIREA), del referido trabajo.

Que, asimismo, corresponde incorporar en el SIREA a las referidas Parte I y Parte III originales.

Que la presente resolución se dicta en uso de las facultades conferidas por el Decreto N° 1393/84 y la Resolución MOySP N° 603/90.

Por ello,

EL SUBSECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS

RESUELVE:

ARTICULO 1° .- Apruébase el documento elaborado por el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES), que contiene: Modificaciones a la Parte I "Construcciones en general", Anexo a la Parte III "Construcciones de mampostería" y Nueva Edición de la Parte II "Construcciones de hormigón armado y pretensado", y que como Anexo I integran la presente.

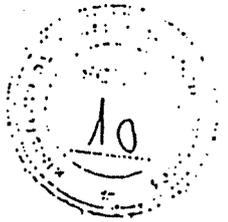
ARTICULO 2° .- Incorpórase en el Sistema Reglamentario Argentino para las Obras Civiles (SIREA) y autorízase para su di-

for

////



Ministerio de Economía y
Obras y Servicios Públicos



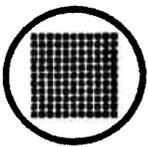
////

fusión pública a los siguientes documentos que conforman el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 "Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes": a) Parte I "Construcciones en general"; b) Parte III "Construcciones de mampostería"; c) Modificaciones a la Parte I y Anexo a la Parte III y d) Nueva Edición de la Parte II.

ARTICULO 3°.- Comuníquese, publíquese, dése a la Dirección Nacional del Registro Oficial y archívese.

RESOLUCION N° 18/91-SSOySP.

DR. SAUL BOER
SECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS



INTI

Instituto Nacional
de Tecnología Industrial

Reglamento INPRES-CIRSOC 103

INPRES

Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Ministerio de Economía y Obras y Servicios Públicos

CIRSOC

Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales
de Seguridad para las Obras Civiles del Sistema INTI

**NORMAS ARGENTINAS
PARA CONSTRUCCIONES
SISMORRESISTENTES**

Parte I

CONSTRUCCIONES EN GENERAL

EDICION AGOSTO 1991

APROBADO POR RESOLUCION
S.S.O. y S.P. N° 18/91

INPRES

**Roger Balet N° 47 Norte
(5400) San Juan
Tel. (54 264) 4239016 – 4239010
FAX: (54 264) 4234463
e-mail: giuliano@inpres.gov.ar**

Internet: www.inpres.gov.ar

**DIRECTOR NACIONAL:
ING. JUAN CARLOS CASTANO**

**SUBDIRECTOR NACIONAL:
ING. ALEJANDRO P. GIULIANO**

INTI **CIRSOC**

**Av. Cabildo 65 - Subsuelo Ala Savio
(C1426AAA) Buenos Aires
Tel.: (54 11) 4779-5271 - 5273
Fax: (54 11) 4779-5271 - 5273
e-mail: cirsoc@ffmm.gov.ar
cirsoc@inti.gob.ar
www.inti.gob.ar/cirsoc**

**DIRECTOR TÉCNICO:
ING. MARTA S. PARMIGIANI**

© 1996

**Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000/5001**

**Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados.
Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en
la Argentina. Printed in Argentina.**

ORGANISMOS PROMOTORES

Ministerio de Obras y Servicios Públicos

Instituto Nacional de Tecnología Industrial

Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires

Secretaría de Estado de Desarrollo Urbano y Vivienda

Empresa Obras Sanitarias de la Nación

Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires

Comisión Nacional de Energía Atómica

Empresa del Estado Agua y Energía Eléctrica

Dirección Nacional de Vialidad

Hidronor S.A.

MIEMBRO ADHERENTE

Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas

Comisión Técnica que elaboró y redactó esta edición 1991 del Reglamento INPRES-CIRSOC 103:

Ing. Alejandro P. Giuliano

Ing. Jorge A. Amado

Ing. Edgar A. Barros

Todos profesionales del Instituto Nacional de Prevención Sísmica

REGLAMENTO INPRES-CIRSOC 103

"NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES"

NUEVA EDICION

PROLOGO

A mediados del mes de julio de 1984 fue puesto en vigencia en el orden nacional el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, "Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes". Sus prescripciones normativas deben aplicarse con carácter obligatorio a toda obra pública nacional.

Con el transcurrir de estos últimos años, el INPRES ha podido recoger una valiosa experiencia relacionada con la utilización del Reglamento por parte de los usuarios, con quienes los profesionales especializados del Instituto han tenido un continuo y fructífero contacto a través de los cursos de divulgación del documento normativo; y de las numerosas consultas efectuadas sobre la correcta interpretación de sus prescripciones.

A la luz de dicha experiencia, el INPRES ha considerado necesario introducir modificaciones en las prescripciones normativas del Reglamento, como así también adicionar, a modo de anexos, esquemas de procedimiento tendientes a facilitar su aplicación por parte de los usuarios, quienes son, en última instancia, sus destinatarios y la razón por la cual sus inquietudes se traducen en esta nueva edición.

En la PARTE I del Reglamento, "Construcciones en General", se ha decidido eximir a los usuarios de la obligación de considerar el índice de sobrerresistencia como medio de cuantificar la irregularidad estructural en elevación. Además, se han introducido algunas modificaciones relacionadas principalmente con los temas inherentes a simultaneidad de efectos de las acciones sísmicas horizontales y acciones sísmicas sobre las componentes de la construcción. Se agrega, por otra parte, un anexo que contiene una serie de diagramas de bloque, los cuales indican la secuencia de procedimiento para la aplicación del método de análisis sísmico estático.

En la PARTE II, "Construcciones de Hormigón Armado y Hormigón Pretensado", se han sustituido los dos tipos de hormigones normativos denominados Hormigón Armado Sismorresistente Convencional (HASC) y Hormigón Armado Sismorresistente Dúctil (HASD) por un solo tipo de hormigón, al que se denomina Hormigón Armado Sismorresistente. Esta sustitución ha obligado a elaborar una nueva redacción de dicha PARTE II del Reglamento.

Con relación a la PARTE III, "Construcciones de Mampostería", la experiencia recogida ha aconsejado no introducir modificaciones en sus prescripciones normativas. Sólo se ha considerado conveniente agregarle un anexo que contiene un conjunto de diagramas de bloque, los cuales indican la secuencia de procedimiento para el análisis, dimensionamiento y verificación de resistencias de las construcciones de mampostería.

Se espera que las modificaciones y agregados efectuados a la primera edición del Reglamento, que han cristalizado en esta Nueva Edición, tengan una buena acogida por parte de los usuarios, quienes con su ayuda y el apoyo de las publicaciones relativas editadas por el INPRES, seguramente estarán en condiciones de proyectar, calcular y construir obras civiles racionalmente sismorresistentes.

La elaboración y redacción de esta NUEVA EDICION del Reglamento, estuvo a cargo de una comisión técnica constituida por los ingenieros Alejandro P. Giuliano, Jorge A. Amado y Edgar A. Barros, profesionales del Instituto Nacional de Prevención Sísmica.

PRÓLOGO 1ª EDICIÓN - NOVIEMBRE 1983

La elaboración y redacción del Reglamento INPRES-CIRSOC "Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes", estuvo a cargo de una Comisión Técnica constituida por especialistas de ambas instituciones, como se indica a continuación:

Por el CIRSOC: Ing. D. Hilario FERNANDEZ LONG
 Ing. D. Luis D. DECANINI
 Ing. D. Carlos A. PRATO

Por el INPRES: Ing. D. Juan Carlos CASTANO
 Ing. D. Alejandro P. GIULIANO
 Ing. D. Edgar A. BARROS
 Ing. D. Antonio E. FERNANDEZ

La citada Comisión, para el cumplimiento de su cometido adoptó como documentos básicos de trabajo las "Normas Antisísmicas Argentinas NAA-80" y el "Proyecto de Reglamento CIRSOC 103 "Acción de los sismos sobre las Construcciones", incorporando posteriormente los proyectos atinentes a "Construcciones de Mampostería" y "Procedimiento Simplificado para la evaluación de las Acciones Sísmicas en Edificios", elaborados estos últimos por la Comisión durante el desarrollo de sus tareas.

El presente Reglamento, que sustituye a las anteriormente vigentes NAA-80, ha sido aprobado y declarado de aplicación en todo el país mediante Resolución N° 121 INPRES/83, en un todo de acuerdo con la Ley N° 19.616, artículo 3°, inc. c) y pasa además a formar parte del conjunto de Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles a cargo del CIRSOC.

Dr. Alfonso HUBER
Director Técnico CIRSOC

Ing. Julio S. AGUIRRE RUIZ
Director Nacional INPRES

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Campo de validez	1
CAPÍTULO 2. SIMBOLOGÍA	3
2.1. Simbología	3
CAPÍTULO 3. ZONIFICACIÓN SÍSMICA	7
■ Zona 0	9
■ Zona 1	10
■ Zona 2	11
■ Zona 3	13
■ Zona 4	13
CAPÍTULO 4. APLICACION DE LOS REQUERIMIENTOS SISMORRESISTENTES	15
CAPÍTULO 5. AGRUPAMIENTO DE LAS CONSTRUCCIONES SEGÚN SU DESTINO Y FUNCIONES	17
5.1. Agrupamiento de las construcciones según su destino y funciones	17
.1. Grupo A ₀	17
.2. Grupo A	17
.3. Grupo B	18
.4. Grupo C	18

5.2. Factor de riesgo	19
CAPÍTULO 6. CONDICIONES LOCALES DEL SUELO	21
6.1. Clasificación de los suelos dinámicamente estables	21
6.2. Suelos dinámicamente inestables	21
CAPÍTULO 7. ACCIONES SÍSMICAS Y ESPECTROS DE DISEÑO	23
7.1. Introducción	23
7.2. Espectros para acciones sísmicas horizontales	23
7.3. Acciones sísmicas verticales	29
7.4. Determinación de las fuerzas sísmicas de diseño	30
CAPÍTULO 8. INFLUENCIA DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE DEFORMACIONES ANELÁSTICAS	31
8.1. Factor de reducción R	31
8.2. Valoración de la ductilidad global de la estructura	31
8.3. Valores de la ductilidad global	32
8.4. Determinación de las deformaciones	33
CAPÍTULO 9. CARGAS GRAVITATORIAS A CONSIDERAR PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SÍSMICAS	35
CAPÍTULO 10. ESTADOS DE CARGA	39
CAPÍTULO 11. DIRECTIVAS Y CRITERIOS GENERALES PARA ANÁLISIS Y DISEÑO	41
11.1. Generalidades	41

11.2.	Acciones sísmicas a considerar	41
11.3.	Selección del sistema estructural	41
11.4.	Simultaneidad de efectos de las acciones sísmicas horizontales	42
11.5.	Direcciones de análisis	42
CAPÍTULO 12. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LAS ESTRUCTURAS		45
12.1.	Introducción	45
12.2.	Período fundamental de vibración	45
12.3.	Amortiguamiento	47
CAPÍTULO 13. DEFORMACIONES		49
13.1.	Control de la distorsión horizontal de piso	49
13.2.	Efectos P-Delta (Teoría de 2° orden)	50
13.3.	Efectos de martilleo. Separaciones y juntas sísmicas	51
CAPÍTULO 14. MÉTODOS DE ANÁLISIS		55
14.1.	Método estático	55
.1.	Fuerzas sísmicas laterales	55
.2.	Fuerzas sísmicas verticales	61
.3.	Estructuras tipo péndulo invertido	63
.4.	Control de deformaciones y efectos P-Delta	63
.5.	Componentes de la construcción	63
.6.	Límites de aplicación del Método Estático	63
14.2.	Análisis modal espectral	64
14.3.	Superposición modal paso a paso	69

14.4.	Integración directa paso a paso	70
CAPÍTULO 15. COMPONENTES DE LA CONSTRUCCIÓN		73
15.1.	Fuerza estática equivalente	73
CAPÍTULO 16. PROCEDIMIENTOS APROXIMADOS PARA LA DETERMINACIÓN DE ACCIONES SÍSMICAS Y DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL		77
16.1.	Campo de validez	77
16.2.	Límites de aplicación	77
16.3.	Acciones sísmicas de diseño	79
16.4.	Criterios de análisis estructural	84
.1.	Distribución de sollicitaciones	84
16.5.	Análisis de deformaciones	86
.1.	Separaciones y juntas sísmicas	86
CAPÍTULO 17. SUELOS Y FUNDACIONES		87
17.1.	Campo de validez	87
17.2.	Comportamiento de suelos	87
17.3.	Problemas en suelos "dinámicamente inestables"	87
17.4.	Asentamientos	92
17.5.	Fundaciones	92
.1.	Criterios fundamentales de proyecto	92
.2.	Fundaciones superficiales. Comprobación de tensiones verticales	93
.3.	Arriostramiento de apoyos	94
.4.	Arriostramiento de apoyos en zona sísmica 0	99
.5.	Requerimientos especiales para pilotes	99

ANEXO I		103
Figura 1.	Determinación del sistema de cargas gravitatorias concentradas en los niveles de entrepiso y techo del edificio.	104
Figura 2.	Determinación del coeficiente sísmico de diseño.	105
Figura 3.	Determinación del período fundamental de vibración del edificio.	106
Figura 4.	Determinación de la ductilidad global μ .	107
Figura 5.	Distribución en altura del esfuerzo de corte en la base del edificio.	108
Figura 6.	Determinación del corte de diseño en cada uno de los planos sísmorresistentes que conforman la estructura del edificio.	109
Figura 7.	Procedimiento para el control de la distorsión de piso.	110
ANEXO II - Zonificación Sísmica		111

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

El presente Reglamento establece los requerimientos y previsiones mínimas para el diseño, construcción, reparación y refuerzo de construcciones que puedan estar sometidas a excitaciones sísmicas.

Las acciones sísmicas de diseño, procedimientos de análisis, requerimientos de resistencia y estabilidad, limitaciones de deformaciones, disposiciones constructivas y previsiones generales se establecen con los siguientes objetivos:

- Evitar pérdidas de vidas humanas y accidentes que pudieran originarse por la ocurrencia de cualquier evento sísmico, protegiendo los servicios y bienes de la población.
- Evitar daños en la estructura y en las componentes de la construcción durante los sismos de frecuente ocurrencia.
- Reducir al mínimo los daños en las componentes no-estructurales y evitar perjuicios en la estructura durante los sismos de mediana intensidad.
- Evitar que se originen colapsos y daños que puedan poner en peligro a las personas o que inutilicen totalmente las estructuras durante sismos muy severos de ocurrencia extraordinaria.
- Lograr que las construcciones esenciales destinadas a los servicios de emergencia continúen funcionando, aún ante sismos destructivos.

1.2. CAMPO DE VALIDEZ

Este Reglamento se aplica a todas las construcciones nuevas que se realicen dentro del territorio de la República Argentina, al refuerzo de las construcciones existentes ejecutadas sin previsiones sismorresistentes y a la reparación de las construcciones que resultaran dañadas por la acción de los sismos.

Para aquellas obras de extraordinaria importancia o magnitud, que por sus características requieran estudios y verificaciones especiales, como por ejemplo: áreas esenciales de centrales nucleares, grandes presas y obras hidráulicas, puentes y viaductos con luces superiores a 150 m, etc., se adoptará el presente Reglamento como lineamiento fundamental en aquellos aspectos en que pueda ser aplicable.

CAPÍTULO 2. SIMBOLOGÍA

2.1. SIMBOLOGÍA

A_1, A_2	constantes que dependen de la zona sísmica;
B_1, B_2	constantes que dependen de la zona sísmica;
C	coeficiente sísmico de diseño;
C.M.	centro de masas;
C_n	coeficiente sísmico normalizado;
C.S.	centroide de sistemas verticales sismorresistentes;
C.R.	centro de rigidez;
C_v	coeficiente sísmico vertical;
C_{pk}	coeficiente sísmico correspondiente al componente de la construcción ubicado en el nivel k;
D	diámetro de los pilotes;
E_s	efecto de las acciones sísmicas de diseño;
E_t	efecto total (esfuerzo o desplazamiento);
E_w	efecto de las cargas gravitatorias;
E_1, E_2, \dots, E_n	contribuciones modales de esfuerzos o desplazamientos correspondientes a los modos 1;2;...;n;
F_i	fuerza sísmica horizontal en el nivel i;
F_{im}	fuerza sísmica en el nivel i, asociada al modo emésimo;
F_k	fuerza sísmica horizontal en el nivel k;
F_{km}	fuerza sísmica en el nivel k, asociada al modo emésimo;
F_p	fuerza estática equivalente a la acción sísmica sobre el componente o parte de la construcción;
F_s	fuerza sísmica horizontal operante sobre la masa superior de estructuras tipo péndulo invertido;
F_v	fuerza sísmica vertical;
F_{vn}	fuerza sísmica vertical no superpuesta a la carga gravitatoria;
\overline{F}_i	fuerza horizontal normalizada aplicada en el nivel i, utilizada para determinar el período fundamental de vibración;
\overline{F}_n	fuerza horizontal normalizada aplicada en el último nivel, utilizada para determinar el período fundamental de vibración;
G_k	carga gravitatoria permanente en el nivel k;
H	altura total de un tabique sismorresistente de hormigón armado o muro de mampostería;
H_u	fuerza horizontal correspondiente al pilote considerado;
K_d	coeficiente que depende de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación;
L	distancia entre puntos de apoyo de fundaciones;
L_k	sobrecarga de servicio correspondiente al nivel k;
M_c	momento de la cupla de eje horizontal aplicada en el extremo superior del soporte de una estructura tipo péndulo invertido;
M_r	momento de vuelco en la superficie de contacto suelo-fundación;
M_{im}	momento de vuelco en la superficie de contacto suelo-fundación, asociado al modo emésimo;

M_{ik}	momento torsor en el nivel k;
M_u	momento último;
$N_{m\acute{a}x}$	valor máximo del esfuerzo axial en la base o sector de platea considerado;
N_{ru}	esfuerzo de tracción o compresión;
N^*	menor carga vertical operante sobre los elementos que se interconectan;
P_k	carga gravitatoria total operante hasta el nivel k, incluido éste;
R	factor de reducción por disipación de energía;
S_a	ordenada del espectro de pseudoaceleraciones elásticas horizontales de diseño;
S_{am}	pseudoaceleración elástica horizontal correspondiente al modo emésimo;
S_{av}	ordenada del espectro de pseudoaceleraciones elásticas verticales de diseño
T	período de vibración genérico;
T_o	período fundamental de vibración;
T_{oe}	período fundamental de vibración determinado en forma empírica;
T_1	período de vibración correspondiente al comienzo del plafón del espectro de pseudoaceleraciones elásticas;
T_2	período de vibración correspondiente al fin de plafón del espectro de pseudoaceleraciones elásticas;
V_k	esfuerzo de corte en el nivel k;
V_{km}	esfuerzo de corte en el nivel k, correspondiente al modo emésimo;
V_m	parte del esfuerzo de corte en la base, correspondiente al modo emésimo;
V_o	esfuerzo de corte en la base de la construcción, paralelo a la dirección de análisis considerada;
W	carga gravitatoria total de la construcción sobre el nivel de base;
W_i	carga gravitatoria en el nivel i operante durante el sismo;
W_k	carga gravitatoria en el nivel k operante durante el sismo;
\overline{W}_m	carga gravitatoria modal efectiva;
W_n	carga gravitatoria operante en el último nivel típico de la construcción;
W_p	peso del componente o parte de la construcción;
Y_k	distancia de la construcción al eje medianero o al eje de la junta sísmica, en el nivel k;
a_s	ordenada al origen del espectro de pseudoaceleraciones elásticas de diseño horizontal (aceleración máxima del suelo);
b	ordenada del plafón del espectro de pseudoaceleraciones elásticas de diseño horizontal (máxima pseudoaceleración);
b_o	menor dimensión del rectángulo que circunscribe la planta de la construcción;
d	densidad de muros (cociente entre el área de la sección horizontal de los muros ubicados según la dirección de análisis considerada y el área de la planta tipo);
d_s	diámetro de las barras de acero;
e_1	distancia entre el centroide de sistemas verticales sismorresistentes del nivel k y la recta de acción del esfuerzo de corte, medida perpendicularmente a la dirección de análisis considerada;
e_2	distancia entre el centro de masas del nivel k y el centroide de sistemas verticales sismorresistentes del mismo nivel;
e_3	distancia entre el centro de rigidez del nivel k y la recta de acción del esfuerzo de corte, medida perpendicularmente a la dirección de análisis considerada;
e_4	distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez del nivel k;
f_a	factor de amplificación por amortiguamiento;
f_i	factor que depende de las características del suelo de fundación y la zona sísmica considerada;

f_v	factor por el que se multiplican las ordenadas del espectro elástico de diseño para acciones horizontales, para obtener las ordenadas del espectro de diseño para acciones verticales;
g	aceleración de la gravedad;
h_i	altura del nivel i medida desde el nivel basal;
h_i^*	altura del nivel i medida desde el nivel de fundación;
h_k	altura del nivel k medida desde el nivel basal;
h_n	altura del último nivel medida desde el nivel basal;
h_{sk}	altura del piso comprendido entre los niveles k y $k-1$;
l	longitud de la planta de la construcción medida según la dirección de análisis considerada o máxima dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección de V_k ;
l_0	longitud de un tabique sismorresistente de hormigón armado o muro de mampostería;
m_{ik}	cupla por piso correspondiente al nivel k ;
n	número total de niveles de la construcción;
u_i	desplazamiento estático del nivel i ;
u_n	desplazamiento estático del último nivel;
z	profundidad medida desde el nivel del terreno al techo del manto o lente de arena o limo saturado;
α	coeficiente para la distribución del esfuerzo de corte en la base de la construcción, en función de la altura;
ΔL	desplazamiento relativo;
Δ_{sk}	deformación relativa del piso k ;
γ	peso específico del suelo;
γ_c	coeficiente que depende del tipo de componente o parte de la construcción (procedimiento aproximado del Capítulo 16);
γ_d	factor de riesgo;
γ_p	coeficiente que depende del tipo de componente de la construcción;
γ_r	coeficiente que depende de la ubicación del componente de la construcción;
γ_t	coeficiente que depende del tipo de suelo de fundación;
δ_k	desplazamiento total del nivel k provocado por las acciones sísmicas;
δ_s	desplazamiento del extremo superior del soporte de un péndulo invertido, provocado por la fuerza sísmica horizontal estática equivalente;
η	factor de simultaneidad y presencia de sobrecargas de servicio;
θ_{sk}	distorsión horizontal de piso;
$\underline{\mu}$	ductilidad global de la estructura;
μ	ductilidad global nominal de la estructura;
ξ	amortiguamiento expresado como porcentaje del crítico;
ρ	radio de giro de la masa superior de un péndulo invertido, con relación al eje horizontal que pasa por la unión de la masa y el soporte, y es perpendicular a la dirección analizada;
σ_{sadm}	tensión admisible del suelo;
σ_{sllm}	tensión límite del suelo;
τ_s	tensión de corte inducida;
τ_L	tensión cíclica;
ϕ^*	ángulo de fricción entre el suelo y el material de la base;
ϕ_{im}	desplazamiento en el nivel i correspondiente a la forma modal asociada al modo emésimo;

- ϕ_{km} desplazamiento en el nivel k correspondiente a la forma modal asociada al modo emésimo;
- Ψ coeficiente de amplificación de esfuerzos y deformaciones, utilizado para considerar en forma aproximada el efecto P-Delta;
- ω giro del extremo superior del soporte de un péndulo invertido, originado por la fuerza sísmica horizontal estática equivalente.

CAPÍTULO 3. ZONIFICACIÓN SÍSMICA

3.1. El territorio de la República Argentina se divide en cinco zonas de acuerdo con el grado de peligrosidad sísmica. Dichas zonas se indican en el mapa de la Figura 1 y con más detalle en el mapa a escala 1:5.000.000 que publica el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES).

En la Tabla 1 se especifica la zonificación sísmica del territorio nacional en función del grado de peligrosidad sísmica.

Tabla 1. Zonificación de la República Argentina en función del grado de peligrosidad sísmica.

Zona	Peligrosidad Sísmica
0	Muy reducida
1	Reducida
2	Moderada
3	Elevada
4	Muy elevada

Si el lugar de emplazamiento de la construcción coincide con la línea que delimita dos zonas, o si surgen dudas acerca de su ubicación con respecto a dicho límite, se la deberá considerar emplazada en la zona de mayor grado de peligrosidad sísmica.

3.2. Las distintas zonas sísmicas se integran por las provincias, departamentos o parte de departamentos que se indican a continuación:

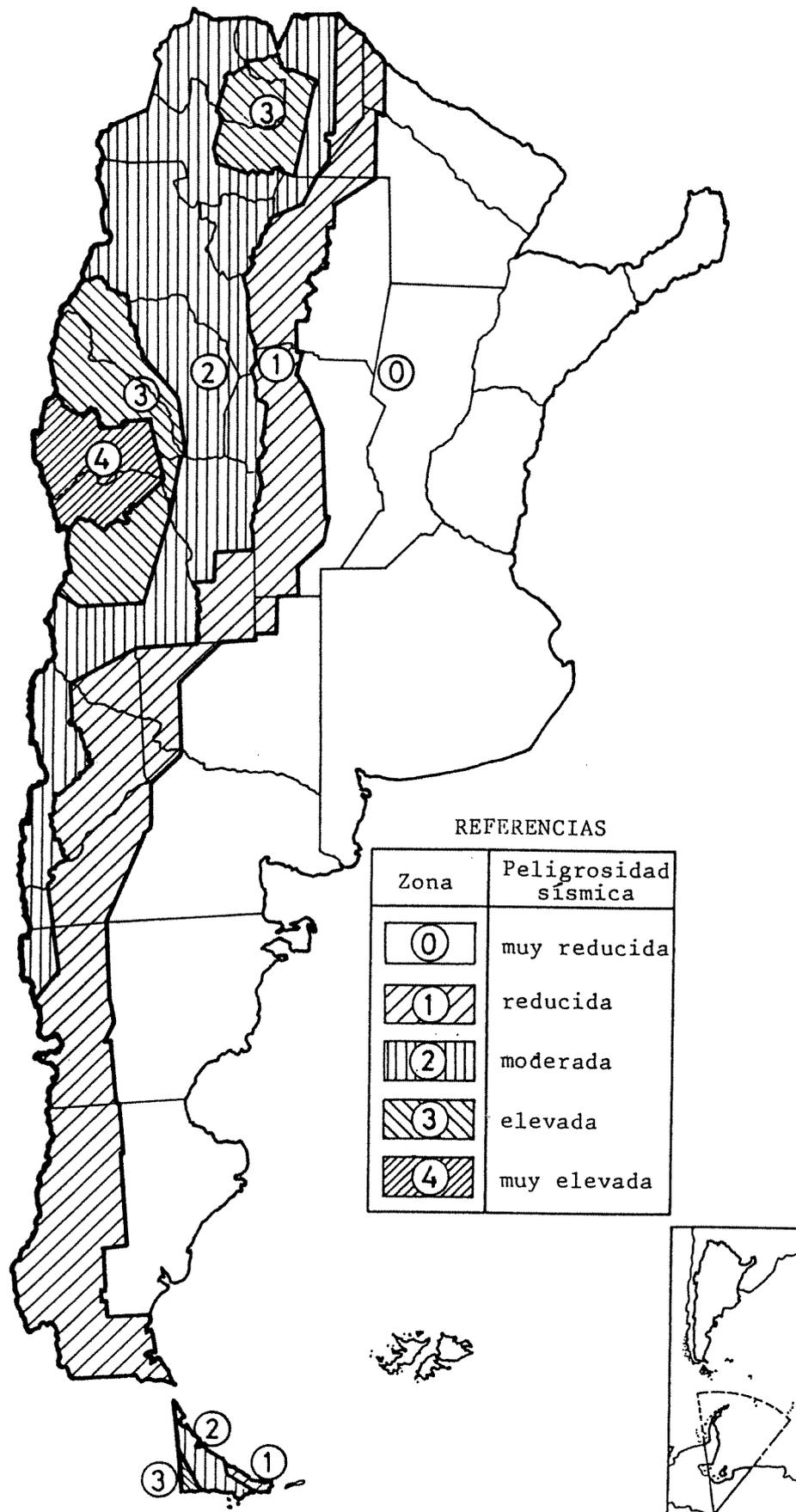


Figura 1. Zonificación sísmica en la República Argentina (ver Anexo II)

ZONA 0

PROVINCIA DE BUENOS AIRES

En su totalidad

PROVINCIA DE CÓRDOBA

- 2 Río Seco
- 4 parte de Tulumba
- 10 parte de Río Primero
- 11 San Justo
- 16 parte de Río Segundo
- 19 parte de Tercero Arriba
- 20 parte de Gral. San Martín
- 21 Unión
- 22 Marcos Juárez
- 25 parte de Presidente Roque Sáenz Peña
- 26 parte de Gral. Roca

PROVINCIA DE CORRIENTES

En su totalidad

PROVINCIA DEL CHACO

- 1 parte de Almirante Brown
- 2 parte de Gral. Güemes
- 3 Maipú
- 4 Libertador Gral. San Martín
- 5 Chacabuco
- 6 9 de Julio
- 7 Gral. Belgrano
- 8 Independencia
- 9 Comandante Fernández
- 10 Quitilipi
- 11 25 de Mayo
- 12 Presidente de la Plaza
- 13 Sargento Cabral
- 14 Gral. Donovan
- 15 1° de Mayo
- 16 Bermejo
- 17 12 de Octubre

PROVINCIA DEL CHACO

(continuación)

- 18 O'Higgins
- 19 San Lorenzo
- 20 Fray Justo Sta. María de Oro
- 21 Mayor Luis J. Fontana
- 22 Tapenagá
- 23 Libertad
- 24 San Fernando

PROVINCIA DEL CHUBUT

- 2 Gastre
- 3 Telsen
- 4 Biedma
- 8 Paso de los Indios
- 9 Mártires
- 10 Gaiman
- 11 Rawson
- 12 Florentino Ameghino
- 14 Sarmiento
- 15 Escalante

PROVINCIA DE ENTRE RÍOS

En su totalidad

PROVINCIA DE FORMOSA

- 3 Bermejo
- 4 Patiño
- 5 Pilagás
- 6 Pilcomayo
- 7 Pirané
- 8 Formosa
- 9 Laishi

PROVINCIA DE LA PAMPA

- 2 Relaicó
 - 3 Chapaleufú
 - 4 Trenel
 - 5 Maracó
- (continúa)

PROVINCIA DE LA PAMPA

(continuación)

- 6 Conhelo
- 7 Quemú-Quemú
- 9 parte de Chalileo
- 10 Loventué
- 11 Toay
- 12 Capital
- 13 Catriló
- 15 Limay Mahuida
- 16 Utracán
- 17 Atreucó
- 18 Guatraché
- 19 Curacó
- 20 Lihuel Calel
- 21 Hucal
- 22 Caleu-Caleu

PROVINCIA DE MISIONES

En su totalidad

PROVINCIA DE RÍO NEGRO

- 1 parte de Gral. Roca
 - 2 parte de El Cuy
 - 3 Avellaneda
 - 4 Pichi Mahuida
 - 5 Conesa
 - 7 parte de 25 de Mayo
 - 8 9 de Julio
- (continúa)

PROVINCIA DE RÍO NEGRO

(continuación)

- 9 Valcheta
- 10 San Antonio
- 11 Adolfo Alsina

PROVINCIA DE SANTA CRUZ

- 2 Deseado
- 4 Magallanes
- 6 Corpen Aike

PROVINCIA DE SANTA FE

En su totalidad

PROVINCIA DE SANTIAGO DEL ESTERO

- 2 parte de Copo
- 3 parte de Alberdi
- 8 Moreno
- 14 Sarmiento
- 15 Matará
- 19 Salavina
- 20 Avellaneda
- 21 Gral. Taboada
- 22 parte de Ojo de Agua
- 23 Quebrachos
- 24 Mitre
- 25 Aguirre
- 26 Belgrano
- 27 Rivadavia

ZONA 1**PROVINCIA DE CÓRDOBA**

- 1 Sobremonte
 - 3 Ischilín
 - 4 parte de Tulumba
 - 7 Punilla
 - 8 Totoral
 - 9 Colón
- (continúa)

PROVINCIA DE CÓRDOBA

(continuación)

- 10 parte de Río Primero
 - 14 Capital
 - 15 Santa María
 - 16 parte de Río Segundo
 - 18 Calamuchita
- (continúa)

PROVINCIA DE CÓRDOBA

(continuación)

- 19 parte de Tercero Arriba
- 20 parte de Gral. San Martín
- 23 Río Cuarto
- 24 Juárez Celman
- 25 parte de Presidente Roque Sáenz Peña
- 26 parte de Gral. Roca

PROVINCIA DEL CHACO

- 1 parte de Almirante Brown
- 2 parte de Gral. Güemes

PROVINCIA DEL CHUBUT

- 1 parte de Cushamen
- 5 parte de Futaleufú
- 6 Languiño
- 7 Tehuelches
- 13 Río Senguer

PROVINCIA DE FORMOSA

- 1 Ramón Lista
- 2 Matacos

PROVINCIA DE LA PAMPA

- 1 Rancul
- 8 Chical Co
- 9 parte de Chalileo
- 14 Puelén

PROVINCIA DE MENDOZA

- 18 parte de Malargüe

PROVINCIA DEL NEUQUÉN

- 3 Pehuenches
- 6 Añelo
- 8 Zapala
- 9 Confluencia
- 11 Catán Lil
- 12 Picún Leufú
- 14 Collón Curá

PROVINCIA DE RÍO NEGRO

- 1 parte de Gral. Roca
- 2 parte de El Cuy
- 6 parte de Pilcaniyeu
- 7 parte de 25 de Mayo
- 13 parte de Ñorquinco

PROVINCIA DE SALTA

- 5 parte de Rivadavia

PROVINCIA DE SAN LUIS

- 8 parte de Gral. Pedernera
- 9 Gobernador Dupuy

PROVINCIA DE SANTA CRUZ

- 1 Lago Buenos Aires
- 3 Río Chico
- 5 Lago Argentino
- 7 Güer Aike

PROVINCIA DE SANTIAGO DEL ESTERO

- 1 parte de Pellegrini
- 2 parte de Copo
- 3 parte de Alberdi
- 4 Jiménez
- 5 Río Hondo
- 6 Banda
- 7 Figueroa
- 9 Guasayán
- 10 Capital
- 11 Robles
- 12 Silípica
- 13 San Martín
- 16 Choya
- 17 Loreto
- 18 Atamisqui
- 22 parte de Ojo de Agua

**PROVINCIA DE TIERRA DEL FUEGO,
ANTARTIDA E ISLAS DEL ATLANTICO SUR**

- 1 parte de Río Grande
- 2 parte de Ushuaia

ZONA 2

PROVINCIA DE CATAMARCA

En su totalidad

PROVINCIA DE CÓRDOBA

- 5 Cruz del Eje
- 6 Minas
- 12 Pocho
- 13 San Alberto
- 17 San Javier

PROVINCIA DEL CHUBUT

- 1 parte de Cushamen
- 5 parte de Futaleufú •

PROVINCIA DE JUJUY

- 1 Santa Catarina
- 2 Yavi
- 3 Rinconada
- 4 Cochinoca
- 5 Susques
- 6 Humahuaca
- 7 parte de Tumbaya

PROVINCIA DE LA RIOJA

- 3 Famatina
- 4 San Blas de los Sauces
- 5 Castro Barros
- 6 Arauco
- 8 Chilecito
- 9 Sanagasta
- 10 Capital
- 11 parte de Independencia
- 12 Gral. Angel V. Peñaloza
- 13 Gobernador Gordillo
- 14 parte de Gral. Juan Facundo Quiroga
- 15 Gral. Belgrano
- 16 Gral. Ocampo
- 17 parte de Rosario Vera Peñaloza
- 18 Gral. San Martín

PROVINCIA DE MENDOZA

- 13 parte de La Paz
- 16 parte de San Rafael
- 17 Gral. Alvear
- 18 parte de Malargüe

PROVINCIA DEL NEUQUÉN

- 1 Minas
- 2 Chos Malal
- 4 Ñorquín
- 5 Loncopué
- 7 Picunches
- 10 Aluminé
- 13 Huiliches
- 15 Lácar
- 16 Los Lagos

PROVINCIA DE RÍO NEGRO

- 6 parte de Pilcaniyeu
- 12 Bariloche
- 13 parte de Ñorquinco

PROVINCIA DE SALTA

- 1 Santa Victoria
- 2 Iruya
- 3 parte de Orán
- 4 Gral. José de San Martín
- 5 parte de Rivadavia
- 6 Los Andes
- 7 La Poma
- 8 parte de Rosario de Lerma
- 11 parte de Anta
- 12 Cachi
- 16 Molinos
- 17 San Carlos
- 18 parte de La Viña
- 19 parte de Guachipas
- 21 Cafayate
- 22 Candelaria
- 23 Rosario de la Frontera

**PROVINCIA DE SANTIAGO
DEL ESTERO**

- 1 parte de Pellegrini
- 2 parte de Copo

PROVINCIA DE SAN LUIS

- 1 parte de Ayacucho
- 2 Junín
- 3 parte de Belgrano
- 4 Coronel Pringles
- 5 Libertador Gral. San Martín
- 6 Chacabuco
- 7 La Capital
- 8 parte de Gral. Pedernera

PROVINCIA DE TUCUMÁN

En su totalidad

**PROVINCIA DE TIERRA DEL FUEGO,
ANTARTIDA E ISLAS DEL ATLANTICO SUR**

- 1 parte de Río Grande
- 2 parte de Ushuaia

ZONA 3

PROVINCIA DE JUJUY

- 7 parte de Tumbaya
- 8 Tilcara
- 9 Valle Grande
- 10 Capital
- 11 Ledesma
- 12 San Antonio
- 13 El Carmen
- 14 San Pedro
- 15 Santa Bárbara

PROVINCIA DE LA RIOJA

- 1 Gral. Sarmiento
- 2 Gral. La Madrid
- 7 Gral. Lavalle
- 11 parte de Independencia
- 14 parte de Gral. Juan
Facundo Quiroga
- 17 parte de Rosario Vera Peñaloza

PROVINCIA DE MENDOZA

- 2 parte de Lavalle
- 10 Tupungato
- 11 Rivadavia
(continúa)

PROVINCIA DE MENDOZA

(continuación)

- 12 Santa Rosa
- 13 parte de La Paz
- 14 Tunuyán
- 15 San Carlos
- 16 parte de San Rafael

PROVINCIA DE SALTA

- 3 parte de Orán
- 8 parte de Rosario de Lerma
- 9 La Caldera
- 10 Gral. Güemes
- 11 parte de Anta
- 13 Chicoana
- 14 Cerrillos
- 15 La Capital
- 18 parte de La Viña
- 19 parte de Guachipas
- 20 Metán

PROVINCIA DE SAN JUAN

- 1 Iglesia
- 2 Jáchal
- 14 parte de Caucete
- 3 Valle Fértil

PROVINCIA DE SAN LUIS

- 1 parte de Ayacucho
- 3 parte de Belgrano

ZONA 4**PROVINCIA DE MENDOZA**

- 1 Las Heras
- 2 parte de Lavalle
- 3 Capital
- 4 Godoy Cruz
- 5 Luján de Cuyo
- 6 Guaymallén
- 7 Maipú
- 8 San Martín
- 9 Junín

**PROVINCIA DE TIERRA DEL FUEGO,
ANTARTIDA E ISLAS DEL ATLANTICO SUR**

- 1 parte de Río Grande
- 2 parte de Ushuaia

PROVINCIA DE SAN JUAN

- 4 Calingasta
- 5 Ullún
- 6 Albardón
- 7 Angaco
- 8 Zonda
- 9 Rivadavia
- 10 Chimbas
- 11 Capital
- 12 Santa Lucía
- 13 San Martín
- 14 parte de Caucete
- 15 Pocito
- 16 Rawson
- 17 9 de Julio
- 18 Sarmiento
- 19 25 de Mayo

CAPÍTULO 4. APLICACIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS SISMORRESISTENTES

4.1. En las zonas 1, 2, 3 y 4 se aplicarán íntegramente los requerimientos que establece el presente Reglamento para el proyecto y construcción de estructuras sismorresistentes.

4.2. En la zona 0, los requerimientos se establecen de acuerdo con el tipo de construcción:

4.2.1. Para construcciones cuya falla produciría efectos catastróficos sobre vastos sectores de población (por ejemplo: depósitos de gases o líquidos tóxicos, depósitos de materias radiactivas, etc.) o construcciones de vital interés para la seguridad nacional, será de aplicación todo lo establecido en el presente Reglamento.

4.2.2. Para que, en los restantes tipos de construcciones, se consideren cumplidos los requisitos mínimos de previsiones sismorresistentes, deberán presentar planos verticales resistentes a fuerzas horizontales en dos direcciones ortogonales y que conformen un mecanismo apto para resistir torsiones.

Además:

4.2.2.1. Para las construcciones cuya altura total supere los 12 m y que hayan sido verificadas bajo los efectos del viento en las dos direcciones principales, se controlará que la resultante en cada dirección de las fuerzas del viento sea igual o mayor que el 1,5% del peso total de la construcción.

Si esta circunstancia no se cumple en alguna dirección, se amplificarán las acciones del viento hasta satisfacerla.

El punto de aplicación de la fuerza resultante de la acción del viento se debe encontrar aproximadamente coincidente o por encima del centro de gravedad de la construcción.

4.2.2.2. Cuando no se cumpla este último requisito o no se hayan considerado los efectos del viento, se deberá verificar la estructura bajo la acción de fuerzas horizontales iguales al 1,5% de los pesos aplicadas en los respectivos centros de gravedad.

4.2.2.3. Deberán cumplirse los requisitos sobre arriostramiento de fundaciones establecidos en el Capítulo 17. Suelos y Fundaciones.

CAPÍTULO 5. AGRUPAMIENTO DE LAS CONSTRUCCIONES SEGÚN SU DESTINO Y FUNCIONES

5.1. AGRUPAMIENTO DE LAS CONSTRUCCIONES SEGÚN SU DESTINO Y FUNCIONES

Con el objeto de establecer los requerimientos de previsiones sismorresistentes, las construcciones se agrupan de acuerdo con sus funciones y con la trascendencia que puedan tener eventuales daños o colapsos de las mismas en caso de ocurrencia de sismos.

5.1.1. Grupo A_o

Construcciones o instalaciones que presentan alguna de las características siguientes:

- a) cumplen funciones esenciales en caso de ocurrencia de sismos destructivos;
- b) su falla produciría efectos catastróficos sobre vastos sectores de población.

Estas construcciones y sus correspondientes instalaciones deben seguir operando luego de sismos destructivos, por lo que sus accesos deben ser especialmente diseñados.

A continuación se dan ejemplos de posibles construcciones o instalaciones que corresponden a este grupo:

- Centros militares y policiales vinculados directamente con operaciones y medidas de emergencia.
- Hospitales y edificios de servicios médicos.
- Centrales de bomberos e instalaciones para combatir el fuego.
- Centros de operación y coordinación para situaciones de catástrofes.
- Construcciones e instalaciones de servicios sanitarios imprescindibles y vitales para la población (abastecimiento de agua potable).
- Centrales de comunicaciones. Radioemisoras.
- Depósitos y protecciones de ambulancias y vehículos operacionales.
- Centrales de energía de emergencia para permitir el funcionamiento de las construcciones de este grupo.
- Areas esenciales para el funcionamiento de aeropuertos (torres de control, central de iluminación, pista, comunicaciones, etc.).
- Depósitos de gases y líquidos tóxicos.
- Depósitos de combustibles o líquidos inflamables de más de 100m de capacidad.
- Depósitos de materias radiactivas.

5.1.2. Grupo A

Construcciones o instalaciones que presentan alguna de las características siguientes:

- a) su falla causa graves consecuencias, ocasionando pérdidas directas o indirectas excepcionalmente elevadas con relación al costo que implica el incremento de su seguridad (gran densidad de ocupación, contenido de gran valor, funciones importantes para la comunidad).

b) resultan de interés para la producción y seguridad nacional.

A continuación se dan ejemplos de posibles construcciones o instalaciones correspondientes a este grupo:

- Sedes y dependencias gubernativas nacionales, provinciales o municipales; edificios públicos.
- Edificios militares y policiales no incluidos en el grupo A₀.
- Edificios para asistencia médica no incluidos en el grupo A₀.
- Servicios públicos no incluidos en el grupo A₀ (centrales eléctricas convencionales, sub-estaciones, gas, cloacas).
- Edificios educacionales (escuelas, colegios, universidades).
- Templos.
- Cines, teatros, estadios, salas de espectáculos para más de 100 personas.
- Estaciones de transporte.
- Edificios con contenidos de gran valor (museos, registros y archivos de datos fundamentales para la producción y defensa nacional).
- Edificios de uso público de más de 300 m² de superficie o que permitan la presencia de más de 100 personas.
- Depósitos de combustibles con capacidad de hasta 100 m³.
- Hoteles de gran capacidad.
- Edificios comerciales e industriales con elevada densidad de ocupación.
- Construcciones en vías de comunicación esenciales.
- Altos hornos.
- Construcciones cuya falla pueda afectar a otra perteneciente al grupo A₀.

5.1.3. Grupo B

Construcciones e instalaciones cuyo colapso produciría pérdidas de magnitud intermedia (normal densidad de ocupación, contenido de valor normal).

A continuación se dan ejemplos de posibles construcciones o instalaciones correspondientes a este grupo:

- Edificios privados de habitación.
- Viviendas.
- Edificios de uso público no incluidos en el grupo A.
- Edificios e instalaciones comerciales e industriales no incluidos en el grupo A.
- Construcciones cuya falla pueda afectar a otras construcciones de este grupo o del A o del A₀.

5.1.4. Grupo C

Construcciones o instalaciones cuya falla produciría pérdidas de muy escasa magnitud y no causaría daños a construcciones de los grupos anteriores (construcciones aisladas o provisionales no destinadas a habitación).

A continuación se dan ejemplos de posibles construcciones o instalaciones correspondientes a este grupo:

- Casillas.
- Establos
- Graneros pequeños.

5.1.5. Las construcciones que por su naturaleza puedan corresponder a destinos y/o funciones múltiples, serán clasificadas en el grupo al que le corresponda el factor de riesgo más elevado.

5.2. FACTOR DE RIESGO

5.2.1. Para la determinación de las acciones sísmicas y verificaciones indicadas en este Reglamento, en la Tabla 2 se establecen los valores del factor de riesgo γ_d según el grupo al que sea asignada la construcción (ver el artículo 5.1.).

5.2.2. Para las construcciones que pertenezcan al grupo C no se requiere realizar el análisis bajo las acciones sísmicas. Sin embargo, en su concepción y ejecución se deberán tener en cuenta disposiciones y detalles que contribuyan a proveerlas de protección sismorresistente.

Tabla 2. Valor del factor de riesgo correspondiente a cada grupo de construcciones.

Construcción	Factor de riesgo γ_d
Grupo A_0	1,4
Grupo A	1,3
Grupo B	1

CAPÍTULO 6. CONDICIONES LOCALES DEL SUELO

Las condiciones locales del manto de suelo sobre el que se emplaza la construcción, tienen considerable influencia sobre la respuesta sísmica de la misma.

6.1. CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS DINÁMICAMENTE ESTABLES

Para tener en cuenta dicha influencia en las formas espectrales (ver el artículo 7.2.), los suelos dinámicamente estables (ver el artículo 17.2.) se clasifican según lo indicado en la Tabla 3.

6.1.1. Cuando en la identificación del suelo existan dudas respecto a la profundidad del manto, a las características mecánicas de los diferentes estratos, etc., se adoptarán las ordenadas espectrales que resulten más desfavorables para los períodos de vibración analizados.

6.2. SUELOS DINÁMICAMENTE INESTABLES

Cuando se determine que los suelos de fundación puedan resultar inestables (deformaciones permanentes, licuefacción, pérdida temporaria de la capacidad portante, etc.) ante los niveles de excitación sísmica establecidos (ver el Capítulo 7), se deberá tener en cuenta lo expresado en el Capítulo 17. Suelos y fundaciones.

Tabla 3. Clasificación de los suelos de fundación dinámicamente estables.

SUELO	IDENTIFICACIÓN		CARACTERÍSTICAS		
			Velocidad de propagación de ondas de corte	Prueba de penetración normalizada P.P.N.	Tensión admisible del suelo, σ_{sadm}
			(m/s)	(nº de golpes)	(MN/m ²)
Tipo I	Muy firmes y compactos	a) Rocas firmes y formaciones similares	≥ 700	—	$\sigma_{sadm} \geq 2$
		b) Suelos rígidos sobre roca firme, con profundidad de manto mayor que 50 m (por ejemplo: gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros con cohesión mayor que 0,2 MN/m ²)	< 700 y ≥ 400	≥ 30	$0,3 \leq \sigma_{sadm} < 2$
Tipo II	Intermedios	a) Suelos rígidos con profundidad de manto mayor que 50 m (por ejemplo: gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros con cohesión mayor que 0,2 MN/m ²)	< 700 y ≥ 400	≥ 30	$0,3 \leq \sigma_{sadm} < 2$
		b) Suelos de características intermedias con profundidad de manto mayor que 8 m (por ejemplo: suelos granulados medianamente densos; suelos cohesivos de consistencia dura con cohesión entre 0,07 y 0,2 MN/m ²)	100 a 400	granulares ≥ 15 y < 30 cohesivos ≥ 10 y < 15	$0,1 \leq \sigma_{sadm} < 0,3$
Tipo III	Blandos	Suelos granulares poco densos; suelos cohesivos blandos o semiduros (cohesión menor que 0,05 MN/m ²); suelos colapsibles	< 100	< 10	$\sigma_{sadm} < 0,1$

CAPÍTULO 7. ACCIONES SÍSMICAS Y ESPECTROS DE DISEÑO

7.1. INTRODUCCIÓN

La excitación sísmica se define básicamente a través de los espectros de aceleraciones equivalentes o espectros de pseudoaceleraciones.

Los mismos expresan las aceleraciones equivalentes como fracciones de la aceleración de la gravedad, en función de las características dinámicas de la estructura.

La forma y magnitud de dichos espectros dependen de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación.

Para la aplicación del método de superposición modal paso a paso, la excitación sísmica de diseño se definirá mediante acelerogramas que cumplan los requisitos especificados en el artículo 14.3.1.

7.2. ESPECTROS PARA ACCIONES SÍSMICAS HORIZONTALES

7.2.1. Las ordenadas S_a del espectro elástico de diseño para acciones horizontales, se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$S_a = a_s + (b - a_s) \cdot \frac{T}{T_1} \quad \text{para} \quad T \leq T_1$$

$$S_a = b \quad \text{para} \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

$$S_a = b \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{para} \quad T \geq T_2$$

siendo:

- S_a la pseudoaceleración elástica expresada como fracción de la aceleración de la gravedad;
- a_s la ordenada al origen del espectro (aceleración máxima del suelo), expresada como fracción de la aceleración de la gravedad;
- b la ordenada del plafón del espectro o máxima pseudoaceleración, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad;
- T el período de vibración genérico, expresado en segundos;
- T_1 el período correspondiente al comienzo del plafón, expresado en segundos;
- T_2 el período de vibración correspondiente al fin del plafón, expresado en segundos.

Los valores de a_s , b , T_1 y T_2 son función de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación.

En la Tabla 4 se establecen los valores de a_s , b , T_1 y T_2 para las distintas zonas sísmicas y tipos de suelo de fundación.

Tabla 4. Valores de a_s , b , T_1 y T_2 para las distintas zonas sísmicas y tipos de suelo de fundación.

ZONA SÍSMICA	SUELO	a_s	b	T_1	T_2
4	Tipo I	0,35	1,05	0,20	0,35
	Tipo II	0,35	1,05	0,30	0,60
	Tipo III	0,35	1,05	0,40	1,00
3	Tipo I	0,25	0,75	0,20	0,35
	Tipo II	0,25	0,75	0,30	0,60
	Tipo III	0,25	0,75	0,40	1,00
2	Tipo I	0,16	0,48	0,20	0,50
	Tipo II	0,17	0,51	0,30	0,70
	Tipo III	0,18	0,54	0,40	1,10
1	Tipo I	0,08	0,24	0,20	0,60
	Tipo II	0,09	0,27	0,30	0,80
	Tipo III	0,10	0,30	0,40	1,20
0	Tipo I	0,04	0,12	0,10	1,20
	Tipo II	0,04	0,12	0,10	1,40
	Tipo III	0,04	0,12	0,10	1,60

7.2.2. Los espectros especificados consideran un amortiguamiento no inferior al 5% del crítico. No se podrán realizar reducciones para valores mayores de amortiguamiento, excepto en las circunstancias indicadas en el artículo 12.3.

Las Figuras 2 a 5 muestran los espectros de pseudoaceleraciones para cada zona sísmica.

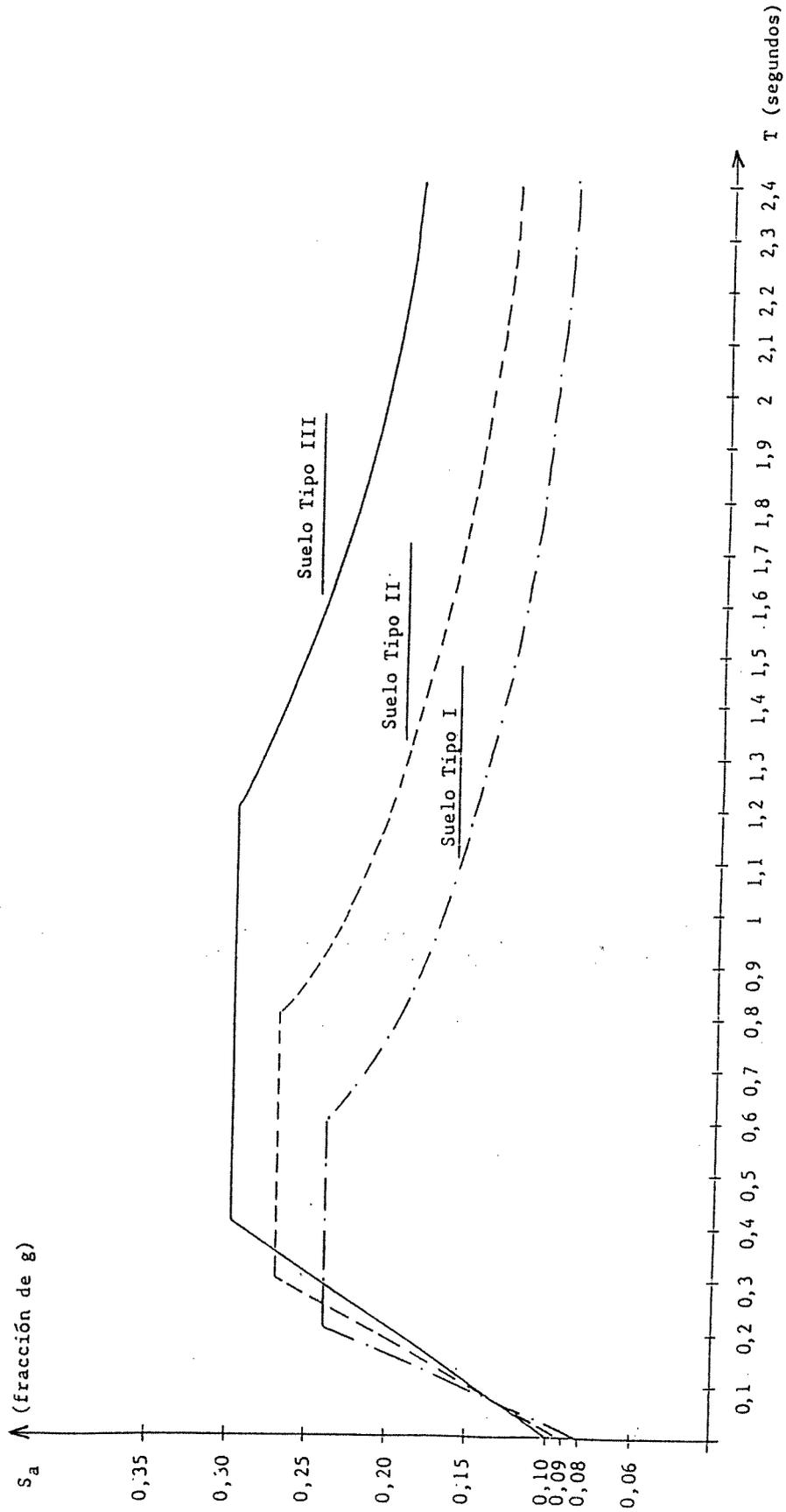


Figura 2. Espectro elástico de pseudoaceleraciones para zona sísmica 1 con $\xi = 5\%$

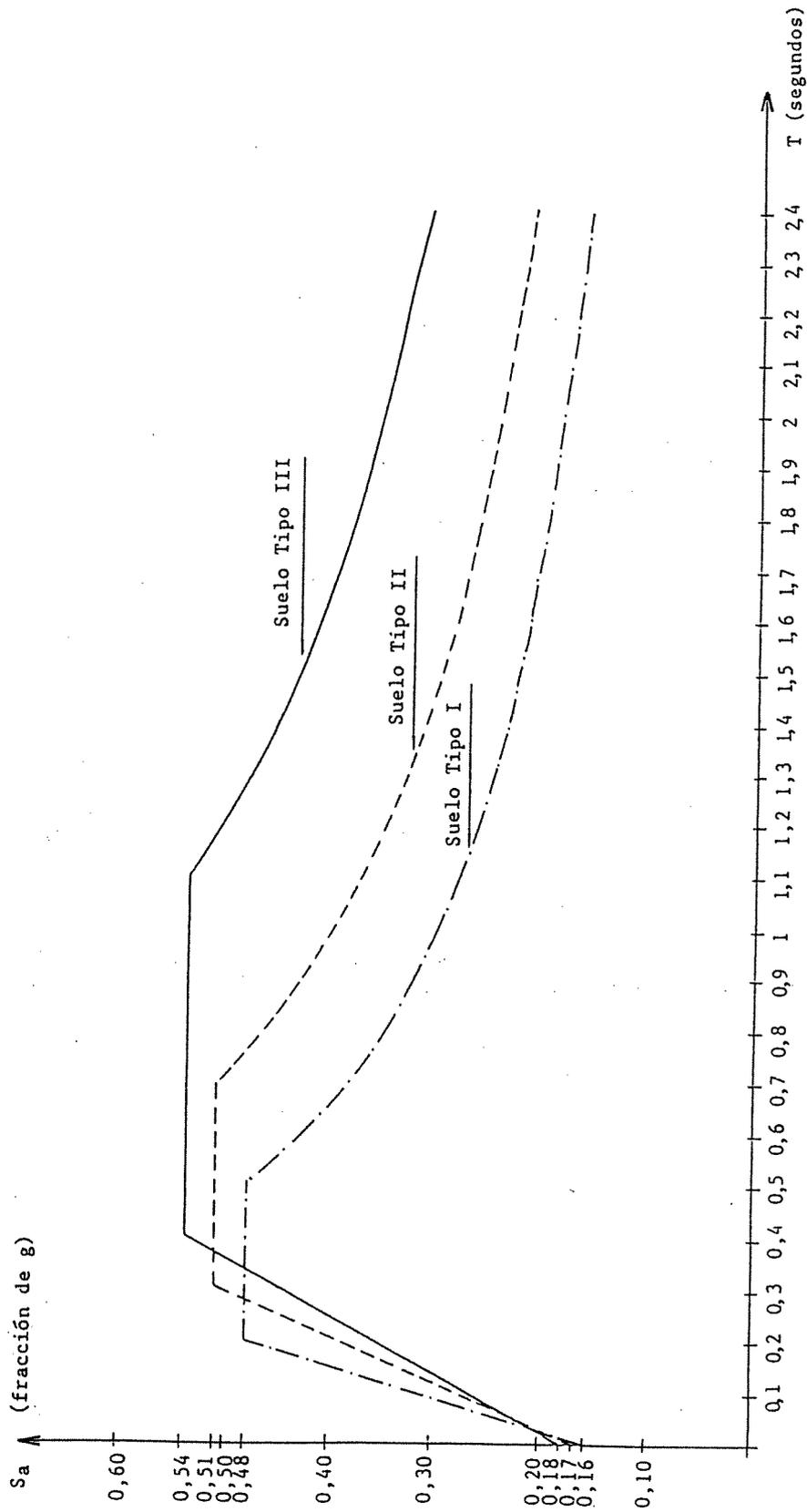


Figura 3. Espectro elástico de pseudoaceleraciones para zona sísmica 2 con $\xi = 5\%$

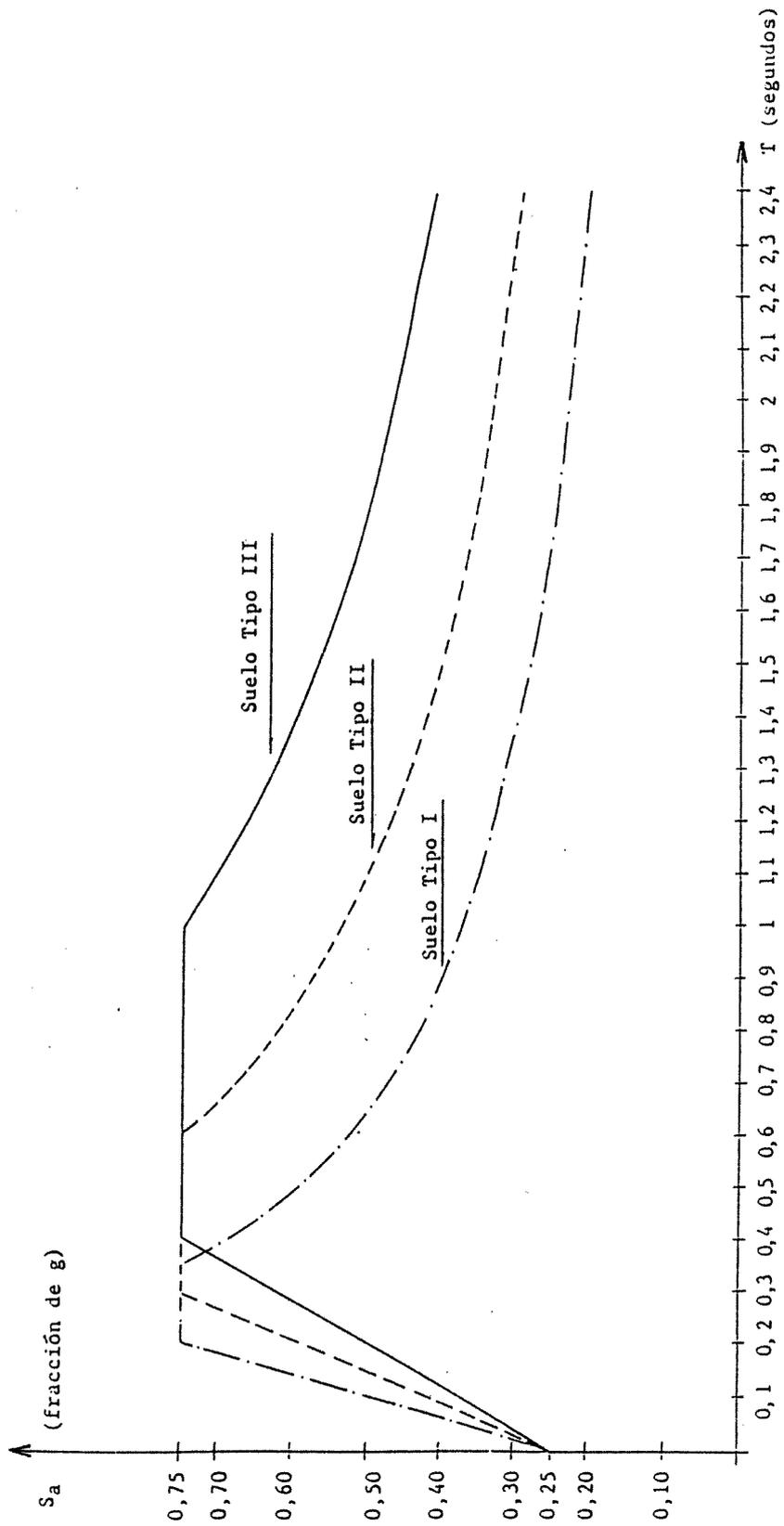


Figura 4. Espectro elástico de pseudoaceleraciones para zona sísmica 3 con $\xi = 5\%$

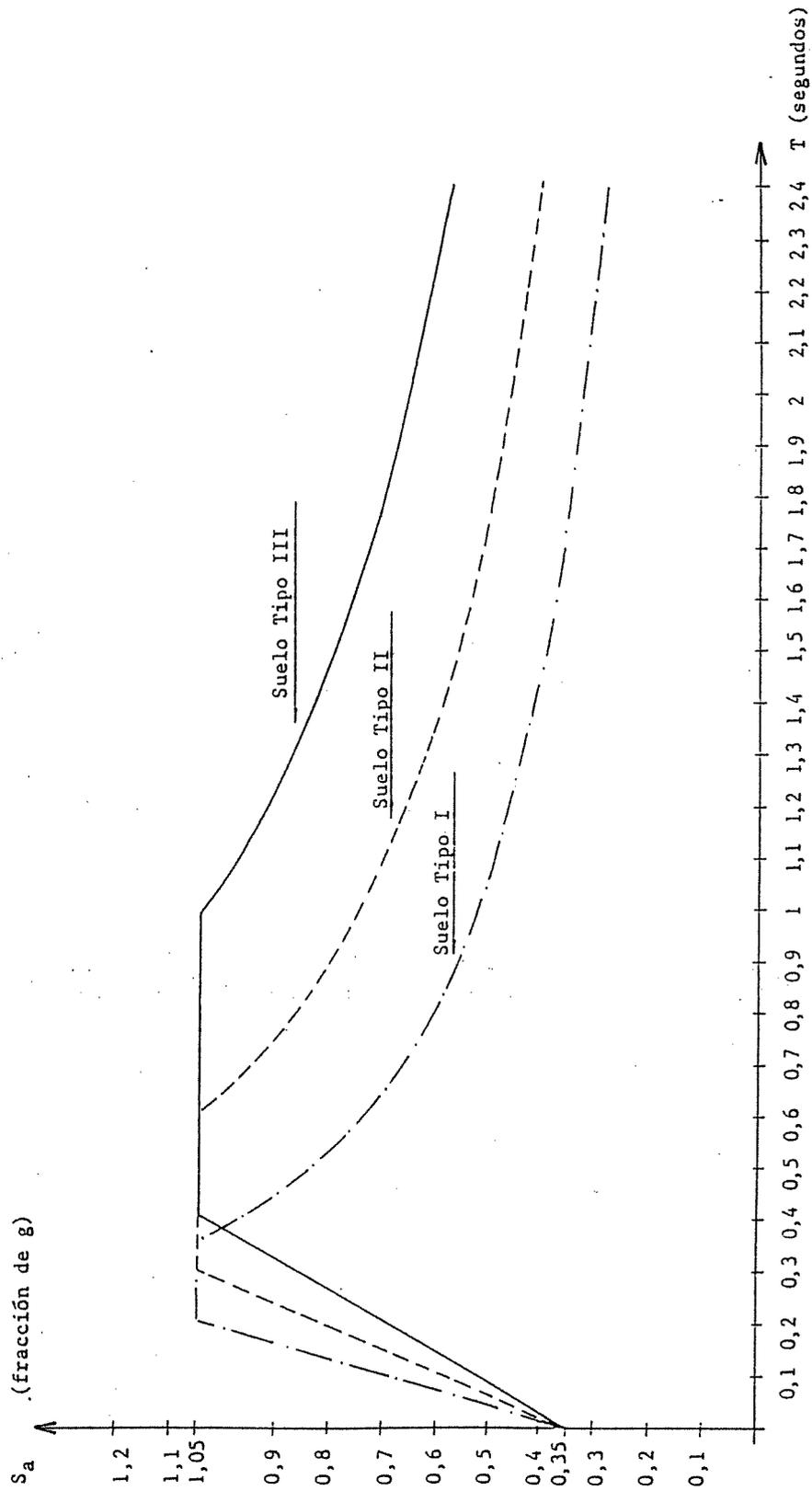


Figura 5. Espectro elástico de pseudoaceleraciones para zona sísmica 4 con $\xi = 5\%$

7.2.3. Para amortiguamientos inferiores al 5% del crítico, las expresiones que definen el espectro de pseudoaceleraciones serán las siguientes:

$$S_a = a_s + (f_A \cdot b - a_s) \cdot \frac{T}{T_1} \quad \text{para } T \leq T_1$$

$$S_a = f_A \cdot b \quad \text{para } T_1 \leq T \leq T_2$$

$$S_a = \left[1 + (f_A - 1) \frac{T_2}{T} \right] \cdot \left[b \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right] \quad \text{para } T \geq T_2$$

siendo:

S_a	la pseudoaceleración elástica;
a_s	la ordenada al origen del espectro;
b	la ordenada del platón del espectro;
T	el período de vibración genérico;
T_1	el período de vibración correspondiente al comienzo del platón;
T_2	el período de vibración correspondiente al fin del platón;
f_A	el factor de amplificación por amortiguamiento dado por:

$$f_A = \left[\frac{5}{\xi} \right]^{1/2} \quad \text{para } 0,5\% \leq \xi \leq 5\%$$

con:

ξ el amortiguamiento considerado, expresado como porcentaje del crítico.

7.3. ACCIONES SÍSMICAS VERTICALES

Cuando resulte necesario considerar las acciones sísmicas verticales, los espectros correspondientes se obtendrán multiplicando las ordenadas espectrales para acciones sísmicas horizontales por un factor f_v establecido en la Tabla 5 en función de la zona sísmica, mediante la siguiente expresión:

$$S_{av} = f_v \cdot S_a$$

siendo:

S_{av}	la ordenada del espectro de diseño para acciones verticales;
f_v	un factor dado en la Tabla 5;
S_a	la ordenada del espectro de diseño para acciones horizontales.

7.4. DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO

Para la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño, las ordenadas de los espectros anteriormente definidos se reducirán dividiendo por el factor R que considera la capacidad de disipación de energía y redundancia estática de las estructuras, de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 8.

Tabla 5. Valores del factor f_v en función de la zona sísmica

ZONA SÍSMICA	f_v
4	0,6
3	0,6
2	0,5
1	0,4
0	0,4

CAPÍTULO 8. INFLUENCIA DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE DEFORMACIONES ANELÁSTICAS

8.1. FACTOR DE REDUCCIÓN R

La influencia que sobre la valoración de fuerzas sísmicas tiene la capacidad de disipación de energía mediante deformaciones anelásticas de la estructura, se determinará a través del factor R de reducción de las ordenadas espectrales elásticas correspondientes a las pseudoaceleraciones definidas en el Capítulo 7.

El factor R depende de la ductilidad global de la estructura y del período de vibración que se considere. Su valor se calculará con las expresiones siguientes:

$$R = 1 + (\mu - 1) \frac{T}{T_1} \quad \text{para } T \leq T_1$$

$$R = \mu \quad \text{para } T \geq T_1$$

siendo:

- R un factor de reducción;
- μ la ductilidad global de la estructura;
- T el período de vibración genérico;
- T_1 el período correspondiente al comienzo del plafón.

El valor del factor de reducción R podrá diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura.

8.2. VALORACIÓN DE LA DUCTILIDAD GLOBAL DE LA ESTRUCTURA

Los valores de la ductilidad global de la estructura establecidos en el artículo 8.3. corresponden a estructuras regulares en elevación.

Se entiende como estructura regular en elevación aquella en la que se supone no existen concentraciones de plastificaciones en algunas partes de la misma, esto es, la mayor parte de la estructura participa de manera uniforme en la disipación de energía en el campo no lineal.

En consecuencia, a medida que la estructura sea progresivamente menos regular, deberán reducirse los valores de la ductilidad global indicados en el artículo 8.3.

Como caso extremo e inadmisibles de una estructura sismorresistente diseñada para incursionar en el rango inelástico, se encuentra la configuración estructural denominada "piso flexible" o "piso blando". En ella, la plastificación se concentra en sólo un piso de la estructura como consecuencia de una brusca reducción de la resistencia lateral en relación con la de los pisos restantes. Este caso límite puede únicamente concebirse con un comportamiento totalmente elástico de la estructura, es decir, adoptando $\mu = 1$ como valor de la ductilidad global.

8.3. VALORES DE LA DUCTILIDAD GLOBAL

A continuación se indican los valores de la ductilidad global μ , de acuerdo con la configuración de la estructura y sus materiales:

Ductilidad global $\mu = 6$

- Pórticos de acero dúctil.
- Tabiques Sismorresistentes Acoplados de Hormigón Armado ⁽¹⁾ diseñados con especiales condiciones de ductilidad.

Ductilidad global $\mu = 5$

- Pórticos de hormigón Armado Sismorresistente ⁽¹⁾ con o sin rigidización de mampostería.
- Pórticos de Hormigón Armado Sismorresistente ⁽¹⁾ asociados con Tabiques Sismorresistentes de Hormigón Armado ⁽¹⁾, donde los pórticos absorben, en promedio, por lo menos el 30% del esfuerzo de corte provocado por las acciones sísmicas.

Ductilidad global $\mu = 4$

- Pórticos de Acero Convencional.
- Sistemas de Tabiques Sismorresistentes de Hormigón Armado ⁽¹⁾ asociados entre sí por vigas que permitan su funcionamiento en conjunto.

Ductilidad Global $\mu = 3,5$

- Sistemas Pórticos - Tabiques o Tabiques Sismorresistentes de Hormigón Armado ⁽¹⁾ que no verifiquen las condiciones anteriores.
- Muros de Mampostería ⁽²⁾ Armada y Encadenada de ladrillos macizos.
- Muros de Mampostería ⁽²⁾ Reforzada con Armadura Distribuida.

Ductilidad global $\mu = 3$

- Muros de Mampostería ⁽²⁾ Encadenada de ladrillos Macizos.
- Estructuras tipo Péndulo Invertido con especiales detalles de diseño del soporte y unión.

Ductilidad global $\mu = 2$

- Muros de Mampostería ⁽²⁾ Encadenada de ladrillos huecos o bloques.

- Estructuras tipo Péndulo Invertido que no cumplan las condiciones anteriores.
- Estructuras colgantes.
- Columnas de Hormigón Armado ⁽¹⁾ que en la dirección analizada no presentan vinculaciones.

Ductilidad global $\mu = 1$

- Estructuras en las que se requiera comportamiento elástico ante sismos destructivos.
- (1) Las condiciones a cumplir en la verificación, dimensionamiento, detalles y construcción de estructuras de Hormigón Armado Sismorresistente, están contenidas en la parte II, "Construcciones de Hormigón Armado y Pretensado".
- (2) Las condiciones a cumplir en la verificación, dimensionamiento, detalles y construcción de estructuras de Mampostería, están contenidas en la PARTE III, "Construcciones de Mampostería".

8.4. DETERMINACIÓN DE LAS DEFORMACIONES

Las deformaciones efectivas se obtendrán multiplicando por la ductilidad global μ , las deformaciones calculadas bajo los efectos de las fuerzas sísmicas reducidas por la capacidad de disipación de energía de la estructura.

CAPÍTULO 9. CARGAS GRAVITATORIAS A CONSIDERAR PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SÍSMICAS.

9.1. Las cargas gravitatorias que se deberán considerar para la determinación de las acciones sísmicas, estarán compuestas por las cargas permanentes y una fracción de las sobrecargas de servicio. Dichas cargas gravitatorias se tendrán en cuenta tanto para la evaluación de las características dinámicas de la estructura como para la determinación de las solicitaciones y deformaciones originadas por la excitación sísmica.

La carga gravitatoria W_k operante en el nivel k durante el sismo se determinará mediante la fórmula siguiente:

$$W_k = G_k + \eta \cdot L_k$$

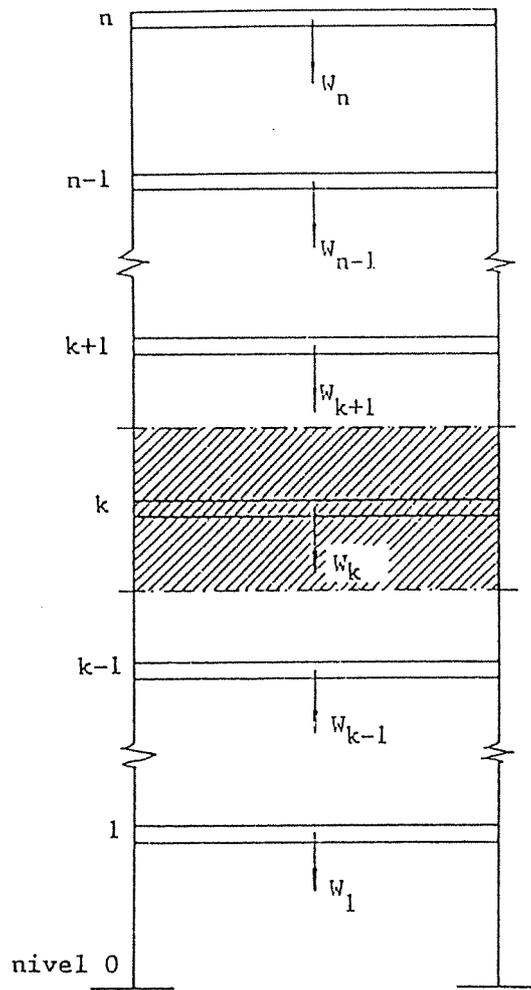
siendo:

- W_k la carga gravitatoria operante en el nivel k ;
- G_k la carga gravitatoria permanente, compuesta por el peso propio de los componentes estructurales y no estructurales de la construcción, equipos, instalaciones, maquinarias, etc., de carácter permanente;
- L_k las sobrecargas de servicio (cargas accidentales variables en el tiempo), establecidas en el reglamento CIRSOC 101 "Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de las estructuras de edificios";
- η el factor de simultaneidad y presencia de sobrecargas de servicio (fracción de la sobrecarga de servicio a considerar).

El factor η se establece en base a consideraciones de tipo probabilístico. Los valores mínimos del factor η para los casos usuales se indican en la Tabla 6.

En la modelación de estructuras de edificios las cargas gravitatorias podrán ser reemplazadas por un conjunto de cargas concentradas que, en general, se podrán suponer aplicadas a nivel de los entrepisos y techo de la construcción.

La carga gravitatoria W_k que se supone concentrada en un determinado nivel k de la construcción se obtendrá sumando a las cargas correspondientes a dicho nivel (peso propio de vigas, losas, pisos, contrapisos, capas aislantes, cielorrasos, etc., y la fracción correspondiente a las sobrecargas de servicio), el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales (muros de mamposterías, tabiques de hormigón, columnas, etc.) que resulten comprendidos dentro del sector determinado por dos planos horizontales ubicados a la mitad de la altura de los dos pisos contiguos al nivel k considerado, según se indica en la Figura 6.

**Figura 6.**

Los pesos de los tanques, apéndices y otros elementos emergentes del nivel n (techo) se supondrán concentrados en dicho nivel, siempre que no superen el 25% de la carga gravitatoria correspondiente a dicho nivel, incluyendo en ésta el peso de los elementos emergentes.

Tabla 6. Valores mínimos del factor de simultaneidad y presencia de sobrecargas de servicio.

CONDICIONES	η
La presencia de sobrecargas de servicio constituye una circunstancia excepcional. Por ejemplo en: azoteas, techos y cubiertas inaccesibles, salvo con fines de mantenimiento.	0
Es reducida la probabilidad de presencia de la totalidad de la sobrecarga de servicio. Por ejemplo en locales donde no es frecuente alta densidad ocupacional de personas o aglomeración de cosas: edificios de habitación, oficinas, hoteles, etc.	0,25
Resulta intermedia la probabilidad de presencia de la totalidad de la sobrecarga de servicio. Por ejemplo en locales con frecuente alta densidad ocupacional de personas o aglomeración de cosas: escuelas, templos, cines, teatros, edificios públicos, etc.	0,50
Sobrecarga de nieve y de hielo. Se considerará en los lugares indicados en el Reglamento CIRSOC 104 "Acción de la nieve y del hielo sobre las construcciones".	0,50
Es elevada la probabilidad de presencia de la totalidad de la sobrecarga de servicio. Por ejemplo en: depósitos de mercaderías, edificios de cocheras, archivos, etc.	0,75
La sobrecarga de servicio está normalmente presente en su totalidad. Por ejemplo en: depósitos de líquidos, tanques, silos, etc.	1
Para la verificación local de partes críticas de la estructura en que la sobrecarga de servicio resulta de importancia. Por ejemplo en: voladizos, balcones, etc.	1

CAPÍTULO 10. ESTADOS DE CARGA

10.1. En la comprobación de los "estados límite últimos" que corresponden a máximos de la capacidad portante (agotamiento de secciones críticas, pérdidas de equilibrio parcial o total, transformación de la estructura en un mecanismo, inestabilidad del equilibrio, etc.), los valores de las acciones sísmicas definidas en el presente Reglamento se considerarán como valores últimos.

Para el análisis y diseño sismorresistente de las construcciones y de sus componentes se deberán considerar los estados de carga y correspondientes combinaciones de efectos que se indican a continuación, tanto para la comprobación de resistencia como para la verificación de deformaciones.

Se adoptará la combinación mas desfavorable de efectos correspondiente a las siguientes alternativas:

$$Y \quad \begin{array}{l} 1, 3 \quad E_W \pm E_S \\ 0, 85 \quad E_W \pm E_S \end{array}$$

siendo:

- E_W los efectos provocados por las cargas gravitatorias definidas en el Capítulo 9;
- E_S los efectos de las acciones sísmicas de diseño especificadas en el Capítulo 7.

10.2. Cuando corresponda, se agregarán los efectos causados por movimientos diferenciales de apoyos como consecuencia de la acción sísmica (ver los artículos 17.4. y 17.5.)

10.3. La construcción y sus componentes deberán además verificarse con los estados de carga pertinentes que no incluyen el sismo.

10.4. No se considera necesaria la verificación bajo acción simultánea de viento y sismo.

CAPÍTULO 11. DIRECTIVAS Y CRITERIOS GENERALES PARA ANÁLISIS Y DISEÑO

11.1. GENERALIDADES

Toda construcción y cada una de sus componentes deberá ser proyectada, ejecutada y mantenida para resistir, como mínimo, las acciones sísmicas indicadas en el presente Reglamento.

11.2. ACCIONES SÍSMICAS A CONSIDERAR

Las estructuras se analizarán considerando las acciones sísmicas horizontales actuando en forma independiente según dos direcciones ortogonales y, cuando sea significativo, bajo la acción sísmica vertical.

11.3. SELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

La estructura debe poseer adecuada resistencia según las dos direcciones principales de la construcción y además formar un mecanismo apto para la resistencia a torsión.

En el planteo del sistema estructural se evitarán aquellas situaciones que configuren cambios bruscos de rigidez y/o resistencia en elevación y/o planta, procurándose obtener una distribución uniforme y continua de resistencia, rigidez y ductilidad. Asimismo, se procurará evitar marcadas asimetrías de masas y rigideces.

Se recomiendan planteos estructurales que presenten varias líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural), conectando entre sí los subsistemas resistentes mediante elementos de elevada ductilidad.

Se evitarán los esquemas estructurales y situaciones que hayan presentado un comportamiento inadecuado frente a excitaciones sísmicas, como por ejemplo: "pisos flexibles" y "columnas cortas".

Se proveerá a la estructura de equilibrados valores de resistencia, rigidez y ductilidad en elementos estructurales, en sus conexiones (nudos) y en sus soportes.

La resistencia y rigidez de la estructura debe resultar compatible con el sistema de fundación y el tipo de suelo.

El sistema estructural debe poseer suficiente rigidez inicial y presentar aceptables deformaciones totales en estado de agotamiento, de manera que se minimicen los daños frente a terremotos de frecuente ocurrencia y que los daños provocados por terremotos severos resulten económica y técnicamente reparables.

Para lograr esto, se tendrá en cuenta la naturaleza del suelo y los tipos estructurales posibles.

11.4. SIMULTANEIDAD DE EFECTOS DE LAS ACCIONES SÍSMICAS HORIZONTALES

- a) En edificios regulares en planta y elevación, se considerarán para el diseño los valores más desfavorables que se obtengan combinando los correspondientes efectos de: cargas gravitatorias y una componente horizontal de la acción sísmica.

$$\begin{aligned} & \text{Gravitatoria} \pm \text{Sismo Dirección 1} \\ & \text{Gravitatoria} \pm \text{Sismo Dirección 2} \end{aligned}$$

- b) En edificios irregulares, tanques, torres, columnas aisladas, estructuras tipo péndulo invertido etc., se considerarán para el diseño los valores más desfavorables que se obtengan combinando los correspondientes efectos de: cargas gravitatorias, la componente horizontal de la acción sísmica según una dirección y el 30% de los efectos de la componente horizontal de la acción sísmica según la otra dirección.

$$\begin{aligned} & \text{Gravitatoria} \pm \text{Sismo Dirección 1} \pm 0,30 \text{ Sismo Dirección 2} \\ & \text{Gravitatoria} \pm \text{Sismo Dirección 2} \pm 0,30 \text{ Sismo Dirección 1} \end{aligned}$$

11.5. DIRECCIONES DE ANÁLISIS

11.5.1. Cuando la planta de la construcción es aproximadamente simétrica respecto de un eje, una de las direcciones de análisis deberá coincidir con dicho eje.

11.5.2. Cuando la planta de la construcción no presenta ningún eje de simetría se deberá adoptar alguna de las alternativas siguientes:

- a) Fijar en forma arbitraria dos direcciones ortogonales tomando en cada una de ellas la acción sísmica prescrita correspondiente, incrementada en un 15%.
- b) Seleccionar dos juegos de direcciones ortogonales giradas entre sí 45° en planta y considerar las solicitaciones y deformaciones que resulten más desfavorables de acuerdo con lo establecido para las superposiciones de efectos indicadas en el artículo 11.4.

11.6. Se considerará en general, como nivel de base, el correspondiente a la unión de la estructura con las fundaciones, o el plano horizontal a partir del cual se produzcan deformaciones apreciables a causa de las acciones sísmicas.

11.7. Cuando puedan resultar significativos, se deberán considerar los efectos de los desplazamientos verticales y giros provocados por las acciones sísmicas horizontales.

Para el análisis de estructuras tipo péndulo invertido se tendrán en cuenta los efectos de la inercia rotacional.

11.8. Los efectos de las cargas gravitatorias sobre la estructura deformada por acciones sísmicas

horizontales (efectos P-Delta) serán considerados cuando modifiquen en más del 10% los valores de solicitaciones y deformaciones correspondientes a la suposición de estructura indeformada.

11.9. Cuando por la configuración estructural resulten apreciables las deformaciones de columnas por esfuerzos axiales, se tendrán en cuenta en el análisis.

11.10. Las losas de entrepisos y techos, cuando posean suficiente rigidez y resistencia en su plano, se considerarán como diafragmas rígidos que distribuyen los esfuerzos provocados por la excitación sísmica entre los distintos planos verticales sismorresistentes.

A tal fin, la transmisión de esfuerzos debe efectuarse con deformaciones de la losa en su plano, menores que las deformaciones horizontales de la estructura.

Los segmentos de losas de entrepiso comprendidos entre planos sismorresistentes verticales deberán ser diseñados para resistir acciones en su plano cuya magnitud se establecerá de la siguiente manera:

- a) Se evaluarán las cargas autoequilibradas actuantes en cada nivel k , a saber:
 - Fuerzas de inercia F_k originadas por la aceleración de las cargas gravitatorias operantes en el nivel considerado.
 - Variación del esfuerzo de corte de cada plano sismorresistente vertical, en el nivel considerado.
- b) Con las cargas determinadas en a) se obtendrán los esfuerzos coplanares en la losa de entrepiso. Las solicitaciones resultantes deberán ser afectadas por un factor de amplificación igual a:

$$\frac{a_s}{g} \cdot \frac{W_k}{F_k} \quad \text{cuando} \quad \frac{F_k}{W_k} < \frac{a_s}{g}$$

Si la condición de diafragma rígido no se cumple, en el análisis se tendrá en cuenta su flexibilidad.

11.11. En el análisis y diseño de la estructura se considerará la incidencia de los elementos denominados "no estructurales" (cerramientos, tabiques divisorios, paneles, etc.), que puedan afectar su respuesta a la excitación sísmica a través de las características dinámicas, distribución de esfuerzos e interacciones.

11.12. La presencia de mampostería incluida en pórticos sismorresistentes, cuando por sus características afecte a la distribución de esfuerzos entre los distintos planos verticales sismorresistentes, a la resistencia de los pórticos y a las características dinámicas de la estructura, deberá ser tenida en cuenta en la modelación para análisis estructural y en el dimensionamiento.

Se comprobará que las zonas próximas a los nudos de pórticos de hormigón armado tengan suficiente resistencia a los esfuerzos de corte que se originan por el empuje de la mampostería.

Como solicitaciones de diseño se adoptarán las combinaciones más desfavorables correspondientes a las alternativas de considerar o no la presencia de la mampostería.

La determinación de las características dinámicas, solicitaciones, así como el dimensionamiento, se realizará únicamente en la hipótesis de pórticos no rigidizados, cuando la mampostería no restrinja las deformaciones de los pórticos. Pero en tal caso deberán preverse las medidas de sujeción de la mampostería a la estructura en forma tal de asegurar su estabilidad y el cumplimiento de las hipótesis de análisis.

11.13. Si un solo elemento de la estructura resiste más del 20% de la solicitación total de un nivel determinado, dicho elemento se diseñará para soportar una solicitación igual a 1,2 veces la que originalmente le corresponda.

11.14. En el diseño de elementos estructurales que se hayan supuesto como no integrantes del dispositivo sismorresistente principal, se deberán considerar las solicitaciones provocadas por las deformaciones inducidas por éste último.

11.15. La asignación del factor de ductilidad global de la estructura deberá realizarse de manera conservadora y teniendo en cuenta que las posibilidades de disipación de energía por deformaciones anelásticas depende de múltiples factores y circunstancias, como por ejemplo: configuración estructural, distribución de rigideces y resistencias, características de componentes estructurales y uniones, materiales, dimensionamiento y detalles, aspectos constructivos, etc. En particular, se tendrá en cuenta que las estructuras de hormigón armado resultan muy sensibles a los detalles de dimensionamiento, armaduras y ejecución.

En estructuras cuya ley fuerza-deformación cambie según sea el sentido de aplicación de las acciones horizontales, se deberá considerar esta circunstancia para el establecimiento de su capacidad de disipar energía.

CAPÍTULO 12. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LAS ESTRUCTURAS

12.1. INTRODUCCIÓN

La evaluación de los parámetros que caracterizan el comportamiento dinámico de las estructuras se realizará considerando los principios de la Dinámica Estructural, con las siguientes premisas:

- a) Se admitirá que la estructura funciona en el campo elástico lineal.
- b) Para los materiales que componen la construcción, el módulo de elasticidad a emplear será:

Para aquellos materiales que presentan fase definida de comportamiento lineal: el módulo de elasticidad real o convencional.

Para aquellos materiales con comportamiento no lineal desde el comienzo de la carga: el módulo de elasticidad equivalente para el análisis de deformaciones instantáneas, de acuerdo con lo establecido en los correspondientes Reglamentos y especificaciones particulares.
- c) En las construcciones de Hormigón Armado y de Hormigón Pretensado, los valores de las secciones (momentos de inercia, áreas) se adoptarán de acuerdo con las indicaciones de los respectivos Reglamentos para la determinación de magnitudes hiperestáticas.
- d) Los parámetros a adoptar para el suelo de fundación serán compatibles con los niveles de deformación asociados a la excitación sísmica de diseño y tendrán en consideración el nivel tensional inducido por las cargas gravitatorias operantes.

12.2. PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

12.2.1. El período fundamental de vibración se determinará considerando las propiedades de la estructura en la dirección que se examina y aplicando los procedimientos de la Dinámica Estructural.

La modelación para el análisis reflejará en forma adecuada la distribución de masas y rigideces.

Para edificios, se admitirá que la discretización de masas se realice concentrándolas en los niveles de losas de entrepiso y techos.

También podrán adoptarse valores del período fundamental de vibración obtenidos mediante pruebas realizadas sobre construcciones similares o fórmulas empíricas fundamentadas en análisis experimentales.

12.2.2. Fórmulas aproximadas de la Dinámica Estructural

En el caso de estructuras sobre base fija, y en las que puedan suponerse las masas concentradas en n

niveles, el período fundamental de vibración T_0 podrá obtenerse mediante la expresión siguiente:

$$T_0 = 2 \pi \left[\frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot u_i^2}{g \sum_{i=1}^n \bar{F}_i \cdot u_i} \right]^{1/2}$$

siendo:

- T_0 el período fundamental de vibración;
- W_i la carga gravitatoria ubicada en el nivel i ;
- g la aceleración de la gravedad;
- u_i el desplazamiento estático del nivel i , provocado por las fuerzas horizontales normalizadas \bar{F}_i , actuando en todos los niveles del edificio;
- \bar{F}_i la fuerza horizontal normalizada, expresada en la misma unidad que W y aplicada en el nivel i y cuya expresión es la siguiente:

$$\bar{F}_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

con:

- h_i la altura del nivel i , medida desde el nivel basal.

En edificios regulares de n niveles típicos, se considera suficiente aproximación adoptar:

$$T_0 = 2 \pi \left[\frac{W_n \cdot u_n}{g \cdot \bar{F}_n} \right]^{1/2}$$

siendo:

- T_0 el período fundamental de vibración;
- W_n la carga gravitatoria operante en el último nivel típico de la estructura;
- g la aceleración de la gravedad;
- u_n el desplazamiento estático del último nivel, provocado por las fuerzas horizontales normalizadas \bar{F}_i , actuando en todos los niveles del edificio;
- \bar{F}_n la fuerza horizontal normalizada, expresada en la misma unidad que W y aplicada en el último nivel y cuya expresión es la siguiente:

$$\bar{F}_n = \frac{W_n \cdot h_n}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

con:

- h_n la altura del último nivel sobre el nivel basal.

12.2.3. Fórmula empírica

Alternativamente, podrá determinarse el período fundamental en edificios regulares de n niveles mediante la fórmula empírica siguiente:

$$T_{oe} = \frac{h_n}{100} \left[\frac{30}{l} + \frac{2}{1 + 30d} \right]^{1/2}$$

siendo:

- T_{oe} el período fundamental del edificio en la dirección analizada, expresado en segundos;
- h_n la altura total del edificio medida entre el nivel basal y el último nivel típico, expresada en metros;
- l la longitud del edificio en la dirección analizada, expresada en metros;
- d la densidad de muros. Cociente entre el área de la sección horizontal de los muros ubicados según la dirección analizada y el área de la planta tipo.

Se tendrán en cuenta sólo aquellos muros que se continúen en todos los niveles del edificio y que estén vinculados rígidamente a la estructura (valor adimensional).

12.2.4. Valores del período fundamental a considerar

12.2.4.1. Para el análisis de edificios según el Método Estático, en la determinación del coeficiente sísmico no se podrán tomar valores del período fundamental mayores que $1,25 T_{oe}$ para las zonas 4 y 3, y $1,5 T_{oe}$ para las otras zonas, cuando se determine el período por otro procedimiento.

12.2.4.2. Si se tiene en cuenta la influencia de la deformabilidad del terreno en la determinación del período fundamental, a los efectos de la determinación del coeficiente sísmico en el Método Estático, no se podrá tomar un valor mayor que 1,3 veces el período fundamental correspondiente a la hipótesis de base fija. Sin embargo, a los efectos de la verificación de las deformaciones y efectos P-Delta, se tendrá en cuenta el período efectivo calculado considerando la deformabilidad del terreno de fundación.

12.3. AMORTIGUAMIENTO

Los valores de amortiguamiento ξ expresados como porcentaje del valor crítico, a considerar para la aplicación del presente Reglamento y de los espectros en él contenidos, se indican en la Tabla 7.

No se permitirán reducciones para valores mayores de amortiguamiento, excepto casos especiales en que se justifique exhaustivamente, pero en ningún caso se tomarán valores superiores al 10%.

Tabla 7. Valores del amortiguamiento ξ en función del tipo de construcción.

Tipo de construcción	Amortiguamiento ξ
Tuberías de acero	1%
Construcciones o componentes de acero sin presencia de elementos que incrementen el amortiguamiento.	2%
Construcciones usuales de: <ul style="list-style-type: none"> - Hormigón armado - Hormigón pretensado - Madera - Mampostería - Estructuras de acero, con presencia de elementos que incrementen el amortiguamiento 	5%

CAPÍTULO 13. DEFORMACIONES

El análisis de las deformaciones está asociado con los siguientes aspectos del comportamiento sismorresistente:

- Daños sobre los denominados elementos no estructurales.
- Condiciones de estabilidad y resistencia final.
- Martilleo contra estructuras adyacentes.

13.1. CONTROL DE LA DISTORSIÓN HORIZONTAL DE PISO

La distorsión horizontal de piso θ_{sk} provocada por la excitación sísmica, se define como la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales correspondientes a los niveles superior e inferior del piso, dividida por la distancia entre ambos niveles:

$$\theta_{sk} = \frac{\delta_k - \delta_{k-1}}{h_{sk}} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}}$$

siendo:

θ_{sk}	la distorsión horizontal de piso;
δ_k, δ_{k-1}	los desplazamientos horizontales totales correspondientes a los niveles superior e inferior del piso, respectivamente;
h_{sk}	la distancia entre los niveles considerados;
Δ_{sk}	la deformación relativa del piso k.

Los desplazamientos δ se obtendrán multiplicando por la ductilidad global μ , los valores de los desplazamientos obtenidos considerando la acción de las fuerzas sísmicas reducidas por la capacidad de disipación de energía de la estructura.

13.1.1. Se controlará que la distorsión horizontal de piso no supere los límites indicados en la Tabla 8 en función del grupo de construcciones a que pertenece la estructura y de las condiciones siguientes:

Condición D.:

existen elementos no estructurales que pueden ser dañados por las deformaciones impuestas por la estructura.

Condición N.D.:

cuando los elementos no estructurales están unidos a la estructura de forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta.

Tabla 8. Valores límite de la distorsión horizontal de piso θ_{sk} .

Condición	Grupo de construcción		
	A _o	A	B
D.	0,010	0,011	0,014
N.D.	0,010	0,015	0,019

13.1.2. La verificación de la distorsión horizontal de piso no será necesaria para las estructuras que se indican en el Capítulo 16.

13.2. EFECTOS P-DELTA (Teoría de 2° orden)

Corresponden a las solicitaciones y deformaciones adicionales provocadas por las cargas gravitatorias sobre la estructura deformada por las acciones sísmicas.

Los efectos P-Delta deberán tomarse en cuenta en solicitaciones y deformaciones cuando en algún piso se verifique la siguiente condición:

$$\frac{P_k \cdot \Delta_{sk}}{V_k \cdot h_{sk}} \geq 0,08$$

siendo:

- Δ_{sk} la deformación relativa del piso k;
- V_k el esfuerzo de corte en el nivel k;
- h_{sk} la altura del piso comprendida entre los niveles k y k-1;
- P_k la carga gravitatoria total operante hasta el nivel k, incluido éste, determinada mediante la siguiente expresión:

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_i$$

con:

W_i la carga gravitatoria operante en el nivel i.

13.2.1. Una forma aproximada de considerar los efectos P-Delta consiste en amplificar los esfuerzos y las deformaciones provocados por las acciones sísmicas especificadas en este Reglamento, mediante la aplicación del coeficiente de amplificación determinado mediante la siguiente expresión:

$$\psi = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_k \cdot \Delta_{sk}}{V_k \cdot h_{sk}} \right)_{máx}}$$

siendo:

ψ	el coeficiente de amplificación
P_k	la carga gravitatoria total operante hasta el nivel k;
Δ_{sk}	la deformación relativa del piso k;
V_k	el esfuerzo de corte en el nivel k;
h_{sk}	la altura del piso comprendida entre los niveles k y k-1.

13.3. EFECTOS DE MARTILLO, SEPARACIONES Y JUNTAS SÍSMICAS

13.3.1. Para controlar los efectos de impacto dinámico entre construcciones adyacentes o entre cuerpos estructuralmente independientes de una misma construcción, se deberán proyectar y construir separaciones y juntas sísmicas de espesor suficiente para evitar choques o contactos dañosos entre ellos, bajo las deformaciones totales inducidas por las acciones sísmicas prescriptas.

13.3.2. Separaciones

Toda nueva construcción deberá proyectarse y construirse separada de sus linderos con predios vecinos.

Excepcionalmente se permitirá la continuidad entre edificios adyacentes, si se comprueba que tanto el conjunto como las partes aisladas satisfacen los requerimientos del presente Reglamento, las estructuras son de características y dimensiones similares, y los niveles de losas son aproximadamente coincidentes.

13.3.3. Juntas sísmicas

El proyecto y construcción de juntas sísmicas puede obedecer a los siguientes objetivos:

- Dividir una construcción irregular (cambios bruscos de rigidez y/o de masas en planta y elevación: plantas en forma de L, T, E, H; cuerpos de distintas alturas, etc.) en unidades estructuralmente independientes que presenten regularidad en planta y elevación, y que además signifiquen un mejor comportamiento sismorresistente y permitan evaluar con mayor precisión la respuesta de la construcción frente a la excitación sísmica.
- Fraccionar una construcción como consecuencia de requerimientos vinculados a variaciones de temperatura (juntas de dilatación).
- Independizar partes de una construcción que tendrán como apoyo suelos de características diversas o fundaciones en distintos niveles. En estos casos la junta debe necesariamente afectar también a las fundaciones.

13.3.4. Dimensionamiento de separaciones y juntas sísmicas

La distancia Y_k de la construcción al eje medianero o al eje de la junta sísmica en cada nivel deberá cumplir simultáneamente las condiciones a), b) y c) siguientes:

$$a) Y_k \geq \delta_k + f_s \cdot h_k$$

$$b) Y_k \geq 1 \text{ cm} + f_o \cdot h_k$$

$$c) Y_k \geq 2,5 \text{ cm}$$

siendo:

- Y_k la distancia de la construcción al eje medianero o al eje de la junta sísmica en el nivel k considerado;
- δ_k el desplazamiento horizontal total correspondiente al nivel k , obtenido como se indica en el artículo 13.1., teniendo en cuenta la incidencia de las acciones torsionales;
- f_s un factor que depende del tipo de suelo de fundación, indicado en la Tabla 9;
- h_k la altura del nivel considerado medida a partir del nivel basal, expresada en cm para la condición b);
- f_o un factor que depende de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación, indicado en la Tabla 10.

Tabla 9. Valores de f_s en función del tipo de suelo de fundación.

Suelo Tipo	I	II	III
f_s	0,0010	0,0015	0,0025

Tabla 10. Valores de f_o en función de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación.

Zonas sísmicas	Suelo Tipo		
	I	II	III
1 y 2	0,003	0,004	0,006
3 y 4	0,005	0,007	0,010

13.3.5. Construcción y mantenimiento de separaciones y juntas sísmicas

Se extremarán las precauciones en la ejecución de las zonas de separaciones y juntas sísmicas, disminuyendo las tolerancias geométricas usuales en la construcción de edificios.

Los espacios de separaciones y juntas deben quedar completamente libres de obstáculos, escombros, etc., para permitir los desplazamientos relativos de las construcciones adyacentes, en cualquier dirección. Esta condición debe mantenerse a través del tiempo.

Se admite el relleno de los espacios mencionados utilizando materiales compresibles especiales que garanticen la posibilidad de que se produzca cualquier desplazamiento relativo sin transmisión de fuerzas significativas o interacciones entre las partes adyacentes.

Cuando se empleen cubrejuntas, deberán diseñarse y construirse de manera que permitan los movimientos relativos sin alterar la función específica de la separación o junta.

CAPÍTULO 14. MÉTODOS DE ANÁLISIS

Los métodos de análisis para determinar los efectos de las excitaciones sísmicas, son los siguientes:

a) Procedimientos con fuerzas estáticas equivalentes

- Método Estático.
- Procedimientos aproximados indicados en el Capítulo 16.

b) Métodos dinámicos

- Análisis Modal Espectral.
- Superposición Modal Paso a Paso.
- Integración Directa Paso a Paso.

La elección del procedimiento y el nivel mínimo del análisis a utilizar se realizarán teniendo en cuenta las limitaciones indicadas específicamente para cada uno de ellos.

14.1. MÉTODO ESTÁTICO

El Método Estático consiste en esquematizar la excitación sísmica mediante sistemas de fuerzas estáticas proporcionales a las cargas gravitatorias. Este procedimiento de análisis, en general, es aplicable a estructuras de configuraciones regulares de distribución de rigideces y masas, tanto en elevación como en planta.

14.1.1. Fuerzas sísmicas laterales

El sistema de cargas laterales equivalentes, paralelo a la dirección analizada, se establece determinando primero el valor de la fuerza resultante, a partir de la cual se obtienen las fuerzas componentes correspondientes a los distintos puntos en que se supongan concentradas las masas.

14.1.1.1. Resultante de las fuerzas laterales equivalentes o esfuerzo de corte en la base.

El esfuerzo de corte en la base de la construcción V_0 , paralelo a la dirección analizada, se determinará mediante la siguiente

expresión:

$$V_0 = C \cdot W$$

donde:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

siendo:

- V_0 el esfuerzo de corte en la base de la construcción paralelo a la dirección analizada;
- C el coeficiente sísmico de diseño;
- W la carga gravitatoria total de la construcción sobre el nivel de base;
- W_i la carga gravitatoria supuesta concentrada en el nivel i , determinada según el Capítulo 9.

14.1.1.2. Coeficiente sísmico de diseño.

El valor del coeficiente sísmico de diseño C se obtendrá considerando el período fundamental de la construcción y la influencia del tipo de suelo de fundación.

El período fundamental T_0 se determinará de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 12 y el tipo de suelo de fundación se establecerá según lo especificado en el Capítulo 6.

El coeficiente sísmico de diseño se determinará con los espectros de diseño, mediante la siguiente expresión:

$$C = \frac{S_a \cdot \gamma_d}{R}$$

siendo:

- C el coeficiente sísmico de diseño;
- S_a la pseudoaceleración elástica horizontal, establecida según el artículo 7.2.;
- γ_d el factor de riesgo, según el artículo 5.2.;
- R el factor de reducción por disipación de energía, según el artículo 8.1.

14.1.1.3. Distribución en altura de las fuerzas sísmicas laterales. La fuerza sísmica lateral F_k asociada a la carga gravitatoria W_k ubicada en el nivel k , se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$F_k = \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \cdot V_0$$

siendo:

- F_k la fuerza sísmica lateral en el nivel k ;
- W_i, W_k las cargas gravitatorias supuestas concentradas en los niveles i ó k , respectivamente;
- h_i, h_k las alturas de los niveles i ó k medidas a partir del nivel basal (nivel 0);
- V_0 el esfuerzo de corte en la base de la construcción.

Cuando el coeficiente sísmico de diseño se determine considerando la influencia del período fundamental y éste resulte mayor que $2 T_2$, la distribución en altura se realizará mediante las siguientes expresiones:

para niveles intermedios:

$$F_k = \alpha \frac{W_k \cdot h_n}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \cdot V_0$$

- para el último nivel:

$$F_n = \left[\alpha \frac{W_n \cdot h_n}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} + (1 - \alpha) \right] \cdot V_0$$

siendo:

F_k	la fuerza sísmica lateral en el nivel k;
F_n	la fuerza sísmica lateral en el último nivel;
W_i, W_k	las cargas gravitatorias supuestas concentradas en los niveles i ó k, respectivamente;
h_i, h_k	las alturas de los niveles i ó k medidas a partir del nivel basal;
h_n	la altura del último nivel medida a partir del nivel basal;
W_n	la carga gravitatoria supuesta concentrada en el último nivel;
V_0	el esfuerzo de corte en la base de la construcción;
α	un coeficiente dado por:

$$\alpha = 1 - \frac{T_0 - 2 T_2}{10 T_2} \quad \text{con } \alpha \leq 1$$

donde:

T_0	el período fundamental de vibración;
T_2	el período de vibración correspondiente al fin de plafón del espectro de pseudoaceleraciones elásticas.

14.1.1.4. Esfuerzo de corte en el nivel k.

El esfuerzo de corte en el nivel genérico k, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

siendo:

V_k	el esfuerzo de corte en el nivel k;
F_i	la fuerza horizontal aplicada en el nivel i.

14.1.1.5. Momento de vuelco

En la superficie de contacto suelo fundación, el momento de vuelco M_f se reducirá determinándolo mediante la siguiente expresión:

$$M_f = 0,9 \sum_{i=1}^n F_i \cdot h_i^*$$

siendo:

- M_f el momento de vuelco en el nivel de fundación;
- F_i la fuerza horizontal aplicada en el nivel i ;
- h_i^* la altura del nivel i de la construcción medida desde el nivel de fundación.

En los demás niveles del edificio no se admitirán reducciones de los momentos de vuelco.

14.1.1.6. Discretización de cargas gravitatorias en edificios.

Para la aplicación de las prescripciones anteriores en edificios, se admitirá que la discretización de cargas gravitatorias operantes se realice agrupándolas en los niveles de pisos, losas y techos.

Los pesos de los apéndices y salientes del último nivel, a los fines del análisis global de la construcción, se supondrán ubicados en el último nivel siempre que su peso no supere el 25% de la carga gravitatoria correspondiente a dicho nivel.

14.1.1.7. Efectos torsionales.

14.1.1.7.1. Definiciones

Para determinar los efectos torsionales y elegir el modelo a utilizar en el análisis, es necesario considerar la configuración de las distintas plantas de la estructura. Con tal objetivo se introducen las siguientes definiciones:

- Centro de Masas (C.M.): baricentro de las cargas gravitatorias operantes.
- Centroides de sistemas sismorresistentes verticales (C. S.): baricentro de los momentos de inercia individuales de la sección transversal de los componentes verticales de los sistemas sismorresistentes (columnas, tabiques) con respecto a su correspondiente eje principal normal a la dirección analizada.
- Centro de rigidez (C.R.): punto de un nivel o planta en el que aplicando una fuerza horizontal cualquiera como acción única, sólo produce una traslación del nivel.
- Excentricidad geométrica: distancia entre C.M. y C.S. medida perpendicularmente a la dirección analizada.
- Excentricidad estructural: distancia entre C.M. y C.S. medida perpendicularmente a la dirección analizada.

14.1.1.7.2. Procedimientos para considerar la torsión.

Los efectos torsionales podrán determinarse mediante procedimientos estáticos aproximados, en la siguiente forma:

Caso a): Estructuras con dos ejes de simetría en planta.

Se considerarán como tales todas las estructuras que presenten las siguientes características.

En ninguna planta la excentricidad geométrica supera el 5% de la mayor dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección analizada.

Los centroides de sistemas sismorresistentes correspondientes a los distintos niveles, se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.

Los centros de masas de los distintos niveles, se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.

Cuando se cumplen estas condiciones, el momento torsor en el nivel k se determinará mediante las siguientes fórmulas:

$$M_{tk} = (1,5 e_1 + 0,10 l) V_k$$

$$M_{tk} = (e_1 - 0,10 l) V_k$$

siendo:

M_{tk}	el momento torsor en el nivel k;
V_k	el esfuerzo de corte en el nivel k;
e_1	la distancia entre el C.S. del nivel k y la línea de acción del esfuerzo de corte medida perpendicularmente a la dirección considerada;
l	la máxima dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección de V_k .

Se tomarán los valores más desfavorables para las solicitaciones de los planos verticales sismorresistentes.

Si el análisis estático se efectúa en forma espacial, las cuplas por piso se determinarán mediante las siguientes expresiones:

$$m_{tk} = (1,5 e_2 + 0,10 l) F_k$$

$$m_{tk} = (e_2 - 0,10 l) F_k$$

siendo:

m_{tk}	el momento de la cupla por piso;
e_2	la distancia entre el centro de masas del nivel k y el C.S. del mismo nivel;
F_k	la fuerza sísmica horizontal en el nivel k;
l	la máxima dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección de V_k .

Se deberán considerar dos estados de cargas independientes según las ecuaciones dadas girando todas las cuplas en el mismo sentido.

Caso b): Estructuras asimétricas constituidas por planos sismorresistentes verticales de comportamiento similar.

Se considerarán como tales, aquellas estructuras formadas por sistemas aporricados puros o sistemas de tabiques sismorresistentes o muros sismorresistentes, sin que haya combinación de los mismos y en las que además, se cumplan las siguientes condiciones:

Los centros de masas de los distintos niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.

Los centros de rigidez de los distintos niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.

La excentricidad estructural en ningún nivel supera el 25% de la mayor dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección considerada.

El momento torsor en el nivel k, se determinará mediante las expresiones:

$$M_{tk} = (1,5 e_3 + 0,07 l) V_k$$

$$M_{tk} = (e_3 - 0,07 l) V_k$$

siendo:

- M_{tk} el momento torsor en el nivel k;
- V_k el esfuerzo de corte en el nivel k;
- e_3 la distancia entre el centro de rigidez del nivel k y la línea de acción del esfuerzo de corte, medida perpendicularmente a la dirección considerada;
- l la máxima dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección de V_k .

Se tomarán los valores más desfavorables para las sollicitaciones en los planos verticales sismorresistentes.

Si el análisis estático se realiza en forma espacial las cuplas por piso equivalentes a las expresiones anteriores, se determinarán mediante las siguientes fórmulas:

$$m_{tk} = (1,5 e_4 + 0,07 l) F_k$$

$$m_{tk} = (e_4 - 0,07 l) F_k \leq 0$$

siendo:

- m_{tk} el momento de la cupla por piso;
- e_4 la distancia entre el centro de masas y el centro de rigidez del nivel k;
- F_k la fuerza sísmica horizontal en el nivel k;
- l la máxima dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección de V_k .

Se deberán considerar dos estados de carga independientes según las ecuaciones dadas girando todas las cuplas en el mismo sentido. Cuando la cupla dada por la segunda ecuación resulte mayor que cero, se considerará un valor nulo en ese nivel.

Caso c): Estructuras asimétricas constituidas por planos sismorresistentes verticales de comportamiento diferente.

Se considerarán como tales aquellas estructuras que presenten las siguientes características:

En ninguna planta la excentricidad geométrica es menor que el 5% ni mayor que el 25% de la mayor dimensión de la planta medida perpendicularmente a la dirección analizada.

Los C.S. de todos los niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.

Los C.M. de todos los niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.

En este caso deberá procederse a un análisis espacial estático acoplado traslaciones y torsiones. En dicho análisis deberá considerarse, la influencia de las fuerzas estáticas equivalentes, correspondientes a los componentes de la construcción determinadas según el artículo 15.1.

Las torsiones accidentales se tendrán en cuenta aplicando en cada nivel una cupla torsora de valor:

$$m_{tk} = \pm 0,12 \cdot l \cdot F_k$$

siendo:

- m_{tk} el momento de la cupla por piso;
- l la máxima dimensión de la estructura en planta medida en dirección perpendicular a la analizada;
- F_k la fuerza sísmica horizontal en el nivel k .

Las cuplas así definidas se supondrán actuando todas con el mismo sentido de giro, pero se examinarán dos estado de carga independientes con sendos sentidos de giro.

Caso d): Estructuras no encuadradas dentro de los casos anteriores.

Deberá realizarse un análisis dinámico considerando el acoplamiento de traslación y torsión.

14.1.2. Fuerzas sísmicas verticales

Generalmente no es necesario considerar la componente vertical de la excitación sísmica, excepto en los siguientes componentes estructurales o estructuras:

Caso a) Voladizos, balcones y aleros.

Caso b) Cubiertas de edificios industriales de luces considerables. Miembros horizontales de estructuras de Hormigón Pretensado.

Caso c) Estructuras especiales, estructuras con salientes, etc.

Las estructuras o componentes estructurales se supondrán sometidas a fuerzas verticales proporcionales a los pesos, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F_v = \pm C_v \cdot \gamma_d \cdot W$$

siendo:

- F_v la fuerza sísmica vertical asociada a la carga gravitatoria W ;
- C_v el coeficiente sísmico vertical, indicado en la Tabla 11;
- γ_d un factor de riesgo, según el artículo 5.2.;
- W la carga gravitatoria, operante en la estructura o componente estructural considerado.

En el caso a) la fuerza vertical resultante hacia arriba (calculada superponiendo el valor dado por la expresión anterior con la carga gravitatoria) no deberá ser menor que la determinada mediante la siguiente fórmula:

$$F_{vn} = - 0,25 \cdot C_v \cdot W$$

siendo:

- F_{vn} la fuerza vertical neta, no superpuesta a la carga gravitatoria;
- C_v el coeficiente sísmico vertical indicado en la Tabla 11;
- W la carga gravitatoria operante en la estructura o componente estructural (ver el Capítulo 9).

Los valores del coeficiente sísmico vertical C_v se indican en la Tabla 11 en función de la zona sísmica para los casos a) y b).

Tabla 11. Valores del coeficiente sísmico vertical C_v en función de la zona sísmica, para los casos a) y b).

Zona sísmica	C_v	
	Caso a)	Caso b)
4	1,20	0,65
3	0,86	0,47
2	0,52	0,28
1	0,24	0,13

Para estructuras correspondientes al caso c) los valores del coeficiente sísmico vertical se determinarán mediante la utilización de los espectros de respuestas.

14.1.3. Estructuras tipo péndulo invertido

Son aquéllas en que por lo menos la mitad de la carga gravitatoria operante se encuentra en el tercio superior de su altura total, y tengan un solo elemento de soporte en la dirección que se analiza.

En este tipo de estructuras, además de las sollicitaciones provocadas por las fuerzas sísmicas definidas en el artículo 14.1.1. se deberá considerar el efecto de las aceleraciones verticales provocadas por la rotación de la masa superior alrededor del eje horizontal normal de la dirección que se analiza y ubicado en la unión del soporte vertical con dicha masa.

Este efecto se puede tener en cuenta aproximadamente, aplicando una cupla de eje horizontal en el extremo superior del soporte, determinada por la siguiente expresión:

$$M_c = 1,5 \cdot F_s \cdot \rho^2 \cdot \frac{\omega}{\delta_s}$$

siendo:

- M_c el momento de la cupla de eje horizontal aplicada en el extremo superior del soporte;
- F_s la fuerza sísmica horizontal operante sobre la masa superior;
- ρ el radio de giro de la masa superior con relación al eje horizontal que pasa por la unión de la masa y el soporte y es perpendicular a la dirección analizada;
- ω el giro del extremo superior del soporte provocado por la fuerza F_s actuando estáticamente;
- δ_s el desplazamiento del extremo superior del soporte provocado por la fuerza F_s actuando estáticamente.

No se considerarán valores del M_c inferiores a la mitad del momento de vuelco en la base determinado bajo la acción del sistema de cargas sísmicas horizontales solamente.

14.1.4. Control de deformaciones y efectos P-Delta

Se realizará de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 13.

14.1.5. Componentes de la construcción

El análisis de estabilidad, resistencia, anclajes y conexiones de los componentes de la construcción se efectuará de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 15.

14.1.6. Límites de aplicación del Método Estático

El método estático será aplicable siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- a) La altura total de la construcción medida desde el nivel basal no supera los valores indicados en la Tabla 12.

Tabla 12. Límite de altura total de la construcción para la aplicación del Método Estático.

Zona sísmica	Construcción según destino y funciones		
	Grupo A ₀	Grupo A	Grupo B
4 y 3	12 m	30 m	40 m
2 y 1	16 m	40 m	55 m

- b) Las estructuras del Grupo A₀ cuyas fallas puedan tener consecuencias catastróficas sobre la población (depósitos de gases y líquidos tóxicos, depósitos de materias radiactivas, grandes depósitos de líquidos inflamables) no podrán ser analizadas por el Método Estático.
- c) El período fundamental de vibración T₀ debe ser menor que el triple del valor de T₂ correspondiente al perfil de suelo y zona sísmica considerada:

$$T_0 < 3 T_2$$

siendo:

T₀ el período fundamental de vibración;

T₂ el período de vibración correspondiente al fin del plafón, según el artículo 7.2.

- d) La estructura debe encuadrarse dentro de los casos a), b) y c) de los procedimientos para considerar la torsión (ver el artículo 14.1.1.7.2.)
- e) En elevación la estructura no presenta cambios bruscos de rigideces ni de masas.

14.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

El Análisis Modal Espectral es un procedimiento de análisis dinámico aproximado en el que la respuesta de la estructura se obtiene mediante una combinación adecuada de las contribuciones modales, las cuales están caracterizadas por la máxima respuesta de cada modo afectadas por un factor denominado coeficiente de participación modal, el cual indica la extensión en que cada modo contribuye a la respuesta total de la estructura.

La aplicación del método se efectuará considerando los siguientes lineamientos:

14.2.1. La excitación sísmica se supondrá actuando translacionalmente en los apoyos del modelo vibratorio, independientemente en las direcciones indicadas en el Capítulo 11.

14.2.2. Para la determinación de los modos naturales de vibración, se admitirá que los materiales se comportan en forma lineal elástica. A tal fin, las características mecánicas de los materiales, rigideces y secciones de la estructura se adoptarán de acuerdo con lo establecido en el artículo 12.1.

Las ordenadas espectrales de diseño se determinan en base a la aplicación de las indicaciones del Capítulo 7 y de la consideración del factor de riesgo γ_d (según el artículo 5.2.), expresadas en la siguiente forma:

$$\text{Ordenada espectral} = S_a \cdot \gamma_d$$

14.2.3. Reducción por disipación de energía (ductilidad)

14.2.3.1. Para la determinación de esfuerzos se podrá considerar la capacidad de disipación de energía por deformaciones anelásticas de la estructura, empleando las ordenadas espectrales anteriormente indicadas reducidas por el factor R según lo indicado en el artículo 8.1. En tal caso las ordenadas espectrales se obtienen según la siguiente expresión:

$$\text{Ordenada espectral} = \frac{S_a \cdot \gamma_d}{R}$$

Las deformaciones totales calculadas empleando este criterio de reducción deberán ser amplificadas multiplicándolas por la ductilidad global μ (según el Capítulo 8).

14.2.3.2. La aplicación del análisis Modal Espectral considerando el desarrollo de deformaciones anelásticas como se indica en el punto anterior, implica admitir un desarrollo simultáneo de rótulas plásticas que disipen energía con una distribución espacial similar a las correspondientes distribuciones de energía cinética y/o de deformación. En consecuencia, este procedimiento no será aplicable cuando existan posibilidades de concentración de deformaciones anelásticas en sólo algunas zonas de la estructura.

14.2.4. Modelo vibratorio de análisis

Deberá incluir un número de grados de libertad dinámica acorde con las características de la estructura para representar convenientemente los modos naturales más significativos de la respuesta dinámica. Las masas asociadas a los grados de libertad se determinarán según lo establecido en el Capítulo 9.

Para estructuras de edificios las masas se podrán discretizar en los niveles de losas de entrepiso y techo, y cuando se considere la interacción suelo-estructura, a nivel de platea y manto de fundación.

Los grados de libertad dinámicos asociados con rotaciones alrededor de ejes horizontales deberán ser especialmente tenidos en cuenta en las estructuras tipo péndulo invertido y otros casos que como éste requieran la consideración del acoplamiento dinámico entre desplazamientos verticales y horizontales.

14.2.5. Cuando sea posible considerar un sólo grado de libertad (traslación en la dirección de análisis) asociado a cada masa, y no se tenga en cuenta la interacción suelo-estructura, el procedimiento de análisis podrá ajustarse a los siguientes lineamientos:

- Los períodos asociados a cada modo y las formas modales correspondientes se determinarán mediante métodos reconocidos de la mecánica estructural considerando perfectamente empotrada la base del edificio a nivel de fundación.

La parte del esfuerzo de corte en la base correspondiente al modo emésimo se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$V_m = \frac{\gamma_d \cdot S_{am} \cdot \overline{W}_m}{R}$$

siendo:

- V_m la parte del esfuerzo de corte en la base correspondiente al modo emésimo;
 γ_d el factor de riesgo según el artículo 5.2.;
 S_{am} la pseudoaceleración elástica horizontal correspondiente al modo emésimo, obtenida según el artículo 7.2. en función del período T_m del modo emésimo.
 R el factor de reducción por disipación de energía, según el artículo 8.1.;
 \overline{W}_m la carga gravitatoria modal efectiva, determinada según la siguiente expresión:

$$\overline{W}_m = \frac{\left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot \phi_{im} \right]^2}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \phi_{im}^2}$$

con:

- W_i la carga gravitatoria supuesta concentrada en el nivel i ;
 ϕ_{im} el desplazamiento en el nivel i correspondiente a la forma modal asociada al modo emésimo.

Los esfuerzos de corte modales V_m se distribuirán en altura de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$F_{km} = \frac{W_k \cdot \phi_{km}}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \phi_{im}} V_m$$

siendo:

- F_{km} la fuerza sísmica en el nivel k asociada al modo emésimo;
 W_k la carga gravitatoria supuesta concentrada en el nivel k ;
 ϕ_{km} el desplazamiento en el nivel k correspondiente a la forma modal asociada al modo emésimo.

El esfuerzo de corte en el nivel k correspondiente al modo emésimo se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V_{km} = \sum_{i=k}^n F_{km}$$

siendo:

- V_{km} el esfuerzo de corte en el nivel k correspondiente al modo emésimo.

El momento de vuelco en la superficie de contacto suelo-fundación, asociado al modo emésimo, se determinará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$M_{lm} = \sum_{j=1}^n F_{lm} \cdot h_j^*$$

siendo:

- M_{lm} el momento de vuelco en la superficie de contacto suelo-fundación, asociado al modo emésimo;
- F_{lm} la fuerza sísmica en el nivel i , asociada al modo emésimo;
- h_j^* la altura del nivel i de la construcción medida desde el nivel de fundación.

14.2.6. Modos a considerar

Se incluirán, por lo menos, todos aquellos modos cuya contribución a los efectos totales superen el 5% de la contribución correspondiente del modo fundamental. Pero no podrán considerarse menos de 3 modos, excepto en el caso que el modelo presente sólo 2 grados de libertad.

14.2.7. Superposición modal

Para obtener el efecto total en una dirección de análisis, se tomará la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos modales. Cuando existan modos cuyos períodos difieran entre sí en menos del 10%, sus efectos se sumarán en valores absolutos y se elevarán al cuadrado como grupo, según la siguiente expresión:

$$E_l = \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + \dots + (|E_k| + |E_{k+1}| + \dots + |E_m|)^2 + \dots + E_n^2}$$

siendo:

- E_l el efecto total (esfuerzo o desplazamiento);
- $E_1; E_2; \dots; E_n$ las contribuciones modales de esfuerzos o desplazamientos correspondientes a los modos 1, 2, ..., n ;
- $k; k+1; \dots; m$ los modos cuyos períodos no difieren entre sí más del 10%.

14.2.8. Se controlará que el esfuerzo de corte en la base en cada una de las direcciones, determinado según el Análisis Modal Espectral no resulte inferior al 75% del esfuerzo de corte en la base determinado por el Método Estático utilizando el correspondiente período fundamental. Si esto no se cumple se incrementarán todos los efectos del análisis modal multiplicando por el cociente entre el 75% del corte basal estático y el corte basal obtenido.

14.2.9. La aplicación del Análisis Modal Espectral se realizará de acuerdo con las condiciones de simetría estructural de la siguiente manera:

14.2.9.1. Caso a) Estructuras con dos ejes de simetría en planta.

Deben cumplirse las condiciones indicadas en el Método Estático (ver el artículo 14.1.1.7.2.).

En este caso se determinarán dos grupos de modos de vibración traslacionales independientes entre sí para sendas direcciones de análisis.

Los efectos torsionales serán considerados en cada dirección según lo especificado en el Método Estático para este tipo de estructuras y se sumarán algebraicamente a la respuesta dinámica total en la dirección respectiva.

El modelo vibratorio de análisis tendrá como mínimo un grado de libertad traslacional en los niveles en que se encuentran las masas.

14.2.9.2. Caso b) Estructuras asimétricas constituidas por planos sismorresistentes verticales de comportamiento similar.

Deben cumplirse las condiciones indicadas en el Método Estático para este tipo de estructuras (ver el artículo 14.1.1.7.2.).

Los efectos traslacionales y torsionales se podrán determinar según las siguientes alternativas.

14.2.9.2.1. Se determinarán dos grupos de modos de vibración traslacionales para sendas direcciones de análisis sin acoplar a ellos la torsión dinámica.

La torsión se tendrá en cuenta en forma estática según lo indicado en el Método Estático (ver el artículo 14.1.1.7.2.) y se sumarán algebraicamente a la respuesta dinámica total en la dirección respectiva.

El modelo vibratorio de análisis incluirá, en cada nivel, por lo menos un grado de libertad traslacional en los niveles en que se encuentren las masas.

14.2.9.2.2. Según especificaciones del caso c).

14.2.9.3. Caso c). Estructuras asimétricas no incluidas en los casos a) y b).

Se determinarán los modos de vibración que incluyan efectos traslacionales y rotacionales alrededor de un eje vertical.

El modelo vibratorio de análisis tendrá como mínimo, en cada nivel, un grado de libertad traslacional en cada dirección horizontal de análisis y un grado de libertad rotacional alrededor de un eje vertical.

14.2.10. Si se tiene en cuenta la influencia de la deformabilidad del suelo, la ordenada espectral de diseño correspondiente al modo fundamental no deberá ser inferior a la que corresponde a 1,3 veces el período fundamental determinado en la hipótesis de base fija.

14.2.11. El control de la Distorsión Horizontal del Piso y de los Efectos P-Delta se realizará de acuerdo con lo indicado en los artículos 13.1. y 13.2.

14.3. SUPERPOSICIÓN MODAL PASO A PASO

El procedimiento de Superposición Modal Paso a Paso consiste en integrar a través del tiempo las ecuaciones desacopladas de movimiento de la estructura según los modos naturales de vibración, sumando directamente las contribuciones de cada modo instante a instante, adoptándose como resultado la envolvente de máximas solicitaciones y deformaciones, obtenidas en la duración del movimiento excitatriz. Para tal fin se admitirá que la estructura funciona en campo elástico lineal.

La excitación sísmica se define mediante la aplicación de movimientos reales o artificiales, en los apoyos de la construcción.

14.3.1. Acelerogramas a utilizar

Las características de cada acelerograma a emplear serán tales que se satisfagan las siguientes condiciones:

- a) La aceleración máxima será por lo menos igual al producto siguiente:

$$\gamma_d \cdot a_s$$

siendo:

γ_d el coeficiente de riesgo, según el artículo 5.2.;

a_s la ordenada al origen del espectro de pseudoaceleraciones especificado en el artículo 7.2. que depende de la zona sísmica y del tipo de suelo.

- b) El espectro elástico de respuesta para amortiguamiento del 5% obtenido del acelerograma considerado deberá tener igual área entre 0,05 segundo y el valor del período fundamental de la construcción analizada, que el correspondiente espectro elástico establecido en el artículo 7.1. amplificado por γ_d .

Las ordenadas espectrales obtenidas no podrán ser menores que el 70% de la ordenada espectral establecida en el artículo 7.2. amplificada por γ_d .

- c) Cuando se trate de estructuras que puedan desarrollar disipación de energía mediante deformaciones anelásticas, la condición anterior se referirá al correspondiente espectro de respuesta elastoplástico.

14.3.2. La excitación sísmica se supondrá actuando translacionalmente en los apoyos del modelo vibratorio, independientemente según las direcciones indicadas en el artículo 11.5.

14.3.3. Para el modelo vibratorio de análisis se aplicarán las especificaciones del artículo 14.2.4.

14.3.4. Para las construcciones de los grupos A y B, se considerarán los resultados de la aplicación de por lo menos 3 acelerogramas independientes, mientras que para el grupo A₀ se tendrán en cuenta los resultados de por lo menos 4 acelerogramas independientes.

14.3.5. Para diseño y verificaciones se adoptarán los valores de solicitaciones y deformaciones que resulten de promediar los correspondientes de las envolventes obtenidas por la aplicación de cada acelerograma. Pero en dicho promedio no se incluirán valores que sean inferiores al 85% del máximo encontrado.

14.3.6. Reducción de solicitaciones por capacidad de disipación de energía en campo anelástico (Ductilidad)

Se podrá considerar, sobre las solicitaciones, la influencia de la capacidad de disipación de energía por deformaciones anelásticas.

Para ello se reducirán las solicitaciones obtenidas del análisis elástico, dividiéndolas por el factor de reducción R establecido en el artículo 8.1. Sin embargo, deberán tenerse en cuenta las limitaciones correspondientes a las posibilidades de concentraciones de deformaciones anelásticas en sólo algunas partes de la estructura de acuerdo con lo especificado en el artículo 14.2.3.2.

14.3.7. Se verificará que el esfuerzo de corte en la base en cada una de las direcciones analizadas no resulte inferior al 70% del esfuerzo de corte en la base determinado por el Método Estático utilizando el correspondiente valor del período fundamental. Si resulta inferior se amplificarán los efectos obtenidos multiplicando por el cociente entre el 70% del corte basal estático y el corte basal obtenido.

14.4. INTEGRACIÓN DIRECTA PASO A PASO

Este procedimiento consiste en la integración directa paso a paso de las ecuaciones de movimiento acopladas de todos los grados de libertad dinámica.

La excitación sísmica se define mediante la aplicación de movimientos reales o artificiales, en los apoyos de la construcción.

14.4.1. Acelerogramas a utilizar

Se deberán cumplir las especificaciones del artículo 14.3.1.

Cuando el análisis se efectúe en campo no-lineal y la construcción se ubique en zonas epicentrales, se deberán incluir en los acelerogramas pulsos largos e intensos de aceleraciones.

14.4.2. Número de acelerogramas a aplicar.

Según lo especificado en el artículo 14.3.4.

14.4.3. Efectos resultantes

- a) Cuando se realice el análisis admitiendo comportamiento elástico lineal, para diseño y verificaciones se adoptarán los valores de solicitaciones y deformaciones que resulten de promediar los correspondientes de las envolventes obtenidas por la aplicación de cada acelerograma. Pero en dicho promedio no se incluirán valores que sean inferiores al 80% del máximo.

- b) Cuando el análisis se realice considerando el comportamiento no lineal, se deberá comprobar que las envolventes de efectos resultantes y ductilidades requeridas por la aplicación de cada acelerograma sean satisfechas por el diseño y dimensionamiento.

14.4.4. Reducción de solicitaciones por capacidad de disipación de energía en campo anelástico

Cuando el análisis dinámico se realice admitiendo comportamiento elástico lineal, si la estructura posee capacidad de disipación de energía, podrá tenerse en cuenta su influencia sobre la reducción de solicitaciones a través del factor R establecido en el artículo 8.1., pero con las limitaciones señaladas en el artículo 14.2.3.2.

CAPÍTULO 15. COMPONENTES DE LA CONSTRUCCIÓN

Todo componente (arquitectónico o mecánico) de la construcción que no forma parte de la estructura principal, deberá ser diseñado para resistir las fuerzas que la excitación sísmica induce sobre él, y además deberá vincularse directa o indirectamente a la estructura principal para transferir las fuerzas anteriormente señaladas

15.1. FUERZA ESTÁTICA EQUIVALENTE

Para la comprobación de la propia estabilidad y resistencia de un componente ubicado en el nivel k, como asimismo de sus anclajes y/o conexiones con la estructura principal, se deberá considerar una fuerza estática equivalente F_p aplicada en su centro de gravedad, determinada mediante la siguiente expresión:

$$F_p = C_{pk} \cdot W_p$$

siendo:

- F_p la fuerza estática equivalente;
- W_p el peso del componente considerado;
- C_{pk} el coeficiente sísmico correspondiente al componente ubicado en el nivel k de la construcción.

El coeficiente sísmico C_{pk} se determinará mediante la siguiente expresión:

$$C_{pk} = a_s \cdot \gamma_p \cdot \gamma_r$$

siendo:

- C_{pk} el coeficiente sísmico correspondiente al componente ubicado en el nivel k de la construcción;
- a_s la ordenada al origen del espectro de pseudoaceleraciones especificado en el artículo 7.2., que depende de la zona sísmica y del tipo de suelo y de fundación;
- γ_p el coeficiente del tipo de componente indicado en la Tabla 13;
- γ_r el coeficiente de ubicación del componente indicado en Tabla 13.

Tabla 13. Componentes de la construcción.

Caso	Componentes de la construcción	Dirección a considerar	γ_p	γ_r	
				ubicación	
				a) ⁽¹⁾	b) ⁽²⁾
1	Cornisas, parapetos, marquesinas, letreros, acondicionadores de aire, paneles de fachada, balcones, antepechos, ornamentos, accesorios y elementos no clasificados.	cualquiera	3	1,5	1,0
2	Muros, tabiques, cerramientos, paneles divisorios, vinculados en todo su contorno a la estructura.	normal a su plano	1,0	1,3	1,0
3	Escaleras que no forman parte de la estructura.	cualquiera	1,5	1,3	1,3
4	Tanques, torres, antenas, casillas de ascensores y apéndices cuyas estructuras sean de configuración y naturaleza diferente a la estructura principal y con período propio inferior a 0,4 ó mayor que 1,6 del período fundamental de la estructura.	cualquiera	1,5	1,3	1,0
5	Idem caso 4, pero con período fundamental comprendido entre 0,4 y 1,6 del período fundamental de la estructura.	cualquiera	3,0	1,3	1,0

(1) La ubicación a) indicada en la Tabla 13 corresponde a las siguientes posibilidades:

- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la construcción con riesgo para gran número de personas, otras estructuras o bienes.
- Elementos cuyo colapso o desprendimiento afecten a: circulaciones interiores o exteriores del edificio, accesos, vías de comunicación, sistemas de emergencia, etc.

(2) La ubicación b) corresponde a las posibilidades no comprendidas en a).

Nota: Cuando no se determine el período de los apéndices correspondientes al caso 4, se tomarán los valores de γ_p y γ_r correspondientes al caso 5.

15.1.1. En la Tabla 13 se consignan asimismo las direcciones en que se considerará la fuerza estática equivalente operante sobre el componente.

15.2. Las fuerzas friccionales derivadas de las acciones gravitatorias no se tomarán en consideración para el diseño y verificación de anclajes y conexiones.

15.3. Cuando se apliquen los métodos de análisis dinámico o cuando se trate de casos especiales, se podrán analizar los efectos de la excitación sísmica sobre los componentes de la construcción mediante la determinación de los correspondientes espectros de piso, pero los valores obtenidos no serán inferiores al 70 % de los correspondientes determinados según el artículo 15.1.

CAPÍTULO 16. PROCEDIMIENTOS APROXIMADOS PARA LA DETERMINACIÓN DE ACCIONES SÍSMICAS Y DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

16.1. CAMPO DE VALIDEZ

Las estructuras de las construcciones, cuyas características se establecen en el artículo 16.2., deberán satisfacer los requerimientos de los Capítulos 1 a 15 de este Reglamento que no sean expresamente modificados por el presente Capítulo 16.

16.2. LÍMITES DE APLICACIÓN

Los procedimientos aproximados para la determinación de las acciones sísmicas y de análisis estructural que se establecen en este Capítulo 16, son aplicables a las construcciones de tipo edificio que cumplan simultáneamente todas las condiciones siguientes:

16.2.1. La altura total de la estructura, medida a partir del nivel basal no excederá de 14 m, ni el número de pisos será superior a 4.

16.2.2. La estructura será de hormigón armado colado in situ y estará formada por planos verticales sismorresistentes de alguno de los siguientes tipos o por combinaciones de ellos, pórticos, tabiques sismorresistentes y pórticos rigidizados por mampostería.

Los requerimientos establecidos en este Capítulo 16 serán también aplicables, en la dirección de análisis correspondiente, a las construcciones cuya estructura esté conformada por planos verticales sismorresistentes de hormigón armado colado in situ en una dirección, y por planos verticales sismorresistentes de mampostería de ladrillos macizos en la dirección perpendicular.

Dichos requerimientos no serán aplicables a estructuras que presenten planos verticales sismorresistentes de configuración mixta en la dirección de análisis considerada.

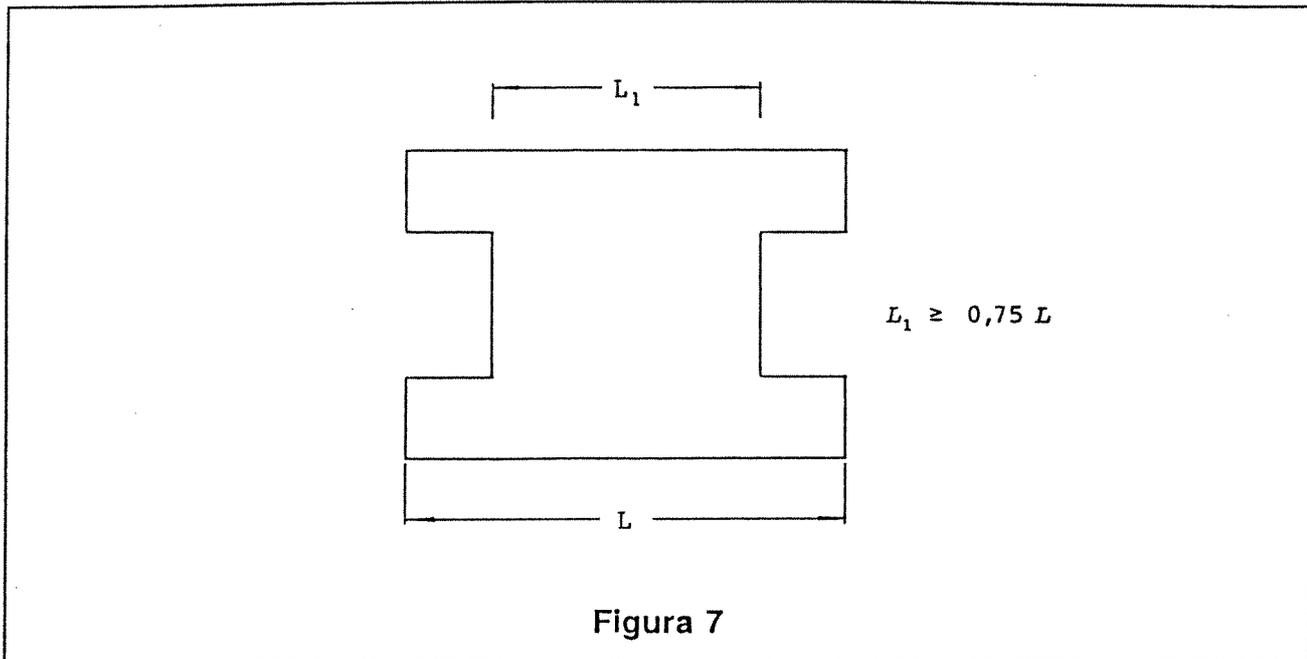
16.2.3. Para el dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se aplicarán, como mínimo, los requerimientos correspondientes a Hormigón Armado Sismorresistente, establecidos en la Parte II del presente Reglamento.

16.2.4. La construcción deberá poseer una configuración regular, considerándose como tal, cuando presente las siguientes características:

a) Configuración en planta

- La planta de la construcción tiene forma compacta y es aproximadamente simétrica respecto de dos ejes horizontales ortogonales.

Si la planta presenta entrantes, como por ejemplo se indica en la Figura 7, su dimensión total no excederá el 25% de la dimensión externa correspondiente de la planta.



No se considerarán como de forma compacta las plantas de forma de L, T, H, E, etc., que no cumplan con el requisito anterior.

- En todos los pisos, la distancia entre el centro de masas C.M. (baricentro de las cargas gravitatorias operantes) y el centroide de sistemas sismorresistentes verticales C.S. (ver el artículo 14.1.1.7.1.) en cada una de las direcciones de análisis, no deberá exceder el 10% de la dimensión externa correspondiente de la planta del piso considerado.
 - La construcción no presenta variaciones bruscas de la planta entre niveles sucesivos.
- b) Configuración en elevación
- Los centroides C.S. de los sistemas sismorresistentes verticales de todos los niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.
 - Los centros de masas C.M. de todos los niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.
 - La distribución vertical de masas, rigideces y resistencias no cambia bruscamente entre un piso y el sucesivo.

16.2.5. La estructura de la construcción deberá estar conformada por planos sismorresistentes verticales dispuestos según dos direcciones ortogonales.

16.2.6. La relación entre la altura total h_n de la construcción y la menor dimensión b_o del rectángulo que circunscribe a la planta no deberá ser mayor que 3.

16.2.7. La relación entre la dimensión mayor y la menor del rectángulo que circunscribe a la planta de la construcción no deberá ser mayor que 2,3.

16.2.8. Las losas de entresijos y techos deberán conformar diafragmas rígidos y resistentes a fuerzas en su plano.

16.3. ACCIONES SÍSMICAS DE DISEÑO

16.3.1. Las acciones sísmicas de diseño se esquematizarán convencionalmente como sistemas de fuerzas horizontales estáticas equivalentes.

Se admitirá que dichas fuerzas horizontales actúan independientemente (no simultáneamente) según las dos direcciones ortogonales de la estructura en que se disponen los planos verticales sismorresistentes.

16.3.2. Consideración de las cargas gravitatorias

Las cargas gravitatorias que se deberán considerar para la determinación de las acciones sísmicas estarán compuestas por las cargas permanentes y una fracción de las sobrecargas de servicio, según se indica en el Capítulo 9.

Dichas cargas gravitatorias podrán ser reemplazadas por un conjunto de cargas concentradas que, en general, pueden suponerse aplicadas a nivel de los entresijos y techo de la construcción.

La carga gravitatoria W_k que se supone concentrada en un determinado nivel k de la construcción se obtendrá sumando a las cargas correspondientes a dicho nivel (peso propio de vigas, losas, pisos, contrapisos, capas aislantes, cielorrasos, etc., y la fracción correspondiente de las sobrecargas de servicio), el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales (muros, tabiques, columnas, etc.) que resulten comprendidos dentro del sector determinado por dos planos horizontales ubicados a la mitad de la altura de los dos pisos contiguos al nivel k considerado, según se indica en la Figura 8.

Los pesos de los tanques, apéndices y otros elementos emergentes del nivel n (techo) se supondrán concentrados en dicho nivel, siempre que, en total, no superen el 25% de la carga gravitatoria correspondiente al mismo nivel.

16.3.3. Superposición de efectos traslacionales y torsionales

Los efectos traslacionales y torsionales originados por la acción sísmica actuante según la dirección de análisis considerada, se superpondrán aplicando, según dicha dirección, un sistema de fuerzas horizontales establecido de acuerdo con el artículo 16.3.4. y un momento torsor acumulado, establecido como se indica en el artículo 16.3.5.

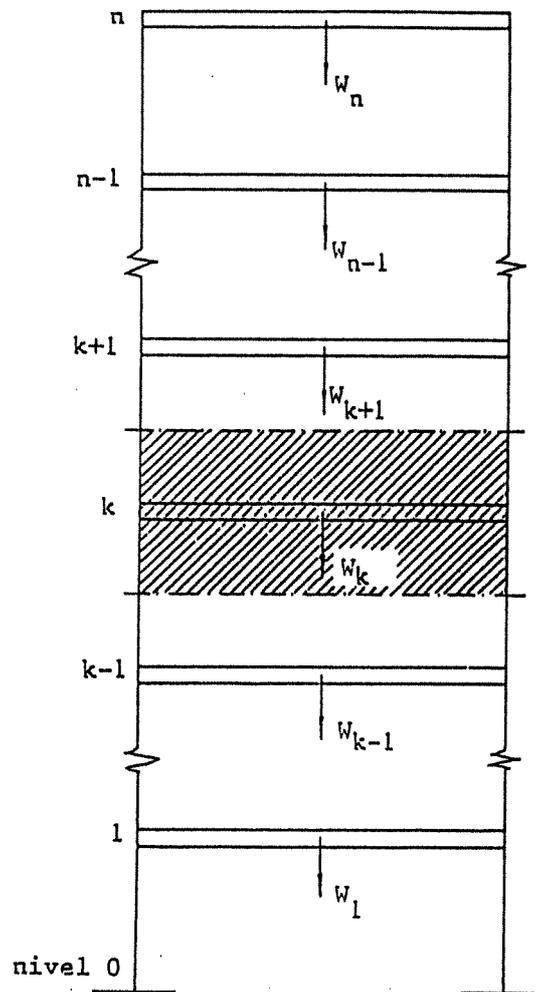


Figura 8

16.3.4. Fuerzas sísmicas horizontales

El sistema de fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica, que se aplica según la dirección de análisis considerada, se establece determinando primero el valor de la fuerza sísmica horizontal resultante (esfuerzo de corte en la base de la construcción), a partir de la cual se determinan luego las fuerzas componentes del sistema, las que, a su vez, se suponen concentradas a nivel de entresijos y techo de la construcción, en los que se han supuesto concentradas las cargas gravitatorias.

16.3.4.1. Resultante de las fuerzas horizontales equivalentes o esfuerzo de corte en la base de la construcción.

La resultante de las fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica (o esfuerzo de corte en la base de la construcción) operante según la dirección de análisis considerada, se determinará mediante la

siguiente expresión:

$$V_o = C \cdot W$$

donde:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

siendo:

- V_o la resultante de las fuerzas horizontales equivalentes o esfuerzo de corte en la base de la construcción;
- C el coeficiente sísmico de diseño, determinado según se indica en el artículo 16.3.4.2.;
- W la carga gravitatoria total sobre el nivel de base de la construcción;
- W_i la carga gravitatoria supuesta concentrada en el nivel i , determinada según el Capítulo 9.

16.3.4.2. Coeficiente sísmico de diseño

El coeficiente sísmico de diseño podrá determinarse en forma simplificada (sin considerar explícitamente las características dinámicas del edificio ni la influencia del tipo de suelo de fundación), mediante la fórmula siguiente:

$$C = C_n \cdot \gamma_d$$

siendo:

- C el coeficiente sísmico de diseño;
- C_n el coeficiente sísmico normalizado que depende de la zona sísmica y cuyos valores se indican en la Tabla 14;
- γ_d el factor de riesgo, según el artículo 5.2.

Tabla 14. Coeficiente sísmico normalizado C_n en función de la zona sísmica.

Zona sísmica	C_n
1	0,10
2	0,18
3	0,25
4	0,35

16.3.4.3. Distribución de la resultante de las fuerzas horizontales equivalentes, en función de la altura de la construcción.

La resultante V_0 de las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes (o esfuerzo de corte en la base) se distribuye en función de la altura de la construcción, según fuerzas horizontales que se suponen concentradas a nivel de los entrepisos y techo.

Para un entrepiso o nivel k determinado, la fuerza sísmica horizontal correspondiente se calculará mediante la siguiente expresión:

$$F_k = \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} V_0$$

siendo:

- F_k la fuerza sísmica horizontal operante en el nivel k ;
- $W_i; W_k$ las cargas gravitatorias supuestas concentradas en los niveles i o k ;
- $h_i; h_k$ las alturas de los niveles i o k medidas a partir del nivel de base de la construcción;
- V_0 la resultante de las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes (o esfuerzo de corte en la base de la construcción).

16.3.4.4. Esfuerzo de corte en el nivel k .

El esfuerzo de corte en un determinado nivel k de la construcción, se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

siendo:

- V_k el esfuerzo de corte sísmico en el nivel k ;
- F_i la fuerza sísmica horizontal operante en el nivel genérico i de la construcción.

16.3.5. Efectos torsionales

Los efectos torsionales se establecerán considerando la no coincidencia entre el centro de rigidez C.R. de un nivel determinado y la recta de acción del esfuerzo de corte en dicho nivel. Dicha excentricidad estática se modificará como luego se indica, con el propósito de tener en cuenta la amplificación dinámica correspondiente y las incertidumbres sobre la distribución real de las cargas gravitatorias y la posición efectiva del centro de rigidez C.R. En cada nivel de la construcción, a los esfuerzos de corte traslacionales

originados por las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes definidas en el artículo 16.3.4.3., se superpondrán los esfuerzos de corte rotacionales originados por el momento torsor acumulado hasta dicho nivel. El momento torsor acumulado en el nivel k, se determinará aplicando las siguientes expresiones:

$$M_{tk} = (2 e_3 + 0,10 /) V_k$$

$$M_{tk} = (e_3 - 0,10 /) V_k$$

siendo:

- M_{tk} el momento torsor acumulado en el nivel k;
- V_k el esfuerzo de corte en el nivel k, determinado según el artículo 16.3.4.4.;
- e_3 la excentricidad estática. Distancia entre centro de rigidez C.R. del nivel k y la recta de acción del esfuerzo de corte V_k , medida perpendicularmente a la dirección de análisis considerada;
- / la máxima dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección de V_k .

Para determinar el esfuerzo de corte rotacional (producido por el efecto torsional) en cada plano vertical sismorresistente, se empleará la fórmula de M_{tk} que origine sollicitaciones más desfavorables.

Se considerarán solamente los aumentos de esfuerzo de corte por efecto de la torsión. Las disminuciones no deberán tenerse en cuenta.

16.3.5.1. Limitación de los efectos torsionales.

Los planos verticales sismorresistentes se dispondrán en forma tal que, en todos los niveles, el esfuerzo de corte rotacional sobre cada plano vertical sismorresistente no sea mayor que el correspondiente esfuerzo de corte traslacional originado por las fuerzas sísmicas horizontales.

16.3.6. Fuerzas sísmicas verticales

Generalmente no es necesario considerar la componente vertical de la excitación sísmica, excepto en el caso de voladizos, balcones y aleros. En tal caso, la estructura o elemento estructural se supondrá sometido a fuerzas verticales proporcionales a los pesos, determinadas según la siguiente expresión:

$$F_v = \pm C_v \cdot \gamma_d \cdot W$$

siendo:

- F_v la fuerza sísmica vertical asociada a la carga gravitatoria;
- W la carga gravitatoria operante en la estructura o componente estructural considerada;
- C_v el coeficiente sísmico vertical, indicado en la Tabla 15;
- γ_d el factor de riesgo, según el artículo 5.2.

Tabla 15. Coeficiente sísmico vertical C_v en función de la zona sísmica.

Zona sísmica	C_v
1	0,25
2	0,50
3	0,90
4	1,20

La fuerza vertical resultante en sentido ascendente (calculada superponiendo el valor dado por la expresión anterior con la carga gravitatoria) no deberá ser menor que la determinada mediante la siguiente fórmula:

$$F_{vn} = -0,25 C_v \cdot W$$

siendo:

- F_{vn} la fuerza vertical ascendente no superpuesta a la carga gravitatoria;
- C_v el coeficiente sísmico vertical indicado en la Tabla 15;
- W la carga gravitatoria operante en la estructura o componente estructural considerada.

16.3.7. Componentes de la construcción

Los componentes y partes de la construcción que no integran la estructura principal, deberán diseñarse para resistir las fuerzas que la acción sísmica induce sobre ellos. Las vinculaciones directas o indirectas de estos componentes y partes con la estructura de la construcción, deberán también diseñarse para permitir la transferencia de las fuerzas precedentemente señaladas.

Los componentes y partes de la construcción deberán diseñarse de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 15 de esta Parte I.

16.4. CRITERIOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

16.4.1. Distribución de solicitaciones

La distribución en planta de las solicitaciones globales en cada nivel se realizará proporcionalmente a las rigideces relativas de los planos verticales sismorresistentes dispuestos según la dirección de análisis considerada, siempre que se cumpla la condición de rigidez y resistencia a fuerzas en su plano, de las losas de entresijos y techo de la construcción.

16.4.1.1. Determinación de rigideces.

La determinación de rigideces de los planos verticales sismorresistentes se realizará admitiendo un comportamiento elástico lineal.

Las áreas y momentos de inercia de las secciones transversales de los elementos estructurales se determinarán considerando dichas secciones en Estado I (no fisuradas).

Para la distribución de esfuerzos entre los planos verticales sismorresistentes y la determinación de efectos torsionales se admitirá un análisis aproximado piso a piso, según los criterios que a continuación se establecen para los siguientes casos:

- a) Si la estructura está conformada solamente por pórticos y se verifica que la rigidez de las columnas es prácticamente despreciable frente a la rigidez de las vigas ubicadas en los niveles superior e inferior del piso considerado, la distribución de esfuerzos se hará en forma proporcional a los momentos de inercia de las columnas que integran cada pórtico.

Si la rigidez de las columnas no es despreciable frente a la rigidez de las vigas, la distribución de esfuerzos deberá efectuarse teniendo en cuenta la flexibilidad de las vigas.

- b) Si la estructura está conformada solamente por tabiques sismorresistentes, la distribución de esfuerzos se hará en forma proporcional a los momentos de inercia de los tabiques que integran cada plano vertical sismorresistente, siempre que se verifique la siguiente relación:

$$\frac{H}{l_0} \geq 3$$

siendo:

- H la altura total del tabique, medida desde el nivel de base de la construcción hasta el nivel extremo superior;
 l_0 la longitud del tabique.

En este caso, para la determinación de los momentos de inercia de los tabiques sismorresistentes se considerará la colaboración de los tabiques sismorresistentes transversales. El ancho efectivo del ala hacia cada lado del tabique considerado no excederá de 4 veces el espesor del tabique ni de 1/16 de la altura del tabique, medida desde el nivel considerado hasta el nivel extremo superior.

Si las dimensiones del tabique considerado son tales que se verifica la siguiente relación:

$$\frac{H}{l_0} < 3$$

la rigidez absoluta de dicho tabique deberá determinarse considerando las deformaciones originadas por las sollicitaciones de flexión y corte.

- c) Si la estructura está conformada de modo que en la dirección de análisis existen algunos planos verticales sismorresistentes constituidos exclusivamente por tabiques y el resto solamente por pórticos, la distribución de esfuerzos se hará de manera tal que el esfuerzo total correspondiente al piso considerado sea absorbido por los tabiques de acuerdo con sus rigideces relativas.

Los pórticos, en este caso, deberán absorber un esfuerzo adicional mínimo del 25% del esfuerzo total correspondiente al piso considerado. Dicho esfuerzo adicional mínimo se distribuirá proporcionalmente a las rigideces relativas de los pórticos.

16.5. ANÁLISIS DE DEFORMACIONES

No será necesario, en general, verificar la distorsión horizontal de piso según lo establecido en el artículo 13.1.1., excepto en el caso en que las condiciones estructurales indiquen la posibilidad de que se produzcan daños considerables sobre los elementos no estructurales.

Además, en general, no será necesario tener en cuenta los efectos P-Delta según lo establecido en el artículo 13.2., a menos que las condiciones estructurales indiquen que dichos efectos de segundo orden tengan una importancia considerable.

16.5.1. Separaciones y juntas sísmicas

La mínima distancia desde la construcción al eje medianero o al eje de la junta sísmica en cada nivel se determinará mediante las siguientes expresiones:

Para zonas sísmicas 1 y 2:
$$Y_k (cm) = 1 \text{ cm} + \frac{h_k}{150}$$

Para zonas sísmicas 3 y 4:
$$Y_k (cm) = 1 \text{ cm} + \frac{h_k}{100}$$

siendo:

Y_k la mínima distancia desde la construcción al eje medianero o al eje de la junta sísmica, expresada en cm;

h_k la altura del nivel k considerado, medida desde el nivel de base y expresada en cm.

Los valores de Y_k determinados mediante las expresiones anteriores deberán cumplir, además, la siguiente condición:

$$Y_k \geq 2,5 \text{ cm}$$

CAPÍTULO 17. SUELOS Y FUNDACIONES

17.1. CAMPO DE VALIDEZ

El presente capítulo incluye solamente aspectos fundamentales y específicos sobre suelos y fundaciones, relacionados con las previsiones sismorresistentes. No se indican aquí los requisitos necesarios para asegurar la resistencia y estabilidad de la construcción bajo acciones gravitatorias y fuerzas laterales de naturaleza diversa a la sísmica.

17.2. COMPORTAMIENTO DE SUELOS

Debe reconocerse la fundamental incidencia que tiene el suelo de fundación sobre el que se asienta la construcción, tanto en su respuesta dinámica como en el nivel de daños provocados por las acciones sísmicas.

Con el objeto de guiar la formulación de requerimientos sismorresistentes, se distinguen dos tipos básicos de suelos según su comportamiento dinámico:

a) Suelos "dinámicamente estables"

Son aquellos en que los niveles de excitaciones sísmicas previstos no provocan deformaciones permanentes considerables, pérdidas momentáneas de la capacidad resistente, roturas manifiestas en la superficie, ni modificaciones sensibles de la topografía. Las características del perfil de estos suelos tienen una marcada influencia en las vibraciones transmitidas a las estructuras por las modificaciones que producen en su respuesta con relación al suelo Tipo I considerado como referencia.

b) Suelos "dinámicamente inestables"

Son aquellos que bajo los niveles de excitación sísmica especificados dejan de constituir un medio adecuado para el apoyo de la construcción a causa de sufrir notables deformaciones y desplazamientos relativos o a consecuencia de la pérdida transitoria de su capacidad portante, o que sufren fenómenos tales que implican cambios en la configuración topográfica de la zona.

Se deberá estudiar el riesgo potencial de desarrollo de problemas derivados de la "inestabilidad dinámica de suelos", así como también disponer, cuando resulte posible, las medidas adecuadas para eliminar o mitigar sus efectos.

17.3. PROBLEMAS EN SUELOS "DINÁMICAMENTE INESTABLES"

Cuando los antecedentes y condiciones generales del sitio en que se emplazará una construcción o grupo de construcciones, indiquen la posibilidad de un comportamiento inestable del suelo como consecuencia de los niveles de acciones sísmicas previstas en el presente Reglamento, se deberán realizar estudios e investigaciones específicas para determinar los riesgos potenciales de que se produzcan algunos de

los fenómenos siguientes:

- Considerables desplazamientos y asentamientos diferenciales permanentes a causa del decaimiento de la respuesta frente a acciones cíclicas de origen sísmico.
- Licuefacción de suelos saturados predominantemente granulares (arenas y limos poco a medianamente densos).
- Inestabilidad de taludes, laderas y terraplenes. Avalanchas. Desprendimientos.
- Roturas en la superficie del terreno como consecuencia de movimientos producidos en fallas o fracturas próximas, situadas en la base del perfil de suelo considerado.

Los estudios e investigaciones precedentemente indicados, se efectuarán según los procedimientos de la Sismología, Geología y Geotecnia, y abarcarán un área conveniente que puede extenderse fuera de la zona de la construcción.

17.3.1. Se evitará ubicar construcciones del grupo A₀ en zonas donde se presenten fallas o fracturas generadas por fenómenos sísmicos anteriores o preexistentes que puedan ser activadas por futuros movimientos tectónicos.

Para las construcciones correspondientes a los grupos restantes, se evitarán emplazamientos sobre fallas o fracturas potencialmente peligrosas o en su inmediata vecindad.

17.3.2. Se evitarán emplazamientos de construcciones al pie de laderas potencialmente inestables, o se tomarán las medidas adecuadas para eliminar dicha posibilidad.

17.3.3. Problemas de licuefacción

Licuefacción es el fenómeno que se produce en un suelo granular saturado que disminuye notablemente su resistencia al corte con desarrollo de elevadas presiones de poros y grandes deformaciones como consecuencia de la perturbación dinámica inducida por una acción sísmica.

Se evaluarán las posibilidades de que se produzca el fenómeno de licuefacción así como sus consecuencias y se establecerán los márgenes de seguridad correspondientes. Para ello, se comenzará

por realizar un análisis preliminar utilizando los datos geotécnicos convencionales (perfiles estratigráficos, análisis granulométricos, límites de plasticidad, número de golpes del ensayo de penetración normalizado, etc.). Si como consecuencia de este análisis preliminar resulta que puede excluirse toda posibilidad de licuefacción, en general no son necesarios estudios posteriores. Por el contrario, si se encuentran posibilidades de desarrollo de fenómenos de licuefacción, resulta necesario efectuar estudios ulteriores.

17.3.3.1. Análisis preliminar.

Las alternativas que deben considerarse como consecuencia de un análisis preliminar son las siguientes:

- a) Licuefacción muy probable.

Se supondrá que existen elevadas probabilidades de licuefacción bajo los niveles de excitación sísmica prescritos, cuando se presentan simultáneamente las condiciones siguientes:

- Existen mantos completos o lentes de arena o limos saturados (o que puedan saturarse en el futuro), cuyo techo se encuentra a profundidades menores que 25 m.
- El análisis granulométrico indica que el diámetro medio D_{50} de los granos se encuentra comprendido entre 0,07 mm y 1,2 mm.
- El número de golpes del ensayo de penetración normalizado resulta igual o menor que:

$$A_1 + A_2 \cdot z$$

siendo:

A_1 y A_2	las constantes que dependen de la zona sísmica considerada y se obtienen de la Tabla 16;
z	la profundidad expresada en metros, medida desde el nivel del terreno al techo del manto o lente de arena o limo saturado.

b) Licuefacción improbable.

Se admitirá que razonablemente puedan excluirse probabilidades de licuefacción cuando se presente alguna de las siguientes condiciones:

- No existen mantos o lentes de arena o limos saturados cuyo techo se encuentra a una profundidad menor que 25 m.
- El diámetro medio de los granos es mayor que 3,5 mm (gravas) o menor que 0,01 mm (arcillas).
- El número de golpes del ensayo de penetración normalizado resulta igual o mayor que:

$$B_1 + B_2 \cdot z$$

siendo:

B_1 y B_2	las constantes que se obtienen de la Tabla 16 en función de la zona sísmica correspondiente;
z	la profundidad expresada en metros, medida desde el nivel del terreno al techo del manto o lente de arena o limo saturado.

c) Probabilidades intermedias de licuefacción.

Corresponde a situaciones que no resultan incluidas en las alternativas a) y b) precedentemente señaladas. Es decir, cuando existen mantos o lentes de arena o limos saturados con

profundidades de techo menores que 25 m, y se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- El diámetro medio D_{50} de los granos está comprendido entre 0,07 mm y 1,2 mm y el número de golpes del ensayo de penetración normalizado está comprendido entre:

$$A_1 + A_2 \cdot z$$

y

$$B_1 + B_2 \cdot z$$

siendo:

- A_1 y A_2 las constantes que se obtienen de la Tabla 16, en función de la zona sísmica correspondiente;
- B_1 y B_2 las constantes que se obtienen de la Tabla 16, en función de la zona sísmica correspondiente;
- z la profundidad expresada en metros, medida desde el nivel del terreno al techo del manto o lente de arena o limo saturado.

- El diámetro medio D_{50} de los granos está comprendido entre 0,01 mm y 0,07 mm o entre 1,2 mm y 3,5 mm, y además, el número de golpes del ensayo de penetración normalizado es menor que:

$$B_1 + B_2 \cdot z$$

siendo:

- B_1 y B_2 las constantes que se obtienen de la Tabla 16 en función de la zona sísmica correspondiente;
- z la profundidad expresada en metros, medida desde el nivel del terreno al techo del manto o lente de arena o limo saturado.

Cuando se verifique esta alternativa, se aplicará el procedimiento indicado en el artículo 17.3.3.2.

Tabla 16. Valores de las constantes A_1 , A_2 , B_1 y B_2 para el análisis preliminar de licuefacción.

Zona sísmica	A_1	A_2	B_1	B_2
4	10	1	20	1,60
3	9	0,95	18,5	1,50
2	6	0,60	12	1,20
1	3,5	0,35	7	0,7

17.3.3.2. Procedimiento de evaluación del potencial de licuefacción.

En general, se aplicará este procedimiento cuando se presente la alternativa c) del análisis preliminar, y en todos aquellos casos de construcciones correspondientes al grupo A₀ que vayan a emplazarse sobre suelos que presenten mantos o lentes de arenas o limos saturados y que se ubiquen en las zonas sísmicas 4, 3 ó 2.

La evaluación del potencial de licuefacción consiste en comparar la tensión de corte τ_s inducida por la excitación sísmica de diseño, con la tensión cíclica τ_L que produce la licuefacción del suelo.

La determinación de la tensión τ_s inducida por la excitación sísmica se realizará mediante el análisis dinámico de la respuesta de estratos de suelos.

La respuesta se transformará posteriormente a un número de ciclos equivalentes de tensiones de corte de amplitud constante en el tiempo.

Una forma aproximada de establecer el valor de la tensión de corte τ_s inducida consiste en aplicar la siguiente expresión:

$$\tau_s = 0,65 \cdot \gamma \cdot z \cdot r_d \cdot a_s$$

siendo:

- τ_s la tensión de corte inducida;
- γ el peso específico del suelo considerado;
- r_d el factor de reducción de tensiones determinado mediante la siguiente expresión:

$$r_d = 1 - 0,01 \cdot z$$

- z la profundidad expresada en metros, del nivel analizado con respecto a la superficie libre del terreno;
- a_s la máxima aceleración del terreno en la zona sísmica considerada, expresada como fracción de la gravedad.

Las tensiones cíclicas que producen la licuefacción de un suelo determinado, pueden establecerse mediante ensayos cíclicos de laboratorio que reproduzcan razonablemente las condiciones del sitio o mediante correlaciones entre dichas condiciones y comportamientos observados utilizando, por ejemplo, el ensayo de penetración normalizado.

El factor de seguridad, definido como el cociente entre la tensión de corte cíclica τ_L que produce la licuefacción y la tensión de corte τ_s inducida por el sismo de diseño, será por lo menos igual a 1,4 cuando se empleen datos basados en ensayos de laboratorio para la evaluación de τ_L , y por lo menos 1,6 cuando se utilicen correlaciones fundamentadas en observaciones directas.

Podrán adoptarse valores menores de dicha relación sólo si se realizan detallados estudios geológicos, sismológicos y geotécnicos, y además se efectúan minuciosos análisis de la respuesta.

17.3.3.3. Medidas a adoptar.

Si los análisis anteriormente especificados indicaran la posibilidad de licuefacción o que los márgenes de seguridad no son suficientes, se adoptarán las medidas necesarias para prevenirla o para evitar sus consecuencias.

Las medidas tendientes a evitar el fenómeno de licuefacción pueden consistir en compactación del manto o lente peligroso, su excavación y reemplazo, o una combinación de dichos procedimientos.

Cuando sea posible, podrá emplearse el sistema de fundaciones por pilotes que sobrepasen la profundidad crítica encontrada.

En tal eventualidad, los pilotes deberán diseñarse en la hipótesis de ausencia de restricciones en la zona de terreno potencialmente crítica para la licuefacción y teniendo en cuenta eventuales empujes del suelo sobre los pilotes.

17.4. ASENTAMIENTOS

Se evaluará la posibilidad de asentamientos diferenciales que surjan como consecuencia de heterogeneidades del suelo sometido a las excitaciones sísmicas.

En este tipo de problemas, no siempre resulta posible cuantificar precisamente acciones o deformaciones para el diseño, por lo que se enfatiza la necesidad de prever adecuadas medidas y dispositivos resistentes de manera que las deformaciones impuestas a la estructura puedan ser resistidas.

17.5. FUNDACIONES

17.5.1. Criterios fundamentales de proyecto

- El sistema de fundación deberá ser capaz de transferir al suelo las acciones sísmicas y gravitatorias indicadas en el presente Reglamento sin que supere la capacidad portante del suelo correspondiente al nivel de excitación sísmica previsto y sin que se produzcan movimientos relativos entre los elementos de fundación que puedan originar inaceptables deformaciones impuestas en la estructura.
- Para la comprobación de la seguridad (verificación de tensiones y equilibrios) no se considerarán tracciones entre fundaciones y terreno. Sin embargo podrán admitirse esfuerzos de tracción entre la subestructura y elementos tales como pilotes, pozos, cilindros, etc., siempre que los mismos hayan sido especialmente diseñados para soportar dichas tracciones.
- El estado tensional inducido en el suelo deberá resultar compatible con las características resistentes del terreno bajo los niveles de excitación sísmica considerados, debiéndose tener en cuenta las fluctuaciones del nivel freático que presumiblemente puedan desarrollarse a través del tiempo.
- Los desplazamientos relativos que eventualmente pueden sufrir los distintos elementos de fundación, deberán ser tales que no comprometan la estabilidad y funcionalidad de la estructura.

- Cada uno de los bloques estructuralmente independientes en que una construcción pueda estar fraccionada, tendrá un sistema de fundación único (homogéneo). No se admitirán sistemas diversos dentro de una misma unidad (por ejemplo: algunas columnas sobre pilotes y otras sobre bases directas).
- Si el suelo presenta discontinuidades, las fundaciones se dispondrán en forma tal que las situadas a cada lado de la discontinuidad sean unidades independientes.
- Se adoptarán especiales precauciones cuando la cota de fundación se encuentre en una zona en que resulten apreciables las variaciones de humedad estacionales del suelo.
- La resistencia conferida a la fundación considerando los efectos de cargas gravitatorias y acciones sísmicas, no deberá resultar menor que la requerida por las demás combinaciones de cargas que no incluyan acciones sísmicas.

17.5.2. Fundaciones superficiales. Comprobación de tensiones verticales

Para los estados de carga especificados en el Capítulo 10 que incluyen las acciones sísmicas, se comprobará que las tensiones obtenidas no superen los valores límites σ_{slim} correspondientes.

Los valores de las tensiones límites se establecerán teniendo en cuenta la incidencia de los siguientes factores:

- a) Comportamiento del suelo bajo los niveles de excitación dinámica provocada por los sismos de diseño.
- b) Corta duración y accidentalidad de la acción sísmica prescripta.

En ausencia de datos precisos, corroborados por pruebas dinámicas específicas, los valores de las tensiones límites se obtendrán de la siguiente manera:

Se partirá de las tensiones admisibles del suelo σ_{sadm} determinadas por los procedimientos usuales empleados para los estados de carga estática y se multiplicarán por el factor f_1 que tiene en cuenta el comportamiento dinámico del suelo así como la corta duración y accidentalidad de la acción sísmica:

$$\sigma_{slim} = f_1 \cdot \sigma_{sadm}$$

siendo:

- σ_{slim} la tensión límite;
- f_1 un factor que depende de las características del suelo de fundación y de la zona sísmica correspondiente indicado en la Tabla 17;
- σ_{sadm} la tensión admisible del suelo.

17.5.3. Arriostamiento de apoyos

Los apoyos de la estructura deben vincularse entre sí mediante un sistema de riostras o losa que asegure el movimiento conjunto de todos los elementos, evitando apreciables desplazamientos diferenciales entre ellos que impliquen deformaciones impuestas a la estructura.

Tabla 17. Valores del factor f_i en función de las características del suelo de fundación y de la zona sísmica.

SUELO	Números de golpes de la P.P.N. ⁽¹⁾ N	ZONA SÍSMICA			
		4	3	2	1
Rocas y suelos cohesivos muy rígidos (cohesión mayor que 0,2 MN/m ²)	≥ 30	1,8	1,8	1,8	1,8
Suelos cohesivos duros (cohesión entre 0,07 y 0,2 MN/m ²)	15 a 30	1,6	1,7	1,8	1,8
Suelos cohesivos blandos (cohesión menor que 0,05 MN/m ²)	< 8	1,2	1,3	1,4	1,5
Arenas muy densas (densidad relativa mayor que 85%)	> 25	1,4	1,5	1,6	1,7
Arenas densas (densidad relativa entre 65% y 85%)	15 a 25	1,1	1,2	1,3	1,4
Arenas poco a medianamente densas (densidad relativa menor que 65%)	< 15	0,9	0,9	1,0	1,1

(1) P.P.N. (prueba de penetración normalizada)

17.5.3.1. Procedimiento general para diseño de arriostamientos de fundaciones superficiales (bases, plateas, etc.).

Los elementos arriostantes o losa del plano de fundación se dimensionarán teniendo en cuenta las siguientes fuerzas:

- Esfuerzo de corte en cada elemento vertical, transmitido por la estructura como consecuencia de las acciones sísmicas prescriptas.
- Fuerzas horizontales friccionales en la interfase suelo-fundación.

Para determinar las solicitaciones de cada componente o zona del sistema de arriostramiento se considerarán diversas hipótesis sobre la presencia de las fuerzas friccionales. Para ello se supondrán anuladas las fuerzas friccionales en bases o sectores de platea de manera de obtener los valores máximos de solitaciones sobre cada componente o zona del sistema de arriostramiento.

En cada hipótesis de análisis, se limitará la fuerza friccional que pueda desarrollar cada base o zona de platea al valor de:

$$tg \phi^* \cdot N_{máx}$$

siendo:

- ϕ^* el ángulo de fricción entre suelo y material de la base, indicado en la Tabla 18;
 $N_{máx}$ el valor máximo del esfuerzo normal al plano de fundación en la base o sector de platea considerado.

Si la anterior limitación se hace efectiva para el dimensionamiento de los elementos arriostrados, las fuerzas de corte indicadas en a) se reducirán proporcionalmente a la capacidad friccional total de la hipótesis considerada. Los valores de solitaciones obtenidos mediante este procedimiento no podrán ser inferiores al 80% de los resultantes del procedimiento aproximado indicado en el artículo 17.5.3.3.

17.5.3.2. Procedimiento general para el diseño de arriostramientos de fundaciones profundas.

Los elementos arriostrantes se dimensionarán considerando las solitaciones que surgen de las siguientes fuerzas:

- a) Esfuerzo de corte en cada elemento vertical, transmitido por la estructura como consecuencia de las acciones sísmicas prescriptas.
- b) Reacciones horizontales del sistema de fundación determinadas en función de las rigideces de los grupos suelo-pilotes.

Los valores obtenidos mediante este procedimiento no podrán ser inferiores al 80% de los resultantes del procedimiento aproximado indicado en el artículo 17.5.3.3.

Tabla 18. Angulos de fricción entre suelos y estructura de hormigón (1).

Características del suelo	Angulos de fricción ϕ^* (1)
Roca sana.	35° a 45°
Gravas. Gravas arenosas. Arenas gruesas.	28° a 32°
Arenas medianas. Arenas limosas medianas a gruesas. Gravas limosas. Gravas arcillosas.	24° a 29°
Arenas finas. Arenas limosas o arcillosas medianas a finas.	19° a 24°
Limos arenosos. Limos no plásticos.	17° a 19°
Arcillas muy duras preconsolidadas.	22° a 26°
Arcillas medianamente duras a duras. Limos arcillosos.	16° a 19°

(1) Los valores indicados suponen que la superficie de contacto suelo-hormigón se origina mediante hormigonado masivo directo sobre la superficie del suelo. Los valores de fricción para superficies de hormigón coladas en encofrados, en contacto con alguno de estos suelos, son considerablemente menores.

17.5.3.3. Procedimiento aproximado para el diseño de riostras.

Los elementos estructurales de sistemas discontinuos de fundación (bases aisladas, cabezales de pilotes, pozos romanos, etc.) se vincularán entre sí mediante un sistema de riostras dispuestas preferentemente según dos direcciones perpendiculares y que sean capaces de resistir por lo menos un esfuerzo de tracción o compresión determinado mediante la siguiente expresión:

$$N_{ru} \geq \gamma_t \cdot C \cdot N^*$$

siendo:

- N_{ru} el esfuerzo de tracción o compresión;
- C el coeficiente sísmico de diseño según el artículo 14.1.1.2.;
- γ_t el coeficiente que depende del tipo de suelo indicado en la Tabla 19;
- N^* la máxima carga vertical operante en el elemento menos cargado de los dos que se interconectan.

Tabla 19. Valores del coeficiente γ_t en función del tipo de suelo.

Suelo Tipo	I	II	III
γ_t	1,0	1,1	1,3

En el caso de bases superficiales aisladas, adicionalmente se comprobará que la riostra sea capaz de soportar un esfuerzo de tracción o compresión determinado por la siguiente expresión:

$$N_{ru} \geq \text{tg } \phi^* \cdot N^*$$

siendo:

N_{ru} el esfuerzo de tracción o compresión;
 ϕ^* el ángulo de fricción entre base y suelo dado en la Tabla 18;
 N^* la máxima carga vertical operante en el elemento menos cargado de los dos que se interconectan.

- Las riostras se dispondrán preferentemente en un nivel tal que interconecten los cuerpos de bases o cabezales de pilotes o pozos.
- Cuando por su ubicación y/o rigidez el elemento arriostrante pueda estar sometido a flexiones considerables derivadas de las acciones laterales, dichas flexiones deberán ser tenidas en cuenta en el dimensionamiento.

En los sistemas de fundaciones continuas (plateas) se tendrán en cuenta fuerzas de compresión y tracción equivalentes a las indicadas precedentemente.

- En las Zonas Sísmicas 3 y 4 con suelos del tipo III, el sistema de arriostramiento debe ser tal que el plano definido por los puntos de apoyo sea rígido. En tales casos, se recurrirá a riostras diagonales o losas que aseguren la indeformabilidad indicada anteriormente.

17.5.3.4. Dimensiones y armaduras mínimas de riostras de Hormigón Armado.

Las riostras indicadas en el artículo 17.5.3.3. serán preferentemente de hormigón armado. Según las zonas sísmicas y el tipo de suelo, se adoptarán los valores mínimos de dimensiones y armaduras indicados en la Tabla 20.

Tabla 20. Valores mínimos de dimensiones y armaduras de las riostras. (1)

Zona sísmica	Suelo	Sección Hormigón (cm x cm)	Armadura longitudinal	Estribos
1 y 2	Tipo I	20 x 20	$4d_s = 10 \text{ mm}$	$d_s = 4,2 \text{ c}/12 \text{ cm}$
	Tipos II y III	20 x 20	$4d_s = 12 \text{ mm}$	$d_s = 6 \text{ c}/15 \text{ cm}$
3 y 4	Tipo I	20 x 20	$4d_s = 12 \text{ mm}$	$d_s = 6 \text{ c}/15 \text{ cm}$
	Tipos II y III	25 x 25	$4d_s = 14 \text{ mm}$	$d_s = 6 \text{ c}/15 \text{ cm}$

(1) Los valores indicados corresponden a aceros con límite de fluencia de 420 N/mm^2 ; para aceros con tensión de fluencia de 220 N/mm^2 se adoptarán secciones 1,5 veces mayores.

La separación entre estribos se reducirá a la mitad de la indicada, en las zonas próximas a los nudos, en una longitud igual a tres veces la mayor dimensión de la sección transversal de la riostra.

17.5.3.5. Prescindencia de arriostramientos.

Quando la estructura posea apoyos muy separados (por ejemplo en construcciones industriales, salones, etc.) los arriostramientos precedentemente especificados pueden resultar ineficaces o imposibles de construir. En tal caso se procederá a verificar que la estructura soporte adecuadamente desplazamientos relativos horizontales entre los puntos de apoyo, y en la dirección en que se prescinde del arriostramiento.

El posible desplazamiento relativo entre puntos de apoyo, que deberá considerarse como deformación impuesta a la estructura, se evaluará en función de las características del suelo, de la estructura y del nivel de excitación sísmica prescrita para la zona.

Como valor aproximado del desplazamiento relativo entre apoyos, para suelos con características geotécnicas prácticamente uniformes, se adoptaran los valores mínimos que resultan de la siguiente expresión:

$$\Delta L = \frac{L}{K_d} \quad \text{con } \Delta L \geq 2 \text{ cm}$$

siendo:

- L la distancia entre los puntos de apoyo considerados;
- ΔL el desplazamiento relativo a considerar como deformación impuesta a la estructura. No se tomarán valores inferiores a 2 cm;
- K_d el coeficiente que depende de la zona sísmica y del tipo de suelo sobre el que se emplaza la construcción, y cuyos valores se indican en la Tabla 21.

Tabla 21. Valores del coeficiente K_d .

ZONA SÍSMICA	SUELO TIPO I	SUELO TIPO II	SUELO TIPO III
4	1 000	750	650
3	1 100	850	750
2	1 200	950	850
1	1 300	1 050	950

Para valores de L mayores que 120 m, se tomará $L = 120$ m en el cálculo del desplazamiento relativo.

Las longitudes de apoyo de elementos de la superestructura serán, como mínimo, igual a cuatro veces los valores de ΔL anteriormente indicados.

Cuando se plantean incertidumbres sobre la efectividad de arriostramientos, ya sea por sus dimensiones o por sus características constructivas, se procederá a verificar la estructura según las deformaciones impuestas, anteriormente especificadas.

17.5.4. Arriostramiento de apoyos en la zona sísmica 0

En la zona sísmica 0, los elementos estructurales de sistemas discontinuos de fundaciones superficiales sobre suelos tipos II y III, se vincularán entre sí mediante un sistema de riostras dispuestas preferentemente según dos direcciones perpendiculares, las cuales serán capaces de resistir en tracción o compresión un esfuerzo igual al 7% de la carga axial en el elemento arriostrado.

Los elementos de fundaciones profundas tales como cabezales de pilotes, pozos romanos, etc., se vincularán mediante un sistema de riostras dispuestas preferentemente según dos direcciones perpendiculares, y serán capaces de resistir en tracción o compresión un esfuerzo igual al 10% de la carga axial en el elemento arriostrado.

La sección mínima de hormigón será de 20 cm x 20 cm, con armadura longitudinal mínima de 4 barras de $d_s = 10$ mm (d_s es el diámetro de las barras de acero) y estribos de $d_s = 6$ mm cada 20 cm como mínimo.

17.5.5. Requerimientos especiales para pilotes

- Se determinarán las cargas límites de cada pilote y del conjunto, evaluando el efecto de la disminución de la resistencia friccional a causa de las vibraciones provocadas por el sismo.
- El dimensionamiento y la verificación de los pilotes, se realizará considerando las acciones verticales y horizontales que transmite la estructura y la interacción suelo-pilote.
- Se prescindirá de la contribución de las estructuras de cabezales y riostras que se apoyen sobre el terreno para la evaluación de la capacidad portante a cargas verticales y horizontales.

- Las deformaciones de pilotes sometidos a fuerzas horizontales se determinarán mediante la teoría de viga sobre fundación elástica adoptando valores adecuados de las características del suelo.
- La capacidad portante de los pilotes y/o suelo bajo las acciones horizontales transmitidas por la estructura se comprobará aplicando métodos basados en esquemas de rotura producidos por agotamiento del suelo y/o pilotes.
- Para la aplicación del procedimiento de rotura se requiere un coeficiente de seguridad no menor que 2,1 en la comparación entre la acción resistente última y la sollicitación derivada de la aplicación de las acciones sísmicas prescritas en el presente Reglamento.
- Se verificará que los pilotes puedan resistir en cualquier punto de su desarrollo, considerando el esfuerzo axial que resulte más desfavorable, un momento último cuyo valor no resulte inferior a:
 - a) 0,7 del momento de agotamiento correspondiente a la zona superior del pilote.
 - b) $M_u = 1,8 \cdot D \cdot H_u$

siendo:

- | | |
|-------|--|
| M_u | el momento último; |
| D | el diámetro del pilote considerado; |
| H_u | la fuerza horizontal correspondiente al pilote considerado, determinada en base a las acciones de diseño que incluyen la acción sísmica. |

17.5.5.1. Métodos de dimensionamiento y verificación

Se aplicarán los procedimientos de cálculo de resistencia seccional a sollicitaciones normales y a esfuerzos de corte indicados en la Parte II: "Construcciones de Hormigón Armado y Pretensado"

17.5.5.2. Ductilidad.

El dimensionamiento y disposición de las armaduras se realizará de manera que el pilote resulte provisto de adecuada ductilidad.

Se densificarán las armaduras en zonas críticas tales como cabeza, punta y separaciones de estratos de suelos de distinta consistencia.

17.5.5.3. Armaduras mínimas.

Según las zonas sísmicas, se adoptarán los valores que se indican a continuación:

17.5.5.3.1. Zonas Sísmicas 1 y 2.

- a) El diámetro mínimo de la armadura longitudinal será de 12 mm.
- b) La cuantía mínima de la armadura longitudinal para pilotes in situ será de 0,003 con un mínimo de 6 barras de $d_s = 12$ mm o equivalentes.

Para pilotes prefabricados, la cuantía mínima de la armadura longitudinal será de 0,01 con un mínimo de 6 barras de $d_s = 12$ mm o equivalentes.

- c) En general, se adoptarán como estribos mínimos, barras de $d_s = 8$ mm con separación no mayor de 12 veces el diámetro de la armadura longitudinal, ni mayor que 25 cm.
- d) Densificación de estribos.

A los efectos de conferir adecuada ductilidad, se densificarán las armaduras transversales en las zonas de cabeza y punta de pilote.

Para ello, en una longitud igual al diámetro del pilote pero no menor de 70 cm, se colocarán, como mínimo, estribos de $d_s = 8$ mm con separación no mayor de 10 cm.

La densificación de estribos en la punta, se aplicará a los pilotes hincados y a los pilotes in situ que trabajen predominantemente de punta.

17.5.5.3.2. Zonas Sísmicas 3 y 4.

- a) El diámetro mínimo de la armadura longitudinal será de 14 mm.
- b) La cuantía mínima de la armadura longitudinal para pilotes in situ será de 0,005 con un mínimo de 6 barras de $d_s = 14$ mm o equivalentes.

Para pilotes prefabricados, la cuantía mínima de la armadura longitudinal será de 0,012 con un mínimo de 6 barras de $d_s = 14$ mm o equivalentes.

- c) En general, el diámetro mínimo de los estribos será $d_s = 8$ mm con separación no mayor de 10 veces el diámetro de la armadura longitudinal, ni mayor que 20 cm.
- d) Densificación de estribos

A los efectos de conferir adecuada ductilidad se densificarán las armaduras transversales en las zonas de cabeza del pilote. Para ello, en una longitud igual al doble del diámetro del pilote pero no menor de 140 cm, se colocarán como mínimo estribos de $d_s = 8$ mm con separación no mayor de 8 cm. Cuando el diámetro del pilote supere los 70 cm, los estribos precedentemente indicados serán por lo menos de $d_s = 10$ mm.

En la zona de cabeza de los pilotes hincados y de los pilotes in situ que trabajan predominantemente de punta, en una longitud igual a una vez y media el diámetro, pero no menor de un metro, se colocarán como mínimo estribos de $d_s = 8$ mm con separación no mayor de 8 cm.

17.5.5.4. Pilotes traccionados.

Cuando por la posición relativa del pilote con respecto al centroide del conjunto, puedan aparecer esfuerzos de tracción, deberá verificarse la capacidad portante del pilote a dicho esfuerzo, considerando el comportamiento del suelo que rodea al pilote bajo la excitación sísmica.

ANEXO I

Se presentan en este Anexo, una serie de diagramas de bloques que tienen por finalidad orientar al usuario del Reglamento en lo relativo a la secuencia de procedimiento a seguir para el análisis sísmico estático de edificios, cumpliendo los requisitos establecidos en esta PARTE I del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, "Construcciones en General".

Cabe mencionar que en cada bloque de los diferentes diagramas que se presentan en este Anexo se indica el artículo del Reglamento, que debe consultarse.

Los diagramas de bloques incluidos en este Anexo han sido extraídos, con algunas modificaciones, de la Publicación Técnica N° 14 "Análisis Sísmico Estático de Edificios según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103", editada por el INPRES.

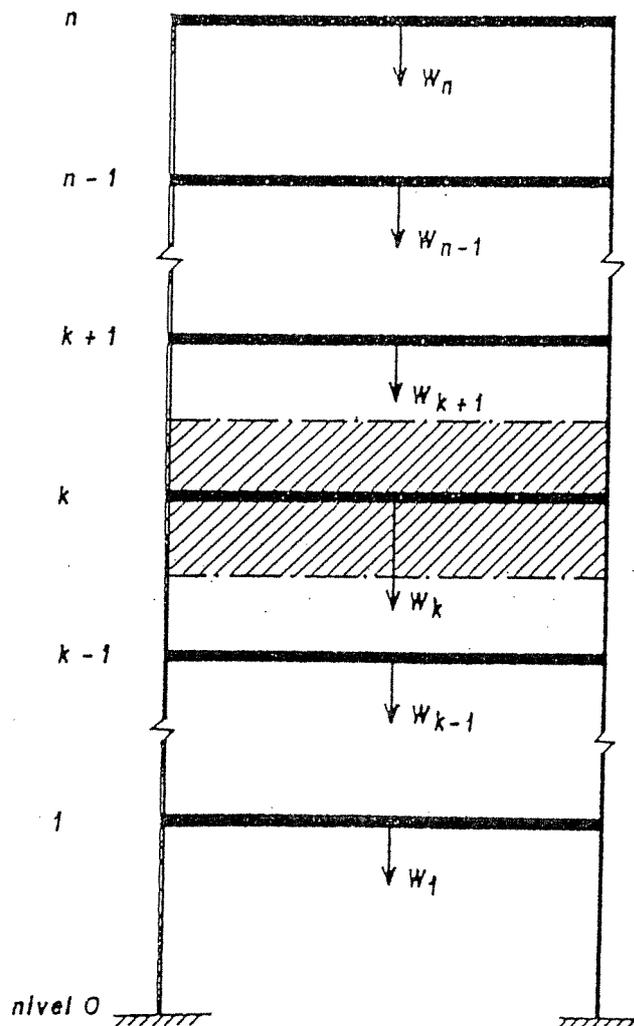
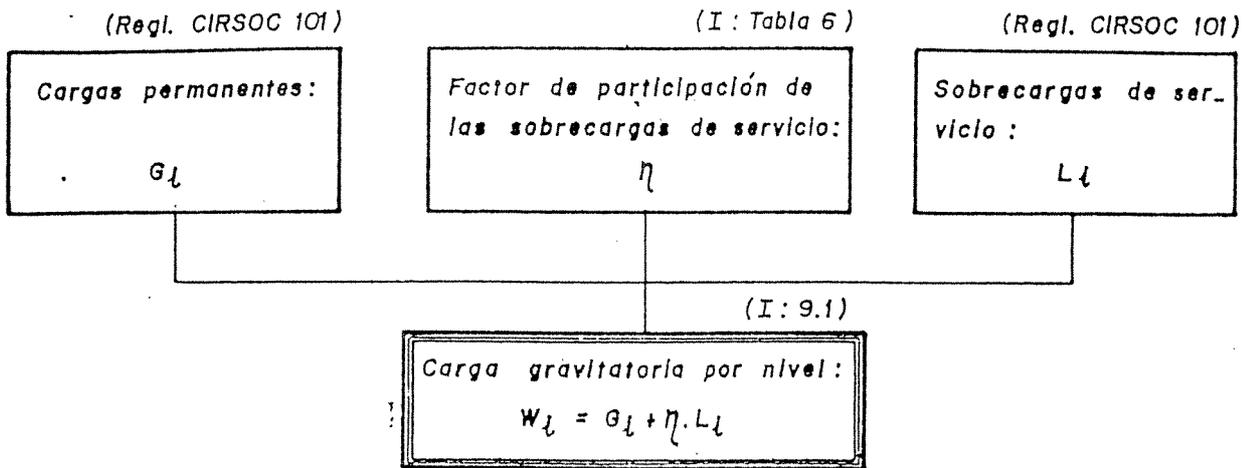


Fig.1_ DETERMINACION DEL SISTEMA DE CARGAS GRAVITATORIAS CONCENTRADAS EN LOS NIVELES DE ENTREPISO Y TECHO DEL EDIFICIO.

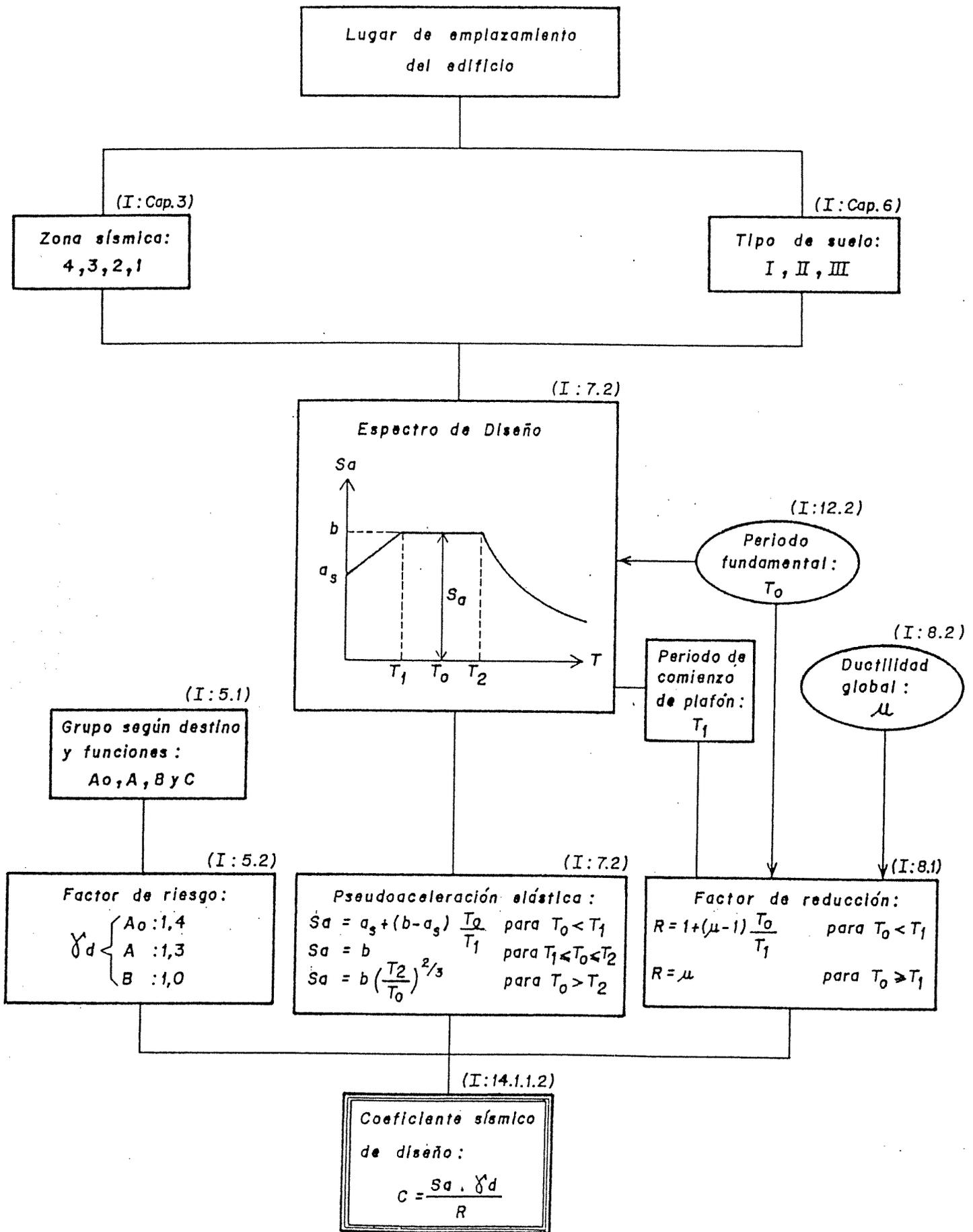
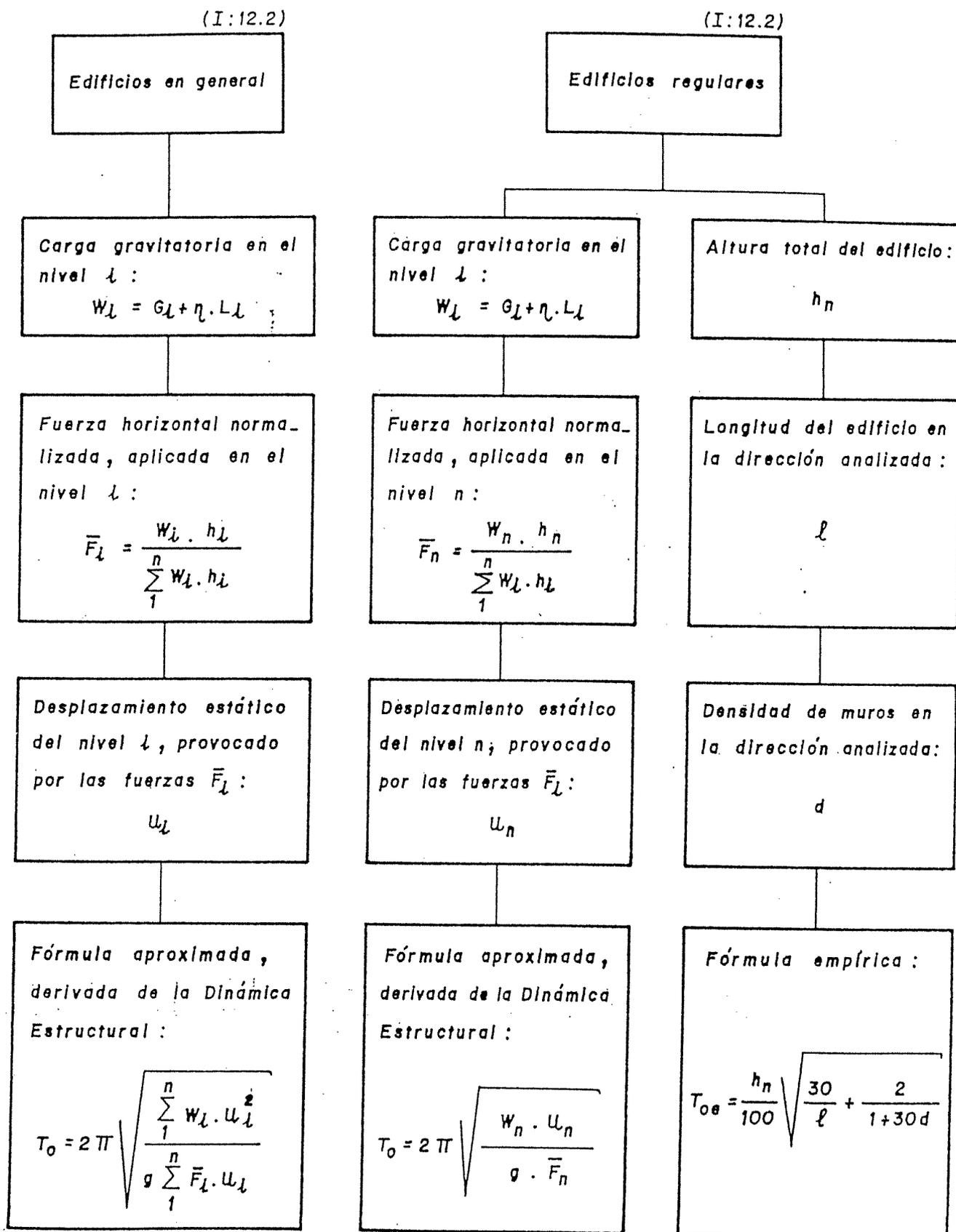


Fig.2 - DETERMINACION DEL COEFICIENTE SISMICO DE DISEÑO



NOTA : En zonas sísmicas $\begin{cases} 4 \text{ y } 3 : T_0 \leq 1,25 T_{0e} \\ 2 \text{ y } 1 : T_0 \leq 1,50 T_{0e} \end{cases}$ (I : 12.2.4.1)

Fig.3 - DETERMINACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DEL EDIFICIO

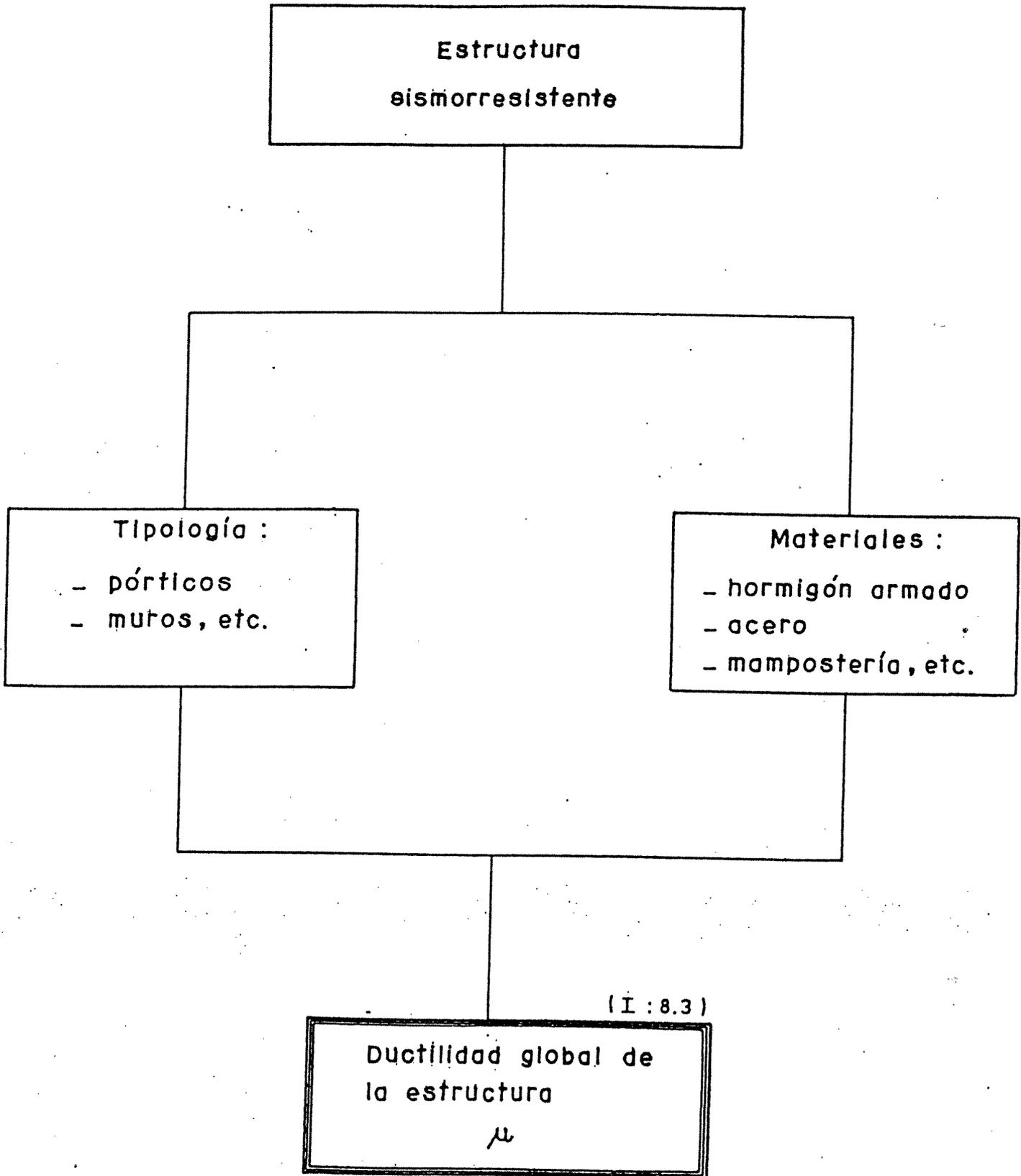


Fig. 4 - DETERMINACION DE LA DUCTILIDAD GLOBAL μ DE LA ESTRUCTURA

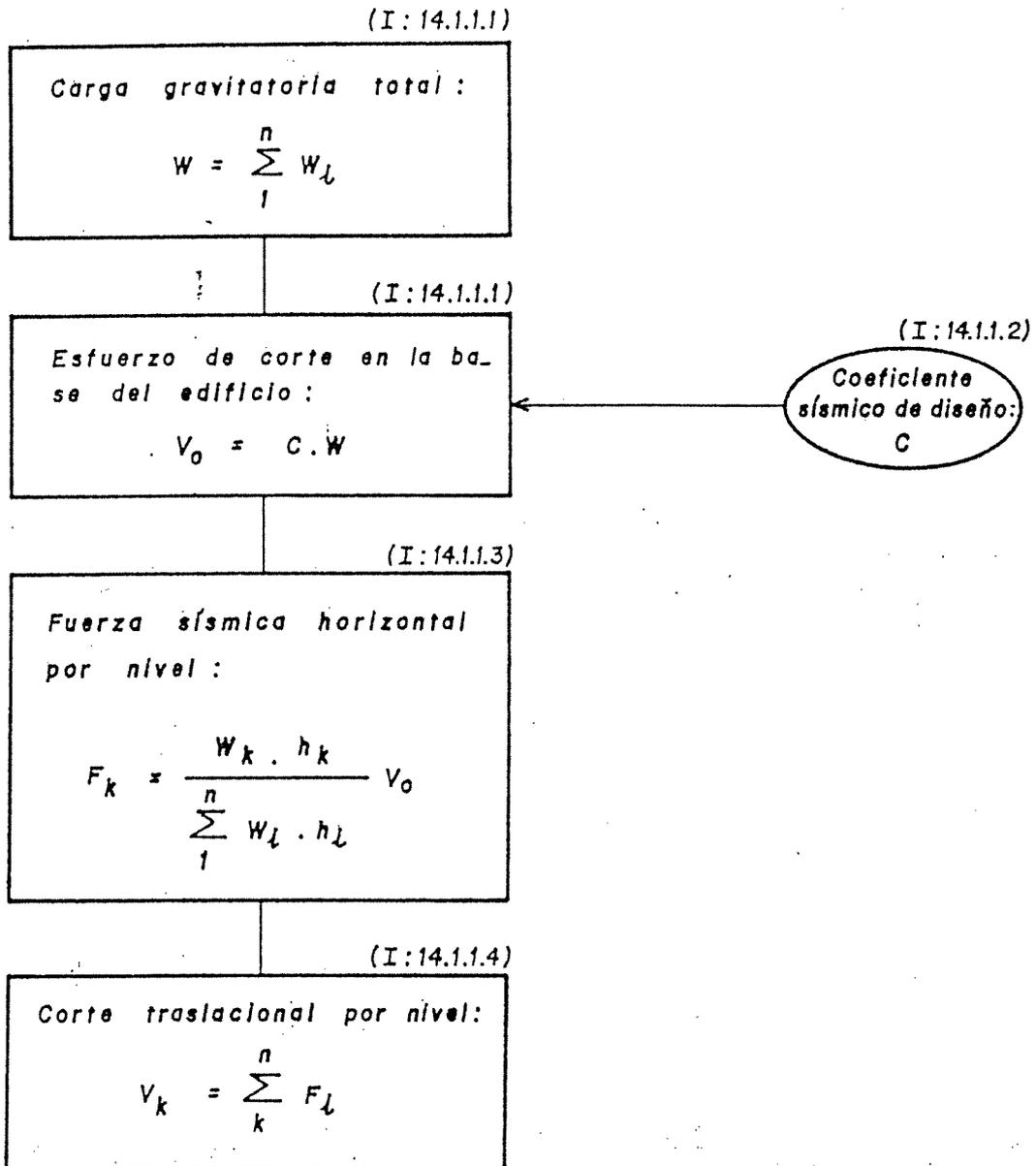
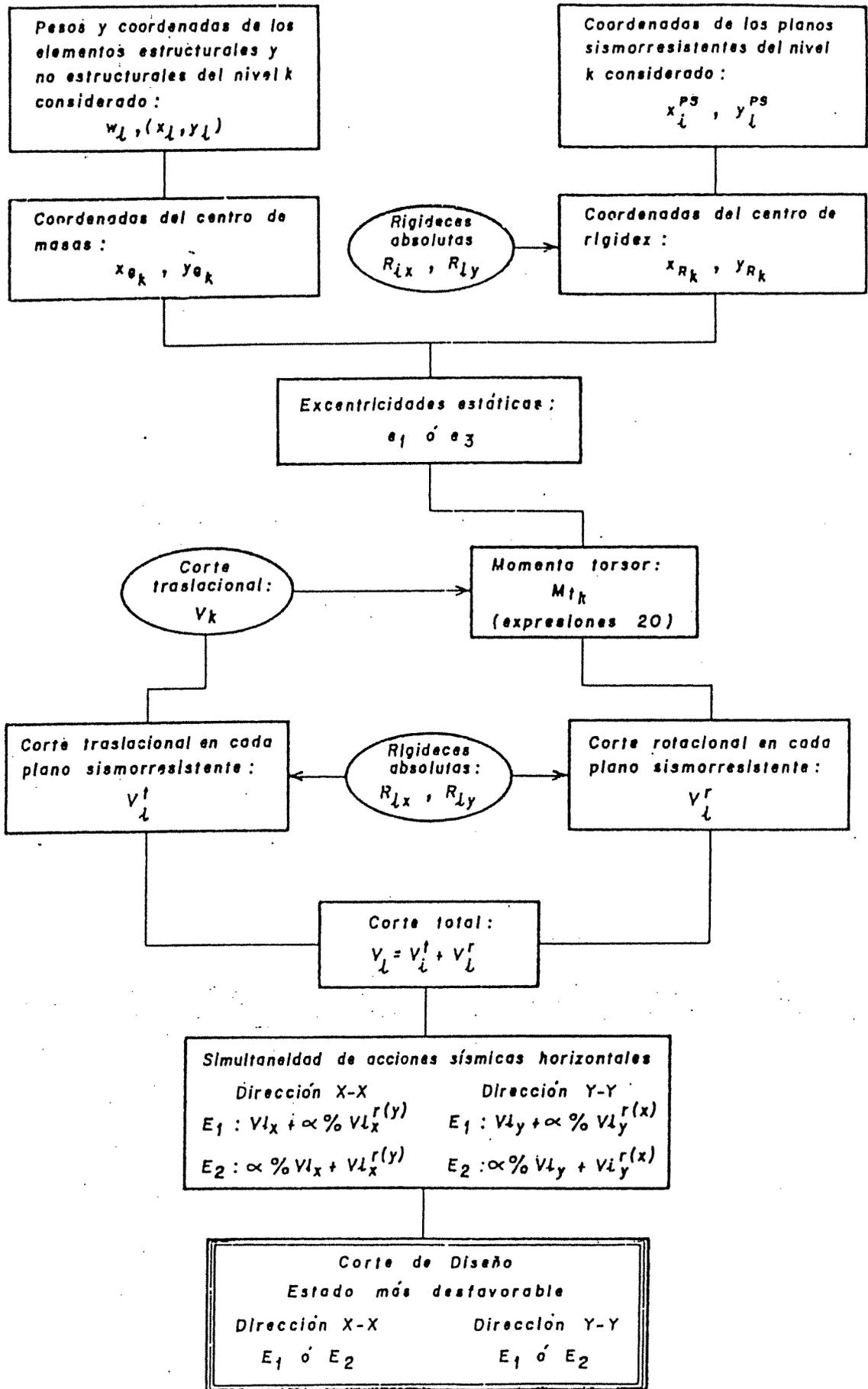
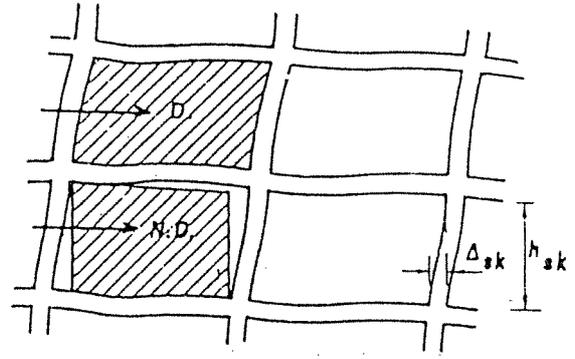
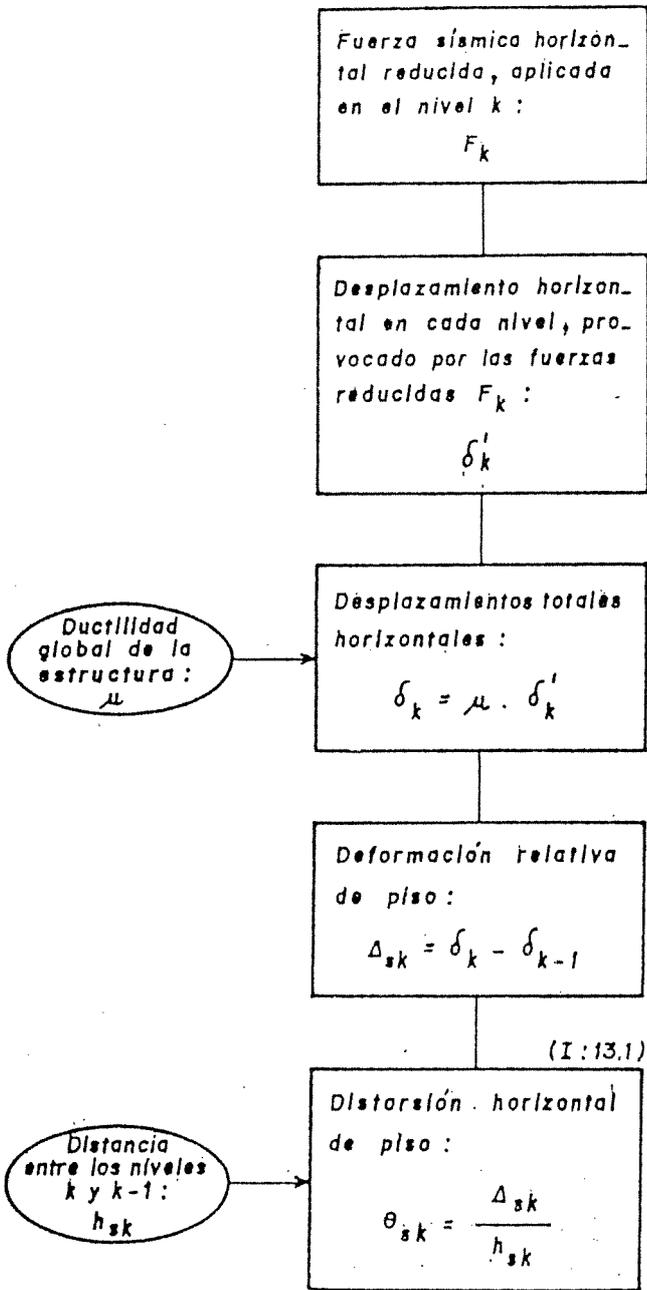


Fig.5 - DISTRIBUCION EN ALTURA DEL ESFUERZO DE CORTE EN LA BASE DEL EDIFICIO



NOTA: $V_{lx}^{r(y)}$ es el corte rotacional según la dirección X-X originado por la acción sísmica actuando en la dirección Y-Y. $V_{ly}^{r(x)}$ debe interpretarse con criterio análogo.

Fig. 6 - DETERMINACION DEL CORTE DE DISEÑO EN CADA UNO DE LOS PLANOS SISMORRESISTENTES QUE CONFIRMAN LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO



Condición D.: muro integrado a la estructura
 Condición N.D.: muro separado de la estructura

Valores límite de la distorsión horizontal θ_{sk} de piso:
 (I:13.1.1, Tabla 8)

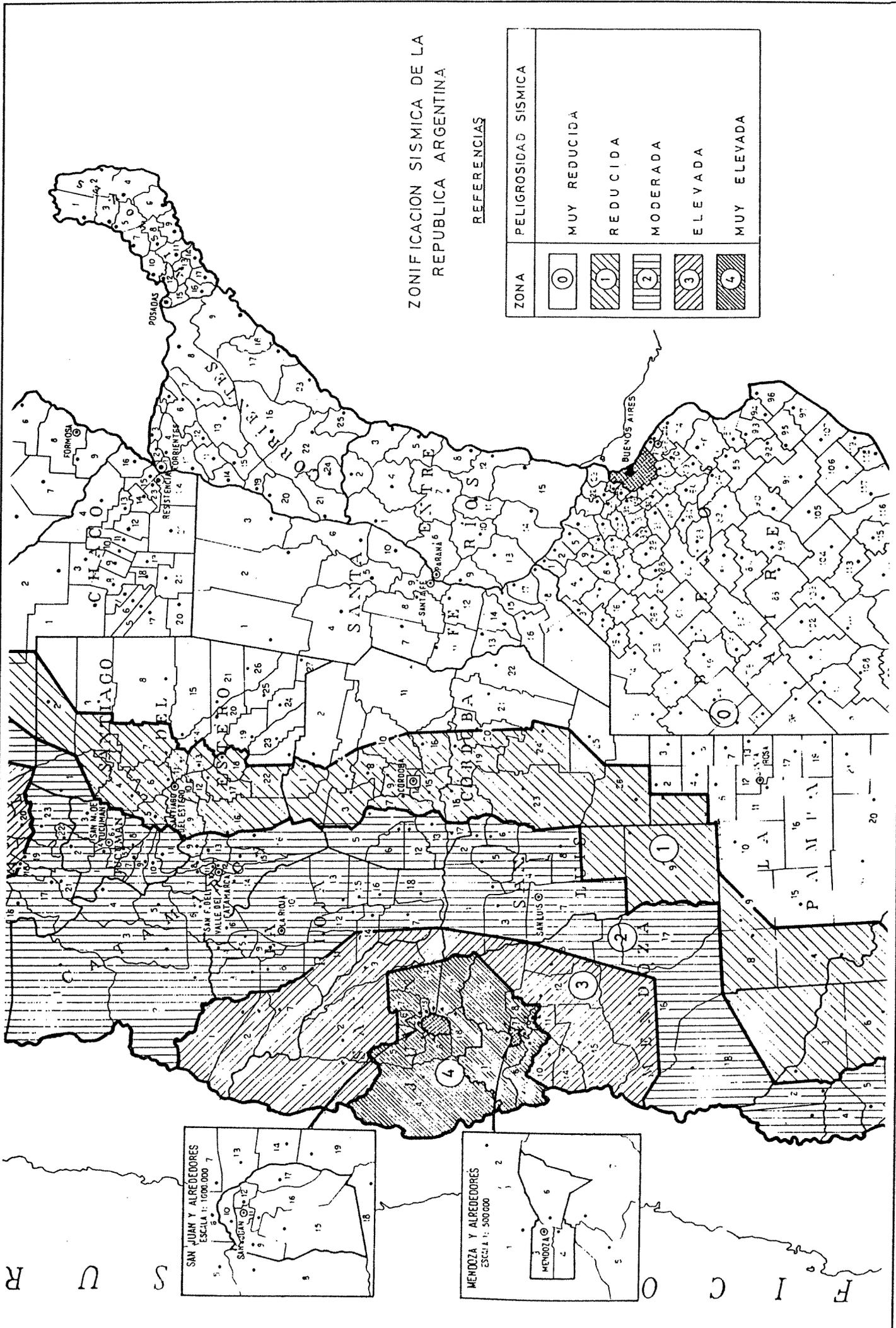
Condición	Grupo de la construcción		
	A ₀	A	B
D.	0,010	0,011	0,014
N.D.	0,010	0,015	0,019

NOTA: Si $\theta_{sk} > \theta_{sk \text{ límite}}$ resulta necesario redimensionar la estructura.

Fig.7 - PROCEDIMIENTO PARA EL CONTROL DE LA DISTORSION DE PISO

ANEXO II

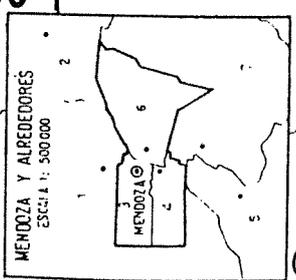
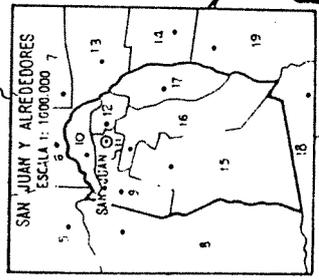
ZONIFICACION SISMICA DE LA REPUBLICA ARGENTINA



ZONIFICACION SISMICA DE LA
REPUBLICA ARGENTINA

REFERENCIAS

ZONA	PELIGROSIDAD SISMICA
0	MUY REDUCIDA
1	REDUCIDA
2	MODERADA
3	ELEVADA
4	MUY ELEVADA

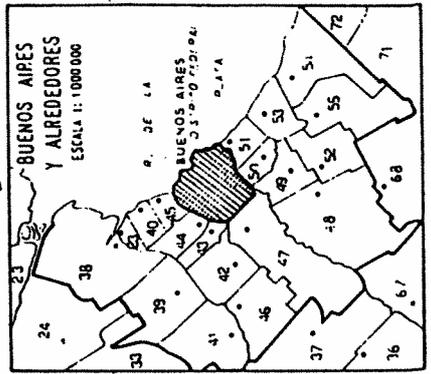
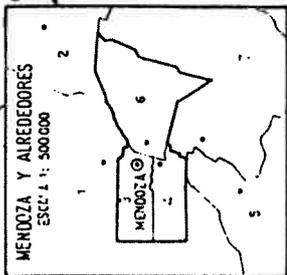
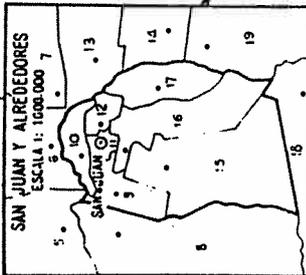
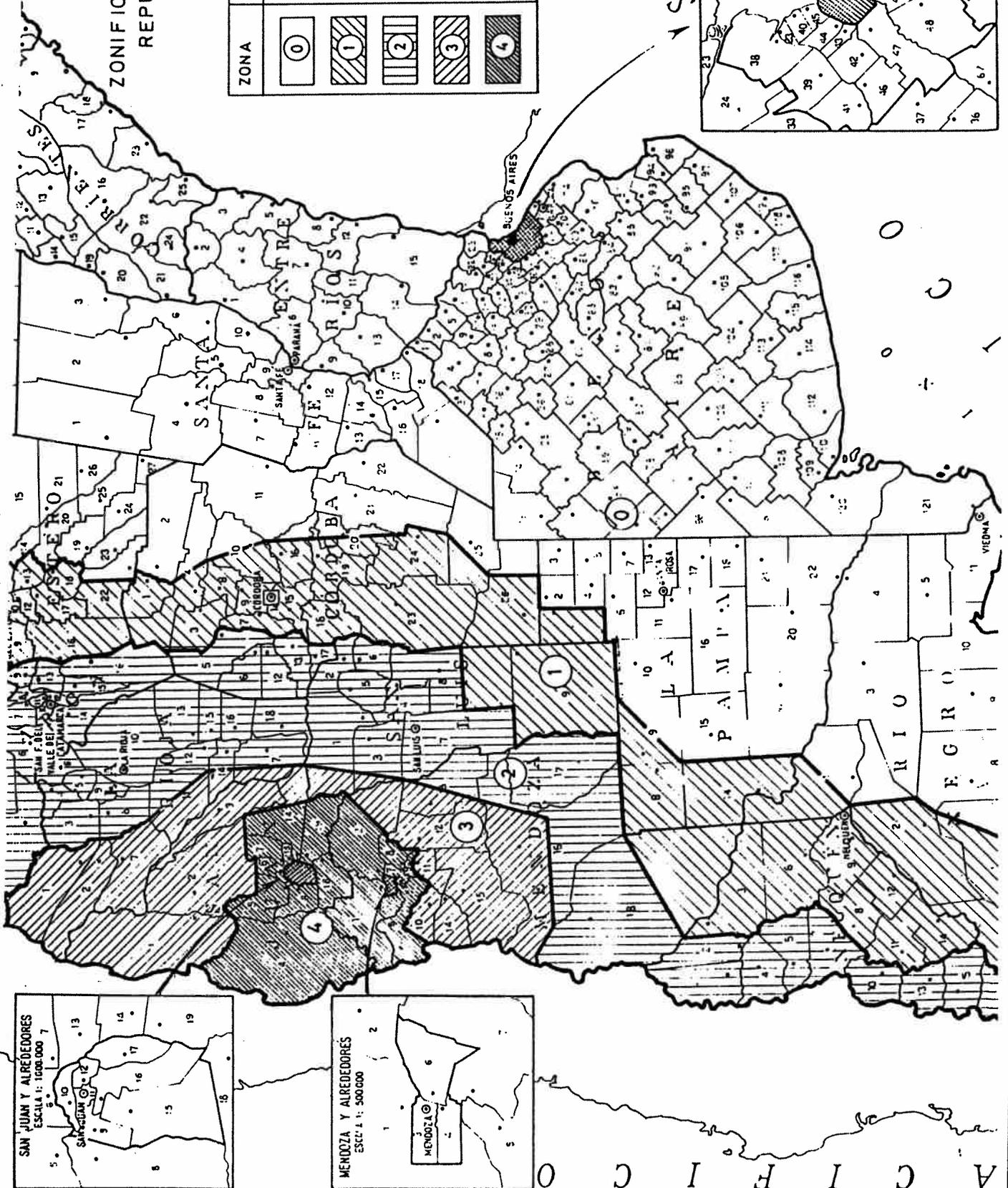


S U R F I C O

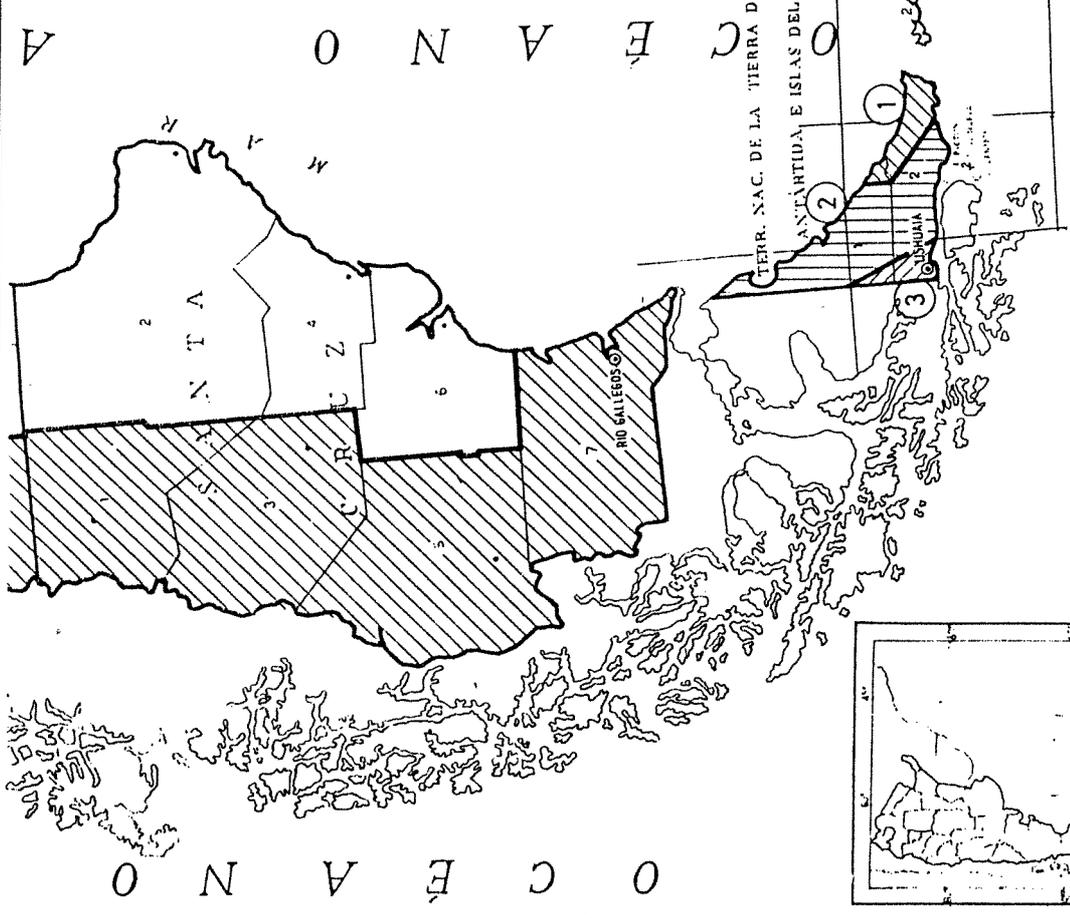
ZONIFICACION SISMICA DE LA REPUBLICA ARGENTINA

REFERENCIAS

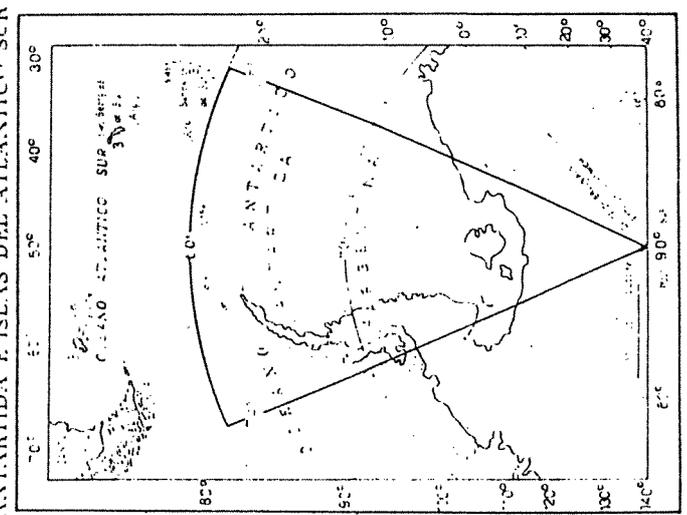
ZONA	PELIGROSIDAD SISMICA
0	MUY REDUCIDA
1	REDUCIDA
2	MODERADA
3	ELEVADA
4	MUY ELEVADA



A C I F I C O
 R D A S



TERR. NAC. DE LA TIERRA DEL FUEGO, ANTÁRTIDA E ISLAS DEL ATLÁNTICO SUR



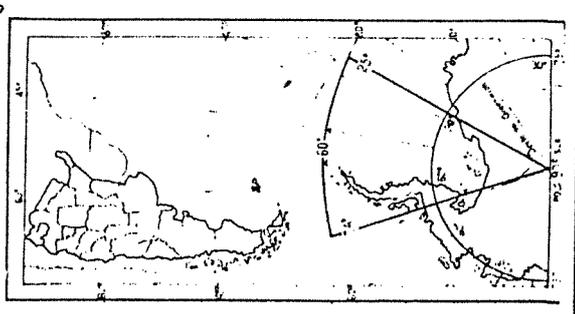
REFERENCIAS

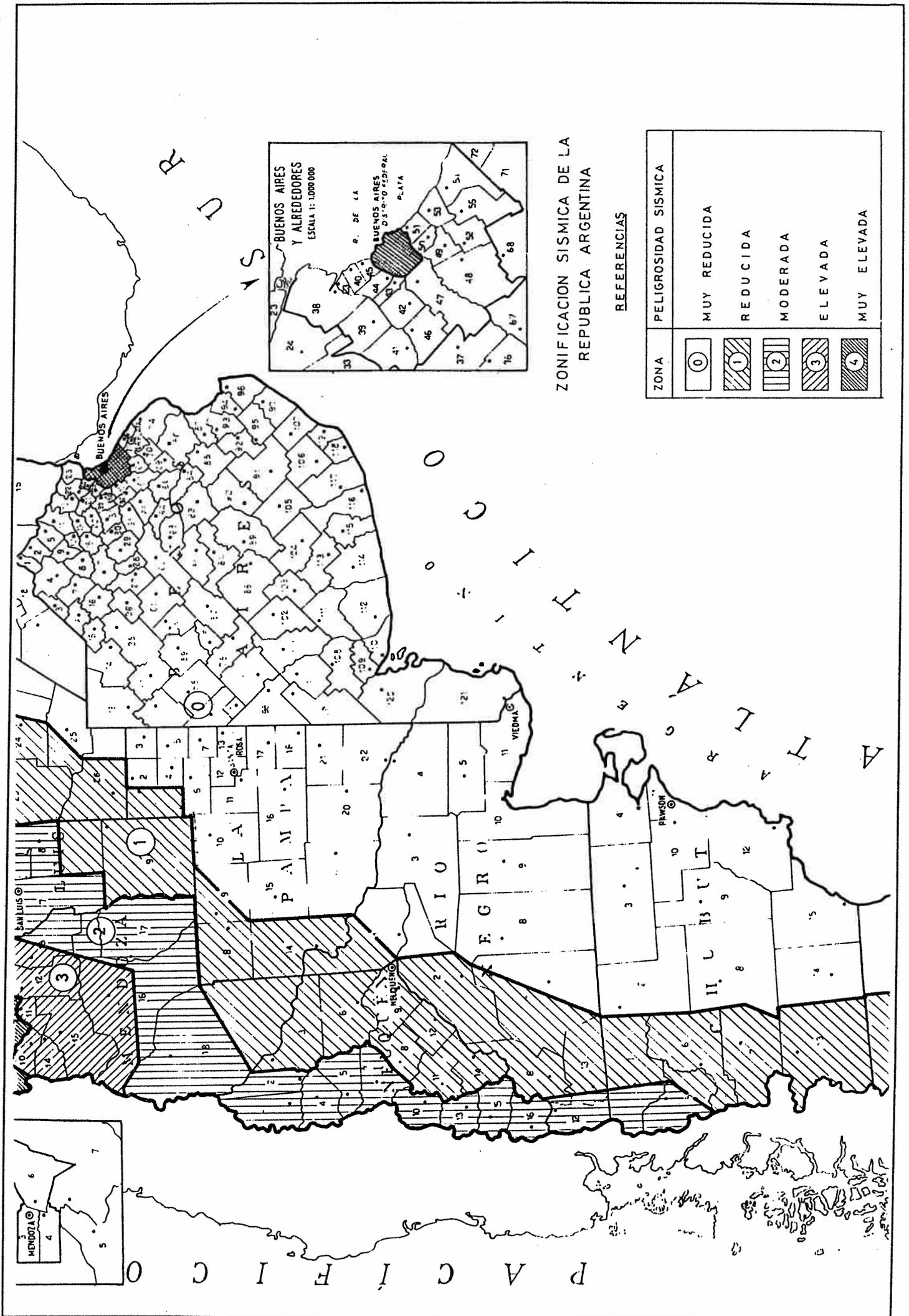
ZONA	PELIGROSIDAD SISMICA
0	MUY REDUCIDA
1	REDUCIDA
2	MODERADA
3	ELEVADA
4	MUY ELEVADA

REFERENCIAS

- Limite de provincia y territorio nacional.
- Limite de partido / departamento
- Capital de nacion / Capital de provincia / Terr. nacional
- Cabeecera de partido / departament.

Fuente: Contorno del Dato





ZONIFICACION SISMICA DE LA REPUBLICA ARGENTINA

REFERENCIAS

ZONA	PELIGROSIDAD SISMICA
0	MUY REDUCIDA
1	REDUCIDA
2	MODERADA
3	ELEVADA
4	MUY ELEVADA

DEPARTAMENTOS Y PARTIDOS DE LA REPUBLICA ARGENTINA

PROVINCIA DE LA PAMPA

DEPARTAMENTO

- 1: Rancul
- 2: Realicó
- 3: Chapaleufú
- 4: Trenel
- 5: Maracó
- 6: Conhelo
- 7: Quemú - Quemú
- 8: Chical Co
- 9: Chalileo
- 10: Loventué
- 11: Toay
- 12: Capital
- 13: Catriló
- 14: Puelén
- 15: Limay Mahuida
- 16: Utracán
- 17: Atreucó
- 18: Guatraché
- 19: Curacó
- 20: Lihuel Calel
- 21: Hucal
- 22: Caleu-Caleu

CABECERA

- Parera
- Realicó
- Intendente Alvear
- Trenel
- General Pico
- Conhelo
- Quemú - Quemú
- Algarrobo del Aguila
- Santa Isabel
- Victorica
- Toay
- Santa Rosa
- Catriló
- Colonia 25 de Mayo
- Limay Mahuida
- General Acha
- Macachín
- Guatraché
- Puelches
- Cuchillo - co
- Bernasconi
- La Adela

PROVINCIA DE LA RIOJA

DEPARTAMENTO

- 1: General Sarmiento
- 2: General Lamadrid
- 3: Famatina
- 4: San Blas de los Sauces
- 5: Castro Barros
- 6: Arauco
- 7: General Lavalle
- 8: Chilecito
- 9: Sanagasta
- 10: Capital
- 11: Independencia
- 12: Gral Angel V. Peñaloza
- 13: Gobernador Gordillo
- 14: Gral Juan Facundo Quiroga
- 15: General Belgrano
- 16: General Ocampo
- 17: Rosario Vera Peñaloza
- 18: General San Martin

CABECERA

- Vinchina
- Villa Castelli
- Famatina
- San Blas
- Aminga
- Aimogasta
- Villa Unión
- Chilecito
- Villa Sanagasta
- La Rioja
- Patquia
- Tama
- Chamical (Est. Gdor. Gordillo)
- Malanzán
- Olta
- Villa Santa Rita
- Chepes
- Ulapes

PROVINCIA DE MENDOZA

DEPARTAMENTO

- 1: Las Heras
- 2: Lavalle
- 3: Capital
- 4: Godoy Cruz
- 5: Luján de Cuyo
- 6: Guaymallén
- 7: Maipú
- 8: San Martín
- 9: Junín
- 10: Tupungato
- 11: Rivadavia
- 12: Santa Rosa
- 13: La Paz
- 14: Tunuyán
- 15: San Carlos
- 16: San Rafael
- 17: General Alvear
- 18: Malargüe

CABECERA

- Las Heras (Est. Cabina Tamarindos)
Lavalle o Tulumaya
Mendoza
Godoy Cruz
Luján de Cuyo
Villa Nueva
Maipú
San Martín (Est. Ldor Grl. San Martín)
Junín
Tupungato
Rivadavia
Santa Rosa
La Paz
Tunuyán
San Carlos
San Rafael
General Alvear (Est. Cnia. Alvear Norte)
Malargüe

PROVINCIA DE MISIONES

DEPARTAMENTO

- 1: Iguazú
- 2: General Manuel Belgrano
- 3: Eldorado
- 4: San Pedro
- 5: Montecarlo
- 6: Guaraní
- 7: Libertador Gral San Martín
- 8: Caingúas
- 9: 25 de Mayo
- 10: San Ignacio
- 11: Oberá
- 12: Candelaria
- 13: Leandro N. Alem
- 14: San Javier
- 15: Capital
- 16: Apóstoles
- 17: Concepción

CABECERA

- Pto Esperanza
Bernardo de Irigoyen
Eldorado
San Pedro
Montecarlo
El Soberbio
Puerto Rico
Campo Grande
Alba Posse
San Ignacio
Oberá
Santa Ana
Leandro N. Alem
San Javier
Posadas
Apóstoles
Concepción de la Sierra

PROVINCIA DE NEUQUEN

DEPARTAMENTO

- 1: Minas
- 2: Chos Malal
- 3: Pehuenches
- 4: Ñorquin
- 5: Loncopué
- 6: Añelo
- 7: Picunches
- 8: Zapala
- 9: Confluencia
- 10: Aluminé
- 11: Catán Lil
- 12: Picún Leufü
- 13: Huiliches
- 14: Collón Curá
- 15: Lacar
- 16: Los Lagos

CABECERA

- Andacolio
Chos Malal
Buta Ranquil
El Huecú
Loncopué
Añelo
Las Lajas
Zapala
Neuquen
Aluminé
Las Coloradas
Picún Leufü
Junín de los Andes
Piedra del Aguila
San Martín de los Andes
Villa la Angostura

PROVINCIA DE SAN LUIS

DEPARTAMENTO

- 1: Ayacucho
- 2: Junín
- 3: Belgrano
- 4: Coronel Pringles
- 5: Lib. Gral San Martín
- 6: Chacabuco
- 7: La Capital
- 8: General Pedernera
- 9: Gobernador Dupuy

CABECERA

- San Francisco del Monte de Oro
- Santa Rosa (Est. Rodolfo Rodríguez Súa)
- Villa Gral Roca
- La Toma
- Lib. Gral San Martín
- Concarán
- San Luis
- Mercedes (Est. Villa Mercedes)
- Buena Esperanza

PROVINCIA DE SANTA CRUZ

DEPARTAMENTO

- 1: Lago Buenos Aires
- 2: Deseado
- 3: Río Chico
- 4: Magallanes
- 5: Lago Argentino
- 6: Corpen Aike
- 7: Güter Aike

CABECERA

- Perito Moreno
- Puerto Deseado
- Gobernador Gregores
- Puerto San Julián
- E. Calafate
- Puerto Santa Cruz
- Río Gallegos

PROVINCIA DE SANTA FE

DEPARTAMENTO

- 1: 9 de Julio
- 2: Vera
- 3: General Obligado
- 4: San Cristóbal
- 5: San Justo
- 6: San Javier
- 7: Castellanos
- 8: Las Colonias
- 9: La Capital
- 10: Garay
- 11: San Martín
- 12: San Gerónimo
- 13: Belgrano
- 14: Iriondo
- 15: San Lorenzo
- 16: Caseros
- 17: Rosario
- 18: Constitución
- 19: Gral López

CABECERA

- Tostado
- Vera (Est. Gdor Vera)
- Reconquista
- San Cristobal
- San Justo
- San Javier
- Rafaela
- Esperanza
- Santa Fe
- Helvecia
- Sastre
- Coronda
- Las Rosas
- Cañada de Gomez
- San Lorenzo
- Casilda
- Rosario
- Villa Constitución
- Melincué

PROVINCIA DE RIO NEGRO

DEPARTAMENTO	CABECERA
1: General Roca	General Roca
2: El Cuy	El Cuy
3: Avellaneda	Choele Choel
4: Pichi Mahuida	Río Colorado
5: Conesa	Gral Conesa
6: Pilcaniyeu	Pilcaniyeu
7: 25 de Mayo	Maquinchao
8: 9 de Julio	Sierra Colorada
9: Valcheta	Valcheta
10: San Antonio	San Antonio Oeste
11: Adolfo Alsina	Viedma
12: Bariloche	San Carlos de Bariloche
13: Ñorquinco	Ñorquinco

PROVINCIA DE SALTA

DEPARTAMENTO	CABECERA
1: Santa Victoria	Santa Victoria
2: Iruya	Iruya
3: Orán	San Ramón de la Nueva Orán (Est. Orán)
4: Gral. José de San Martín	Tartagal
5: Rivadavia	Rivadavia
6: Los Andes	San Antonio de los Cobres
7: La Poma	La Poma
8: Rosario de Lerma	Rosario de Lerma
9: La Caldera	La Caldera
10: Gral Güemes	Gral Güemes (Est. Güemes)
11: Anta	Joaquín V. González
12: Cachi	Cachi
13: Chicoana	Chicoana
14: Cerrillos	Cerrillos
15: La Capital	Salta
16: Molinos	Molinos
17: San Carlos	San Carlos
18: La Viña	La Viña
19: Guachipas	Guachipas
20: Metán	Metán
21: Cafayate	Cafayate
22: Candelaria	La Candelaria
23: Rosario de La Frontera	Rosario de la Frontera

PROVINCIA DE SAN JUAN

DEPARTAMENTO	CABECERA
1: Iglesia	Rodeo
2: Jáchal	San José de Jáchal (Est. Jáchal)
3: Valle Fértil	San Agustín de Valle Fértil
4: Calingasta	Calingasta
5: Ullún	Ullún
6: Albardón	Albardón
7: Angaco	Villa del Salvador
8: Zonda	Zonda
9: Rivadavia	Rivadavia
10: Chimbas	Va. Paula Albarracín de Sarmiento
11: Capital	San Juan
12: Santa Lucía	Santa Lucía
13: San Martín	Villa San Isidro
14: Caucete	Caucete
15: Pocito	Villa Aberastain
16: Rawson	Villa Krause
17: 9 de Julio	9 de Julio
18: Sarmiento	Villa Media Agua
19: 25 de Mayo	Villa Santa Rosa

PROVINCIA DE SANTIAGO DEL ESTERO

DEPARTAMENTO

- 1: Pellegrini
- 2: Copo
- 3: Alberdi
- 4: Jiménez
- 5: Río Hondo
- 6: Banda
- 7: Figueroa
- 8: Moreno
- 9: Guasayán
- 10: Capital
- 11: Robles
- 12: Silipica
- 13: San Martín
- 14: Sarmiento
- 15: Matará
- 16: Choya
- 17: Loreto
- 18: Atamisqui
- 19: Salavina
- 20: Avellaneda
- 21: General Taboada
- 22: Ojo de Agua
- 23: Quebrachos
- 24: Mitre
- 25: Aguirre
- 26: Belgrano
- 27: Rivadavia

CABECERA

- La Fragua
- Monte Quemado
- Campo Gallo
- Pozo Hondo
- Termas de Río Hondo
- La Banda
- La Cañada
- Quimili
- San Pedro
- Santiago del Estero
- Fernandez
- Arraga
- Brea Pozo
- Garza
- Suncho Corral
- Frías
- Villa San Martín (Est. Loreto)
- Villa Atamisqui
- Los Telares
- Herrera
- Añatuya
- Villa Ojo de Agua
- Sumampa
- Villa Unión
- Pinto
- Bandera
- Selva

PROVINCIA DE TUCUMAN

DEPARTAMENTO

- 1: Tati
- 2: Trancas
- 3: Burreyaco
- 4: Capital
- 5: Famaillá
- 6: Cruz Alta
- 7: Monteros
- 8: Leales
- 9: Chicligasta
- 10: Río Chico
- 11: Graneros

CABECERA

No tienen

PROVINCIA DE TIERRA DEL FUEGO, ANTARTIDA E ISLAS DEL ATLANTICO SUR

DEPARTAMENTO

- 1: Río Grande
- 2: Ushuaia
- 3: Islas del Atlántico Sur
- 4: Sector Antártico Argentino

CABECERA

No tienen

BUENOS AIRES (DISTRITO FEDERAL)

PROVINCIA DE BUENOS AIRES

PARTIDO	CABECERA
1: San Nicolás	San Nicolás de los Arroyos (Est. San Nicolás)
2: Ramallo	Ramallo
3: Colón	Colón
4: Pergamino	Pergamino
5: San Pedro	San Pedro
6: General Arenales	General Arenales (Est. Arenales)
7: Rojas	Rojas
8: Salto	Salto
9: Bartolomé Mitre	Arrecifes
10: Capitán Sarmiento	Capitán Sarmiento
11: Baradero	Baradero
12: Zárate	Zárate
13: General Villegas	General Villegas
14: General Pinto	General Pinto
15: Leandro N. Alem	Vedia
16: Junín	Junín
17: Chacabuco	Chacabuco
18: Carmen de Areco	Carmen de Areco
19: San Antonio de Areco	San Antonio de Areco
20: San Andrés de Giles	San Andrés de Giles
21: Exaltación de la Cruz	Capilla del Señor (Est. Capilla)
22: Campana	Campana
23: San Fernando	San Fernando
24: Escobar	Belén de Escobar (Est. Escobar)
25: Lincoln	Lincoln
26: General Viamonte	General Viamonte (Est. Los Toldos)
27: Bragado	Bragado
28: Alberti	Alberti (Est. A. Vaccarezzo)
29: Chivilcoy	Chivilcoy
30: Suipacha	Suipacha
31: Mercedes	Mercedes
32: Luján	Luján
33: Pilar	Pilar
34: General Rodriguez	General Rodriguez
35: Navarro	Navarro
36: General Las Heras	General Las Heras
37: Marcos Paz	Marcos Paz
38: Tigre	Tigre
39: General Sarmiento	San Miguel
40: San Isidro	San Isidro
41: Moreno	Moreno
42: Morón	Morón
43: 3 de Febrero	Caseros
44: General San Martín	General San Martín (Est. San Martín)
45: Vicente López	Olivos
46: Merlo	Merlo
47: La Matanza	San Justo
48: Esteban Echeverría	Monte Grande
49: Lomas de Zamora	Lomas de Zamora
50: Lanús	Lanús
51: Avellaneda	Avellaneda
52: Almirante Brown	Almirante Brown (Est. Adrogué)
53: Quilmes	Quilmes
54: Berazategui	Berazategui
55: Florencio Varela	Florencio Varela
56: Rivadavia	Rivadavia (Est. América)
57: Carlos Tejedor	Carlos Tejedor
58: Trenque Lauquen	Trenque Lauquen
59: Pehuajó	Pehuajó
60: Carlos Casares	Carlos Casares
61: 9 de Julio	9 de Julio
62: 25 de Mayo	25 de Mayo
63: Saladillo	Saladillo
64: Roque Pérez	Roque Pérez

(continúa)

(continuación)

65: Lobos
66: Monte
67: Cañuelas
68: San Vicente
69: General Paz
70: Coronel Brandsen
71: La Plata
72: Ensenada
73: Berisso
74: Magdalena
75: Pellegrini
76: Salliqueló
77: Guaminí
78: Daireaux
79: Hipólito Irigoyen
80: Bolívar
81: General Alvear
82: Tapalqué
83: Las Flores
84: General Belgrano
85: Pila
86: Chascomús
87: Castelli
88: Olavarría
89: Azul
90: Rauch
91: Ayacucho
92: General Guido
93: Dolores
94: Tordillo
95: Maipú
96: General Lavalle
97: General Juan Madariaga
98: Adolfo Alsina
99: Puán
100: Saavedra
101: Coronel Suárez
102: General Lamadrid
103: Laprida
104: Benito Juárez
105: Tandil
106: Balcarse
107: Mar Chiquita
108: Tornquist
109: Bahía Blanca
110: Cnel de Marina Leonardo Rosales
111: Coronel Pringles
112: Coronel Dorrego
113: Adolfo Gonzales Chaves
114: Tres Arroyos
115: San Cayetano
116: Necochea
117: Lobería
118: General Alvarado
119: General Pueyrredón
120: Villarino
121: Patagones
122: Isla Martín García

Lobos
San Miguel del Monte (Est. Monte)
Cañuelas
San Vicente
Ranchos
Coronel Brandsen
La Plata
Ensenada
Berisso
Magdalena
Pellegrini
Salliqueló
Guaminí
Daireaux
Henderson
San Carlos de Bolívar (Est. Bolívar)
General Alvear
Tapalqué
Las Flores
General Belgrano
Pila
Chascomús
Castelli
Olavarría
Azul
Rauch
Ayacucho
General Guido
Dolores
General Conesa
Maipú
General Lavalle
General Juan Madariaga (Est. Gral Madariaga)
Carhué
Puán
Pigüé
Coronel Suárez
General Lamadrid
Laprida
Benito Juárez (Est. Juárez)
Tandil
Balcarse
Coronel Vidal
Tornquist
Bahía Blanca
Punta Alta
Coronel Pringles (Est. Pringles)
Coronel Dorrego
Adolfo Gonzales Chaves (Est. Gonzales Chaves)
Tres Arroyos
San Cayetano
Necochea
Lobería
Miramar
Mar del Plata
Médanos
Cármén de Patagones

PROVINCIA DE JUJUY

DEPARTAMENTO	CABECERA
1: Santa Catalina	Santa Catalina
2: Yaví	La Quiaca
3: Rinconada	Rinconada
4: Cochinoca	Abra Pampa
5: Susques	Susques
6: Humahuaca	Humahuaca
7: Tumbaya	Tumbaya
8: Tilcara	Tilcara
9: Valle Grande	Valle Grande
10: Capital	San Salvador de Jujuy (Est. Jujuy)
11: Ledesma	Libertador Gral San Martín (Est. Ledesma)
12: San Antonio	San Antonio
13: El Carmen	El Carmen
14: San Pedro	San Pedro (Est. San Pedro de Jujuy)
15: Santa Bárbara	Santa Clara

PROVINCIA DE FORMOSA

DEPARTAMENTO	CABECERA
1: Ramón Lista	El Chorro
2: Matacos	Ingeniero G. N. Juárez
3: Bermejo	Laguna Yema
4: Patiño	Comandante Fontana
5: Pilagás	Espinillo
6: Pilcomayo	Clorinda
7: Pirané	Pirané
8: Formosa	Formosa
9: Laishi	San Francisco del Laishi

PROVINCIA DEL CHUBUT

DEPARTAMENTO	CABECERA
1: Cushamen	Leleque
2: Gastre	Gastre
3: Telsen	Telsen
4: Biedma	Puerto Madryn
5: Futaleufú	Esquel
6: Languiñeo	Tecka
7: Tehuelches	José de San Martín
8: Paso de Indios	Paso de Indios
9: Mártires	Las Plumas
10: Gaimán	Gaimán
11: Rawson	Rawson
12: Florentino Ameghino	Camarones
13: Río Senguerr	Alto Río Senguerr
14: Sarmiento	Sarmiento
15: Escalante	Comodoro Rivadavia

PROVINCIA DEL CHACO

DEPARTAMENTO

- 1: Almirante Brown
- 2: General Guemes
- 3: Maipú
- 4: Libertador Gral. San Martín
- 5: Chacabuco
- 6: 9 de Julio
- 7: General Belgrano
- 8: Independencia
- 9: Comandante Fernández
- 10: Quitilipi
- 11: 25 de Mayo
- 12: Presidente de la Plaza
- 13: Sargento Cabral
- 14: General Donovan
- 15: 1° de Mayo
- 16: Bermejo
- 17: 12 de Octubre
- 18: O' Higgins
- 19: San Lorenzo
- 20: Fray Justo Santa María de Oro
- 21: Mayor Luis J. Fontana
- 22: Tapenagá
- 23: Libertad
- 24: San Fernando

CABECERA

- Pampa del Infierno
Castelli (Est. Cnia. J. J. Castelli)
Tres Isletas
Gral. José de San Martín (Est. Zapallar)
Charata
Las Breñas
Corzuela
Campo Largo
Presidencia Roque Sáenz Peña
Quitilipi
Machagal
Presidencia de la Plaza
Colonia Elisa
Makallé
Margarita Belén
La Leonesa
Gral. Pinedo
San Bernardo
Villa Berthet
Santa Sylvia
Villa Angela
Charadai
Pt. Tirol
Resistencia

PROVINCIA DE CATAMARCA

DEPARTAMENTO

- 1: Antofagasta de la Sierra
- 2: Tinogasta
- 3: Belén
- 4: Santa María
- 5: Andalgalá
- 6: Pomán
- 7: Ambato
- 8: Paclín
- 9: Santa Rosa
- 10: Capital
- 11: Fray Mamerto Esquiú
- 12: Valle Viejo
- 13: El Alto
- 14: Capayán
- 15: Ancasti
- 16: La Paz

CABECERA

- Antofagasta de la Sierra
Tinogasta
Belén
Santa María
Andalgalá
Saujil
La Puerta
La Merced
Bañado de Ovanta
San Fernando del Valle de Catamarca
San José
San Isidro
El Alto
Huillapima
Ancasti
San Antonio (Est. San Antonio de la Paz)

PROVINCIA DE ENTRE RIOS

DEPARTAMENTO	CABECERA
1: La Paz	La Paz
2: Feliciano	San José de Feliciano
3: Federación	Federación
4: Federal	Federal
5: Concordia	Concordia
6: Paraná	Paraná
7: Villaguay	Villaguay
8: Colón	Colón
9: Diamante	Diamante
10: Nogoyá	Nogoyá
11: Tala	Rosario del Tala (Est. Tala)
12: Uruguay	Concepción del Uruguay
13: Victoria	Victoria
14: Gualeguay	Gualeguay
15: Gualeguaychú	Gualeguaychú

PROVINCIA DE CORRIENTES

DEPARTAMENTO	CABECERA
1: Capital	Corrientes
2: San Cosme	San Cosme
3: Itatí	Itatí
4: San Luis del Palmar	San Luis del Palmar
5: Berón de Astrada	Berón de Astrada
6: General Paz	Nuestra Sra. del Rosario de Caa Catí
7: San Miguel	San Miguel
8: Ituzaingó	Ituzaingó
9: Santo Tomé	Santo Tomé
10: Empedrado	Empedrado
11: Saladas	Saladas
12: Mburucuyá	Mburucuyá
13: Concepción	Concepción
14: Bella Vista	Bella Vista
15: San Roque	San Roque
16: Mercedes	Mercedes
17: San Martín	La Cruz
18: General Alvear	Alvear
19: Lavalle	Santa Lucía
20: Goya	Goya
21: Esquina	Esquina
22: Curuzú Cuatíá	Curuzú Cuatíá
23: Paso de los Libres	Paso de los Libres
24: Sauce	Sauce
25: Monte Caseros	Monte Caseros

PROVINCIA DE CORDOBA

DEPARTAMENTO

- 1: Sobremonte
- 2: Río Seco
- 3: Ischilín
- 4: Tulumba
- 5: Cruz del Eje
- 6: Minas
- 7: Punilla
- 8: Totoral
- 9: Colón
- 10: Río Primero
- 11: San Justo
- 12: Pocho
- 13: San Alberto
- 14: Capital
- 15: Santa María
- 16: Río Segundo
- 17: San Javier
- 18: Calamuchita
- 19: Tercero Arriba
- 20: Gral. San Martín
- 21: Unión
- 22: Marcos Juárez
- 23: Río Cuarto
- 24: Juárez Celman
- 25: Presidente Roque Sáenz Peña
- 26: General Roca

CABECERA

- San Francisco del Chañar
- Villa de María
- Deán Funes
- Villa Tulumba
- Cruz del Eje
- San Carlos
- Cosquín
- Villa del Totoral
- Jesús María
- Santa Rosa de Río Primero (Est. Va. Sta. Rosa)
- San Francisco
- Salsacate
- Villa Cura Brochero
- Córdoba
- Alta Gracia
- Villa del Rosario
- Villa Dolores
- San Agustín
- Oliva
- Villa María
- Bell Ville
- Marcos Juárez
- Río Cuarto
- La Carlota
- Labouleye
- Villa Huidobro (Est. Cañada Verde)

**Impreso en Abril de de 1996
en el Departamento de Ediciones del INTI, Av. General Paz entre Albarelos y Av. de
los Constituyentes, Miguelete,
Provincia de Buenos Aires.**

Edición de 3000 ejemplares.