

**REVISIÓN DE LA
NORMATIVA SÍSMICA EN
AMÉRICA LATINA**

INGENIERÍA SÍSMICA



REVISIÓN DE LA NORMATIVA SÍSMICA EN AMÉRICA LATINA

**Marianela Lafuente
José Grases
Carlos Genatios**

Caracas, noviembre 2014

Título:

Revisión de la normativa sísmica en América Latina

Serie Geópolis
Ingeniería Sísmica

Depósito legal:

lfi7430143003778

ISBN:

978-980-7644-79-2

Editor CAF-banco de desarrollo de América Latina

Esta serie es coordinada por la Vicepresidencia de Infraestructura de CAF-banco de desarrollo de América Latina

Antonio Juan Sosa
Vicepresidente Ejecutivo de Infraestructura

Diego Sánchez
Director de Análisis y Programación Sectorial

Jesús Suniaga
Ejecutivo Principal

Autores:

Marianela Lafuente
José Grases
Carlos Genatios

Coordinación general:

Carlos Genatios y Marianela Lafuente

Coordinación de edición:

Paolo Maragno y Kelsy Koch

Diseño gráfico:

Gatos Gemelos Comunicación

Corrección:

Marianela Lafuente

Diagramación:

Margarita Páez Pumar y Marisa Almiñana M.

Las ideas y planteamientos contenidos en la presente edición son de exclusiva responsabilidad de sus autores y no comprometen la posición oficial de CAF-banco de desarrollo de América Latina.

© 2014 Corporación Andina de Fomento
Todos los derechos reservados

ÍNDICE GENERAL

Índice de tablas	12
Índice de figuras	14
Presentación	19
Autoría	21
Resumen ejecutivo	23
Introducción	23
1. Los desastres naturales	29
1.1 ¿Qué es un desastre natural?	31
1.2 De la visión Antigua a la visión moderna de los desastres	32
1.3 ¿Desastres naturales o desastres sociales?	35
1.4 Conceptualización reciente de los desastres	36
1.5 Frecuencia de eventos catastróficos en el mundo	37
1.6 Desastres en América Latina y el Caribe	43
1.7 Desastres sísmicos	47
1.8 Desastres y desarrollo: algunos comentarios	50
2. Conceptos básicos sobre terremotos y comportamiento sísmico de estructuras	55
2.1 ¿Qué son los terremotos?	57
2.2 El origen de los terremotos	59
2.3 Clasificación de los sismos	61
2.4 ¿Cómo se describe un sismo?	62
2.5 Escalas de medición de los sismos	64
2.6 Riesgo sísmico en el mundo	67
2.7 Comportamiento sísmico de la estructura	72
2.8 Comportamiento dinámico de una edificación	74
2.9 ¿Qué son los espectros de respuesta sísmica?	76
2.10 Objetivos de diseño y desempeño sísmico de las edificaciones	80
2.11 Principios del Diseño Sísmico	82
2.12 Comportamiento inelástico de las estructuras	87
2.13 Modelos y Métodos de Análisis	92
3. Las normas sísmicas para el análisis y diseño de edificaciones	97
3.1 Definición de normas sísmicas para el análisis y diseño de edificaciones	99
3.2 Breve historia de los inicios en América Latina	101
3.3 ¿Cuál es el contenido de una norma sísmica?	108

3.4	Nomenclatura y Notación	110
3.5	Alcance, objetivos, filosofía del diseño sísmico	111
3.6	Aplicación de las normas, seguimiento, supervisión, control de calidad	113
3.7	Cuantificación de la amenaza	115
3.8	Uso de la estructura e importancia	118
3.9	Clasificación de estructuras	119
3.10	Métodos de análisis	121
3.11	Límites de desplazamiento y deriva	122
3.12	Diseño sísmico de los materiales, elementos estructurales y requerimientos de detallado	123
3.13	Sistemas estructurales y materiales novedosos	124
4.	Revisión y comentarios generales sobre las normas	127
4.1	Revisión y comentarios generales sobre las normas	129
4.2	Normas analizadas en este informe	130
4.3	Síntesis de la filosofía de diseño	130
4.4	Verificación de la confiabilidad	136
4.5	Alcance de las normas vigentes en cada país analizado	137
4.6	Caracterización de la amenaza sísmica	138
4.7	Tipificación de sistemas estructurales e irregularidades	150
4.8	Criterios de modelado	153
4.9	Métodos de análisis	160
4.10	Verificación de la seguridad y/o desempeño	167
4.11	Evaluación y readecuación de estructuras existentes	169
5.	Recomendaciones y conclusiones sobre las normas	173
5.1	Comentarios generales	175
5.2	Sobre la filosofía de diseño	177
5.3	Sobre la confiabilidad del diseño	178
5.4	Sobre la amenaza sísmica	178
5.4.1	Estudios de sitio	180
5.4.2	Condiciones que modifican los resultados del estudio de sitio	183
5.4.3	Previsiones cuando no se cuente con estudios de sitio	184
5.5	Sobre la configuración estructural, tipo de estructura y detallado	184
5.6	Sobre los modelos y métodos de análisis	186
5.7	Sobre la verificación del desempeño	187
5.8	Prioridades para la actualización y el desarrollo futuro de normativas	188
6.	Aspectos institucionales y académicos	191
6.1	Comentario preliminar	193
6.2	Soporte institucional con que se desarrollan e instrumentan las normas sísmicas	193

6.3	Formación y capacidades. Postgrados, laboratorios y centros de investigación	197
6.4	Comentarios sobre proyectos de investigación y líneas prioritarias	200
ANEXO A - Argentina		203
A.1	Identificación de la normativa sísmica	205
A.2	Alcance	205
A.3	Filosofía general de la norma	206
A.4	Objetivos de desempeño	207
A.5	Resumen del contenido y aspectos resaltantes	207
A.6	Principales aportes, fortalezas, ventajas y aspectos novedosos	208
A.7	Limitaciones y debilidades de la norma	208
A.8	Comparación con otras normas que se deseen resaltar	209
A.9	Recomendaciones o comentarios sobre eventuales o necesarios cambios y actualizaciones	209
A.10	Comentarios técnicos adicionales por país	209
A.10.1	Evaluación y readecuación de estructuras existentes	209
A.10.2	Amenaza sísmica. Formas espectrales	209
A.10.3	Viviendas de uno y dos pisos	213
A.10.4	Sistemas de disipación de energía y aislamiento sísmico	213
A.10.5	Factores de reducción	214
A.10.6	Problemas de modelado y aplicación de la norma	215
A.10.7	Evaluación de la confiabilidad del diseño y de la estructura	216
A.11.	Comentarios generales sobre otros aspectos, a ser incorporados en el informe	216
A.11.1	Comentarios sobre la metodología y soporte institucional con que se desarrollan, se aprueban y se instrumentan las normas sísmicas en cada país	216
A.11.2	Comentarios sobre aspectos de formación y nivel educativo	218
A.11.3	Comentarios generales sobre proyectos de investigación y líneas de trabajo consideradas prioritarias	218
TABLA SÍNTESIS. ARGENTINA		220
ANEXO B - Chile		235
B.1	Historia de los Códigos Sísmicos en Chile	237
B.2	Alcance de la norma	238
B.3	Filosofía general de la norma	239
B.4	Objetivos de desempeño	239
B.5	Contenidos generales de la norma	240
B.5.1	La demanda sísmica	240
B.5.2	Forma paramétrica spectral (α)	245
B.5.3	Método de análisis	248

B.5.4	Limitaciones de la demanda	249
B.6	Aspectos adicionales	249
B.6.1	Evaluación y readecuación de estructuras existentes	249
B.6.2	Viviendas de uno y dos pisos	250
B.6.3	Sistemas de disipación de energía y aislamiento sísmico	250
B.6.4	Evaluación de la confiabilidad del diseño y de la estructura	250
B.7	Fortalezas y debilidades	250
B.8	Comentarios generales sobre otros aspectos	252
B.8.1	Metodología y soporte institucional	252
B.8.2	Formación profesional	253
B.8.3	Desarrollo futuro e investigación	254
TABLA SÍNTESIS. CHILE		257
ANEXO C - Colombia		269
C.1	Introducción	271
C.1.1	Identificación de la norma sísmica	271
C.2	Alcance de la norma	274
C.3	Filosofía general de la norma NSR-10	274
C.4	Objetivos de desempeño	276
C.5	Resumen del contenido	277
C.6	Principales aportes, fortalezas, ventajas y aspectos novedosos	280
C.7	Limitaciones y debilidades de la norma	280
C.8	Comparación con otras normas	282
C.9	Comentarios técnicos adicionales sobre la NSR-10	282
C.10	Evaluación y readecuación de estructuras existentes	283
C.11	Amenaza sísmica y formas espectrales en la NSR-10	298
C.12	Viviendas de uno y dos pisos	304
C.13	Sistemas de disipación de energía y aislamiento sísmico	308
C.14	Factores de reducción	309
C.15	Problemas de modelado y aplicación de la norma	310
C.16	Evaluación de la confiabilidad del diseño y de la estructura	311
C.17	Comentarios generales sobre otros aspectos, a ser incorporados en el informe	311
TABLA SÍNTESIS. COLOMBIA		315
ANEXO D - Costa Rica		335
D.1	Identificación de la norma sísmica	337
D.1.1	Conceptos explícitos [1.1]	337
D.1.2	Objetivos de desempeño [1.2 y 4.1.2]	337
D.2	Zonificación sísmica y caracterización de sitio	338
D.2.1	Zonificación sísmica [2.1, 2.4; Tabla 2.1 y Figura 2.1]	338
D.2.2	Niveles de intensidad sísmica [2.3]	339

D.2.3	Consideraciones de falla cercana	339
D.2.4	Efectos de Sismo que se consideran [1.3.d]	339
D.2.5	Clasificación de Sitio de cimentación [2.2]	339
D.2.6	Aceleraciones pico efectivas horizontales [2.4] y verticales [3.6, 7.2.3]	340
D.3	Parámetros para la clasificación estructural	340
D.3.1	Importancia de la edificación [4.1.1]	340
D.3.2	Sistemas estructurales [4.2]	341
D.3.3	Regularidad estructural: en planta y en altura [4.3]	341
D.3.4	Redundancia estructural	342
D.3.5	Ductilidad de elementos y componentes estructurales [4.4.1] y Ductilidad global de la estructura [4.4.3; Tabla 4.3]	342
D.4	Acciones sísmicas	343
D.4.1	Espectros de Respuesta Elásticos (horizontales y verticales)	343
D.4.2	Espectros de diseño [4.4.2, 4.4.3, Tabla 4.3 y Capítulo 5]	345
D.4.3	Representación de acelerogramas [7.7.3]	346
D.5.	Fuerzas de diseño, métodos de análisis y límites de deriva	346
D.5.1	Combinaciones de cargas incluyendo combinaciones para cargas sísmicas ortogonales entre sí [6.2; 6.3; 7.3]	346
D.5.2	Procedimientos de análisis y diseño descriptivos	348
D.5.3	Métodos simplificados de análisis [7.4]	348
D.5.4	Método de superposición modal [7.5]	348
D.5.5	Métodos no lineales [7.7]	349
D.5.6	Consideraciones de efectos de torsión [7.5.2.b]	349
D.5.7	Cálculo de desplazamiento y derivas [7.6]	349
D.5.8	Consideraciones y límites de desplazamientos y derivas [7.8.a]	350
D.5.9	Consideraciones de interacción suelo-estructura	351
D.5.10	Sistemas de aislamiento sísmico y de disipación de energía	351
D.6.	Requerimientos y consideraciones varios	351
D.6.1	Requerimientos para diafragmas horizontales [3.5; 4.6; 6.2.2]	351
D.6.2	Requerimientos para cimentaciones [Capítulo 13]	351
D.6.3	Consideraciones de efectos $P-\Delta$ [7.8.b]	352
D.6.4	Componentes no estructurales [Cap14]	352
D.7	Viviendas de uno y dos pisos [Capítulo 17]	353
D.8	Diagnóstico y adecuación sísmica [Capítulo 15]	353
D.9	Conclusiones y recomendaciones	353
TABLA SÍNTESIS. COSTA RICA		355
ANEXO E - Ecuador		371
E.1	Identificación de la norma sísmica	373

E.2	Alcance	373
E.3	Filosofía general de la norma	374
E.4	Objetivos de desempeño	374
E.5	Resumen del contenido y aspectos resaltantes	375
E.5.1	Capítulo 1. Cargas y Materiales	375
E.5.2	Capítulo 2. Peligro Sísmico y Requisitos para Diseño Sismo-Resistente	376
E.5.3	Capítulo 3. Riesgo sísmico, evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras	405
E.5.4	Capítulo 10. Viviendas de hasta dos pisos con luces de hasta 4.0M	408
E.5.5	Capítulo 11. Anexo 1: programa de certificación de fedatarios	410
E.6	Principales aportes, fortalezas, ventajas y aspectos novedosos	410
E.7	Limitaciones y debilidades de la norma	411
E.8	Comparación con otras normas que se deseen resaltar	411
E.9	Recomendaciones o comentarios sobre cambios y actualizaciones	411
E.10	Comentarios técnicos adicionales a la Norma	411
E.10.1	Evaluación y readecuación de estructuras existentes	411
E.10.2	Análisis de verificación del desempeño estructural	412
E.10.3	Rehabilitación sísmica de edificios	412
E.10.4	Amenaza sísmica. Formas espectrales	413
E.10.5	Vivienda de uno y dos pisos	413
E.10.6	Sistemas de disipación de energía y aislamiento sísmico	414
E.10.7	Factores de reducción	414
E.10.8	Problemas de modelado y aplicación de la norma	416
E.10.9	Confiabilidad del diseño y de la estructura	416
E.11	Comentarios generales finales	416
E.11.1	Comentarios sobre la metodología y soporte institucional con que se desarrollan, se aprueban y se instrumentan las normas sísmicas	417
E.11.2	Comentarios sobre aspectos de formación y nivel educativo	417
E.11.3	Comentarios generales sobre proyectos de investigación y líneas de trabajo consideradas prioritarias	417
TABLA SÍNTESIS. ECUADOR		419
ANEXO F - Estados Unidos de América		437
F.1	Repaso del Proceso Normativo en los Estados Unidos de América	439
TABLA SÍNTESIS. ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA		443
ANEXO G - Perú		453
G.1	Introducción	455
G.2	Identificación de la norma sísmica	456
G.3	Alcance	457

G.4	Filosofía general de la norma	460
G.5	Objetivos de desempeño	460
G.6	Resumen del contenido y aspectos resaltantes	461
G.6.1	Capítulo 1: Generalidades	461
G.6.2	Capítulo 2: Parámetros de Sitio	461
G.6.3	Capítulo 3: Requisitos Generales	462
G.6.4	Capítulo 4: Análisis de Edificios	467
G.6.5	Capítulo 5: Cimentaciones	470
G.6.6	Capítulo 6: Elementos No Estructurales, Apéndices y Equipo	471
G.6.7	Capítulo 7: Evaluación, Reparación y Reforzamiento de Estructuras	471
G.6.8	Capítulo 8: Instrumentación	472
G.7	Principales aportes fortalezas, ventajas y aspectos novedosos	472
G.8	Limitaciones y debilidades de la norma	472
G.9	Comparación con otras normas que se deseen resaltar	473
G.10	Recomendaciones o comentarios sobre eventuales o necesarios cambios y actualizaciones	473
G.11	Comentarios técnicos adicionales por país	473
G.11.1	Evaluación y readecuación de estructuras existentes	473
G.11.2	Amenaza sísmica. Formas espectrales	474
G.11.3	Sistemas de disipación de energía y aislamiento sísmico	476
G.11.4	Factores de reducción	476
G.11.5	Problemas de modelado y aplicación de la norma	476
G.11.6	Confiabilidad del diseño y de la estructura	476
G.12	Comentarios sobre la metodología y soporte institucional con que se desarrollan, se aprueban y se instrumentan las normas	477
G.13	Comentarios sobre aspectos de formación y nivel educativo	477
G.14	Comentarios generales sobre proyectos de investigación y líneas de trabajo consideradas prioritarias	478
	TABLA SÍNTESIS. PERÚ	481
	ANEXO H - República Dominicana	495
H.1	Identificación de la norma o normas relacionadas con la problemática sísmica y documentos de referencia	497
H.2	Alcance	498
H.3	Filosofía general del Reglamento	499
H.4	Objetivos de desempeño	499
H.5	Resumen del contenido y aspectos resaltantes	500
H.5.1	Título II. Zonificación Sísmica	500
H.5.2	Efectos de Sitio	501
H.5.3	Clasificación de las Estructuras por su Función o Uso	505

H.5.4	Clasificación de Edificaciones según el Sistema Estructural	506
H.5.5	Análisis Sísmico de Estructuras, Criterios Generales	509
H.5.6	Selección del Tipo de Análisis	511
H.5.7	Solicitud Sísmica	511
H.5.8	Coeficiente de Corte Basal	513
H.5.9	Criterios de Irregularidad	514
H.5.10	Métodos de Diseño	517
H.5.11	Control de desplazamientos	521
H.5.12	Recomendaciones sobre la Estructuración	521
H.5.13	Fundaciones	523
H.5.14	Elementos no Estructurales	523
H.6	Principales aportes fortalezas, ventajas y aspectos novedosos del Reglamento Dominicano	524
H.7	Limitaciones y debilidades del Reglamento	527
H.8	Comparación con otras normas	528
H.9	Recomendaciones o comentarios sobre eventuales o necesarios cambios y actualizaciones	528
H.10	Comentarios técnicos adicionales	529
H.10.1	Evaluación y readecuación de estructuras existentes	529
H.10.2	Amenaza Sísmica. Formas espectrales	529
H.10.3	Viviendas de uno y dos pisos	530
H.10.4	Sistemas de disipación de energía y aislamiento sísmico	530
H.10.5	Factores de reducción	531
H.10.6	Problemas de modelado y aplicación de la norma	531
H.10.7	Evaluación de la Confiabilidad del diseño y la estructura	531
H.11	Comentarios sobre la metodología y soporte institucional con que se desarrollan, se aprueban y se instrumentan las normas sísmicas en República Dominicana	532
H.12	Comentarios sobre aspectos de formación y nivel educativo	533
H.13	Comentarios generales sobre proyectos de investigación y líneas de trabajo consideradas prioritarias	534
TABLA SÍNTESIS. REPÚBLICA DOMINICANA		535
ANEXO I - Venezuela		551
I.1	Identificación de la norma o normas relacionadas con la problemática sísmica y documentos de referencia	553
I.2	Alcance	554
I.3	Filosofía general de la norma	554
I.4	Objetivos de desempeño	555

I.5	Resumen del contenido y aspectos resaltantes	555
I.6	Principales aportes fortalezas, ventajas y aspectos novedosos de la norma venezolana	563
I.7	Limitaciones y debilidades de la norma	563
I.8	Comparación con otras normas	565
I.9	Recomendaciones o comentarios sobre eventuales o necesarios cambios y actualizaciones	566
I.10	Comentarios técnicos adicionales	567
I.10.1	Evaluación y readecuación de estructuras existentes	567
I.10.2	Amenaza sísmica. Formas espectrales	568
I.10.3	Viviendas de uno y dos pisos	568
I.10.4	Sistemas de disipación de energía y aislamiento sísmico	568
I.10.5	Factores de reducción	569
I.10.6	Problemas de modelado y aplicación de la norma	570
I.10.7	Evaluación de la confiabilidad del diseño y la estructura	570
I.11	Comentarios sobre la metodología y soporte institucional con que se desarrollan, se aprueban y se instrumentan las normas sísmicas	570
I.12	Comentarios sobre aspectos de formación y nivel educativo	571
I.13	Comentarios generales sobre proyectos de investigación y líneas de trabajo consideradas prioritarias	573
	TABLA SÍNTESIS. VENEZUELA	577
	Bibliografía	589
	Autores	593

Índice de tablas

Tabla 1.1	Grandes catástrofes naturales a partir de 1950	37
Tabla 1.2	Los 14 desastres más mortíferos en 16 países de la región, en el período 1990-2011	45
Tabla 1.3	Impacto de desastres naturales en 16 países de la región de América Latina y el Caribe, en el período 2010-2011	47
Tabla 1.4	Frecuencia de movimientos sísmicos en el mundo	48
Tabla 2.1	Tabla modificada de Mercalli	65
Tabla 2.2	Magnitud sísmica	68
Tabla 2.3	Frecuencia de los terremotos en el mundo según su magnitud	69
Tabla 2.4	Distintos niveles de desempeño estructural	82
Tabla 4.1	Alcance de las normativas Regionales	136
Tabla A.1	Factores de comportamiento (parcial)	214
Tabla A.2	Resumen del procedimiento de desarrollo de un reglamento	217
Tabla A.3	Síntesis de información (Argentina)	223
Tabla B.1	Factor de importancia a considerar según categoría estructural	241
Tabla B.2	Clasificación sísmica de suelo	242
Tabla B.3	Coefficiente de modificación de la demanda	242
Tabla B.4	Valores de aceleración efectiva para cada zona sísmica	243
Tabla B.5	Valores de Reducción R	246
Tabla B.6	Coefficiente de modificación del espectro de desplazamientos	247
Tabla B.7	Valores del coeficiente sísmico máximo en función del coeficiente de reducción	249
Tabla B.8	Síntesis de información (Chile)	259
Tabla C.1	Valor de A_e según las regiones de los mapas de la Figura C.1	288
Tabla C.2	Valor de A_e para las ciudades capitales de departamento de la Figura C.1	288
Tabla C.3	Valor de Φ_c y Φ_e	291
Tabla C.4	Síntesis de información (Colombia)	317
Tabla D.1	Aceleraciones pico efectivas horizontales	340
Tabla D.2	Ductilidad global asignada	343
Tabla D.3	Valores de T_c según la zona sísmica y el sitio de cimentación	345
Tabla D.4	Límites de razón de deriva inelástica	350
Tabla D.5	Síntesis de información (Costa Rica)	357
Tabla E.1	Espectro elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	380
Tabla E.2	Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	389
Tabla E.3	Coefficiente de reducción de respuesta estructural R	393
Tabla E.4	Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso	402
Tabla E.5	Síntesis de información (Ecuador)	421
Tabla F.1	Síntesis de información (U.S.A.)	445

Tabla G.1	Factores de zona	463
Tabla G.2	Parámetros del suelo	463
Tabla G.3	Categoría de las edificaciones	464
Tabla G.4	Irregularidades estructurales en altura	464
Tabla G.5	Irregularidades estructurales en planta	464
Tabla G.6	Sistemas estructurales	465
Tabla G.7	Categoría y estructura de las edificaciones	466
Tabla G.8	Límites para desplazamiento lateral de entrepiso	466
Tabla G.9	Valores de C_1	471
Tabla G.10	Síntesis de información (Perú)	483
Tabla H.1	Zonificación sísmica. Valores de S_s y S_1	501
Tabla H.2	Clasificación del sitio	503
Tabla H.3	Valores del factor de sitio (F_a)	504
Tabla H.4	Valores del factor de sitio (F_v)	504
Tabla H.5	Zonificación sísmica. Zonas I y II	505
Tabla H.6	Coefficiente que depende de la función o uso de la estructura	514
Tabla H.7	Coefficiente de diseño y factores para sistemas estructurales sismorresistentes	515
Tabla H.8	Valores de los coeficientes C_T y α	518
Tabla H.9	Coefficientes para elementos arquitectónicos	525
Tabla H.10	Síntesis de información (República Dominicana)	537
Tabla I.1	Selección de la forma espectral según el tipo de suelo	557
Tabla I.2	Espectros de respuesta elástica	558
Tabla I.3	Valores de T^+	558
Tabla I.4	Factores de reducción R	560
Tabla I.5	Síntesis de información (Venezuela)	579

Índice de figuras

Figura 1.1	Terremoto de Lisboa de 1755	33
Figura 1.2	Vista de Caracas en 1812	34
Figura 1.3	Grandes catástrofes naturales en el mundo. Número de eventos 1980-2012	38
Figura 1.4	Distribución de los desastres en 1980-2012 por continente	39
Figura 1.5	Terremoto y Tsunami en Japón (11 de marzo de 2011)	39
Figura 1.6	Pérdidas globales económicas en billones de dólares 1980-2012	41
Figura 1.7	Terremoto de Haití (12 de enero de 2010)	42
Figura 1.8	Terremoto de Kobe (1995)	43
Figura 1.9	Lluvias de Vargas, Caraballeda (1999)	46
Figura 1.10	Sismicidad en América del Sur. Eventos desde el año 1900	48
Figura 1.11	Sismicidad en América Central. Eventos desde el año 1900	49
Figura 1.12	Terremoto de Maule, Chile (27 de febrero de 2010). Daños en la autopista Vespucio Norte	50
Figura 1.13	Huracán Mitch (1998)	51
Figura 2.1	Hipocentro y epicentro de un terremoto	58
Figura 2.2	Vista aérea de la falla de San Andrés	60
Figura 2.3	Las placas tectónicas	62
Figura 2.4	Tipos de sismos	63
Figura 2.5	Tipos de ondas que genera un sismo	64
Figura 2.6	Charles Francis Richter, Sismógrafo, Giuseppe Mercalli	66
Figura 2.7	Sismicidad mundial (1975 a 1995)	70
Figura 2.8	Los diez eventos sísmicos de mayor magnitud ocurridos en la historia	70
Figura 2.9	Mapa de amenaza sísmica global	71
Figura 2.10	Sismicidad de América Latina y el Caribe	71
Figura 2.11	Respuesta sísmica de la estructura	73
Figura 2.12	Ejemplos de acelerogramas de distintos sismos	73
Figura 2.13	Sistema de un grado de libertad	74
Figura 2.14	Sistemas de N pisos	75
Figura 2.15	Respuesta sísmica de estructuras de períodos cortos (muy rígidas) y de períodos largos (muy flexibles)	77
Figura 2.16	Acelerogramas y espectros de respuesta	78
Figura 2.17	Espectros de diseño (de aceleración) para zonas sísmicas 4 (norma Argentina)	79
Figura 2.18	La pirámide “El Castillo” en Chichen Itza	83
Figura 2.19	La torre de Pisa	84
Figura 2.20	El principio de una buena estructuración para resistir sismos	85
Figura 2.21	Terremoto de Chile 2010. Licuefacción del suelo. Edificio destruido en Concepción	85

Figura 2.22	Terremoto de San Fernando de 1971: daños en el Hospital Olive View	86
Figura 2.23	Componentes no estructurales de la edificación	86
Figura 2.24	Daños en elementos no estructurales	87
Figura 2.25	Viviendas en asentamientos informales de Caracas, Venezuela	87
Figura 2.26	Concepto de ductilidad	88
Figura 2.27	Comportamiento elástico e inelástico de un sistema	89
Figura 2.28	Comportamiento no lineal	90
Figura 2.29	Ciclos de histéresis en muros de mampostería confinada bajo carga lateral	91
Figura 2.30	Método de las fuerzas estáticas equivalentes	93
Figura 2.31	Análisis modal	94
Figura 3.1	Terremoto de Long Beach (marzo de 1933)	100
Figura 3.2	Terremoto de San Fernando USA (1971)	102
Figura 3.3	Terremoto de San Juan, Argentina (1944). Casa de gobierno	102
Figura 3.4	Terremoto de Valdivia, Chile (22 de mayo de 1960). El mayor terremoto registrado en la historia	103
Figura 3.5	Terremoto de Popayán, Colombia (1983)	104
Figura 3.6	Terremoto de Ambato, Ecuador (1949). Ruinas de un hospital	105
Figura 3.7	Sismo de Pisco, Perú (15 de agosto de 2007)	106
Figura 3.8	Mapa de isosistas del terremoto de Caracas de 1812	108
Figura 3.9	Terremoto de Caracas de 1967. Mansión Charaima	109
Figura 3.10	Deslizamiento de tierra. Sismo del Táchira, Venezuela (octubre de 1981)	113
Figura 3.11	Comportamiento dúctil de una edificación	117
Figura 3.12	Sistemas aporticados	120
Figura 3.13	Sistemas de muros portantes	121
Figura 3.14	Distintos sistemas duales, a) con muros de concreto armado, b) con núcleos y c) con arriostramientos laterales	121
Figura 3.15	Fallas en elementos no estructurales. Terremoto de Chile (2010)	122
Figura 3.16	Efecto P-DELTA en estructuras	123
Figura 3.17	Terremoto de Loma Prieta (1989)	124
Figura 4.1	Objetivos de desempeño	134
Figura 4.2	Eventos sísmicos en Colombia	139
Figura 4.3	Zonificación sísmica de Chile	141
Figura 4.4	Otras amenazas relacionadas con los sismos. Riesgo de tsunamis en Chile. Inundaciones en Constitución	141
Figura 4.5	Zonificación sísmica de Ecuador	142
Figura 4.6	Forma del espectro de respuesta de diseño de la ASCE7-10 para suelos tipo B	143
Figura 4.7	Espectros de aceleración de la norma Argentina para distintos tipos de suelo	144

Figura 4.8	Formas espectrales escaladas para zona sísmica 3, según Norma Chilena Oficial, NCh 433 Of96	145
Figura 4.9	Espectros de Aceleración Sa en función de zonificación sísmica y tipo de suelo, según el Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú (2003)	146
Figura 4.10	Factores de reducción	151
Figura 4.11	Irregularidades en planta	154
Figura 4.12	Irregularidades en altura	155
Figura 4.13	Caída de paredes de mampostería de relleno en Caracas durante el sismo de 1967	159
Figura 4.14	Métodos de análisis	164
Figura 4.15	Construcción informal en Venezuela	166
Figura 5.1	Filosofía del diseño sísmico	176
Figura 5.2	Tumba de Ciro (528 A.C.)	178
Figura 5.3	Amenaza sísmica en América Latina	179
Figura 5.4	Efectos de licuefacción de suelos. Terremoto de Nigata, Japón, 1964	183
Figura 5.5	Sismo del Pilar del 11 de junio de 1986	186
Figura 5.6	Modelo de edificaciones para el análisis sísmico	187
Figura 5.7	Terremoto de Loma Prieta, California (1989). Daños en el primer piso (piso “débil”)	188
Figura 5.8	Viviendas autoconstruidas en barrios pobres de América Latina	190
Figura 5.9	Aisladores sísmicos	190
Figura 6.1	Fortalecer capacidades técnicas e institucionales para la reducción del riesgo de desastres es una prioridad en América Latina	193
Figura 6.2	Soluciones al problema de la vivienda con sistemas estructurales repetitivos	194
Figura 6.3	Los estudios de vulnerabilidad urbana son una prioridad en la región. Barrio de Río de Janeiro	195
Figura 6.4	Construcción de un prototipo de edificación de adobe para ensayo en laboratorio en la Universidad Pontificia Católica, Lima, Perú	195
Figura 6.5	Ensayos en laboratorio de sistemas prefabricados bajo cargas sísmicas, UNAM, México	196
Figura 6.6	Ensayo dinámico y estático de estructuras y componentes en el Laboratorio del Instituto de Investigaciones Antisísmicas (IDIA), Universidad de San Juan, Argentina	197
Figura 6.7	Laboratorio de estructuras del instituto de ensayos de materiales. Ensayos sobre elementos de adobe	198
Figura 6.8	a) Placa y muro de reacción para ensayos con actuadores de 60 y 40 toneladas b) Mesa vibratoria de área 4,5 x 4,5 metros, para ensayos de estructuras de hasta 3 pisos	198

Figura 6.9	Ensayo en muro de reacción del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres	198
Figura 6.10	Rehabilitación y readecuación sísmica de edificios en Venezuela	198
Figura 6.11	Uso y montaje de aisladores sísmicos en edificios Chile	200
Figura 6.12	Estaciones de registro de movimientos sísmicos	201
Figura 6.13	Instrumentación de puentes para estudios de comportamiento sísmico, Cajamarca, Colombia	202
Figura A.1	Zonas sísmicas de Argentina	210
Figura A.2	Sismicidad histórica en Argentina	211
Figura A.3	Espectros de aceleración para zonas sísmicas 4 y 3 de Argentina	212
Figura B.1	Método estático	240
Figura B.2	Método dinámico	240
Figura B.3	Zonificación Sísmica de Chile	243
Figura B.4	Variación de R^* en función del periodo estructural fundamental	244
Figura B.5	Formas espectrales escaladas para Zona Sísmica 3	247
Figura B.6	Demanda de Desplazamiento Espectral	248
Figura C.1	Mapa de valores de A_e	288
Figura C.2	Fallas geológicas principales de Colombia empleadas en la NSR-10	299
Figura C.3	Zonas de amenaza sísmica	300
Figura C.4	Valores de A_a	301
Figura C.5	Valores de A_v	301
Figura C.6	Espectro elástico de aceleraciones	302
Figura C.7	Espectro de velocidades	302
Figura C.8	Espectro elástico de desplazamientos	303
Figura D.1	Zonas sísmicas	338
Figura D.2	Ejemplo de espectro elástico de diseño para Zona III y Tipo de Sitio S3	344
Figura D.3	FED para la Zona III y Tipo de Sitio S1	346
Figura D.4	FED para la Zona III y Tipo de Sitio S4	346
Figura E.1	Mapa para diseño sísmico	378
Figura E.2	Curvas de peligro sísmico	379
Figura E.3	Espectro sísmico elástico de aceleraciones	384
Figura E.4	Espectro elástico de desplazamientos para diseño	386
Figura E.5	Coefficientes de irregularidad en planta	390
Figura E.6	Coefficientes de irregularidad en elevación	391
Figura F.1	Bosquejo del proceso normativo en los EEUU de América	440
Figura G.1	Zonificación sísmica del Perú	462
Figura G.2	Mapa de isoaceleraciones en Perú	474
Figura G.3	Espectros de aceleración S_a en relación con la zonificación sísmica y el perfil de suelo	475
Figura H.1	Zonificación sísmica	501

Figura H.2.: Mapa de isoaceleraciones espectrales S_s para un 2% de probabilidad de ser excedida en 50 años	502
Figura H.3.: Mapa de isoaceleraciones espectrales S_I para un 2% de probabilidad de ser excedida en 50 años	502
Figura H.4.: Espectro sísmico lineal elástico	513
Figura H.5.: Mapa del Campo Cercano	514
Figura I.1.: Mapa de zonificación sísmica	556
Figura I.2.: Espectros de respuesta elástica	558

PRESENTACIÓN

La ocurrencia de eventos naturales en América Latina y el Caribe afecta a nuestras sociedades e incide en el desarrollo sostenible de nuestros pueblos. Haití y Chile sufrieron, en 2010, los embates de fuertes terremotos y respondieron, según sus posibilidades, a las repercusiones que tales acontecimientos tuvieron en su economía. En el caso de Haití, el valor total de los daños y pérdidas, ocasionados por el terremoto (vivienda, escuelas, hospitales, edificios, carreteras, puentes, aeropuertos), rondó el 120% de su PIB (año 2009). En el caso chileno, aunque con menor impacto en cuanto a daños de infraestructura y pérdidas humanas lamentables, fue necesaria la reconstrucción de un significativo número de viviendas, carreteras, aeropuertos y puentes, así como la reparación de estructuras estratégicas, hospitales y escuelas, lo cual representó cerca de un cuarto de su PIB.

Estos casos, con diferentes grados de preparación, nos demuestran la necesidad de estar aún más capacitados para minimizar las pérdidas ocasionadas por los desastres naturales y disminuir el riesgo generado por la acción del hombre al modificar el territorio que habita. El reconocimiento de esta realidad es el punto de partida para el desarrollo de la resiliencia en los países.

CAF –banco de desarrollo de América Latina–, consciente de esta situación, ha sido pionero en promover una cultura de riesgos e implementar estudios y programas sobre las amenazas naturales y su mitigación.

A finales de los años 90, CAF desarrolló el programa PREANDINO que permitió trabajar con los países en el reconocimiento de las responsabilidades que tienen los actores del desarrollo en la creación de vulnerabilidades y en el impulso a la formulación de políticas nacionales, sectoriales y territoriales de prevención y mitigación de riesgos. Esto permitió reunir un cúmulo importante de información sobre nuestro territorio y su realidad.

De esta forma la Institución sienta un precedente en el reconocimiento del impacto de los fenómenos naturales, la implementación de procesos para la incorporación de la reducción de riesgos de desastres en los canales de planificación de las acciones del desarrollo y en el involucramiento de los actores clave de la sociedad.

Con base en esta experticia y con el objetivo de aprovechar y potenciar el conocimiento científico e institucional desarrollado en la región, a partir del año 2012, CAF creó el programa GeóPOLIS.

Esta es una iniciativa que busca continuar el desarrollo de la cultura de prevención, la promoción de mejores prácticas de políticas públicas y la generación de conocimiento en distintas áreas relacionadas con la reducción de riesgos de desastres. Para alcanzar sus objetivos, el programa integra una red de ingenieros y especialistas con alto nivel académico y comprobada experticia en el análisis de problemas acuciantes y en el diseño de estrategias para la mitigación de riesgos. El trabajo se basa en tres líneas de acción: (i) ingeniería sísmica, (ii) planificación y fortalecimiento institucional para la reducción de riesgos de desastres y (iii) cambio climático y disponibilidad de recursos hídricos. El conocimiento generado se pone a disposición de implementadores de políticas públicas, la academia, los gobiernos nacionales y locales, el sector privado y público en general, para promover el desarrollo social, ambiental, económico y sustentable de nuestra región.

GeóPOLIS desarrolla conocimientos para que los tomadores de decisiones y sus equipos técnicos puedan contribuir a la reducción de vulnerabilidades y el aumento de la resiliencia de nuestras sociedades.

El programa genera y pone a disposición conocimiento técnico para la región que favorece al entendimiento y la preparación para los desastres, la evaluación de las estructuras estratégicas, la revisión de los marcos nacionales y locales para el fortalecimiento institucional y la promoción del diálogo de los distintos sectores relacionados con la reducción del riesgo en América Latina.

Tengo la certeza que esta valiosa iniciativa contribuirá al intercambio de mejores prácticas en la región y a la generación de redes de expertos, así como a mejorar la calidad de vida de nuestras sociedades.

L. Enrique García
Presidente Ejecutivo

AUTORÍA

Dentro de las actividades de Geópolis, se presenta este trabajo, que tiene por objetivo el estudio de las normativas regionales para el análisis y diseño sísmico de edificaciones.

Se trata de un documento de autoría colectiva, que ha surgido de intercambios, discusiones, talleres y encuentros, de expertos de reconocida trayectoria en el área de la ingeniería sismorresistente.

La concepción, estructuración, compilación, redacción y edición del presente trabajo, ha sido responsabilidad de:

- Marianela Lafuente
- José Grases
- Carlos Genatios

Las personas cuyas contribuciones han permitido la elaboración de este documento, son las siguientes (nombradas en orden alfabético):

- Aycardi, Luis Guillermo (Colombia)
- Blondet Marcial (Perú)
- Boroschek, Rubén (Chile)
- Crisaffulli, Francisco (Argentina)
- Cruz, Miguel (Costa Rica)
- Genatios, Carlos (Venezuela)
- Grases, José (Venezuela)
- Gutiérrez Jorge (Costa Rica)
- Klingner Richard (EEUU)

- Lafuente, Marianela (Venezuela)
- Lara, Ottón (Ecuador)
- López, Oscar A. (Venezuela)
- Malaver, Alfonso (Venezuela)
- O'Reilly, Héctor (República Dominicana)
- Rodríguez, Denis (Venezuela)
- Santa Cruz, Sandra (Perú)
- Sarria Alberto (Colombia)

Los informes de cada país incluidos en los anexos de este trabajo fueron realizados por:

- Argentina: Crisafulli, Francisco
- Chile:..... Boroshek, Rubén
- Colombia: Sarria Alberto y Aycardi, Luis G.
- Costa Rica:..... Gutiérrez, Jorge
- Ecuador:..... Lara, Ottón
- Estados Unidos: Klingner, Richard
- Perú:..... Blondet, Marcial; Santa Cruz, Sandra; Muñoz, Alejandro y Carpio, Jesús.
- República Dominicana: O'Reilly, Héctor y Grases, José
- Venezuela:..... Grases, José; Lafuente, Marianela y Genatios, Carlos

Coordinador del proyecto sísmico: Marianela Lafuente

Coordinador de la Red Geópolis: Carlos Genatios

RESUMEN EJECUTIVO

Se presenta una revisión de las normas para el análisis y diseño sísmico de edificaciones en ocho países de América Latina: Argentina, Chile, Colombia, Costa Rica, Ecuador, Perú, República Dominicana y Venezuela. Se incluyen comentarios sobre las normas de Estados Unidos con fines comparativos y de discusión.

Se aborda el estudio con una breve introducción sobre los desastres naturales y los terremotos. Se presentan estadísticas de ocurrencia en el mundo y América Latina, y se comenta sobre la importancia de contemplar en los planes y políticas de desarrollo de los países, el tema de la reducción de riesgos de desastres.

A continuación se exponen los principales conceptos de la ingeniería sísmica con un enfoque sencillo e ilustrativo. Se ilustran algunas hipótesis sobre el comportamiento de las edificaciones sometidas a sismos y se resumen los fundamentos teóricos utilizados usualmente para el análisis y diseño de edificaciones sismorresistentes. Posteriormente se comentan aspectos históricos sobre el desarrollo de las normativas sísmicas en la región, y se describen el alcance y los principales elementos usualmente contenidos en estas normas.

Para los países comprendidos en este estudio, el análisis comparativo presentado se organiza en torno a temas considerados esenciales por su importancia para el avance en la actualización de las normas en la región: filosofía del diseño sísmico, confiabilidad del diseño, alcance de las normas, tipificación estructural, modelado, métodos de análisis, verificación de la seguridad, y evaluación y readecuación de estructuras existentes.

Para finalizar, se presentan conclusiones y recomendaciones dirigidas particularmente a desarrolladores de normas y especialistas en el área sísmica. Asimismo, se proponen líneas prioritarias de trabajo para el desarrollo futuro de las normativas sísmicas en la región y se incluyen comentarios generales sobre aspectos académicos y de investigación relacionados con el tema.

Palabras Claves: Terremotos, Ingeniería Sismorresistente, Normas Sísmicas, Diseño sísmico de Edificaciones, Análisis Sísmico, Filosofía de Diseño Sísmico, Reducción de Riesgos de Desastres.

INTRODUCCIÓN

El impacto de los desastres naturales en América Latina ha contribuido a frenar su desarrollo de manera significativa. Basta recordar los eventos de terremotos como los de Managua (1972), México (1985), San Salvador (1986), Haití (2010), Chile (2010) las erupciones de Chichonal (México, 1982), Nevado del Ruiz (Colombia, 1985), sismos en el Volcán Reventador (Ecuador, 1987), las inundaciones provocadas por el fenómeno de El Niño, las tormentas tropicales, los huracanes (Honduras, 1974), las inundaciones (Honduras, Nicaragua, Costa Rica, 1983, 1991, 1992, 1996), los deslaves de Vargas (Venezuela, 1999), Bolivia (2003, 2011, 2014), sólo para mencionar algunos trágicos eventos. En nuestros países han acarreado graves consecuencias y han afectado significativamente las economías y las sociedades, causando muerte, destruyendo viviendas, instituciones públicas y privadas, infraestructuras, industrias, y hasta tradiciones culturales, modificando en muchos casos en forma desfavorable, el paisaje natural y el urbano. En fin, han generado pérdidas significativas y han retrasado esfuerzos por mejorar las condiciones de vida de nuestras poblaciones, dificultando las iniciativas que se emprenden por lograr un desarrollo sostenido.

El riesgo de generar situaciones potencialmente catastróficas está relacionado con la manera en que el hombre y la sociedad intervienen el ambiente. El riesgo contempla dos componentes: la amenaza (que tiene que ver con la intensidad y frecuencia de ocurrencia de determinados fenómenos naturales) y la vulnerabilidad, la cual se relaciona con la mayor o menor capacidad de ciudades e infraestructuras para resistir los embates de la Naturaleza y también con la preparación de las poblaciones para enfrentarlos. Otro concepto importante relacionado con el riesgo, es el de resiliencia, que tiene que ver con la reserva de recuperación de los sistemas de servicios (edificaciones, ciudades, poblaciones), es decir, su mayor o menor posibilidad de volver a sus condiciones normales de operación después de que ocurre un desastre.

De manera global, en América Latina se cuenta con capacidades técnicas e ingenieriles, tanto de conocimiento como de planificación, diseño y construcción, de alto nivel, así como de profesionales capacitados para atender esta problemática. Cada país tiene sus particularidades, y un mayor o menor grado de desarrollo en estas áreas. Desafortunadamente, en muchas oportunidades las instituciones y los científicos y expertos actúan de manera desarticulada y sus capacidades no son aprovechadas eficazmente.

Asimismo, las instituciones públicas, en general, no se encuentran suficientemente bien organizadas para llevar a cabo tareas de planificación en la reducción de riesgos de desastres, y en muchos países, no existe una institucionalidad específica para atender este problema. Adicionalmente, en múltiples casos, se llegan a confundir las tareas de planificación y desarrollo para la gestión en la reducción de riesgos de desastres, con las tareas de atención de emergencias que llevan adelante los sistemas de protección civil.

En la región latinoamericana se hace urgente incorporar estrategias de reducción de riesgos como una práctica central en las políticas de desarrollo de los países, en general, y en el desarrollo de capacidades, en particular. La planificación, organización y el fortalecimiento de instituciones dirigidas a la correcta aplicación de las normativas vigentes es una prioridad. El avance en la actualización de las normativas sísmicas y la formación de profesionales y especialistas en su uso y aplicación, es un aspecto central de este proceso.

Las normas sísmicas tienen el objetivo de proporcionar recomendaciones y lineamientos para el diseño de edificaciones seguras ante la ocurrencia de movimientos sísmicos. Las normas constituyen una manera de sistematizar la incorporación del conocimiento en la práctica ingenieril. Es una vía esquemática de plasmar los avances del conocimiento en temas relacionados con la amenaza sísmica, la respuesta y vulnerabilidad estructural, en una compilación de reglas, un código que puede ser utilizado en la práctica profesional, por ingenieros y calculistas, deseablemente de manera simple y clara. A medida que el conocimiento va avanzando, las normas requieren revisión, actualización y renovación periódica, a fin de mantener su aplicabilidad.

La revisión y actualización de las normas vigentes es una tarea continua que deben realizar los distintos países de la región. Sin embargo, las fortalezas institucionales, el desarrollo de las normas y la efectividad con que se aplican, difieren de un país a otro. En muchas ocasiones, las limitaciones en el conocimiento de los problemas y sus soluciones técnicas, son fuentes importantes de vulnerabilidad en nuestros países. La incorporación de nuevos conocimientos y experiencias, gracias a la interacción y la cooperación entre expertos de la región, apunta a optimizar y aprovechar mejor las capacidades existentes.

Con la finalidad de contribuir en estos aspectos, se presenta este documento de “Revisión de la normativa sísmica en América Latina”. Aunque se tocan aspectos relativos a las normativas sísmicas en general, el estudio presentado se enfoca principalmente en el tema de las normas para el análisis y diseño sísmico de edificaciones.

Este documento está dirigido principalmente a profesionales, estudiantes y técnicos de la Ingeniería y arquitectura, que actúen como planificadores, proyectistas, diseñadores,

calculistas o inspectores, en obras de ingeniería ubicadas en zonas sísmicas; a docentes universitarios e investigadores que traten temas relacionados a la prevención sísmica, así como a desarrolladores de normas, planificadores de organismos gubernamentales e integrantes de organismos de financiamiento, pero, también al público en general, interesado en los temas de reducción de riesgos de desastres y en especial, del tema sísmico.

En este primer estudio se han incluido ocho países de la región: Argentina, Chile, Colombia, Costa Rica, Ecuador, Perú, República Dominicana y Venezuela. Debido a la influencia que las normativas de Estados Unidos han tenido sobre el desarrollo de la ingeniería sísmica en América Latina, y en particular, en sus normativas sísmicas, se han incluido también en este trabajo, comentarios sobre las normas de Estados Unidos. Se tiene previsto que en etapas futuras se ampliará este estudio con la incorporación de otros países de la región.

Esta publicación se compone de 6 capítulos y nueve anexos.

En el capítulo 1 se presenta una breve introducción sobre los desastres naturales, y, entre ellos, se comentan los de origen sísmico. Se incluyen algunas estadísticas de ocurrencia de desastres en el mundo y América Latina para ilustrar sus efectos, y se finaliza el capítulo con un breve comentario sobre la necesidad de incluir como un aspecto prioritario, en los planes y políticas de desarrollo de los países, el tema de la reducción de riesgos de desastres.

En el capítulo 2 se introduce al lector en los principales conceptos de la ingeniería sísmica. Se busca, no tanto profundizar en conocimientos teóricos o en el estado del arte en la materia, sino más bien presentar un enfoque sencillo e ilustrativo de ciertos aspectos básicos de la ingeniería sismorresistente, de manera de hacer esta publicación más comprensible para aquellos lectores no necesariamente especializados en esa área. Se comentan algunas hipótesis sobre el comportamiento de las edificaciones sometidas a sismos y se presentan ciertos fundamentos teóricos utilizados usualmente para el análisis y diseño de edificaciones sismorresistentes.

En el capítulo 3 se incluye un breve recuento histórico sobre los inicios del desarrollo de las normativas sísmicas en la región, en particular de las normas relacionadas con el análisis y diseño sísmico de edificaciones. Se comenta el esquema general, el alcance y los principales elementos contenidos en este tipo de normas.

En el capítulo 4 se discuten las normativas relacionadas con el análisis y diseño sísmico de edificaciones, en los países comprendidos en el estudio. El análisis comparativo presentado se organiza en torno a la discusión de aspectos que fueron considerados esenciales por su

importancia para el avance del proceso de actualización de normas en la región. Estos aspectos, identificados y seleccionados a partir de la discusión y el consenso de los expertos que participaron en el estudio, fueron agrupados en los temas de: filosofía de diseño, confiabilidad, alcance de las normas, tipificación estructural, modelado, métodos de análisis, verificación de la seguridad y evaluación y readecuación de estructuras existentes. Cabe resaltar que, además de las normas referentes a edificaciones, los países disponen de reglamentos sísmicos con otros objetivos, tales como normas específicas para componentes estructurales, viviendas, fundaciones, instalaciones industriales, estructuras especiales, suelos, entre muchas otras que pueden mencionarse. Por ello, en la sección relativa al alcance de las normas, se consideró conveniente incluir una tabla comparativa de las normas vigentes relacionadas con el tema sísmico en cada país estudiado. Esta tabla muestra la necesidad de realizar esfuerzos en algunas áreas, para solventar ciertas carencias existentes en la región.

En el capítulo 5 se presentan conclusiones y recomendaciones específicas sobre los temas tratados en el capítulo anterior, y dirigidos a los desarrolladores de normas y especialistas en el área sísmica. Finaliza el capítulo con la propuesta de ocho posibles líneas prioritarias de trabajo para el desarrollo futuro de normativas sísmicas en la región.

El capítulo 6 complementa el estudio realizado con comentarios generales sobre aspectos académicos y de investigación relacionados con el desarrollo de las normativas sísmicas en la región. Estos comentarios son de tipo cualitativo y reflejan las opiniones o “juicios de experto” de los autores de este trabajo. No pretenden, en ningún momento, alcanzar un tratamiento riguroso y exhaustivo de estos temas, que por su importancia, requerirían de ser profundizados y analizados en estudios posteriores. Al final del capítulo se proponen líneas prioritarias de investigación y desarrollo para la región sobre la materia.

Por último, es importante señalar que en el curso de este trabajo, se elaboraron informes que comentan, de manera detallada, las normativas de análisis y diseño sísmico de edificaciones en cada uno de los países incluidos en el estudio. Para facilitar el análisis comparativo y la presentación de los resultados de los capítulos 4 y 5, se diseñaron tablas organizadas de acuerdo con los criterios y temas importantes seleccionados por los expertos participantes. Para aquellos lectores especialistas que deseen profundizar en los temas estudiados, se han incluido, en extenso, los informes y tablas de cada país, que pueden ser consultados en los anexos de esta publicación.

1. LOS DESASTRES NATURALES

¿Desastres naturales o desastres sociales? Definiciones actuales. Estadísticas de desastres en el mundo y en América Latina. Desastres sísmicos. Desastres y desarrollo.

1.1 ¿Qué es un desastre natural?

Un “desastre natural” está asociado comúnmente con grandes pérdidas humanas, materiales y económicas que son causadas por eventos o fenómenos naturales, como terremotos, inundaciones, Tsunamis, incendios, erupciones volcánicas, etc.

Los desastres también pueden ser originados por causas no naturales, como la contaminación atmosférica, explosiones nucleares, derrames de buques petroleros, que son producto de actividades humanas. Se habla entonces de “desastres antropogénicos”.

Un evento natural, aunque sea muy intenso, no es en sí mismo un desastre. Por ejemplo, una erupción volcánica en una isla desierta, no tiene consecuencias graves inmediatas. Pero si ocurre cerca de una ciudad, puede ocasionar cuantiosos daños, enorme destrucción y numerosas víctimas. Un desastre natural necesita entonces de dos factores: la ocurrencia del evento natural y un ambiente ocupado o intervenido por el hombre.

Un ejemplo muy conocido fue la destrucción de Pompeya el 24 de agosto del año 79 DC, ocasionada por la erupción del Vesubio en Italia. Todos los habitantes perecieron y la ciudad quedó enterrada bajo cenizas y lava. La Historia de la humanidad nos enseña que desastres como éste (más que desastres, catástrofes) pueden producir la destrucción de pueblos, ciudades y civilizaciones enteras. Un desastre puede cambiar el curso de la Historia.

Actualmente se entiende que los llamados “desastres naturales” son, preferiblemente, “desastres sociales”, porque un evento natural se convierte en desastre sólo si el Hombre ha intervenido el ambiente. El impacto de los eventos puede ser mayor o menor (el desastre más o menos destructivo), según se presente esta intervención humana en el ambiente: más o menos planificada, con mayor o menor conocimiento de los fenómenos naturales que ocurren en la zona de intervención, con construcciones e instalaciones adecuadas para resistir los posibles fenómenos que ocurran, con poblaciones y habitantes preparados para responder a emergencias, etc.

Los avances del conocimiento han permitido que los riesgos de desastres puedan ser reducidos y que el Hombre progrese en el conocimiento de las causas que los producen, en la instalación de sistemas de alerta, en la planificación de medidas de adaptación, mitigación, respuesta y atención de emergencias ante varios tipos de amenazas y eventos naturales.

1.2 De la visión antigua a la visión moderna de los desastres

Aunque el Hombre siempre buscó comprender las causas de los desastres, sólo desde épocas muy recientes se comprende la influencia de la actividad humana y su responsabilidad en la ocurrencia de eventos catastróficos.

Para los griegos, el causante de los desastres naturales era Poseidón, conocido como dios del mar y agitador de la tierra. Su furia causaba tormentas y terremotos devastadores, como los que destruyeron a la civilización minoica.

La cultura occidental heredó esta concepción del origen divino de los desastres y terminó por atribuirles una carga moral. Desde el relato bíblico de Sodoma y Gomorra, los desastres se comprendieron como expresión de la furia de Dios contra sociedades que se hundían en el pecado y la corrupción. En una visión antropocéntrica, el sufrimiento, la muerte y la destrucción ocasionados por las catástrofes, sólo podían entenderse como un castigo divino causado por la desviación del Hombre apartado del buen camino, por su mal comportamiento.

En la Edad Moderna cambió esta visión. Ya en el s XVIII las ideas de la Ilustración se imponían en Europa, con la búsqueda de una explicación racional a los fenómenos naturales y sociales sobre la base de la investigación empírica y el conocimiento científico.

Las catástrofes han ocasionado muchas veces profundos cambios sociales, económicos y políticos en la Historia. Un evento importante ocurrió el 1 de noviembre de 1755, el día de Todos los Santos. Fue un terremoto en Lisboa. Tal vez ningún otro desastre natural ha tenido tanto impacto sobre las concepciones filosóficas y puesto de relieve las

El riesgo de desastres está relacionado con la manera en que el hombre y la sociedad intervienen el ambiente. El riesgo contempla dos componentes: la amenaza (que tiene que ver con la intensidad y frecuencia de ocurrencia de un determinado fenómeno natural) y la vulnerabilidad (que se relaciona con la mayor o menor seguridad de ciudades e infraestructuras para resistir los embates de la Naturaleza y también con la preparación de las poblaciones para enfrentarlos)

creencias, contradicciones ideológicas e incluso los juegos de poder en el mundo de la época.

Los jesuitas se apresuraron a atribuir la catástrofe al castigo divino. Pero Lisboa era la capital de un país católico ejemplar, con innumerables conventos e iglesias, y abocado a evangelizar sus colonias de ultramar. La ira de Dios era difícil de explicar.

El terremoto también hizo tambalear las ideas de Leibniz, filósofo alemán (1646-1716), y su concepción optimista de que éste es el mejor mundo posible. Que todos los males que afectan al hombre forman parte de un sistema en el que todo está bien, pues así lo ha dispuesto un Dios justo.



Figura 1.1 Terremoto de Lisboa de 1755 (Autor desconocido. *The Earthquake Engineering Online Archive*, colección Jan Kozak: KZ128).
http://commons.wikimedia.org/wiki/File:1755_Lisbon_earthquake.jpg?uselang=es

Contra ellos, Voltaire (1694-1778), filósofo de la Ilustración escribió su poema sobre el sismo de Lisboa y su obra: “Cándido”. Rousseau (1712-1778) se pronunció sobre el desastre como un efecto nocivo de la civilización y el progreso, y preconizó una vuelta a modos de vida más simples, en armonía con la Naturaleza.

Pero fue Kant (1724-1804), tal vez el primer filósofo moderno que se esforzó en encontrar explicaciones científicas e introdujo la idea de que los desastres no son naturales, que se producen sólo cuando el hombre interviene el medio ambiente: «¿Verdaderamente no sería

mejor juzgar así: era necesario que de vez en cuando se produjeran terremotos sobre la tierra, pero no era necesario que nosotros construyéramos altivas casas sobre ella?...”

Después del terremoto de Lisboa, los jesuitas fueron expulsados de Portugal en 1759 y en 1767 de España y sus colonias, donde la decisión de Carlos III, facilitó la apertura a las corrientes iluministas y el inicio de la Independencia de los pueblos latinoamericanos.

Fueron las ideas que recogió Bolívar frente al terremoto de 1812: “Si la Naturaleza se opone, lucharemos contra ella y haremos que nos obedezca”. Un discurso con fines políticos, para arengar al pueblo en la lucha contra la dominación española.



Figura 1.2 Vista de Caracas en 1812. Un terrible terremoto destruyó Caracas, La Guaira, Mérida y San Felipe, y causó estragos en el resto del país. Solamente en Caracas murieron 10 mil personas (Autor desconocido).
http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/6/6b/View_of_Caracas%2C_1812.jpg

El siglo XVIII nos enseñó que Dios no tiene mucho que ver con las catástrofes. Aunque seguimos rezando para que no ocurran, los avances de la Ciencia han permitido comprender los efectos que los desastres pueden tener sobre la vida de los pueblos y la enorme responsabilidad que tiene el hombre y sus actividades, en la ocurrencia o no ocurrencia de desastres producidos por eventos naturales.

Sólo recientemente, el Hombre comienza organizarse a nivel regional, nacional y global, para asumir directamente la responsabilidad de comprender y tomar acciones preventivas, luego

de asimilar que la ocurrencia de desastres puede alterar el desarrollo de los países y regiones, no sólo produciendo víctimas y dañando infraestructuras, sino afectando profundamente sus bases económicas, sociales y políticas. Ahora se entiende la necesidad prioritaria de incorporar políticas de reducción del riesgo de desastres en los planes de países y regiones, con una visión integral de desarrollo, a fin de construir un futuro viable y sostenible para la humanidad.

1.3 ¿Desastres naturales o desastres sociales?

Para impedir la ocurrencia de los desastres es necesario hacer menos vulnerables nuestras sociedades. En muchas de las ciudades latinoamericanas la vulnerabilidad depende de la ocupación irracional del territorio, del crecimiento de la población asociado a la ausencia de planificación, las carencias en dotación de viviendas e infraestructura, los procesos de degradación ambiental, falta de conocimiento individual o institucional, ausencia de especificaciones técnicas o de respeto a las mismas, y por debilidades institucionales.

En los países pobres el efecto de los desastres es más destructivo porque lo que se pierde siempre será mucho para el que tiene poco.

Las amenazas naturales son asociadas a fenómenos que produce la naturaleza: sismos, tormentas tropicales, erupciones volcánicas, avalanchas, derrumbes, flujos torrenciales. Éstos son propios de cada país, de cada región geográfica, función de sus características geológicas, meteorológicas y, en general, ambientales. La amenaza es un fenómeno que tiene cierta probabilidad de ocurrencia, que puede ser evaluada.

En cambio la vulnerabilidad la genera el hombre, en su actividad. El riesgo depende no sólo de la amenaza natural, sino también de lo vulnerable que sean las sociedades e infraestructuras que consiga por su paso el fenómeno natural: puertos, viviendas, represas, edificios, escuelas, plantas industriales.

En los países desarrollados existen normas, procedimientos, conocimiento y planificación que imponen una mayor seguridad a las infraestructuras, para proteger en primera instancia las vidas y luego las inversiones económicas. Por ello, en principio, los riesgos deben ser menores en esos países.

En los países en vías de desarrollo, el problema es muy complejo. Son sociedades más pobres, no sólo económicamente, sino con severas insuficiencias en planificación territorial y urbana, así como insuficiencia de normativas o de control para su aplicación, y en muchos casos, con una grave condición de informalidad de los desarrollos urbanos. En estos casos en los que está presente la pobreza de los pobladores, el efecto de los desastres naturales

es todavía peor, ya que el damnificado, cuando pierde bienes materiales como la vivienda, pierde casi todo su patrimonio familiar. Esto hace que el riesgo frente a las amenazas naturales, en los países en vías de desarrollo, sea mayor que en los países desarrollados.

Así, en América Latina, la vulnerabilidad aumenta cuando aumentan la pobreza, la ocupación no planificada e irracional del territorio, las carencias en dotación adecuada de viviendas e infraestructura, los procesos de degradación ambiental (consecuencia de la deforestación y la erosión de los suelos), las debilidades institucionales de los sectores públicos, la ausencia de mecanismos adecuados de control y regulación, y las debilidades sociales desde el punto de vista organizacional, para reaccionar ante un evento de tal naturaleza. También debe mencionarse que en los sectores más pobres, la gente no es legalmente propietaria de sus casas, por la informalidad de la construcción, lo que hace que los pobladores no puedan asegurar sus bienes para minimizar las pérdidas.

1.4 Conceptualización reciente de los desastres

Según la definición establecida por las Naciones Unidas se considera que ocurre una “gran catástrofe natural” cuando la región resulta tan afectada por el impacto de un fenómeno natural, que sus instituciones se ven desbordadas, insuficientes o incapaces de enfrentar la tragedia y recuperar sus condiciones normales de funcionamiento, por lo que se requiere ayuda de otras regiones o de organismos internacionales.

En estos casos, usualmente hay que lamentar miles de víctimas mortales y cientos de miles de personas sin hogar, y los daños totales (según las condiciones económicas del país afectado) o los daños asegurados pueden alcanzar dimensiones extraordinarias.

Los organismos internacionales, en términos estadísticos, clasifican las catástrofes naturales con parámetros cuantificables. Estos parámetros pueden ser: el número de víctimas mortales, el número de personas que quedan sin hogar, la afectación del producto interno bruto, y la dependencia de la ayuda internacional, entre otros.

Definición de Desastres:
“Alteraciones graves del funcionamiento normal de una comunidad o una sociedad debido a los fenómenos físicos peligrosos que interactúan con las condiciones sociales vulnerables, dando lugar a efectos humanos, materiales, económicos o ambientales adversos generalizados que requieren una respuesta inmediata a la emergencia para satisfacer las necesidades humanas esenciales, y que puede requerir apoyo externo para la recuperación”

(Fuente: IPCC)

En las bases de datos de la Estrategia Internacional de Desastres (ISDR) de la ONU, se considera “desastre”, un evento que presente uno o más de los siguientes parámetros: Más de diez personas fallecidas, más de 100 personas afectadas, una declaración de estado de emergencia hecha por el gobierno competente, una solicitud de ayuda internacional por parte del gobierno nacional.

Una catástrofe natural es considerada “devastadora” si el número de muertes supera los 500, y/o si el costo del siniestro se evalúa en más de 650 millones de dólares.

Una “gran catástrofe natural” es así calificada si el número de víctimas mortales es superior a 2.000; si más de 200.000 personas quedan sin hogar; si el PIB del país queda fuertemente afectado y si el país resulta dependiente de la ayuda internacional como consecuencia del evento.

1.5 Frecuencia de eventos catastróficos en el mundo

Entre las catástrofes más lamentables de ocurrencia reciente, se encuentran las causadas por el ciclón de Bangladesh en 1970 (con 300.000 muertes) y por el terremoto de China de 1976, que dejó 242.000 víctimas mortales, así como el terremoto de Haití de 2010, con más de 300.000 víctimas.

Tabla 1.1 Grandes catástrofes naturales a partir de 1950. Eventos naturales con mayor número de muertos
(Fuente: *MUNICH RE Topics Geo*).

Año	Desastre	País	Muertes
1970	Ciclón tropical inundaciones	Bangladesh	300.000
1976	Terremoto	China	242.000
2010	Terremoto	Haití	222.570
2004	Terremoto + Tsunami	Indonesia, Shri Lanka, Tailandia; India	220.000
2008	Ciclón Nargis	Myanmar	140.000
1991	Ciclón tropical Crecidas repentinas	Bangladesh	139.000
2005	Terremoto	Pakistán ; India	88.000
2008	Terremoto	China	84.000
1970	Terremoto	Perú	67.000
1990	Terremoto	Irán	40.000

Las catástrofes naturales pueden ser originadas por eventos geofísicos (terremotos, tsunamis y erupciones volcánicas), eventos meteorológicos (como tormentas y huracanes), eventos hidrológicos (inundaciones, deslaves) y eventos climatológicos (temperaturas extremas, sequías, incendios forestales).

Número de catástrofes naturales entre 1980-2012

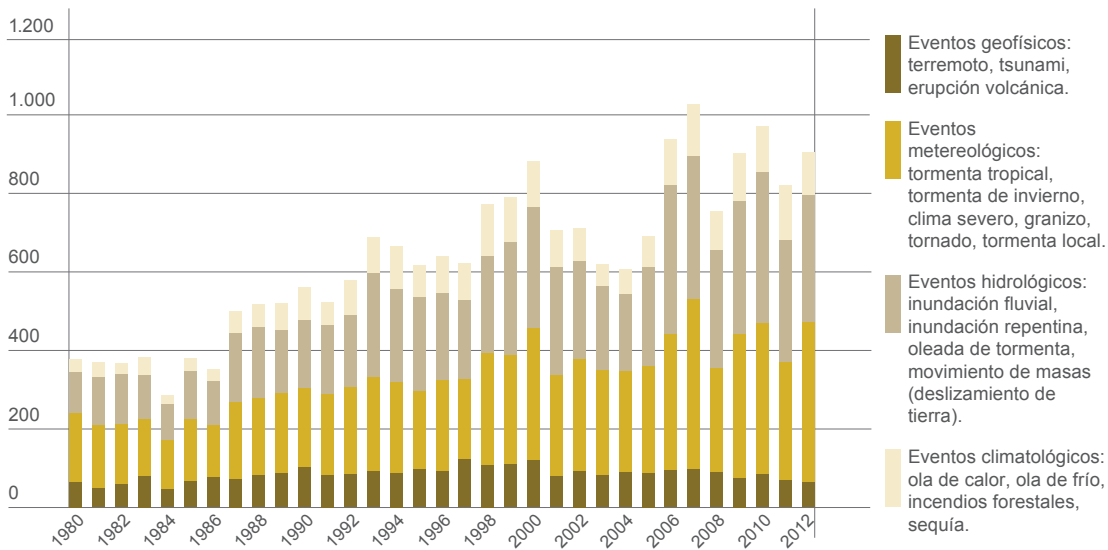


Figura 1.3 Grandes catástrofes naturales en el mundo. Número de eventos 1980-2012 (Elaboración propia con base en datos de *Munich RE Touch*, 2012).

Se estima que en los últimos 30 años han ocurrido unos veintiún mil eventos que pueden ser clasificados como desastres, de acuerdo con la información del servicio de investigación de riesgos de *NatCaTSERVICE* (datos de 1980 a 2012). De ellos, la mayoría ocurrieron en Asia (6.800) y América (6.300). En Europa ocurrieron 4.400, en África 1.900 y en Australia y Oceanía, 1.600. (Fuente: <http://www.munichre.com/en/reinsurance/business/non-life/georisks/natcatservice/>)

Las pérdidas económicas asociadas con la ocurrencia de desastres es un parámetro importante, evaluado por los organismos internacionales y las compañías de seguros y de reaseguros.

Sólo en 2011, se estima que a nivel mundial, los desastres costaron en pérdidas más de 400 billones de dólares (montos estimados por *NatCaTSERVICE* en valores de la moneda llevados a 2012). Estas cuantiosas pérdidas estuvieron asociadas, principalmente, con la ocurrencia ese año, el 11 de marzo, de un terremoto de 9 grados, el peor en la historia de Japón, acompañado

de un tsunami. Los eventos dejaron un número estimado de 19.752 víctimas (15.821 muertos y 3.931 desaparecidos), importantes daños materiales y provocaron una emergencia nuclear.

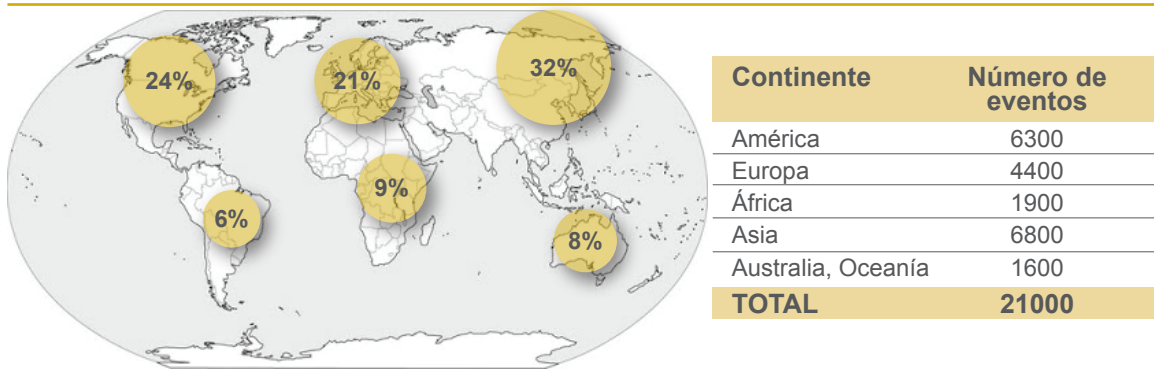


Figura 1.4 Distribución de los desastres en 1980-2012 por continentes (Elaboración propia con base en datos de NatCatSERVICE, 2013)

Las pérdidas económicas causadas por desastres relacionados con fenómenos meteorológicos, climáticos y geofísicos son mayores en los países desarrollados, ya que, generalmente, importantes infraestructuras e instalaciones industriales resultan afectadas. En cambio, las tasas de víctimas letales y la afectación expresada como proporción del producto interno bruto (PIB), son mayores en los países en desarrollo.



Figura 1.5 Terremoto y Tsunami en Japón (11 de marzo de 2011). Terremoto de magnitud 9,0 MW1 que creó olas de hasta 40,5 metros (Fotografía: U.S. Navy photo, ID 110312-N-0000X-003). http://commons.wikimedia.org/wiki/File:SH-60B_helicopter_flies_over_Sendai.jpg

Además, los países desarrollados tienen mayor capacidad de recuperación (resiliencia) que los países más pobres. Las tareas de recuperación y reconstrucción se producen con más rapidez y efectividad en los países desarrollados, ya que cuentan con mayores recursos y capacidades institucionales que los países pobres, que son sociedades menos resilientes. A los países pobres les cuesta mucho recuperarse de las catástrofes naturales: sus actividades económicas y su producto interno bruto resultan afectados, en general, por largo tiempo.

A continuación se presentan algunos datos extraídos del Informe de la Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción de Riesgos de Desastres (UNISDR) y Corporación OSSO, Septiembre 2013:

“Durante el período comprendido entre 1970 y 2008, más del 95% de las muertes causadas por desastres naturales se produjeron en países en desarrollo. Los países de ingresos medios con una base de activos en rápida expansión han sufrido las mayores consecuencias.

Durante el período comprendido entre 2001 y 2006, las pérdidas ascendieron al 1% aproximadamente del PIB en los países de ingresos medios, mientras que ese porcentaje ha sido de aproximadamente el 0,3% del PIB en los países de ingresos bajos e inferior al 0,1% del PIB en los países de ingresos altos, sobre la base de una evidencia limitada.

En los pequeños países expuestos, especialmente los pequeños estados insulares en desarrollo, las pérdidas expresadas como porcentaje del PIB han sido particularmente elevadas, superiores al 1% en muchos casos y al 8% en los casos más extremos, promediadas entre años con desastres y años sin desastres en el período comprendido entre 1970 y 2010.

La mayoría de los desastres que ocurren en el mundo, según las estadísticas, se originan por fenómenos meteorológicos. Sin embargo, la mayor parte de las víctimas mortales se producen por el impacto de terremotos y tsunamis.

Vale la pena comentar que, entre 1980 y 2012 se contabilizaron en el mundo veintinueve mil eventos de desastres, de los cuales

Más de 1000 eventos son registrados en el mundo cada año. Pero son los países pobres los que sufren más sus efectos. Es en estos países donde el crecimiento poblacional es más pronunciado, y gran número de personas viven en grandes ciudades, en zonas de alto riesgo. Los países ricos son afectados más frecuentemente por las catástrofes, y sufren las más altas pérdidas económicas. Pero un 85% de las víctimas fatales se registran en los países menos desarrollados. Las principales causas son las tormentas, huracanes, deslaves e inundaciones.

un 13% fueron de origen geofísico (terremotos, tsunamis y erupciones volcánicas). Sin embargo, del total de víctimas acumuladas por los desastres reportados en esta base de datos, que fueron 2.300.000, un 39% fueron causadas por estos eventos, al igual que un 25% de las pérdidas globales, que ascendieron a 3800 billones de dólares (datos de *NatCatSERVICE*).

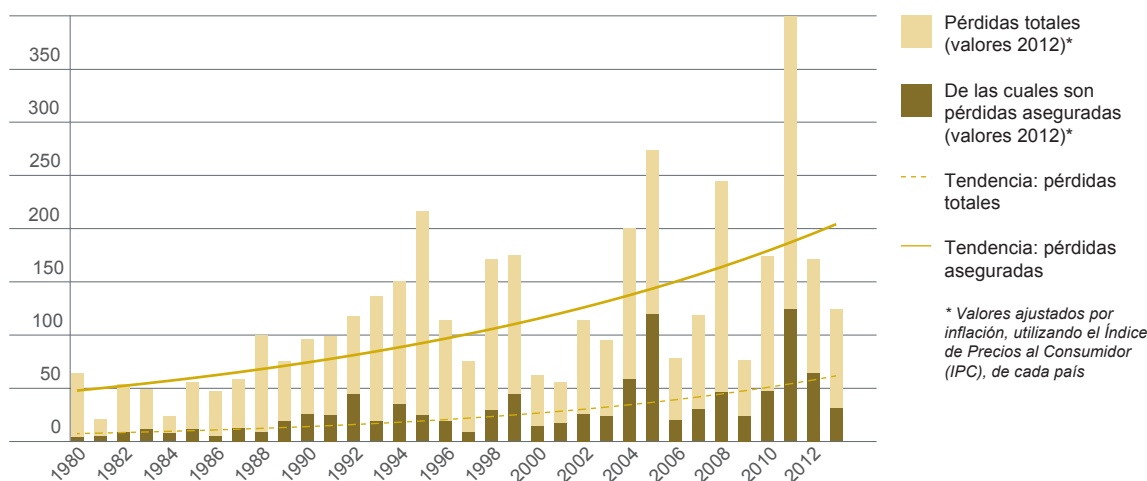


Figura 1.6 Pérdidas globales económicas en billones de dólares 1980-2012, llevado a valor de la moneda 2012 (Elaboración propia con base en datos de *NatCatSERVICE*, 2013).

En el período de 1980 a 2012, ocurrieron 773 eventos que pueden clasificarse como “grandes catástrofes naturales” y “catástrofes naturales devastadoras. De ellas, el 88 por ciento se originaron en fenómenos meteorológicos, y un 12 por ciento tuvo su origen en fenómenos geofísicos, mayoritariamente terremotos y tsunamis.

Desde 1980 hasta 2010, casi 2 millones de personas perdieron la vida por catástrofes naturales “grandes” y “devastadoras”.

En 1970, una sola marea huracanada cobró la vida de 300.000 personas en Bangladesh, y en 1976 242.000 personas murieron a causa de un terremoto en China.

El terremoto devastador que se produjo en Haití el 12 de enero de 2010 ocupa el tercer lugar en la lista de las catástrofes naturales con mayor número de muertos.

El 41 por ciento de las víctimas mortales durante “catástrofes naturales grandes y devastadoras” corresponde a terremotos que, además, han causado siete de las diez catástrofes naturales con mayor número de muertos desde 1950.



Figura 1.7 Terremoto de Haití (12 de enero de 2010) (Fotografía: Marco Dormino, PNUD, originalmente publicado en *Flickr*).
http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Haiti_Earthquake_building_damage.jpg?uselang=es

El 19 de Enero de 1995 ocurrió el sismo de Kobe, Japón, uno de los terremotos más devastadores de la historia, especialmente del siglo XX. En general las consecuencias de los sismos son evaluadas en número de víctimas. Se pueden citar, por ejemplo: Shaanxi, China (1556), 800.000 víctimas; Haití (2010), 315.000; Lisboa (1755), más de 60.000; Mesina, Italia (1908), 85.000; Tokio-Yokohama (1923) 143.000; Marruecos (1960), 14.000; Ancash, Perú (1970), 52.000; Tang-Shan, China (1976), 255.000; Irán (1978), 25.000; México (1985), 10.000; Armenia (1988), 25.000.

Pero el sismo de Kobe, aparte de los 6.000 muertos y los 30.000 heridos, tuvo nefastas consecuencias de carácter económico: dejó a 300.000 personas sin hogar, destruyó o dañó severamente 100.000 edificios, se produjeron 148 incendios que destruyeron un área de 65 hectáreas y los daños se estimaron inicialmente en más de US\$ 102.000 millones. El caso del terremoto de Kobe es particular, porque en Japón se consideraba que era una zona de riesgo sísmico moderado. Los hechos demostraron lo contrario: Kobe se encuentra en la zona de contacto de cuatro placas tectónicas (AFPS, 1995, *Association Française de Génie Parasismique*, “*Le Séisme de Hyogo-Ken Nambu, Kobe, Japon, du 17 janvier 1995*”, *rapport de mission, Paris*). Por otro lado, Kobe es un importante puerto en el Pacífico en

El terremoto de Haití del 12 de enero de 2010, de magnitud 7,2 grados y profundidad de 10 km causó efectos devastadores sobre el país más pobre de América. Fallecieron unas 316.000 personas (hay varias estimaciones), y más de 1,5 millones perdieron su hogar.

Edificios destruidos/dañados: 285.000
 Daños totales: 8.000 millones de dólares y daños cubiertos por seguro, apenas 200 millones de dólares
 Fue el segundo terremoto más letal desde 1950. Sólo el temblor de Tangshan, China, en 1976 ha ocasionado más víctimas desde 1950.

el que se produce el comercio de bienes provenientes de los países del sudeste asiático, (los tigres asiáticos) y Japón. También se producen intercambios que reconducen los bienes de exportación de esos países a los EEUU. Las consecuencias de la inoperatividad de ese puerto hicieron que las pérdidas económicas adicionales, producidas en la región, hayan incidido en la crisis económica de los países del sudeste asiático de los años 90. Kobe es también una ciudad que ha sido severamente afectada por flujos torrenciales en el pasado, y que tiene un complejo sistema de prevención y control de estos destructivos flujos, por medio de numerosas y planificadas obras de retención y canalización de torrentes construidas a lo largo de la vida de la ciudad.



Figura 1.8 Terremoto de Kobe (1995) (Fotografía: 松岡明芳 - 松岡明芳).
http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Hanshin-Awaji_earthquake_1995_337.jpg

El 41 por ciento de las víctimas mortales durante “catástrofes naturales grandes y devastadoras” corresponde a terremotos que, además, han causado siete de las diez catástrofes naturales con mayor número de muertos desde 1950.

1.6 Desastres en América Latina y el Caribe

El impacto de los desastres naturales de las últimas décadas en América Latina, y en el mundo en vías de desarrollo en general, ha frenado su desarrollo de manera significativa. En nuestro continente basta recordar terremotos como los de Managua (1972), México (1985),

San Salvador (1986), las erupciones de Chichonal (México, 1982), Nevado del Ruiz (Colombia, 1985), las inundaciones provocadas por el fenómeno de El Niño, las tormentas tropicales, los huracanes (Honduras, 1974), las inundaciones (Honduras, Nicaragua, Costa Rica, 1983, 1991, 1992, 1996), la tragedia de Vargas (Venezuela, 1999), Bolivia (2003), y muy especialmente, el terremoto de Haití de 2010, sólo para mencionar algunos trágicos eventos. Los más recientes son el mencionado terremoto de Haití (del 12 de Enero de 2010, de magnitud 7,0 Mw y que las cifras oficiales señalan que produjo unas 315.000 víctimas, el segundo terremoto más mortífero de la historia), el de Chile en 2010, el terrible tsunami en Asia a finales de 2004 (con más de 220.000 víctimas) y el terremoto de Indonesia de comienzos de 2005 (magnitud 8.7).

Las graves consecuencias que han acarreado los desastres en nuestros países, han afectado significativamente las economías y las sociedades, causando muerte, destruyendo viviendas, instituciones públicas y privadas, infraestructuras, industrias, y hasta tradiciones culturales, empeorando en muchos casos el paisaje natural y el urbano. En fin, han generado pérdidas significativas y han retrasado esfuerzos por mejorar las condiciones de vida de nuestras poblaciones. Los desastres naturales pueden destruir en pocos segundos, inmensos y sostenidos esfuerzos económicos de los países y comprometen el desarrollo de nuestras sociedades. En esa perspectiva cabe mencionar algo que podríamos tildar de principio social: mientras más pobres son las comunidades, más devastadores son los efectos de las catástrofes y mucho más pobres quedan después. Mientras más pobres, más castigados por las catástrofes. Como si no fuera ya una catástrofe la pobreza ...

Para hacer viable el desarrollo deben hacerse esfuerzos que permitan impedir la ocurrencia de desastres. Para ello es fundamental atender aspectos como la lucha contra la pobreza, desarrollo del conocimiento, educación, organización social y fortalecimiento de las instituciones públicas.

De los desastres que causaron mayor cantidad de pérdida de vidas en el período 1990-2011 en 16 países de la región América-Latina y el Caribe, casi un 30% estuvieron asociados con sismos. De 14 desastres con la mayor cantidad de pérdida de vidas, el 29% (4068) de ellas estuvieron relacionadas con sismos ocurridos en El Salvador (2001), Pisco en Perú (2007), Páez (1994) y Eje Cafetero (1999) en Colombia. (Fuente: Impacto de los desastres

Resiliencia: Se define como “ La habilidad de un sistema y sus componentes para anticipar, absorber, adaptarse o recuperarse de los efectos de un fenómeno peligroso, de forma oportuna y eficiente, incluso velando por la conservación, restauración o mejora de sus estructuras y funciones básicas esenciales”. Las sociedades pobres son poco resilientes.

(Fuente: IPCC)

en América Latina y el Caribe, 1990-2011, Tendencias y estadísticas para 16 países. Informe de la Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción de Riesgos de Desastres (UNISDR) y Corporación OSSO, Septiembre 2013). Los países incluidos en el estudio mencionado fueron: México, Guatemala, El Salvador, Honduras, Nicaragua, Jamaica, Costa Rica, Panamá, Colombia, Venezuela, Guyana, Perú, Bolivia, Chile y Uruguay.

Tabla 1.2 Los 14 desastres más mortíferos en 16 países de la región, en el período 1990-2011. Las cifras se refieren sólo a las zonas afectadas más intensivamente (Fuente: UNISDR y Corporación OSSO, Septiembre 2013).

País	Evento	Fecha	Unidades geográficas afectadas de manera intensiva	Pérdida de vidas humanas
Honduras	Huracán Mitch	Octubre 26 de 1998	34 municipios	5.292
Nicaragua	Deslizamiento de Posoltega	Noviembre 1 de 1998	1 municipio	2.000
Colombia	Sismo del eje cafetero	Enero 25 de 1999	9 municipios	1.165
Venezuela	Lluvias Estado Vargas	Diciembre 13, 16 de 1999	2 municipios y 4 parroquias	987
El Salvador	Sismo del 2001	Enero 13 del 2001	52 municipios	904
El Salvador	Sismo del 2001	Febrero 13 del 2001	22 municipios	858
Perú	Sismo de Pisco	Agosto 15 del 2007	17 distritos	575
Colombia	Sismo de Páez	Junio 6 de 1994	1 municipio	566
El Salvador	Huracán Mitch	Noviembre 1 y 2 de 1998	12 municipios	394
Guatemala	Tormenta tropical Stan	Octubre 5 del 2005	11 municipios	355
México	Deslizamiento en Teziutlán	Octubre 4 de 1999	1 municipio	263
Ecuador	Deslizamiento en Zamora	Mayo 10 de 1993	1 cantón	200
México	Huracán Ismael	Septiembre 15 de 1997	2 municipios	196
México	Huracán Paulina	Octubre 10 de 1997	2 municipios	183

En el mismo estudio mencionado anteriormente, se establece que “Guatemala y Honduras hacen parte de los cinco países con mayores daños y pérdidas totales, tanto en 2010 como en 2011, a pesar que no son lo que tienen mayor cantidad de población. Esto puede estar relacionado con las condiciones de vulnerabilidad de la población de cada país. Los otros países son Colombia, México y Ecuador. Ecuador fue el cuarto país con mayores daños y pérdidas en 2011, mientras que en 2010 fue el décimo. En el 2011 se presentó una sequía que dejó más de un millón de personas afectadas en este país. Después de México, Chile fue el segundo país en el 2010 con mayores daños y pérdidas totales, debido al sismo del 27 de febrero de ese año, mientras que en 2011 fue el octavo país. Estos estuvieron relacionadas con la sequía 2010-2011”.



Figura 1.9 Lluvias de Vargas, Caraballeda (1999) (Fotografía: Smith Lawson, US ACE, USGS).
http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Caraballeda_1999_Deposits_and_Damage.jpg

El estudio de la ONU observa igualmente que, “igual que en el resto del mundo, las bases de datos disponibles tienen muchas deficiencias en la valoración económica de las pérdidas directas e indirectas (UNISDR, 2011), especialmente en infraestructura pública (vías, escuelas, hospitales, etc.) y en los sectores económicos como el agropecuario, industrial, energético, turístico, etc. Aun así, las pérdidas mínimas estimadas, sólo en viviendas, suman 53.000 millones de dólares en los 22 años para el conjunto de países. Esta cifra resulta de evaluar en US\$ 20.000 el costo de reposición de una unidad básica de vivienda y en un 25%, US\$ 5.000, la reparación de cada una dañada, sobre la base de 1.116.300 viviendas destruidas y 6.031.877 dañadas”.

Aparentemente los daños por desastres se han incrementado en la región durante la última década. Este crecimiento está ligado a muchos factores, entre los que se citan: el incremento acelerado de la población ubicada en zonas de alto riesgo, la falta de consideración del parámetro de riesgo en la planificación e inversión pública, así como en el ordenamiento territorial, y en general, la ausencia o debilidad de las políticas públicas que incorporen la reducción de riesgos de desastres en todos los niveles, nacionales, regionales y locales.

Lluvias de 1999 en Vargas, Venezuela:

Luego de 15 días de lluvias continuas, cayeron 910 mm en 3 días que generaron deslaves por crecimiento de riachuelos de montaña, desprendimiento de capa vegetal y arrastre de rocas. Consecuencias:

- 240.000 personas afectadas, 100.000 evacuadas.
- 8.000 viviendas destruidas.
- 5 hospitales y ambulatorios dañados.
- Sistemas de aguas negras y blancas colapsados.
- 85% vialidad troncal destruida. Paralización del puerto, aeropuerto y actividad recreacional.
- 30% infraestructura educativa afectada.
- Unos 5.000 MM\$ en daños materiales.

Tabla 1.3 Impacto de desastres naturales en 16 países de la región de América Latina y el Caribe, en el período 2010-2011 (Fuente: UNISDR y Corporación OSSO, 2013).

País	Pérdida de vidas humanas		Personas afectadas		Viviendas destruidas		Viviendas dañadas		Clasificación (*)	
	2010	2011	2010	2011	2010	2011	2010	2011	2010	2011
Colombia	335	415	2.803.954	2.128.873	6.596	6.886	357.145	320.026	3	1
México	500	277	9.746.660	1.928.235	10.032	1.199	420.551	165.206	1	1
Guatemala	253	85	1.086.141	535.358	11.517	215	56.345	6.658	4	3
Honduras	71	628	790.259	80.260	1.661	271	18.237	9.648	5	3
Ecuador	41	66	51.530	1.480.819	139	278	385	4283	10	4
El Salvador	35	57	63.139	85.402	212	545	6.199	13.517	7	5
Venezuela	21	16	19253	101.342	262	929	5.409	6.565	9	6
Bolivia	33	59	1.293.394	465.567	148	876	1.104	2.293	7	7
Chile	535	5	2.042.277	89.930	190.365	59	181.248	32.491	2	8
Perú	110	24	93.225	49.987	985	266	2.815	1.439	6	9
Costa Rica	40	10	33.433	10.736	39	16	10.526	2.325	8	10
Panamá	22	2	71.107	20.577	6	68	12.723	5.084	8	10
Jamaica	17		520.884		55		2.366		9	11
Nicaragua	15	12	112.276	9.661	46	21	1.693	995	11	12
Uruguay	6	5	220	165			536	76	12	13
Guyana			200	3.310		13		12	13	14
Total	2.034	1.661	18.727.952	6.990.222	222.063	11.642	1.077.282	570.618		

(*) Nota: Se trata de una clasificación relativa que busca asignar un lugar a cada país según los daños y pérdidas de las cuatro variables que se analizan en el informe. El peso de cada una de las variables es el mismo, lo cual no significa que una u otra sean más o menos importantes, sino que se buscó realizar una combinación simple de las cuatro variables analizadas.

1.7 Desastres sísmicos

Según el *USGS* (Servicio de Estadísticas Geológicas de los Estados Unidos: publica datos sobre los terremotos que ocurren anualmente en el mundo, <http://earthquake.usgs.gov>), se estima que varios millones de movimientos sísmicos ocurren cada año. Muchos no son detectados ni sentidos por la población porque son de muy baja intensidad u ocurren en zonas muy apartadas.

Tabla 1.4 Frecuencia de movimientos sísmicos en el mundo (Fuente: USGS).

Magnitud	Promedio Anual
8 y más	1
7 - 7.9	15
6 - 6.9	134
5 - 5.9	1319
4 - 4.9	13.000 (estimado)
3 - 3.9	130.000 (estimado)
2 - 2.9	1.300.000 (estimado)

América Latina es una de las regiones del mundo más expuestas a terremotos como, puede comprobarse en los mapas de sismicidad mundial.

Previamente, ya se han mencionado algunos de estos eventos catastróficos, que han causado, en los últimos cincuenta años, centenares de miles de muertos en la región y grandes pérdidas de infraestructura, como los de Haití y Chile en 2010.

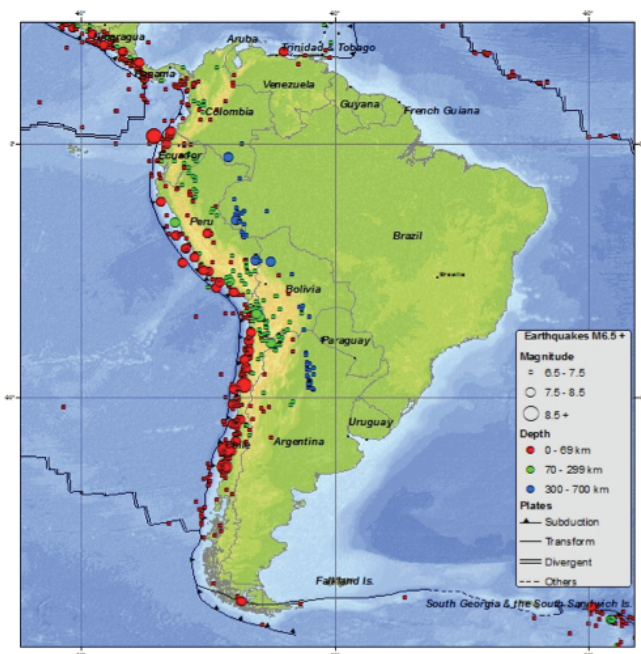


Figura 1.10 Sismicidad en América del Sur. Eventos desde el año 1900 (Fuente: USGS).
http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/south_america/seismicity.php

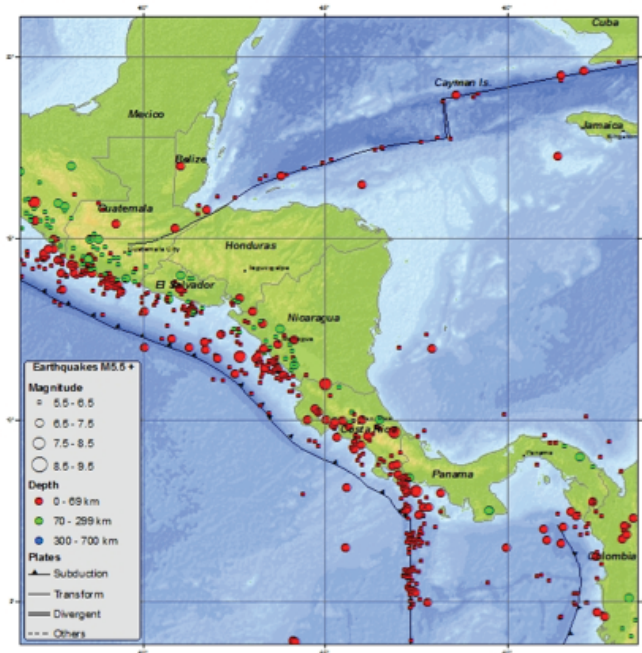


Figura 1.11 Sismicidad en América Central. Eventos desde el año 1900 (Fuente: USGS).
<http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world>

Otros eventos también han dejado su trágica huella. Uno de los más mortíferos se produjo el 31 de mayo de 1970, en el departamento andino de Ancash (Perú), con 75.000 muertos. La magnitud del sismo, de 7,9 grados en la escala de Richter, hizo desaparecer el pueblo de Yungay.

También el sismo de mayor intensidad registrado en la historia de la humanidad, ocurrió en nuestra región. Tuvo lugar el 22 de mayo 1960 en Valdivia (sur de Chile), con una magnitud de 9,5 grados y causó seis mil muertos. Provocó un «tsunami» de 10 metros de altura que llegó hasta las costas de Hawái, donde murieron 61 personas, y ocasionó más víctimas en Japón (138) y Filipinas (32).

Otros eventos devastadores pueden mencionarse:

- El sismo de Costa Rica de 2009, de 6,2 grados de magnitud, con epicentro a 32 km de la ciudad de San José que dejó 34 muertos.
- En El Salvador, el 13 de enero de 2001 ocurrió un sismo de magnitud 7.6 que destruyó buena parte del país. Una de las consecuencias del sismo afectó particularmente a la Colonia «Las Colinas» de Santa Tecla. Allí, un alud de 150.000 metros cúbicos de tierra se desprendió de la Cordillera del Bálsamo. Esto provocó que cerca de 200 casas quedaran sepultadas y murieron cientos de personas.

- El terremoto de México del 19 de septiembre de 1985 dejó un saldo de 9.500 personas fallecidas.
- En Guatemala, el 4 de febrero de 1976, un sismo de 7,6 provocó la muerte de alrededor de 25.000 personas.
- En Nicaragua, murieron 10.000 por causa del sismo de 6,5 grados que aconteció el 23 de diciembre de 1972.
- También es justo mencionar que con el terremoto de Nicoya, Costa Rica (5 septiembre de 2012), de magnitud $M_w=7.6$, no generó ninguna víctima mortal. Esto puede ser asociado a una ya sólida tradición costarricense de desarrollo institucional y aplicación de normativas.



Figura 1.12 Terremoto de Maule, Chile (27 de febrero de 2010). Daños en la autopista Vespucio Norte (Fotografía: Esteban Maldonado).
http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Vespucio_Norte_Highway_after_2010_earthquake.jpg?uselang=es

1.8 Desastres y desarrollo: algunos comentarios

En el presente, nadie pone en duda las relaciones entre los desastres, el equilibrio del medio ambiente, el desarrollo de los países y su sostenibilidad. Mucho se ha reflexionado sobre el tema en las últimas décadas, sobre todo a partir de las consecuencias desastrosas de eventos como el Fenómeno del Niño y del Huracán Mitch.

Terremoto de Chile, 27 de febrero de 2010

- Víctimas mortales >520
- Heridos 12.000
- Edificios destruidos/dañados 370.000
- Daños totales 30.000 millones de dólares.

Para las compañías aseguradoras chilenas, el terremoto de Maule ha sido la catástrofe sísmica más cara de todos los tiempos. Desde el punto de vista global, sólo el terremoto de Northridge (EE.UU.) en 1994 causó más daños asegurados

(Fuente: Topics Geo, Catástrofes naturales, 2010)

Como se ha comentado, la gravedad de las repercusiones de los fenómenos naturales depende, en gran medida, del grado de exposición y vulnerabilidad a fenómenos extremos. Es por ello que las consecuencias sobre países en desarrollo, muy vulnerables, son más graves que sobre los países desarrollados.

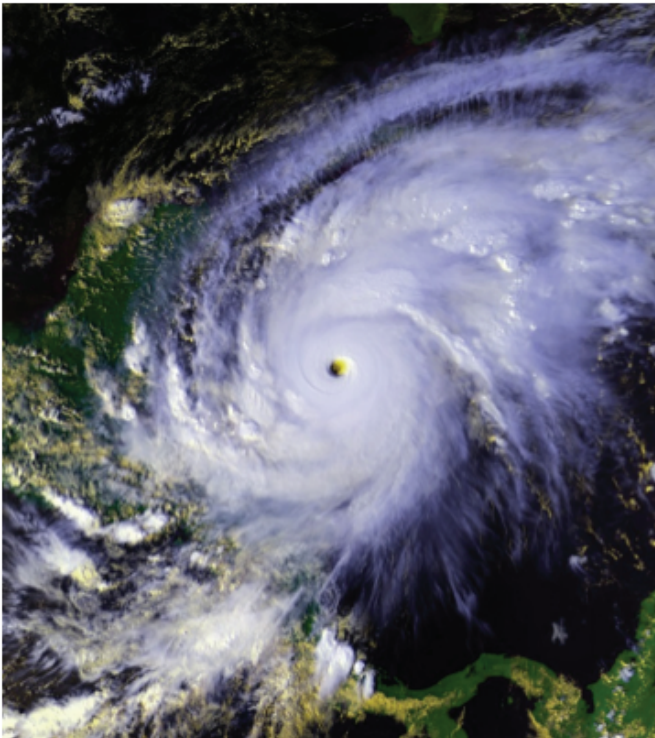


Figura 1.13 Huracán Mitch (1998) (Fotografía: NOAA, *Satellite and Information Service*).

http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Hurricane_Mitch_1998_oct_26_2028Z.jpg

La reducción de la vulnerabilidad es un aspecto esencial, a tomar en cuenta en las políticas y planes de adaptación y gestión de riesgos de desastre. Pero en los países pobres, la vulnerabilidad es un problema estructural y multidimensional, lo que dificulta la tarea de aplicar estrategias eficaces para su reducción.

Una gran exposición y vulnerabilidad ante la ocurrencia de desastres, son, por lo general, el resultado de procesos de desarrollo con deficiencias de distinto

El huracán Mitch pasó por América Central del 22 de octubre al 5 de noviembre de 1998, con vientos sostenidos de 290 Km/h. Honduras y Nicaragua resultaron los países más afectados. También Guatemala, El Salvador, Costa Rica y Belice. Produjo 18000 muertos y miles de millones de dólares en pérdidas económicas. Su gran impacto en la producción y la infraestructura implicó un severo retroceso en los procesos de desarrollo de la región e incrementó la alta dependencia de ayuda y financiamiento externos. Con el análisis de los efectos del huracán y la evaluación de los procesos de recuperación, especialmente en Honduras, se inició un debate en la región acerca de los desastres y el desarrollo, y sobre las estrategias de recuperación.

tipo, como los relacionados con la degradación ambiental, la urbanización rápida y no planificada en zonas peligrosas, los asentamientos informales en las barriadas pobres (construidos sin control técnico ni seguimiento gubernamental), las debilidades institucionales y gubernamentales, la ausencia o debilidad de políticas de reducción de riesgos de desastres, la escasez de recursos, la precariedad de los medios de subsistencia y condiciones de vida de los más pobres, entre muchos aspectos que pueden mencionarse.

Además, la globalización ha traído como consecuencia una mayor interdependencia de los sistemas económicos mundiales. Un desastre natural puede tener consecuencias mucho más allá de la localidad donde se produce y llegar a afectar distintos países y economías.

Los países deben comprender la necesidad de gestionar los riesgos de desastre con mayor eficacia. Para ello es necesario incluir aspectos relativos a esos riesgos en los planes de desarrollo nacionales, locales y sectoriales. Es necesario que los planes y estrategias, para ser efectivos, se traduzcan en medidas concretas dirigidas a zonas y grupos vulnerables, estableciendo las prioridades del caso. En estos planes, es necesario tomar en cuenta, no solamente los estudios de amenazas naturales, sino también los cambios proyectados en las poblaciones e infraestructuras, en términos de exposición y vulnerabilidad.

Todos los países deben enfrentar las dificultades inherentes a la falta de información y conocimientos en todos estos aspectos, lo que implica un gran esfuerzo, especialmente para los más pobres, acuciados por prioridades y necesidades económicas perentorias, de medios de subsistencia, salud, vivienda, alimentación, etc. Los países más pequeños, generalmente también con economías poco diversificadas y dependientes, se enfrentan a dificultades muy grandes para amortiguar las pérdidas causadas por desastres, y para emprender tareas de reconstrucción.

Otro aspecto que conviene resaltar, es que, muchas veces, tras la tragedia, los gobiernos se enfocan en la rápida reconstrucción de viviendas e infraestructuras. De esta manera, a menudo se reproducen, o incluso se incrementan, las vulnerabilidades existentes. En

Las estrategias de recuperación se enfocan generalmente en la reconstrucción y no en la disminución de la vulnerabilidad (enfoque reactivo y no preventivo) y no incluyen estrategias focalizadas para la generación de empleo y fuentes de ingresos sostenibles. En Honduras, el huracán tuvo consecuencias desastrosas en sectores claves de la economía: agricultura y comercio. Se elevaron los índices de pobreza, y se estancó el desarrollo humano. El país requirió fuerte ayuda internacional para superar el desastre. El impacto todavía se percibe, quince años más tarde.

realidad, los desastres podrían ser la oportunidad de cambiar o mejorar las políticas vigentes y establecer planes a corto, mediano y largo plazo, en función de aumentar la resiliencia y procurar el desarrollo sostenible. Pero la necesidad perentoria de volver a un estado funcional y operativo, que garantice la subsistencia de la población, hace que estas oportunidades con frecuencia se pierdan.

Para elaborar políticas y planes de reducción de riesgos de desastres, e implementarlos correctamente, es necesario estimular la participación de múltiples actores: las instituciones gubernamentales, el sector privado, las universidades e institutos de investigación y la sociedad civil, en general, pueden complementarse con esfuerzos muy valiosos a fin de constituir sistemas nacionales y grupos locales de apoyo en estas tareas. Es fundamental tomar en cuenta y fortalecer agendas de investigación, generación de conocimientos, estructuración de bases de datos, sistemas de información, y planes de divulgación y concientización de la sociedad, como aspectos centrales de los sistemas nacionales de reducción del riesgo.

2. CONCEPTOS BÁSICOS SOBRE TERREMOTOS Y COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS

¿Cómo se cuantifica la amenaza sísmica? ¿Qué son los espectros de respuesta y de diseño? ¿Cómo es el comportamiento dinámico de una edificación? ¿Qué busca el diseño sísmico? ¿Por qué se dañan las edificaciones cuando hay sismos? ¿Qué es el desempeño sísmico?

2.1 ¿Qué son los terremotos?

Los terremotos, también llamados sismos, son movimientos bruscos de la corteza terrestre. La palabra viene del latín “terra”, tierra, y “motu”, movimiento.

Los terremotos son consecuencia de fracturas en la corteza terrestre, las cuales se originan por ruptura de fallas geológicas, por fricción en el borde de las placas tectónicas o por procesos volcánicos. Los terremotos también pueden ser generados o inducidos por actividades humanas, como detonaciones nucleares, construcción de embalses de agua, u otras.

Hasta el momento, el hombre no ha podido predecir exactamente, ni tampoco controlar la ocurrencia de terremotos. No podemos evitar que exista la “amenaza sísmica”. Sin embargo, grandes esfuerzos han sido hechos para acumular información histórica sobre la ocurrencia de terremotos y cuantificar esta amenaza en términos probabilísticos. En los últimos tiempos, con los progresos de la tecnología y el aumento de estaciones sismológicas y redes de medición y transmisión, la cuantificación de la amenaza sísmica en el mundo ha evolucionado sensiblemente.

El punto de origen de un terremoto en la corteza terrestre se denomina hipocentro. El epicentro es el punto de la superficie terrestre directamente sobre el hipocentro. Para la medición de la energía liberada por un terremoto se emplean diversas escalas. La más utilizada actualmente es la escala de Magnitud de Momento Sísmico, Mw.

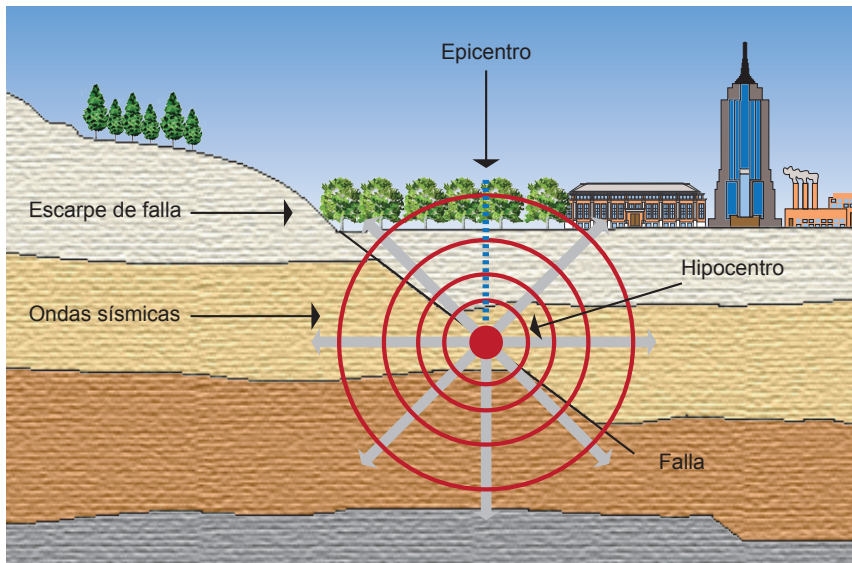


Figura 2.1 Hipocentro y epicentro de un terremoto (Fuente: Laboratorio de Ingeniería Sísmica del Instituto de Investigaciones en Ingeniería, Universidad de Costa Rica).
http://www.lis.ucr.ac.cr/clase_index/tv/articulos/imagenes/pub16fig1.jpg)

Cuando se fractura la corteza terrestre, se producen ondas sísmicas que se propagan en distintas direcciones. Los movimientos del suelo se transmiten a las edificaciones que están fundadas en él. Es un fenómeno complejo: las ondas sísmicas son de diferentes tipos, y se caracterizan por tener distintos valores de longitud, períodos de oscilación, amplitud y velocidad de propagación. Las fundaciones de las estructuras interactúan con los movimientos del suelo y los transmiten a las partes de la edificación que se ubican sobre la superficie.

Las condiciones del suelo y la geología del sitio específico donde está situada cada construcción tienen mucha influencia sobre los movimientos que serán transmitidos a la estructura. Conocer la amenaza sísmica y las condiciones geológicas y topográficas, permiten escoger los sitios más adecuados para ubicar construcciones y asentamientos humanos. Una planificación del territorio debe tomar en cuenta, idealmente, no sólo las amenazas sísmicas, sino otros tipos de amenazas naturales (vientos, inundaciones, lodos torrenciales, etc.), a fin de disminuir la probabilidad de ocurrencia de desastres.

En la ingeniería sismorresistente, lo que interesa, principalmente, son los efectos que los movimientos sísmicos acarrearán sobre las edificaciones y construcciones en general: la llamada “respuesta sísmica” de las estructuras. Si no podemos controlar las causas de los sismos, en cambio, sus efectos pueden ser prevenidos o mitigados. Los daños que causan los sismos sobre las edificaciones dependen de su mayor o menor “vulnerabilidad” sísmica, es

decir, de cuán susceptibles son las edificaciones a sufrir daños ante la ocurrencia de sismos. Una buena concepción estructural y un diseño adecuado, permite obtener construcciones menos vulnerables ante la amenaza sísmica.

Para comprender el efecto de los sismos sobre las edificaciones, imagínese parado sobre una silla, con los pies amarrados a la misma, y que alguien mueve la silla repentinamente bajo sus pies, de un lado a otro y de manera repentina y violenta. Usted se bamboleará en distintas direcciones, y dependiendo de la fuerza de las sacudidas, los amarres que lo sujetan a la silla podrán fallar, y/o usted perder el equilibrio hasta caer, con riesgos de sufrir heridas y fracturas más o menos graves, o hasta la muerte.

De la misma manera, cuando el suelo se mueve y las fundaciones transmiten el movimiento a la edificación, ésta comienza a moverse y a deformarse de un lado a otro. Esto produce fuerzas internas en la estructura que pueden ocasionar que sufra daños y que se agriete, en ocasiones hasta el colapso parcial de algunas partes o de toda la construcción.

El problema central de la ingeniería sismorresistente es lograr que las construcciones se comporten de manera “adecuada” frente a los sismos. Esto no quiere decir que el objetivo sea el de evitar los daños en las edificaciones. Muchas veces, aunque parezca paradójico, para obtener construcciones menos vulnerables, el diseño sísmico permite que se produzcan daños en algunos elementos de las estructuras. Se busca, fundamentalmente, evitar la pérdida de vidas humanas.

El objetivo de este capítulo no es el de ahondar en los fundamentos teóricos de la ingeniería sismorresistente, sino el de presentar ciertos conceptos básicos de manera simple y comprensible, y algunas ideas generales que permitan comprender el fenómeno sísmico, la respuesta estructural y los lineamientos del diseño sismorresistente.

2.2 El Origen de los terremotos

Durante la época Antigua y la Edad Media (e incluso hasta nuestros días, en algunas culturas), se creyó que los terremotos, como todo fenómeno del que no se conocían las causas, tenían un origen mítico.

Sin embargo, ya desde tiempos antiguos, el hombre intentó también buscar causas naturales, y no divinas, para los desastres. Por ejemplo, para Tales de Mileto (585 AC), la tierra era plana y flotaba sobre el océano. Ocasionalmente, las perturbaciones en el océano causaban que la tierra se moviera, que temblara y se fracturara. Aristóteles (384-322 AC) y otros filósofos, atribuyeron las causas de los terremotos al aire o a vapores (que llamaban “exhalaciones”)

dentro de las cavernas o cavidades subterráneas, que, al desplazarse en el interior de la tierra o al buscar salida hacia la superficie, hacían temblar todo lo que estaba sobre ella.

En la Edad Moderna comenzó a instalarse aceleradamente una visión científica del mundo, lo que permitió el desarrollo de la concepción del problema sísmico como un fenómeno natural, explicable satisfactoriamente con base en suposiciones científicas comprobables. En el s XVII se comenzó a pensar que los terremotos podían ser una respuesta elástica a fenómenos geológicos (Hooke, 1668). En el s XIX surgen las ecuaciones de Navier que fundan la Teoría de la Elasticidad, y Cauchy y Poisson realizan aportes para estudiar y analizar las ondas. A partir de allí, numerosos científicos contribuyen con aportes que permiten el desarrollo de la sismología moderna.

La concepción actual del origen de los terremotos se fundamenta en las teorías de la tectónica de placas y del “rebote elástico”.

La corteza de la Tierra está conformada por placas, llamadas “placas tectónicas”, que flotan y se mueven sobre el manto, arrastrando a los continentes. En este movimiento chocan unas con otras, produciendo fricciones y deformaciones que acumulan enormes esfuerzos en la corteza terrestre. Esta energía de deformación se va acumulando, hasta que se produce una ruptura repentina (o una secuencia de rupturas). Cuando esto ocurre, se desplazan bloques de rocas a lo largo de líneas o planos, que se conocen como “fallas geológicas”. Las fallas geológicas a veces dejan trazas en la superficie que pueden ser observables por los geólogos. En otras ocasiones ocurren en profundidad y no pueden verse (“fallas ciegas”).

Una fractura súbita y violenta de la corteza terrestre, ocurre cuando la energía de deformación acumulada provoca esfuerzos que superan el límite resistente de las rocas. Es entonces cuando se produce el terremoto, como una liberación brusca de energía que se traduce en calor y oscilaciones u ondas sísmicas de diferentes tipos que se propagan por el interior de la tierra y su superficie.

Las primeras explicaciones que dio el hombre acerca del origen de los terremotos, fueron míticas. En la Grecia Antigua, por ejemplo, se creía que los sismos eran causados por la furia del Dios del mar (Poseidón). Los japoneses suponían que en el centro de la tierra vivía un enorme bagre, cuyas sacudidas causaban los terremotos; en Siberia eran por el paso de un dios en trineo bajo la Tierra; los aztecas alejaban el tiempo (para ellos inevitable) de los cataclismos, con sacrificios humanos. Y los chinos, pensaban que, cuando ocurría un terremoto, un dragón furioso pasaba por debajo de la tierra, creando ondas en su superficie, con el contoneo de su cuerpo.

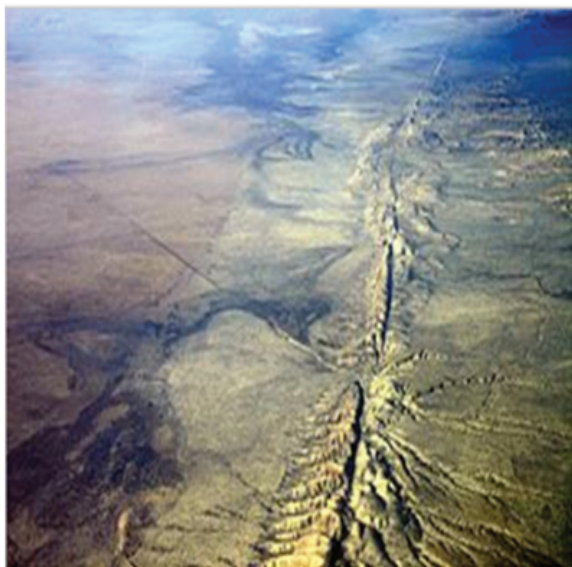


Figura 2.2 Vista aérea de la falla de San Andrés. Recorre 1286 km en el estado de California de Estados Unidos y es una de las fallas más estudiadas del mundo (Fotografía: Leohotens).
http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Falla_de_San_Andr%C3%A9s.jpg

2.3 Clasificación de los sismos

Aunque puede haber sismos generados por actividades volcánicas, explosiones, derrumbes y por la intervención del hombre, la mayoría de los sismos (se estima que un 90%) se producen por el movimiento de las placas tectónicas. Los sismos tectónicos pueden ser:

- “interplaca”: cuando se producen en las zonas de contacto entre placas tectónicas
- “intraplaca”: cuando se producen en otras zonas de las placas.

Los sismos interplaca se caracterizan por ser sismos más profundos y de mayor magnitud que los intraplaca. En general, los sismos más destructivos son los superficiales, ya que sus efectos tienen más impacto en la superficie, aunque sean de menor magnitud que los sismos profundos.

A partir de observaciones de los efectos del terremoto de San Francisco (1906), Harry Fielding Reid, propuso la teoría del “rebote elástico” (1911), para explicar cómo se libera energía con los terremotos. Para entender el concepto del “rebote elástico”, imaginemos un resorte que extendemos progresivamente. El resorte se va deformando poco a poco. Si soltamos bruscamente el resorte, cuando su deformación es pequeña, éste comienza a oscilar hasta volver a su posición de equilibrio. Sin embargo, si excedemos un cierto límite de deformación, que se llama “límite elástico”, el resorte oscila, pero cuando deja de hacerlo no vuelve a su posición original, sino que queda deformado. Si el resorte se extiende demasiado, ocurre la ruptura, y ambas partes oscilan hasta llegar a un nuevo equilibrio.

Según su profundidad, los sismos pueden clasificarse en:

- Superficiales: Los que ocurren en la corteza terrestre, hasta los 70 kilómetros de profundidad.
- Intermedios: Entre los 70 y 450 kilómetros de profundidad.
- Profundos: Sismos cuyo hipocentro se encuentra más allá de los 450 kilómetros de profundidad.



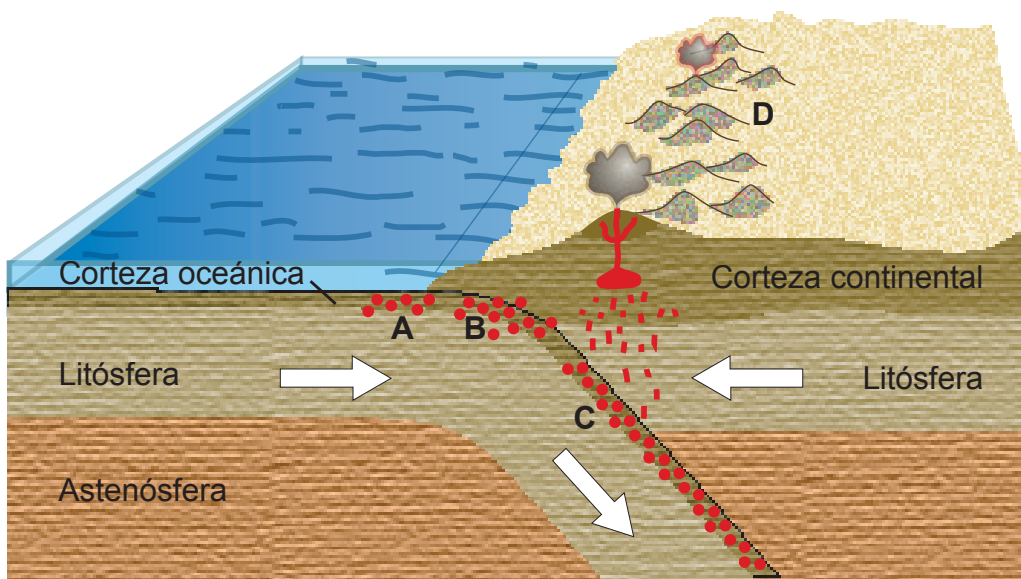
Figura 2.3 Las placas tectónicas (Fuente: USGS).
<http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/slabs.html>

2.4 ¿Cómo se describe un sismo?

Usualmente, desde un determinado punto donde se percibe o registra un sismo (por ejemplo, una estación sismológica) se utilizan ciertos términos para describirlo. Entre ellos:

- Profundidad del sismo (en general, profundidad del foco)
- Foco o hipocentro (lugar donde se genera el terremoto, bajo la superficie)
- Epicentro (proyección del foco o hipocentro sobre la superficie de la tierra)

- Distancia focal: distancia desde el punto de registro hasta el foco o hipocentro
- Distancia epicentral: distancia desde el punto de registro al epicentro.
- Fecha y hora del evento,
- Coda o duración de la excitación
- Intensidad del sismo: indicador que expresa o caracteriza los daños que ocasiona en construcciones y asentamientos.
- Magnitud del sismo: es un valor que refleja la energía liberada por el sismo y se calcula con base en la amplitud de los distintos tipos de ondas sísmicas generadas, o la duración del movimiento.



Zona de subducción

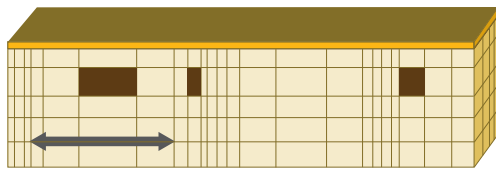
A: Sismos outer-rise **B:** Sismos interplaca **C:** Sismos intraplaca oceánica **D:** Sismos intraplaca continental

Figura 2.4 Tipos de sismos (Fuente: Centro Sismológico Nacional, Universidad de Chile).
http://www.sismologia.cl/pdf/difusion/001_terremotos_y_sismicidad_chile.pdf

Para medir los terremotos se utilizan sismógrafos o acelerógrafos, que permiten, en cada lugar o estación sismológica, tener un “registro” del movimiento que se produce en ese sitio. Los sismogramas o acelerogramas así obtenidos, permiten caracterizar los movimientos sísmicos y estudiarlos.

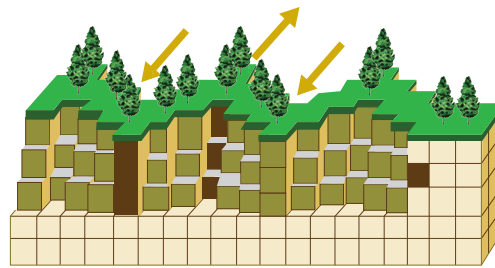
Para ubicar el epicentro de un terremoto y otras características, se analizan los registros y se identifican los distintos tipos de ondas sísmicas y sus diferentes velocidades. Se necesitan varias estaciones, con sus registros para identificar los movimientos apropiadamente. Actualmente existen numerosas estaciones con aparatos de registro estandarizados (Red Sismográfica Mundial), que permiten estudiar la sismicidad del planeta con bastante exactitud.

Ondas profundas

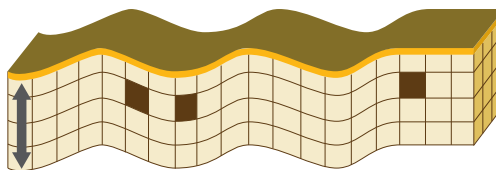


Ondas P (primarias)

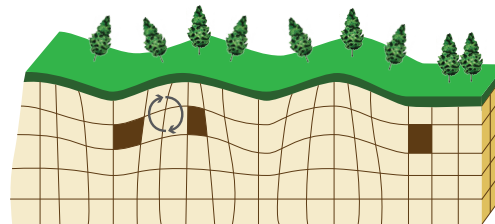
Ondas superficiales



Ondas L (Love)



Ondas S (secundarias)



Ondas R (Rayleigh)

→ Dirección de propagación

■ Puntos de referencia

Figura 2.5 Tipos de ondas que genera un sismo (Fuente: AulaTicBio, Instituto de Educación Secundaria Felo Monzón, Gobierno de Canarias, España).

http://biologiaygeologia.org/unidadbio/a_ctma/u3_geosfera/u3_t3contenido/21_ondas_ssmicas.html

2.5 Escalas de medición de los sismos

Se han desarrollado distintas escalas para medir la energía y fuerza destructiva de un sismo. Algunas medidas se refieren a la “intensidad”, es decir, al poder destructivo que tiene el sismo sobre edificaciones, infraestructuras, asentamientos humanos y el ambiente en general. La intensidad varía de un sitio al otro, dependiendo de varios factores, como la distancia al foco, el tipo de suelos, las condiciones geológicas, topográficas, la vulnerabilidad de los sistemas, etc. Los primeros intentos para catalogar los sismos, se basaron en observaciones de sus efectos, en términos de su poder destructivo, como la

propuesta por el sismólogo italiano Giuseppe Mercalli en 1902. La escala de intensidades de Mercalli Modificada (MM), es todavía muy utilizada. Los efectos de los terremotos pueden representarse en mapas donde se grafican curvas de igual intensidad, llamadas “isosistas”.

Tabla 2.1 Tabla Modificada de Mercalli (la escala permite medir la intensidad del sismo a partir de la descripción de sus efectos)

Escala modificada de Mercalli	
Grado	Efectos del terremoto
I	Microsismo, detectado por instrumentos
II	Sentido por algunas personas (generalmente en reposo)
III	Sentido por algunas personas dentro de edificios
IV	Sentido por algunas personas fuera de edificios
V	Sentido por casi todos
VI	Sentido por todos
VII	Las construcciones sufren daño moderado
VIII	Daños considerables en estructuras
IX	Daños graves y pánico general
X	Destrucción en edificios bien construidos
XI	Casi nada queda en pie
XII	Destrucción total

Los primeros intentos para catalogar los sismos, se basaron en observaciones de sus efectos, en términos de su poder destructivo, como la propuesta por el sismólogo italiano Giuseppe Mercalli en 1902. La escala de intensidades de Mercalli Modificada (MM), es todavía muy utilizada.

Otro tipo de escalas buscan caracterizar la “Magnitud” del sismo, como medida de la cantidad de energía liberada en el foco. Se calcula a partir de registros sismográficos a una distancia determinada del epicentro. A diferencia de la “intensidad”, la “magnitud” de un determinado sismo, es una cantidad que no varía de un sitio a otro. La magnitud depende

Tipos de ondas que genera un sismo

- **Profundas: P y S**

Se originan en el hipocentro, se refractan, se reflejan y cambian de velocidad cuando pasan de unas rocas a otras.

Ondas primarias (P):

Son las más rápidas; son las primeras que se reciben en los sismógrafos.

Ondas secundarias (S):

Se propagan a menor velocidad que las P. No se transmiten en líquidos

- **Superficiales: L y R**

Son las más lentas, se originan en el epicentro y se desplazan sólo por la superficie de la Tierra. Originan las catástrofes. Pueden ser de dos tipos:

Ondas Love (L):

Mueven el suelo horizontalmente y perpendicularmente a la dirección de propagación.

Ondas Rayleigh (R):

Se transmiten como las olas del mar. Las partículas se mueven describiendo elipses.

de la energía liberada en el foco, por lo que cada sismo tiene una sola magnitud.

Teóricamente la magnitud no tiene límite superior, pero se piensa que la magnitud del sismo máximo posible asociado a una determinada falla o sistema de fallas, puede estimarse con base en la resistencia de las rocas en la corteza terrestre y la longitud de ruptura probable en las fallas.

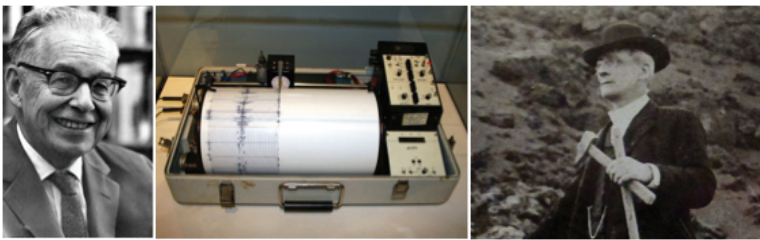


Figura 2.6 Charles Francis Richter (1900 -1985), Sismógrafo, Giuseppe Mercalli (1850-1914) (Fotografías: USGS, Kinematics, Osservatorio Giuseppe Mercalli sul Vesuvio).

<http://commons.wikimedia.org/wiki/File:CharlesRichter.jpg>

http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Kinematics_seismograph.jpg?uselang=es

http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Osservatorio_ximeniano,_giuseppe_mercalli_sul_vesuvio.JPG

http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Osservatorio_ximeniano,_giuseppe_mercalli_sul_vesuvio.JPG

Para la determinación de la magnitud de un sismo, han sido creadas diferentes escalas, dependiendo del tipo de onda en que se basa la medición. La primera escala de magnitud de uso generalizado, conocida como Escala de Magnitud Local (ML), fue propuesta en 1935 por Charles Richter, Sismólogo del *California Institute of Technology*. Se originó para sismos locales en California y un radio de aproximadamente 600 km. Se determina a partir de la máxima amplitud registrada por un sismógrafo estándar, (*Wood Anderson* de constantes

específicas prefijadas) ubicada a 100 kilómetros de la fuente sísmica. Para su determinación se utiliza una escala logarítmica. Por ello, el incremento en una unidad de magnitud significa un aumento de diez veces la amplitud de las ondas en el sismograma. En cuanto a la energía sísmica liberada, un incremento en magnitud equivale a un aumento de aproximadamente 31.5 veces de energía.

La escala de Magnitud de Momento (MW) fue desarrollada por Hiroo Kanamori en el *California Technological Institute* y permitió el recálculo de sismos grandes conocidos. Kanamori y sus colaboradores, propusieron un método basado en la forma de las ondas sísmicas, para calcular el desplazamiento promedio del área de ruptura a lo largo de la falla geológica donde ocurre el terremoto. Estas nuevas nociones permitieron revisar el caso del sismo de Chile de 1960. Este sismo tenía una magnitud MS de 8.3. Su magnitud momento fue estimada en 9.5, con lo que se convirtió en el sismo de mayor magnitud hasta hoy registrado.

La escala de Richter es citada, en muchas ocasiones de manera incorrecta, por los medios de comunicación masiva cuando reportan un sismo. En términos de Magnitud Richter, un sismo de menos de 3.5, generalmente no se siente. De 3,5 a 5,4 ya es percibido por la gente. Por encima de 5,5 puede ocasionar daños de algún tipo en edificaciones comunes.

Otras escalas de magnitud se han definido también, basadas en la amplitud de los diferentes tipos de ondas generadas por los sismos. Por ejemplo, la escala de Magnitud de Ondas Superficiales, M_s y la escala de Magnitud de Ondas de Cuerpo, m_b .

La experiencia ha mostrado que las escalas de magnitud M_s y m_b no reflejan adecuadamente el tamaño de sismos muy grandes, subestiman su valor y conducen a una estimación poca exacta de la energía liberada por los sismos. También se ha determinado que no permiten representar adecuadamente lo que se conoce como “tamaño del sismo”, en relación con el proceso físico de ruptura que lo produce y las dimensiones de la zona de ruptura.

Para resolver estas limitaciones, se introdujo la noción de “momento sísmico” y la escala de Magnitud de Momento (MW).

Otras escalas que han sido utilizadas por los especialistas son las de Magnitud Energía (M_e) y la de duración (M_d)

2.6 Riesgo sísmico en el mundo

El riesgo sísmico depende de la amenaza y de la vulnerabilidad. Son conceptos que pueden expresarse como funciones probabilísticas.

La amenaza sísmica es la probabilidad de que ocurran eventos sísmicos de una determinada magnitud, en una localidad, en un período determinado.

Asimismo, la vulnerabilidad sísmica puede definirse como el grado de susceptibilidad de unidades o grupos de edificaciones de sufrir daños parciales o totales ante la ocurrencia de movimientos sísmicos de magnitudes dadas, en un período de tiempo y en un sitio determinado, expresada probabilísticamente.

También es usual utilizar estos términos en forma cualitativa: se habla entonces de zonas de alta, media o baja amenaza sísmica, y de asentamientos más o menos vulnerables, según indicadores y escalas que se aceptan por convención en el marco de propuestas y metodologías específicas de estudio, análisis y diseño sísmico.

Tabla 2.2 Magnitud sísmica. En la tabla se compara la energía liberada por sismos de cierta magnitud con explosiones de dinamita y sus efectos (Fuente: Fundación Polar, fascículo 12).

Magnitud <i>R</i>		
RICHTER	Equivalencia en cantidades de TNT*	EJEMPLOS (aproximados)
-1,5	6 onzas (170) gramos	Romper una roca en una mesa de laboratorio
1,0	30 libras (13 kilogramos)	Una pequeña explosión en un sitio de construcción
1,5	320 libras (145 kg)	
2,0	1 tonelada	Una gran explosión minera
2,5	4,6 toneladas	
3,0	29 toneladas	
3,5	73 toneladas	
4,0	1 x 10 ³ toneladas	Arma nuclear pequeña
4,5	5,1 x 10 ³ toneladas	Tornado promedio
5,0	32 x 10 ³ toneladas	
5,5	80 x 10 ³ toneladas	Terremoto de Little Skull Mountain, North Virginia, EEUU, 1992
6,0	1 x 10 ⁶ toneladas (un megatón)	Terremoto de Double Spring Flat, North Virginia, EEUU, 1994
6,5	5 x 10 ⁶ toneladas	Terremoto de Northridge, California, EEUU, 1994
7,0	32 x 10 ⁶ toneladas	Terremoto de Hyogo-Ken Nanbu, Japón, 1995
7,5	160 x 10 ⁶ toneladas	Terremoto de Landers, California, EEUU, 1992
8,0	1 x 10 ⁹ toneladas	Terremoto de San Francisco, California, EEUU, 1906
8,5	5 x 10 ⁹ toneladas	Terremoto de Anchorage, Alaska, EEUU, 1964
9,0	32 x 10 ⁹ toneladas	Terremoto de Chile, 1960
10,0	1 billion (1 x 10 ¹²) toneladas (1 gigatón)	Energía acumulada en falla tipo San Andrés, California, EEUU
12,0	160 billones (160 x 10 ¹²) toneladas	¡¡Fracturar la tierra en dos mitades!!
* TNT= Trinitrotolueno Fuente: http://www.todoarquitectura.com		

Tabla 2.3 Frecuencia de los terremotos en el mundo según su magnitud (Fuente: USGS)

FRECUENCIA SÍSMICA (USGS)		
DESCRIPCIÓN	MAGNITUD	PROMEDIO ANUAL
Grande	8 o más	1
Mayor	7 – 7,9	18
Fuerte	6 – 6,9	120
Moderado	5 – 5,9	800
Ligero	4 – 4,9	6.200 (estimado)
Menor	3 – 3,9	49.000 (estimado)
Muy pequeño	< 3	(2 a 3) / día

Se estima que al año se producen en el mundo unos 800 terremotos con magnitudes entre 5 y 6, unos 50.000 con magnitudes entre 3 y 4, y sólo 1 con magnitud entre 8 y 9. En zonas sísmicas, diariamente ocurren pequeños sismos, imperceptibles para la mayoría de las personas.

La mayoría de los terremotos se producen en las zonas de contacto de las placas tectónicas, como lo indican los mapas de sismicidad mundial. Muchas veces, estas zonas de contacto de las placas están asociadas a importantes cadenas montañosas.

Las zonas sísmicas más peligrosas corresponden al llamado “cinturón de fuego del Pacífico”, donde han ocurrido los eventos sísmicos registrados de mayor magnitud en el mundo.

En estas zonas de mayor peligrosidad se ubican varios países de la región andina y de Centro América.

Los registros sísmicos obtenidos de las redes sismológicas existentes son utilizados para demarcar áreas o zonas geográficas con similar potencial de amenaza sísmica. Para ello se toma en cuenta la frecuencia de ocurrencia de los sismos, la magnitud máxima del sismo, la probabilidad de excedencia de esta magnitud, la distancia al origen, la localización de la falla de origen y los detalles geológicos del área.

Los terremotos fuertes y muy destructivos son poco frecuentes. Se estima que un terremoto de magnitud mayor a 8 ocurre una vez al año en alguna parte del mundo. Pero todos los días, en zonas sísmicas, hay numerosos sismos menores, en su mayoría no percibidos por la población.

Las demarcaciones efectuadas por los especialistas, son presentadas como “mapas de amenaza sísmica”, en los cuales se delimitan grandes zonas o regiones correspondientes a rangos de aceleraciones pico del suelo máximas probables, esperadas en esas zonas.

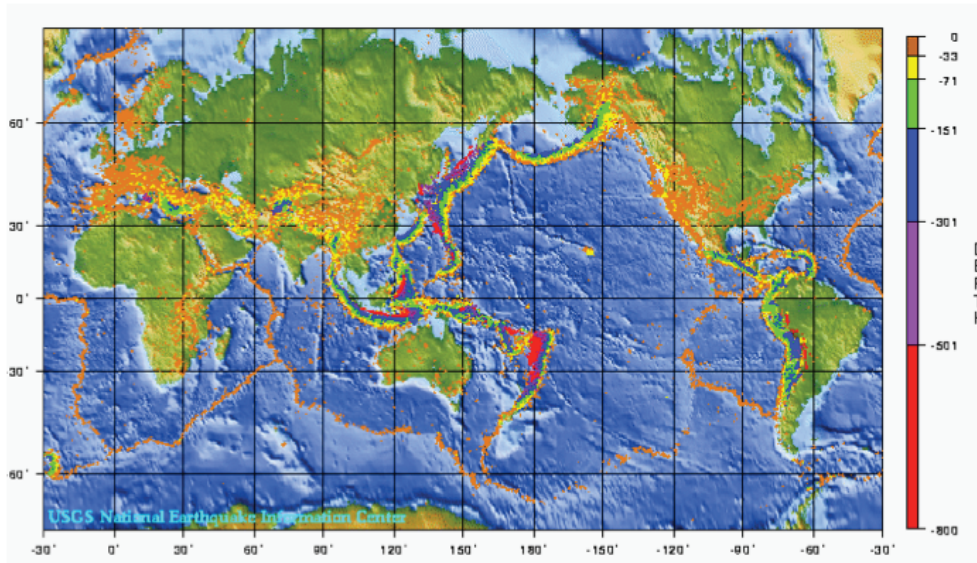


Figura 2.7 Sismicidad mundial (1975 a 1995). La mayoría de los sismos ocurren en las zonas de encuentro de las placas tectónicas. Los puntos en el mapa marcan los sitios de ocurrencia de eventos sísmicos de distintas profundidades, del rojo (sismos profundos), al amarillo y marrón (sismos superficiales) (Fuente: USGS).

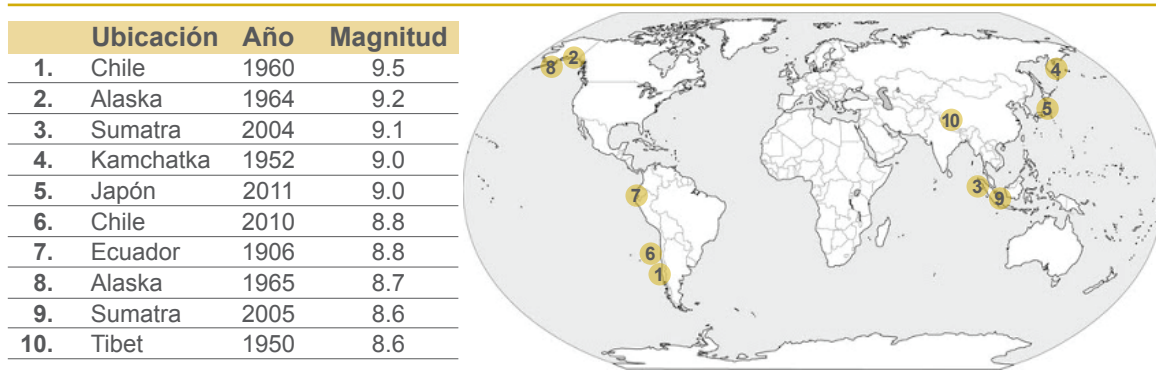


Figura 2.8 Los diez eventos sísmicos de mayor magnitud ocurridos en la historia. Casi todos situados en el “cinturón de fuego del Pacífico” (Elaboración propia).

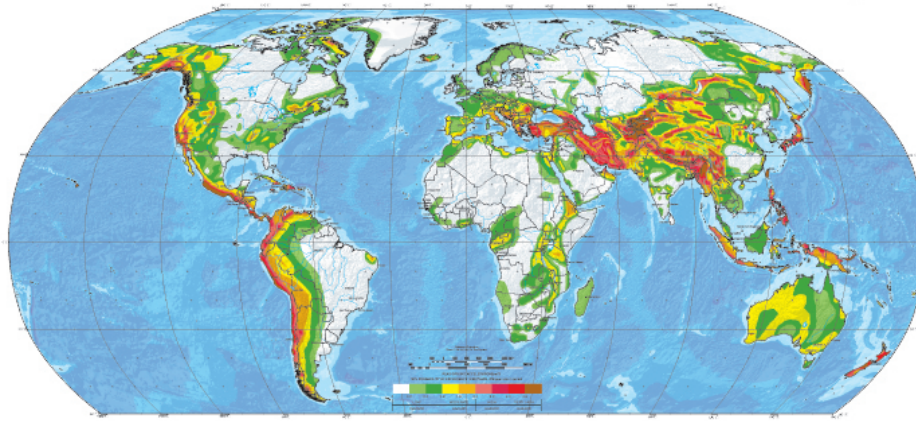


Figura 2.9 Mapa de amenaza sísmica global (Fuente: *Global Seismic Hazard Assessment Program*, 1992-1999). <http://www.seismo.ethz.ch/static/gshap/>

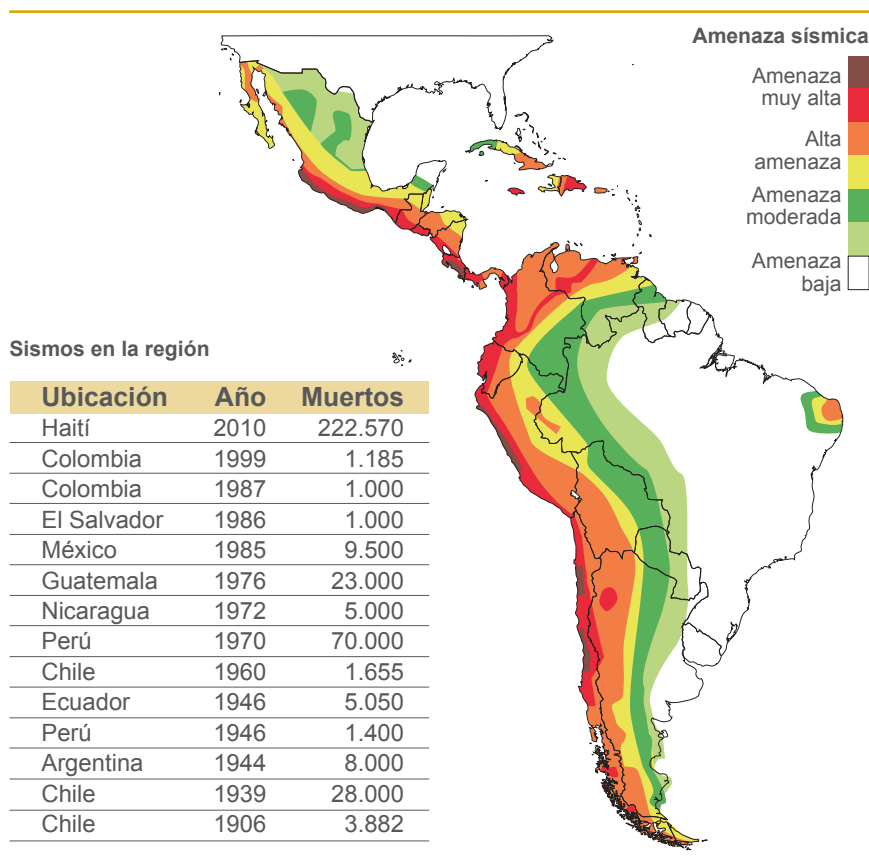


Figura 2.10 Sismicidad de América Latina y el Caribe (Fuente: *USGS*). <http://www.seismo.ethz.ch/>

2.7 Comportamiento sísmico de la estructura

Al producirse un sismo se generan ondas en la corteza terrestre que hacen vibrar el suelo en un sitio determinado. Estos movimientos ondulatorios se transmiten a las bases o fundaciones de las construcciones que allí se ubican. Como resultado de este movimiento de las bases, las estructuras quedan sometidas, en sus partes ubicadas sobre la superficie de la tierra, a fuerzas inerciales que las hacen vibrar con movimientos también oscilatorios y repetidos, de amplitudes, frecuencias y formas variables. La edificación debe ser capaz de soportar esas fuerzas inerciales, que representan la acción sísmica a la que se ve sometida, y transmitir las nuevamente al suelo, para mantenerse en pie.

A diferencia de las fuerzas gravitacionales que soporta normalmente una edificación, (como su propio peso y cargas eventuales sobre la misma), que son verticales y de tipo estático (es decir, que no varían, o varían muy poco, con el tiempo), las fuerzas producto de la acción sísmica, son principalmente horizontales y dinámicas, de carácter oscilatorio (es decir, varían rápidamente en el tiempo y cambian de sentido, según oscile la estructura de un lado a otro).

Desde los inicios del s XX, en la práctica de la ingeniería sismorresistente, se ha utilizado un método muy simple para representar las acciones sísmicas sobre las edificaciones. El método simplificado consiste en suponer que la acción sísmica sobre una edificación, es equivalente a una o a un conjunto de cargas horizontales, proporcionales al peso de la estructura, que actúan en las losas de entrepiso, por ser en estos elementos donde se concentran las mayores masas de la estructura y por lo tanto, la acción de las cargas inerciales. La suma de todas esas cargas laterales sobre la estructura es igual a una fuerza que se conoce como “Cortante Basal” y representa la acción global del sismo sobre la estructura, como una fuerza en su base.

Usualmente, la acción sísmica en las bases de las estructuras, se modela por medio de acelerogramas. Un acelerograma es un gráfico donde los valores de la aceleración se representan en el eje vertical (o de ordenadas), variando en función de tiempo, que se representa en el eje horizontal (o de abscisas). Una función de este tipo representa una componente del sismo, actuando en una sola dirección. En un punto determinado, el terremoto incide espacialmente con este tipo de vibraciones, por lo que las mismas suelen registrarse en tres direcciones ortogonales entre sí, dos horizontales y una vertical.

Para que el sistema sismorresistente de la edificación funcione correctamente, las losas de techo y piso deben ser elementos rígidos capaces de distribuir las fuerzas inerciales, producto de la acción sísmica, sobre los elementos verticales. Cualquier debilidad en las uniones impedirá la correcta transmisión de las cargas sísmicas al terreno.

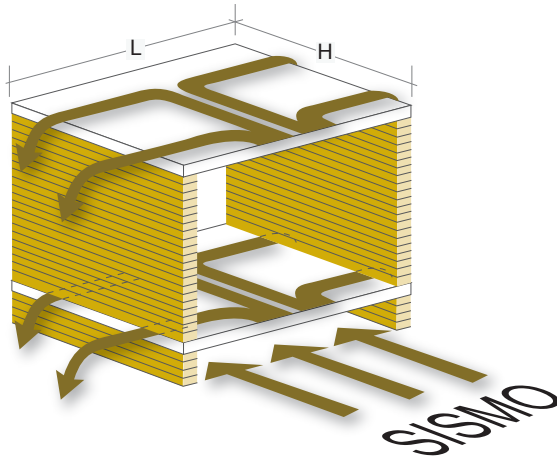


Figura 2.11 Respuesta sísmica de la estructura: En una edificación, los movimientos sísmicos se traducen en fuerzas de tipo inercial que deben ser transmitidas a las fundaciones por los elementos resistentes (usualmente muros y columnas) (Elaboración propia).

Dado que las cargas sísmicas inciden en cualquier dirección de la edificación, es muy importante lograr una adecuada configuración de la estructura para garantizar una buena respuesta sísmica y la apropiada transmisión de las fuerzas horizontales al terreno. Por ejemplo, no es recomendable el uso de plantas irregulares, ni permitir cambios bruscos de rigidez o masa en altura.

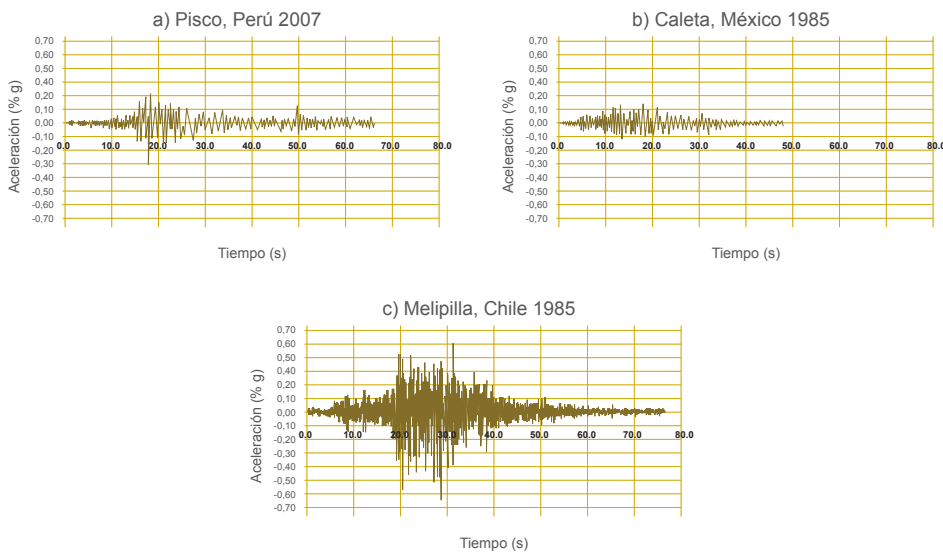


Figura 2.12 Ejemplos de acelerogramas de distintos sismos. Son registros de aceleración en función del tiempo (Fuentes: (a) CISMIC, (b) CIRES, (c) RENADIC-USH).

2.8 Comportamiento dinámico de una edificación

Para comprender la respuesta de una edificación a una excitación dinámica, como las vibraciones del sismo, puede simplificarse su comportamiento considerando que es equivalente a la de un sistema de masas y resortes. Este sistema tiene propiedades que lo diferencian. La respuesta generada depende de la magnitud y duración de la excitación y de las propiedades dinámicas del sistema.

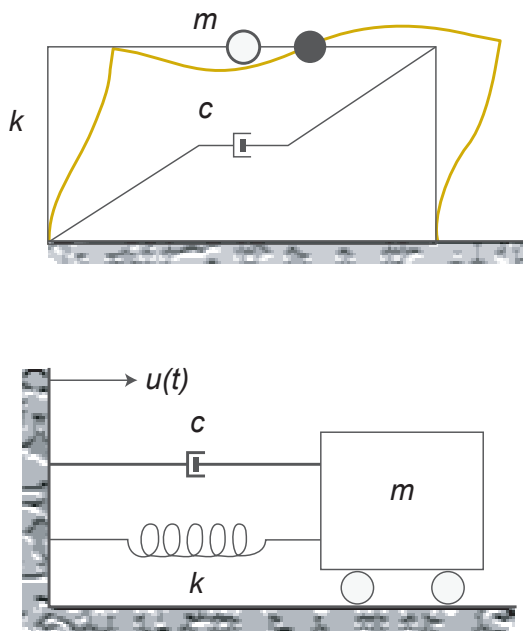


Figura 2.13 Sistema de un grado de libertad. Los edificios se representan usualmente como sistemas de masas, resortes y amortiguadores viscosos. Un sistema de un piso se simplifica como un sistema de un grado de libertad dinámico. Para una excitación de aceleración dada, la respuesta $u(t)$ del sistema depende sólo de su período natural (T_n) y del amortiguamiento (c). El período natural depende de la rigidez (k) y de la masa (m) del sistema. Los sistemas más rígidos tienen menor período de vibración que los menos rígidos (Elaboración propia).

La ecuación del movimiento de un sistema de un grado de libertad dinámico, sometido a acciones sísmicas, se escribe como:

$$Ma(t) + Cv(t) + Ku(t) = Mag(t)$$

Donde M es la masa, C el amortiguamiento, K es la rigidez, $a(t)$ es la aceleración de la masa, $v(t)$ es la velocidad, $U(t)$ es el desplazamiento relativo a la base, y $ag(t)$ es la aceleración del terreno (que ocasiona la fuerza sísmica, término del lado derecho de la igualdad). La letra t indica que son funciones dinámicas, dependientes del tiempo.

Cuando el sistema es excitado por una carga dinámica de duración limitada, tiende a quedar vibrando, justo antes de detenerse, con un período y una forma característica, que se conocen como “período fundamental de vibración” y “modo de vibración”. Los sistemas de una sola masa y un solo resorte tienen únicamente un período de vibración, y una forma de vibrar o modo de vibración correspondiente. Este período es función de la masa y rigidez del sistema

y expresa el tiempo que dura un ciclo completo de oscilación (su inverso es la “frecuencia natural” del sistema). Una vez que se acaba la excitación, la oscilación de respuesta termina por atenuarse hasta detenerse, por un efecto de “amortiguamiento” que representa los mecanismos de fricción y disipación de energía existentes en las estructuras reales, y que hacen que un movimiento oscilatorio producido por un sismo, no sea eterno.

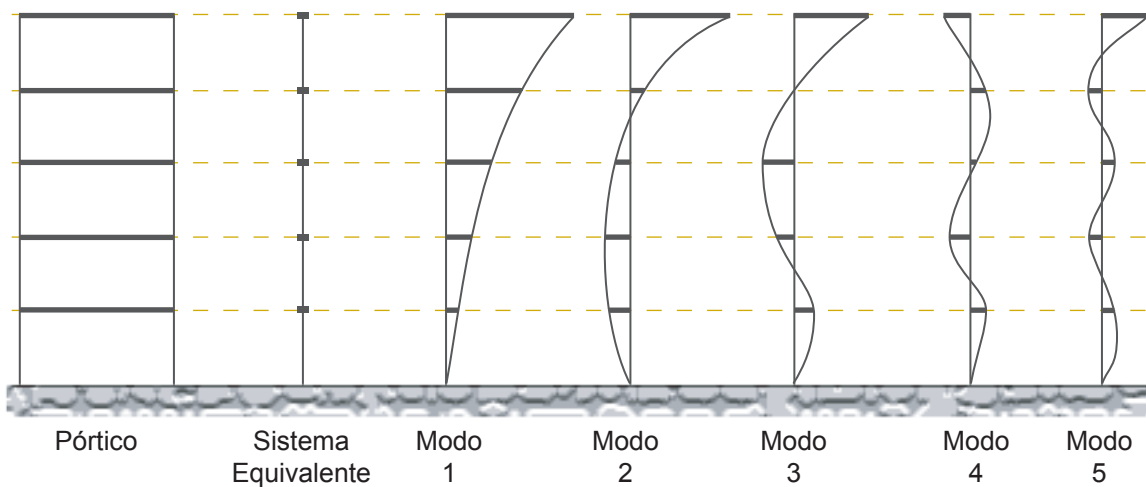


Figura 2.14 Los sistemas de N pisos pueden simplificarse como sistemas de N grados de libertad laterales, con N masas concentradas, N períodos naturales y N modos de vibración (Elaboración propia)

Una edificación bidimensional de un número N de pisos, se representa usualmente como un sistema de N masas. Se dice entonces que tiene N grados de libertad dinámicos. Eso quiere decir que tiene N formas características de vibrar que corresponden a N períodos naturales de vibración. Cuando el sistema es excitado con un movimiento oscilatorio sinusoidal, que tiene una frecuencia igual a una de las frecuencias naturales del sistema la respuesta tendrá exactamente la forma del modo de vibración correspondiente a esa frecuencia. El primer modo, o modo fundamental del sistema, corresponde a la frecuencia más baja de excitación. Para obtener los modos de vibración superiores, de formas más complicadas, se requieren niveles mayores de energía de excitación, que se corresponden con valores altos de frecuencias de vibración en la respuesta del sistema. Una deformación cualquiera de la estructura en un momento determinado, puede ser expresada como una combinación lineal de sus modos característicos de vibración.

La vibración del suelo se transmite a la estructura. Los niveles y maneras en que varía la respuesta del sistema estructural, dependen de las propiedades dinámicas del sistema (frecuencias naturales de vibración, que son función de la rigidez y masa del sistema) y del contenido de frecuencias y amplitud de las oscilaciones en la base de la estructura. El

efecto del amortiguamiento (fricción u otros mecanismos de disipación de energía de la estructura ante la vibración impuesta) influye en la magnitud y duración de su respuesta. Usualmente se asume para edificios de concreto armado en condiciones operativas, un amortiguamiento de entre 2% y 3% del amortiguamiento crítico. Si una estructura ha sido dañada por un sismo u otras acciones, y presenta agrietamiento, los valores de amortiguamiento aumentan. En las normas, usualmente se considera del 5% para el sismo de diseño, ya que se prevé que la estructura estará deteriorada para sismos grandes.

2.9 ¿Qué son los espectros de respuesta sísmica?

La amenaza sísmica se expresa a través de los espectros de respuesta elástica, para su aplicación al diseño sismorresistente.

El concepto de Espectro de Respuesta fue introducido por M.A. Biot en 1932, y fue ampliamente usado por G.W. Housner (1910-2008). Es un concepto práctico que caracteriza los movimientos sísmicos y el efecto sobre las estructuras. El Espectro de Respuesta es una gráfica que representa los valores máximos absolutos de la respuesta de sistemas de un grado de libertad, con el mismo amortiguamiento, para una componente particular de un sismo, por ejemplo la Norte-Sur o Este-Oeste. Los espectros pueden representar aceleraciones, velocidades o desplazamientos.

Los espectros resumen la manera en que las estructuras responden a las vibraciones producidas por diferentes sismos. Cuando la base de un edificio entra en vibración ésta se transmite a su estructura, que también comienza a vibrar. En un sistema completamente rígido, la vibración del edificio sería exactamente la misma de la de su base. Sin embargo, como las estructuras tienen siempre una cierta flexibilidad, la vibración de la estructura puede amplificarse o disminuir respecto a la del suelo: las aceleraciones de la base y de la estructura son diferentes.

En general, para el diseño sismorresistente basado en el cálculo de fuerzas, se utilizan espectros de aceleraciones, ya que conociendo el período natural de vibración del sistema y entrando en el “espectro”, se puede conseguir la aceleración máxima de respuesta del

El fenómeno de “resonancia” ocurre cuando la acción sísmica tiene un contenido de frecuencias dominante parecido a alguna de las frecuencias naturales de vibración del sistema estructural. Se dice entonces que la respuesta del sistema “simpatiza” con la acción sísmica. Es un fenómeno peligroso, porque se pueden amplificar mucho las deformaciones del edificio y llevarlo al colapso.

sistema. Como se conoce la masa de la estructura, el valor de la fuerza cortante basal máxima, puede entonces calcularse a partir de la multiplicación de la masa y la aceleración espectral.

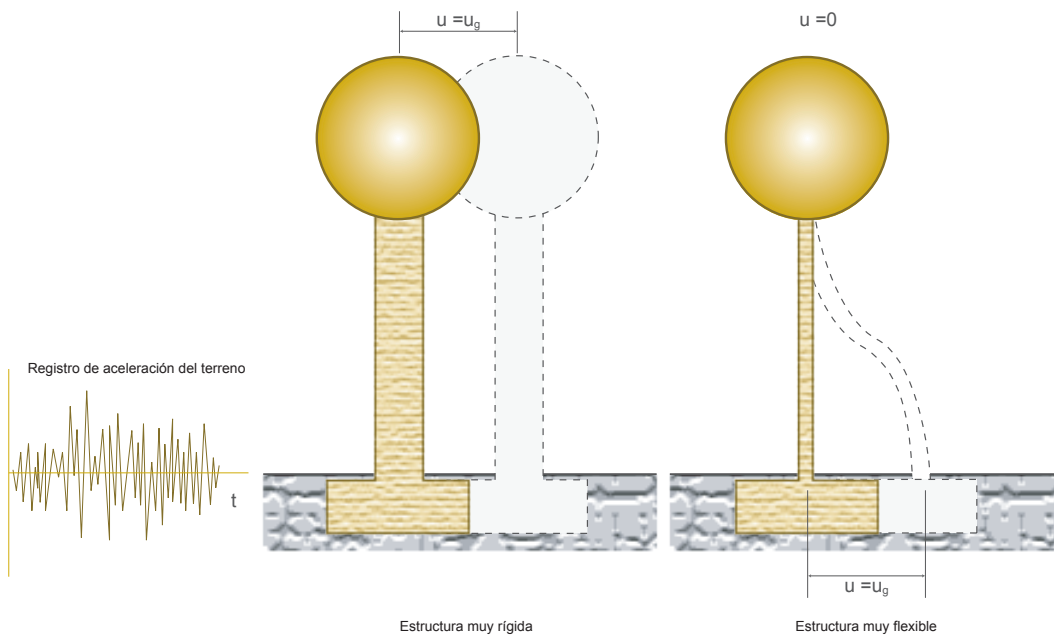


Figura 2.15 Respuesta sísmica de estructuras de períodos cortos (muy rígidas) y de períodos largos (muy flexibles) (Fuente: Francisco Crisafulli y Elbio Villafane, Universidad del Cuyo).

En los métodos simplificados de análisis, se supone que toda la estructura puede representarse por un período natural de vibración, como si tuviera un solo grado de libertad (una sola masa inercial) y una manera de vibrar de acuerdo con su modo fundamental. El espectro permite estimar la aceleración máxima de respuesta frente al sismo. Luego, el cortante basal obtenido se reparte en los distintos niveles de la estructura, de manera proporcional a su peso. Estos métodos simplificados se fundamentan en la hipótesis de que la respuesta de la estructura tendrá una forma parecida (o en donde tendrá más influencia), el modo fundamental de vibración, ya que es el que requiere menos energía para ser excitado. Esta suposición funciona bien en algunos casos, pero en otros, especialmente cuando las edificaciones son muy irregulares, heterogéneas u ocurren fenómenos de resonancia, puede conducir a resultados erróneos.

En realidad, una edificación tiene múltiples períodos y formas de vibrar. Lo que se hace en la práctica, es descomponer el complejo comportamiento de la estructura en la suma de distintos sistemas de una sola masa (es el llamado método de “superposición modal”). Las distintas

respuestas obtenidas se combinan siguiendo distintos criterios y métodos propuestos en la literatura especializada, con el fin de estimar las fuerzas totales que se utilizarán en el diseño.

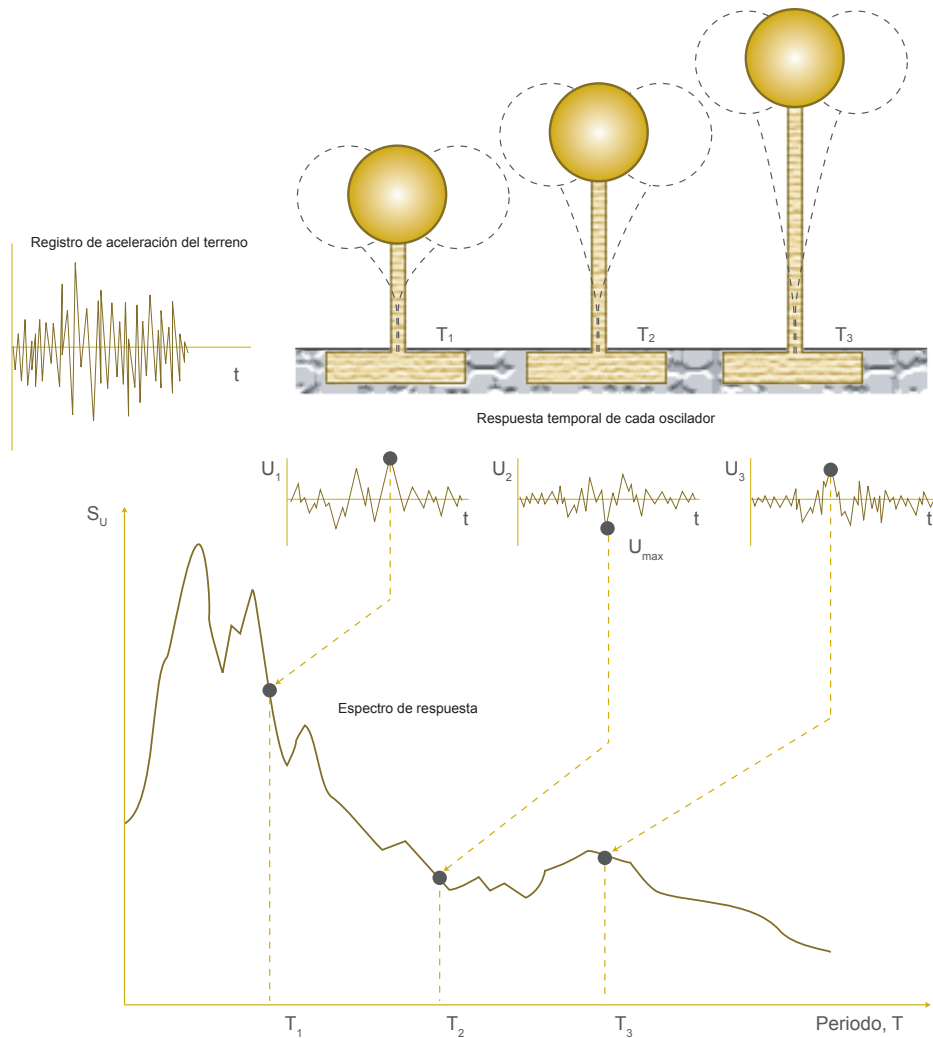


Figura 2.16 Acelerogramas y espectros de respuesta. Un acelerograma es la "historia de un sismo": una gráfica de aceleraciones (eje vertical) contra el tiempo (eje horizontal). El espectro de respuesta de aceleraciones es la gráfica inferior, con los máximos valores de aceleraciones (eje vertical) de estructuras de un grado de libertad contra sus períodos naturales de vibración (eje horizontal) para el acelerograma del sismo dado (Fuente: Francisco Crisafulli y Elbio Villafane, Universidad del Cuyo).

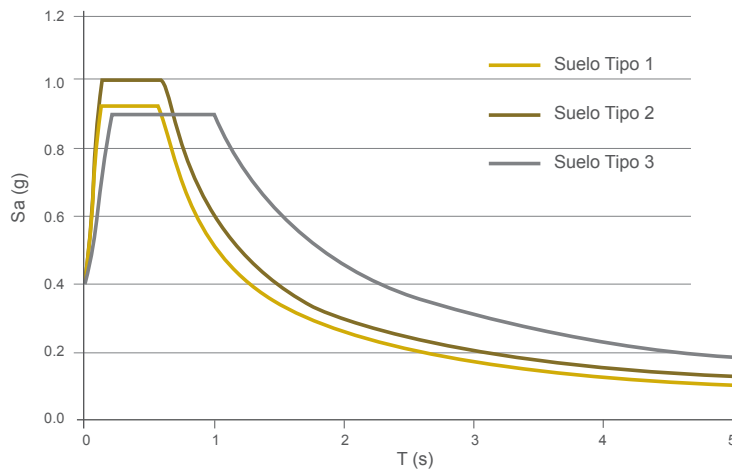
Zona Sísmica 4

Figura 2.17 Espectros de diseño (de aceleración) para zonas sísmicas 4 (norma Argentina) (Fuente: Francisco Crisafulli).

Los espectros de respuesta se construyen para cada registro de terremoto. Pero, para el diseño de estructuras, se busca representar muchos movimientos sísmicos y sus efectos sobre las estructuras. Por ello, en las normas o códigos sísmicos, se proponen los llamados “espectros de diseño”. Se trata de espectros suavizados que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen mediante procedimientos estadísticos.

Un espectro de diseño, entonces, es la herramienta que permite calcular las construcciones. Son gráficos que toman en cuenta la actividad sísmica de la región, las condiciones locales de la respuesta del suelo, y las características dinámicas de la estructura (masa, periodo de vibración y amortiguamiento), y que permiten obtener las aceleraciones máximas probables de la estructura bajo esas condiciones.

Cuando un ingeniero estructural debe diseñar una edificación, utiliza los mapas de amenaza sísmica disponibles. Si existen mapas locales, utilizará esa microzonificación, de acuerdo con el área de la ciudad donde está ubicado el edificio y los datos del suelo y la topografía. Con esos datos (o después de realizar estudios de sitio, si no existe información disponible), podrá construir su espectro de respuesta, estimar los períodos de vibración

En un sistema de un grado de libertad, con una masa concentrada en el entrepiso, la respuesta que presentará ante un sismo (la aceleración, velocidad y desplazamiento de la masa), depende de sus propiedades, de su período o frecuencia natural de vibración (función de su rigidez y de su masa) y del amortiguamiento que lo caracterizan. Cuando se grafican los valores máximos de estas respuestas (en valor absoluto) contra los distintos períodos que pueden tener los sistemas de un grado de libertad, se obtiene el “espectro de respuesta”, para cada amortiguamiento.

de la estructura basado en las características de la misma, y definir las fuerzas sísmicas para el diseño.

Para su uso práctico, los espectros de respuesta se construyen utilizando distintos criterios. En las normas sísmicas se proponen formas normalizadas y métodos para construir los espectros que toman en cuenta distintos factores, como el tipo de suelos, entre otros. Los espectros de diseño de aceleraciones propuestos en los códigos o normas, suelen presentar una rama lineal creciente (con origen en el valor de aceleración máxima del terreno), una zona de aceleración constante, con un valor generalmente de 2 a 3 veces el valor de la aceleración máxima del terreno y finalmente una o más curvas decrecientes.

Los espectros resumen la compleja respuesta dinámica en un solo parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son muy útiles en el diseño de estructuras. Sin embargo, los espectros no representan otros aspectos importantes, como la duración del sismo y el número de ciclos de vibración que también tienen efectos sobre la estructura.

Los espectros de desplazamiento son también utilizados en el diseño sismorresistente, especialmente cuando el cálculo no está basado en fuerzas resistentes, sino que se cumplen criterios de diseño por límites en el desplazamiento de la estructura. En este caso, los espectros presentan valores máximos de desplazamiento para distintos períodos.

2.10 Objetivos de diseño y desempeño sísmico de las edificaciones

Una edificación moderna se diseña para que sea resistente a sismos. Es necesario, entonces, definir cuán grande es el sismo que queremos que resista y cuál es el mejor desempeño que esperamos ante ese sismo. El objetivo fundamental es el de preservar la seguridad de las personas que puedan

Los “espectros de diseño” son espectros “suavizados” que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona geográfica determinada. Se obtienen mediante procedimientos estadísticos.

En el espectro de respuesta pueden graficarse:
 S_d : Máximo desplazamiento de la masa relativo al suelo
 S_v : Máxima velocidad de la masa relativa al suelo
 S_a : Máxima aceleración absoluta de la masa.
 La fuerza en la masa, para el máximo desplazamiento relativo S_d es:
 $F = kS_d = m\omega^2 S_d = mS_A$
 S_A es la llamada “pseudo aceleración espectral” que, para períodos y amortiguamientos de interés práctico en estructuras, se considera igual a S_a .

encontrarse en las edificaciones en el momento del sismo, o en sus cercanías.

El desempeño es un concepto básico de la ingeniería estructural, que determina los objetivos del diseño sísmico. Pueden definirse varios niveles de desempeño para una misma edificación, según las condiciones de funcionamiento que se quieran garantizar en un evento sísmico de una magnitud dada. A partir de esas definiciones de niveles de desempeño, se pretende predecir y evaluar, con un grado de confiabilidad aceptable, las demandas sísmicas a la que estará sometida la edificación y sus capacidades de respuesta esperadas.

En general los objetivos de desempeño sísmico buscan que, para sismos menores, las estructuras no sufran ningún daño. Para sismos moderados se acepta que haya ciertos daños que puedan ser reparados y para sismos fuertes se espera que haya daños, a lo mejor no reparables, pero que las edificaciones permanezcan en pie para preservar las vidas humanas.

Como en el diseño se acepta que las fuerzas sísmicas pueden ocasionar daños en las edificaciones, esto significa que se conciben las estructuras de manera tal que pueda resistir grandes desplazamientos laterales y deformaciones de sus elementos, como muros, columnas y vigas, sin que el conjunto colapse.

Para controlar el daño, en el diseño se fijan límites máximos de desplazamiento y de derivas laterales (desplazamientos relativos entre las distintas plantas o niveles sucesivos de la edificación) según el nivel de desempeño que se está verificando.

Para un oscilador muy rígido el período tiende a 0 y la frecuencia w tiende a infinito ($T \rightarrow 0, w \rightarrow \infty$) los desplazamientos relativos son nulos y la aceleración de la masa es igual a la aceleración del suelo. Si es igual a la máxima aceleración del acelerograma.

Para un oscilador muy flexible ($T \rightarrow \infty, w \rightarrow 0$) la aceleración de la masa tiende a cero, y los desplazamientos relativos son iguales a los desplazamientos máximos del suelo.

Para valores intermedios del período, se amplifican tanto las aceleraciones como las velocidades y desplazamientos.

Si hay amortiguamiento, o si el sistema es inelástico, los espectros tienen valores inferiores a los espectros elásticos no amortiguados.

Tabla 2.4 Distintos niveles de desempeño estructural. En esta tabla se fijan cinco niveles de desempeño, con una descripción cualitativa y cuantitativa de cada nivel. Para solicitaciones sísmicas muy frecuentes, se espera un desempeño tipo I: si hay grietas, deben ser apenas visibles, y las derivas laterales del edificio (desplazamientos relativos de un piso respecto al piso inferior) menores de cinco por mil. En el nivel V la estructura se encuentra cercana al colapso (Fuente: Hose et al., 2000; Ghobarah et al., 1997).

CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL					
NIVEL	I	II	III	IV	V
Nivel desempeño	Agrietamiento	Cadencia acero	Inicio mecanismo	Mecanismo global	Deg. Nota. Resistenc.
Descripción daños	Grietas liger. visib.	Grietas	Grietas abiertas	Grietas muy abiertas	Deformación permanente
Índice daños	0,05	0,14	0,40	0,60	> 0,60
Cuantificación desempeño	Grietas <0.3mm	Grietas <1mm	Grietas <1-2 mm	Grietas >2mm	Grietas anchas
Deriva piso	0,005	0,011	0,023	0,046	> 0,060
Deriva media	0,003	0,008	0,018	0,040	> 0,049

2.11 Principios del Diseño Sísmico

El buen desempeño de una construcción ante eventos sísmicos se basa en principios simples que garantizan una buena concepción inicial de la estructura y de sus mecanismos resistentes. Estos principios han sido respetados desde tiempos antiguos, y se ponen en evidencia cuando vemos construcciones históricas que han resistido por muchos siglos en regiones de alta sismicidad.

Algunos principios muy simples de estructuración y arquitectura, utilizados desde tiempos antiguos para concebir edificaciones resistentes a sismos, han permitido que se preserven en el tiempo monumentos históricos de gran valor cultural, a pesar de la ocurrencia de sismos, vientos, inundaciones, y otras acciones extremas. A continuación se enumeran los principios que debía respetar una construcción en la Antigüedad para tener un buen desempeño: (cf. Kirikov, B., 1992, “*History of Earthquake resistant construction*”).

1. Simetría: Los pesos y la rigidez de la edificación deben estar uniforme y simétricamente distribuidos, en relación a los planos principales que pasan por su centro de gravedad.



Figura 2.18 La pirámide “El Castillo” en Chichen Itza es un ejemplo de estructura antigua resistente a terremotos (Fotografía: Daniel Schwen). http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Chichen_Itza_3.jpg?uselang=es

En los monumentos históricos podemos observar principios generales del diseño sismorresistente:

- Simetría
- Armonía
- Antigra vedad
- Elasticidad
- Contornos cerrados
- Solidez
- Aislamiento sísmico

(Fuente: Kirikov, B., 1992, “*History of Earthquake resistant construction*”)

2. Armonía: Las dimensiones de la construcción deben respetar principios de proporcionalidad. Las dimensiones en planta y en altura deben ser proporcionales.
3. Antigra vedad: La estructura debe ser muy liviana y tener su centro de gra vedad lo más bajo posible
4. Elasticidad: En lo posible utilizar materiales resistentes, ligeros y elásticos. La edificación debe tener propiedades uniformes en cuanto a sus materiales.
5. Contornos cerrados: Los elementos resistentes de la estructura deben estar bien unidos los unos a los otros y formar contornos cerrados tanto en los planos verticales como horizontales.
6. Solidez de las fundaciones: Las fundaciones de las edificaciones deben ser firmes y tener suficiente profundidad. Es deseable que las fundaciones estén construidas sobre suelos adecuados o sobre subestructuras que replacen a los suelos débiles para proveer una base uniforme y firme.
- 7 Principio de aislamiento sísmico: Se deben usar dispositivos o mecanismos para reducir la oscilación transmitida desde el suelo a la estructura.

Es sorprendente que estos principios, que siguen muy vigentes para el diseño sísmico moderno, hayan sido establecidos sobre la base del conocimiento empírico que existía en la época. Por respetar estos principios generales, los antiguos romanos lograron dejar construcciones que todavía hoy podemos admirar. Si observamos estructuras como el Coliseo, el Panteón

romano, la Torre de Pisa, la Iglesia de Santa Sofía en Estambul y otros monumentos históricos, podemos comprobar los criterios de simetría, armonía, etc., que allí se ponen en práctica.



Figura 2.19 La torre de Pisa comenzó a inclinarse desde el inicio de su construcción en 1173, por inestabilidad del suelo y por tener fundaciones débiles. Fue estabilizada y reabierta al público en 2008. La altura de la torre es de unos 55 metros desde la base y su peso se estima en 14700 toneladas. Puede observarse como su arquitectura guarda antiguos principios de estructuración, como armonía y proporcionalidad (Fotografía: Saffron Blaze). http://commons.wikimedia.org/wiki/File:The_Leaning_Tower_of_Pisa_SB.jpeg

En realidad, estos principios buscan que la estructura no presente fuertes discontinuidades o irregularidades, y que sea lo más homogénea posible en sus propiedades, ya que la heterogeneidad y la irregularidad ocasionan concentraciones de esfuerzos que pueden llevar a la ruina de la edificación. El sismo puede venir en cualquier dirección, y, por lo tanto, todas las direcciones de las estructuras deberían ser igualmente resistentes.

El problema de las fundaciones es crucial. En el momento del terremoto, el suelo bajo la estructura se mueve de manera caótica y en todas direcciones. Este movimiento lo llevan las fundaciones al resto de la estructura, pero como es de esperar que cada una de las distintas bases de la estructura se mueva de manera diferente, la estructura no sólo tiene que soportar las oscilaciones producto de las fuerzas inerciales que produce el sismo, sino también, los asentamientos o movimientos diferenciales que se producen en sus bases.

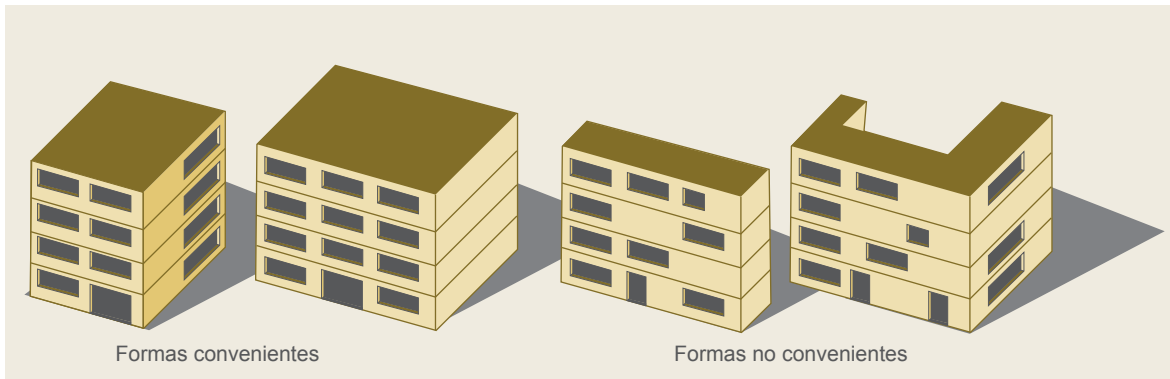


Figura 2.20 El principio de una buena estructuración para resistir sismos. Las plantas irregulares y las discontinuidades verticales no son convenientes (Elaboración propia).

De allí surge la idea de crear dispositivos o bases de fundaciones que aislen a las estructuras de la oscilación sísmica de terreno. Ya los romanos pensaron en colocar camas dúctiles de arcilla u otros suelos blandos, que les permitían controlar de alguna manera los asentamientos diferenciales y fundar estructuras como el Coliseo. Hoy en día se construyen aisladores sísmicos y dispositivos de disipación de energía para disminuir las oscilaciones de las estructuras en caso de sismos.



Figura 2.21 Terremoto de Chile, 2010. Licuefacción del suelo. Edificio destruido en Concepción (Fotografía: Claudio Núñez). http://commons.wikimedia.org/wiki/File:2010_Chile_earthquake_-_Building_destroyed_in_Concepci%C3%B3n.jpg

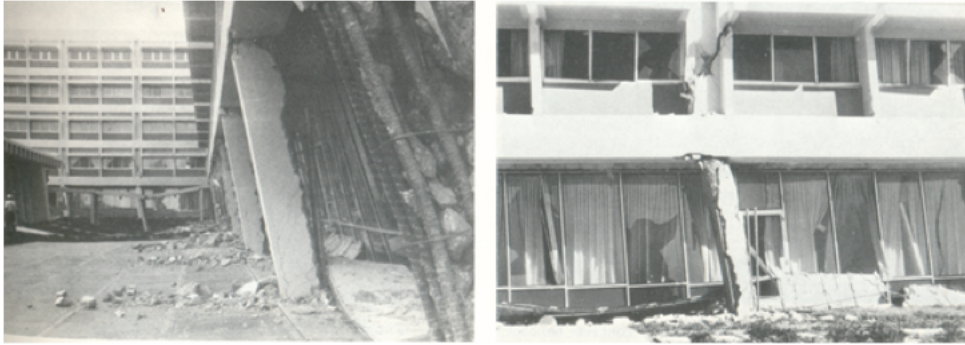


Figura 2.22 Irregularidades en la configuración de la edificación provocan concentraciones de esfuerzos que pueden llevar al colapso de la estructura. Terremoto de San Fernando de 1971: daños en el Hospital Olive View. Efecto de “piso débil” (Fuente: USGS and NOAA, 1971).

En el diseño sísmico de estructuras, modernamente, se considera importante garantizar también la “redundancia” en los sistemas resistentes. Es importante que la estructura permanezca en pie aunque uno o varios de sus elementos resistentes fallen. Por ello, se recomienda prever varias líneas resistentes en una edificación en las distintas direcciones que puede tener la acción sísmica.

Cuando una edificación está bien estructurada, se hace buen uso de los materiales, se detallan bien las conexiones y elementos, se guardan criterios de redundancia y se hace control de calidad y seguimiento al proceso constructivo, se puede esperar un buen comportamiento frente a sismos.

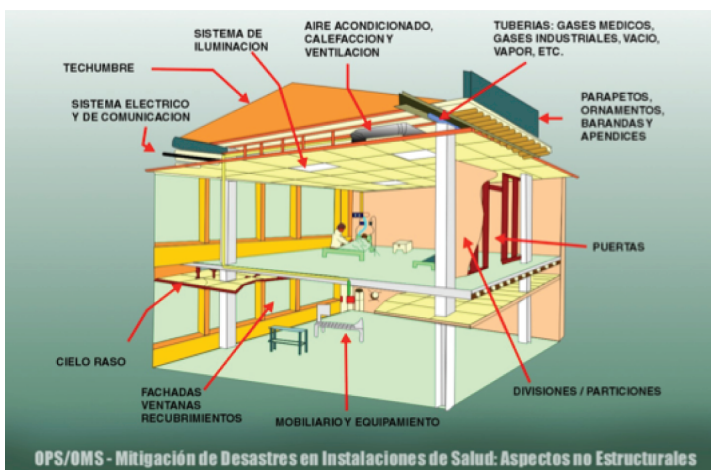


Figura 2.23 El diseño sísmico se ocupa también de los componentes no estructurales de la edificación. En el momento de un sismo estos componentes pueden poner en riesgo la vida de las personas o impedir la operatividad de las edificaciones después del sismo (Fuente: Curso Planeamiento Hospitalario para Desastres, OPS/OMS).



Figura 2.24 Efectos de elementos no estructurales: efecto de “columna corta” ocasionado por la tabiquería de relleno. La fotografía de la izquierda muestra la falla en columna corta de la escuela Valentín Valiente (sismo de Cariaco, Venezuela, 1997). A la derecha, una columna similar en escuela idéntica (Fotografías: FUNVISIS, Oscar A. López).



Figura 2.25 Viviendas en asentamientos informales de Caracas, Venezuela. Mala estructuración, bajo control de calidad, sin criterios técnicos, materiales no estructurales, terrenos de fundación no adecuados: son estructuras muy vulnerables ante sismos (Fotografía: Cristian Borquez).

http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Asentamiento_informal_en_Venezuela.jpg?uselang=es

2.12 Comportamiento inelástico de las estructuras

Un concepto fundamental para el diseño de elementos y estructuras donde se espera que se presenten daños con la ocurrencia eventual de sismos, es el de “ductilidad”.

Los sistemas estructurales tienen un comportamiento que puede comprenderse como el de los sistemas de resortes. La rigidez es la relación entre la fuerza que se aplica y la deformación que sufre un resorte. Los resortes muy rígidos requieren de una fuerza considerablemente mayor que la que requeriría un resorte mucho más flexible para lograr la misma deformación. Igualmente, un edificio muy rígido necesita absorber fuerzas mayores que un edificio menos rígido para alcanzar la misma deformación lateral.

El sismo transmite una cantidad de energía a las estructuras, a través de la interacción del suelo con las fundaciones. Esta energía debe ser absorbida y eventualmente disipada por la estructura, que responde a la excitación oscilando de un lado a otro, de distintas maneras: una parte de la energía del sismo se pierde como calor generado en el movimiento y por la fricción de los componentes, elementos y juntas al moverse; otra parte de la energía se transforma en velocidad y en deformación elástica, y una cantidad importante de la energía que inyecta el sismo se disipa como energía de deformación inelástica. Esta energía disipada por el comportamiento inelástico de los materiales (que se refleja en el “daño” de las edificaciones, como agrietamiento y plastificación del acero), es aprovechada para el diseño sísmico de estructuras. Las estructuras son diseñadas para que, en respuesta a grandes sismos, presenten deterioro y hasta daños importantes, pero sin desplomarse.

La energía total introducida por el sismo a la estructura, E_i , es absorbida por la suma de la energía cinética E_k , energía de deformación E_{de} , energía disipada a través de deformaciones inelásticas E_h , y amortiguamiento viscoso equivalente E_v . La ecuación de energía es la siguiente:
 $E_i = E_k + E_{de} + E_h + E_v$

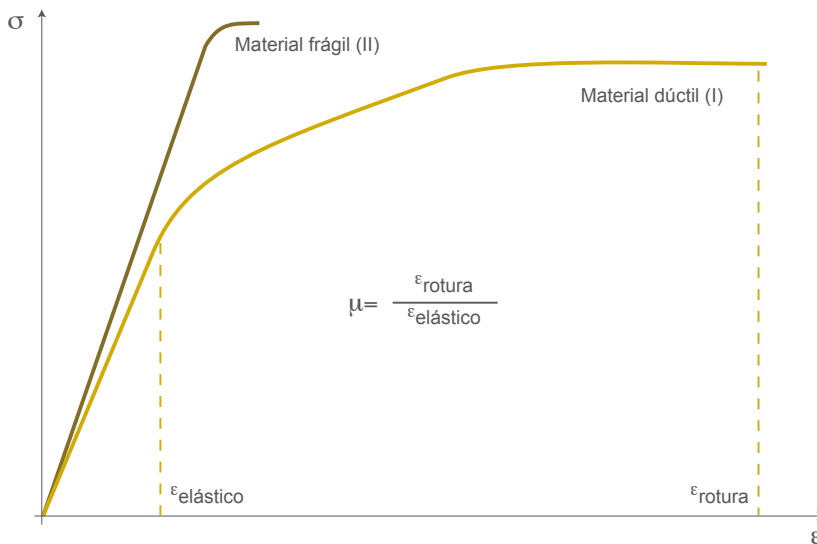


Figura 2.26 Concepto de ductilidad (Elaboración propia).

Si los sistemas estructurales, como los resortes, son sometidos a deformaciones pequeñas, se dice que están en el “rango elástico”. En ese rango, una vez que cesa la fuerza que los deforma, el resorte vuelve a su posición de equilibrio. La energía que absorbió durante su deformación elástica, es restituida cuando regresa a su posición de equilibrio y no hay disipación de energía por ese concepto.

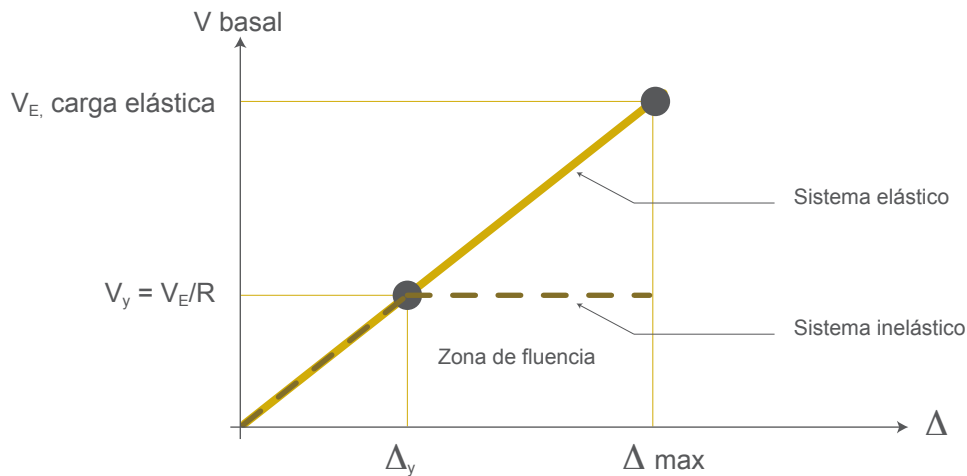


Figura 2.27 Comportamiento elástico e inelástico de un sistema (Elaboración propia).

Si la fuerza supera el valor del “límite elástico o de fluencia” del resorte, se dice que se entra en el “rango inelástico de deformaciones”. En este rango, si cesa la fuerza que deforma el resorte, éste no vuelve a su posición original de equilibrio, sino que queda con una deformación permanente. Una cierta porción de la energía introducida al resorte para deformarlo no se restituye aunque cese la fuerza, sino que se disipa como “energía de deformación inelástica”.

Después del límite de fluencia, la rigidez del resorte disminuye, por lo que sólo se requieren pequeños incrementos de fuerza para llevarlo a la rotura. Entre la deformación del límite elástico y la de rotura (que es la capacidad máxima de deformación del resorte), hay una relación que se conoce como “ductilidad”. Un material es muy dúctil si existe una gran diferencia entre su deformación en el límite elástico y su deformación en la rotura. El acero estructural es muy dúctil. Una barra de acero (“cabilla”) sometida a tracción puede tener grandes deformaciones en el rango inelástico. Un material es frágil si, una vez alcanzado el límite elástico, se rompe inmediatamente o aceptando pocas deformaciones adicionales.

Cuando una estructura permanece en el rango elástico, una vez que cesa el sismo, vuelve a su estado de equilibrio inicial. Pero si las acciones sísmicas son fuertes, la estructura ingresa en el rango inelástico y sufre daños: aparecen grietas, se deforman los elementos. Cuando cesa el sismo, la estructura no necesariamente vuelve a su estado inicial.

La capacidad de los materiales de disipar energía inelásticamente, es una propiedad que se utiliza en el diseño sísmico y que permite reducir las fuerzas de diseño y construir estructuras más económicas. En efecto, para diseñar una estructura que funcione en el rango elástico cuando ocurran sismos fuertes, tendría que ser muy resistente: habría que hacerla muy fuerte, masiva y voluminosa a fin de resistir y transmitir un alto nivel de fuerzas sísmicas, de corte basal.

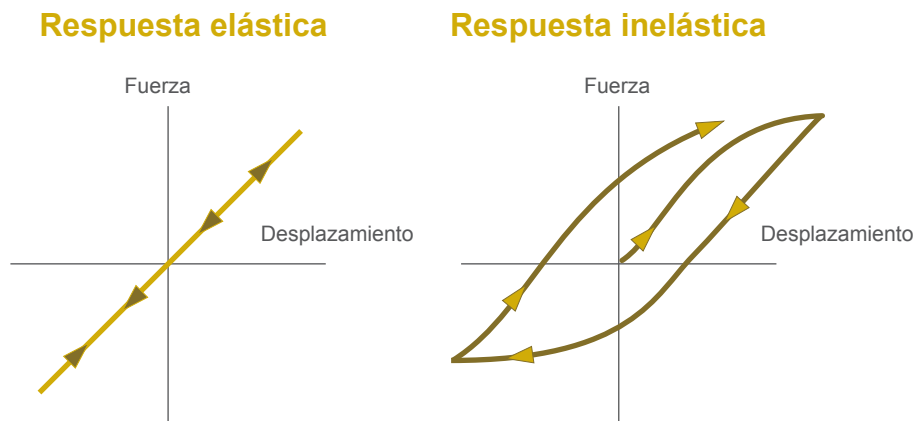


Figura 2.28 Comportamiento no lineal. Bajo fuerzas cíclicas repetidas, los elementos estructurales son capaces de disipar energía por deformaciones inelásticas. La energía disipada está representada por el área dentro de cada “ciclo de histéresis”. Un “buen comportamiento” desde el punto sismorresistente, se asocia con ciclos estables y grandes de histéresis, que reflejan el comportamiento de elementos donde no se degrada la rigidez ni la resistencia bajo ciclos de cargas repetidos (Elaboración propia).

En cambio, si se permite que trabaje en el rango inelástico, se puede concebir como una estructura que acepta más deformaciones, pero que absorbe y transmite menos fuerzas sísmicas, lo que abarata el costo en términos de materiales y procesos constructivos. Los sismos muy fuertes no son muy frecuentes: puede entonces resultar más barato esperar cierto daño en la estructura y repararla después del sismo, antes que diseñarla de manera que lo resista en el rango elástico.

El correcto diseño estructural sismorresistente busca “controlar el daño”. Es decir, que los eventuales daños ocasionados por los sismos se concentren en algunas zonas de la estructura y que ocurran de manera “controlada”, sin ocasionar el colapso total de la estructura, y a través, preferiblemente, de mecanismos dúctiles. Esto facilita las tareas de reparación después del sismo.

Los códigos o normas de diseño sismorresistente admiten el comportamiento en rango inelástico como mecanismo de disipación de energía. Por ello, los valores de aceleración espectral que proponen las normas, deben disminuirse mediante un factor de reducción, R , que depende de varios factores, entre ellos: ductilidad del sistema estructural, la configuración, los materiales, el periodo de vibración, entre otros.

El comportamiento de los elementos estructurales ante ciclos de cargas repetidas y alternantes, como las que ocasionan los sismos, es complejo. Para asegurar su buen comportamiento sísmico, no sólo es importante tratar de obtener adecuados mecanismos de disipación de energía, sino que también es deseable que estos mecanismos sean estables. Es decir, es conveniente que no ocurran grandes pérdidas de rigidez y resistencia en los ciclos de histéresis a medida que aumentan las deformaciones. Especialmente en el caso de sismos de larga duración, la degradación del comportamiento hysterético puede conducir al colapso.

La no-linealidad en el comportamiento de una estructura sometida a acciones sísmicas se debe principalmente al comportamiento inelástico y no lineal de los materiales: en una estructura de concreto armado se debe, por ejemplo, a las relaciones esfuerzo-deformación, al agrietamiento del concreto, el desprendimiento del revestimiento y la degradación en la adherencia del refuerzo. Hay otras fuentes de no linealidad, por ejemplo, las no linealidades geométricas, que es necesario considerar en estructuras esbeltas (exige el planteamiento de las ecuaciones de equilibrio con referencia a la geometría deformada). También, en situaciones cercanas al colapso, pueden ocurrir en las estructuras alteraciones en las masas y rigideces y otros efectos, como golpes con estructuras adyacentes, etc.

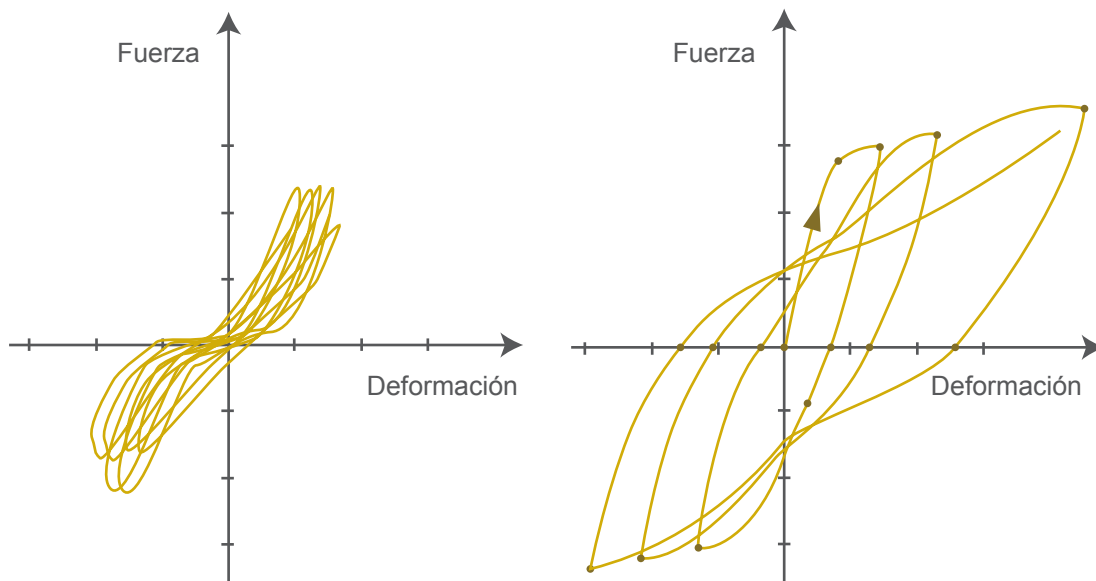


Figura 2.29 Ciclos de histéresis en muros de mampostería confinada bajo carga lateral. El muro de la derecha presenta “mejor comportamiento hysterético”: los ciclos de histéresis encierran mayor área que los de la izquierda, por lo que estos muros disipan más energía por comportamiento inelástico de los materiales (Elaboración propia).

Un buen comportamiento de la estructura se logra controlando los detalles del diseño y el proceso constructivo. En elementos de concreto armado, es esencial seguir las recomendaciones técnicas para el armado y detallado de los elementos, juntas y conexiones, a fin de garantizar el comportamiento que se prevé en el diseño, con las características de ductilidad y resistencia esperadas.

2.13 Modelos y Métodos de Análisis

Los ingenieros, para representar una edificación o cualquier estructura, utilizan un “modelo” matemático o analítico, y consideran que el comportamiento de la edificación real está suficientemente bien representado por ese modelo.

El modelo siempre supone la formulación de hipótesis de comportamiento y simplificaciones en función de lo que se desea obtener como solución. Por ello, la selección del modelo a utilizar es delicada; se requieren conocimientos especializados y criterios ingenieriles para determinar si es adecuado o no al caso de estudio, y cuáles son los límites de su aplicación y de los resultados obtenidos.

El planteamiento de un modelo estructural apropiado es fundamental. Se busca que el modelo considere todas las características de la estructura que influyen significativamente en la respuesta y que permita determinar los resultados de interés. Actualmente, con el desarrollo de la tecnología informática, es posible el planteamiento de modelos muy complicados y la solución de sistemas muy grandes a través de técnicas numéricas. Existen numerosos programas comerciales que sirven para la práctica del ingeniero y simplifican la tarea del analista y diseñador. Sin embargo, aun con los más sofisticados programas, se requiere del criterio y conocimiento del ingeniero para hacer aproximaciones razonables, que permitan adaptarse a las hipótesis del modelo programado. Numerosos errores son cometidos si se utilizan los programas disponibles como “cajas negras”. Siempre es necesario verificar la validez de los datos que se introducen al programa y la pertinencia de los resultados obtenidos.

Usualmente, para el análisis sísmico de estructuras se utilizan modelos “discretos” como los que se mencionaron

Superposición modal espectral

1. Se realiza un análisis de vibración libre del edificio y se calculan las frecuencias y formas modales de vibración natural.
(también pueden estimarse por métodos aproximados)
2. Se estima la cantidad de modos m que son relevantes para la respuesta.
3. Para cada modo relevante, se evalúa la respuesta máxima para el sismo dado, mediante el espectro de respuesta (de desplazamientos, velocidades, o aceleraciones)
4. Se combinan los máximos modales con criterios del tipo raíz cuadrada de suma de los cuadrados u otro que se considere apropiado.

en secciones anteriores de este capítulo. Se llaman “discretos” porque se supone que el comportamiento de la estructura se aproxima con base en algunos puntos donde se conoce la respuesta a la excitación sísmica. En un edificio, se buscará conocer la respuesta de ciertos puntos, por ejemplo, en términos de desplazamiento, velocidad y aceleración del centro geométrico de cada piso o nivel. A partir de esas cantidades “discretas”, y utilizando las aproximaciones del modelo elegido, se puede derivar la manera en que se comporta todo el edificio. Así, pueden plantearse modelos discretos de un grado de libertad por planta, o modelos de tres grados de libertad por planta, entre otras simplificaciones comunes para edificaciones.

La respuesta de la estructura puede ser dinámica o estática, según si la misma varía o no con el tiempo. En el caso de sismos, se trata de una acción dinámica. El análisis también puede ser lineal o no lineal, según se represente el comportamiento de la estructura.

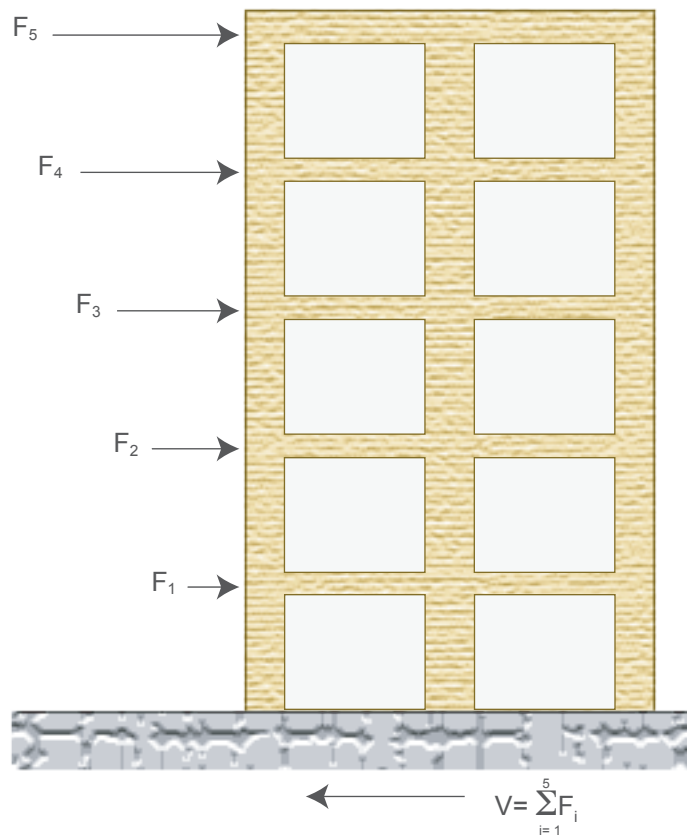


Figura 2.30 Método de las fuerzas estáticas equivalentes (Elaboración propia).

La mayor parte de los códigos de diseño sismorresistente permiten realizar un análisis con fuerzas estáticas “equivalentes”, para edificaciones de poca altura. El período fundamental se estima con expresiones empíricas para determinar el cortante basal en un espectro; este cortante se distribuye luego en un conjunto de cargas laterales sobre la edificación. En general, este método se considera una aproximación adecuada si las masas están uniformemente distribuidas y si sólo el primer modo de vibración es significativo en la respuesta de la edificación.

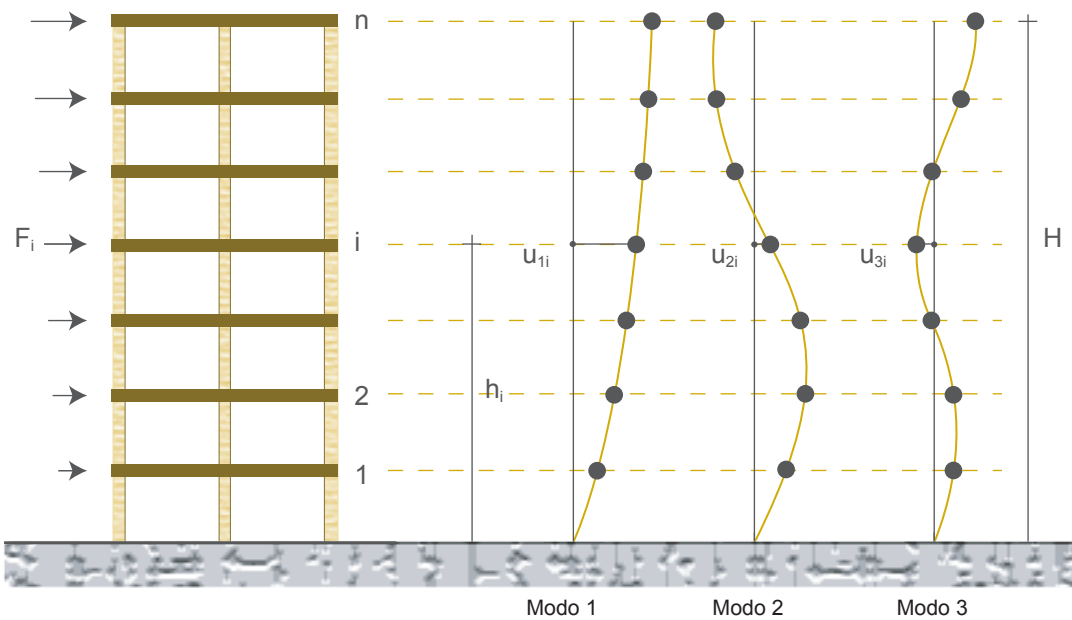


Figura 2.31 En el análisis modal, se desacoplan las ecuaciones del sistema para expresar la respuesta en función de los modos de vibración de la estructura (Elaboración propia).

Para el análisis sísmico de edificios se utiliza con frecuencia un método de análisis dinámico lineal que parte de determinar previamente las frecuencias naturales y modos de vibración. Luego se resuelven sistemas de ecuaciones desacopladas para cada modo de vibración. Con este método, se encuentra la respuesta en cada modo o frecuencia de vibración y luego se combinan las respuestas linealmente. Se conoce como “método de superposición modal”. Hay dos alternativas:

- A. Análisis de respuesta en el tiempo: Se realiza la integración en el tiempo de las ecuaciones diferenciales a partir del registro en el tiempo de un sismo (acelerograma). Así se consigue la respuesta en el tiempo, o la historia de desplazamientos asociada a

cada modo. Los resultados se combinan apropiadamente para obtener la respuesta de desplazamientos de toda la estructura, y, a partir de los desplazamientos, las fuerzas y demás parámetros que se buscan.

- B. Análisis de respuesta espectral: Se resuelven las ecuaciones desacopladas y se obtienen los máximos valores en cada modo para el sismo dado. Debe tenerse en cuenta que los efectos máximos obtenidos para cada modo no ocurren simultáneamente y hay diferencias de amplitud y fase entre las respuestas modales. Los resultados se combinan con distintos criterios posibles. Uno de los más frecuentes es el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores modales. Con las ecuaciones desacopladas también puede utilizarse un espectro de diseño (como los propuestos en las normas) para estimar la respuesta máxima en cada modo y luego combinarlas para encontrar la respuesta estructural.

Las normas de diseño sísmico especifican que, en caso de sismos importantes, las estructuras se deterioren e ingresen en el rango no lineal de comportamiento. Sin embargo, en general recomiendan el uso del método de análisis de superposición modal con espectros, descrito anteriormente, que es válido sólo para comportamiento lineal. Indirectamente, se considera el comportamiento no lineal de la estructura por las reducciones en los espectros de diseño que se comentaron en secciones anteriores (el uso del factor R).

Esto es una simplificación que se acepta para facilitar el cálculo, ya que los métodos no lineales de análisis son complejos, y presentan dificultades para su comprensión e implementación en la práctica cotidiana del ingeniero. Sin embargo, se recomiendan para verificaciones de casos y estudios de estructuras especiales o muy importantes.

3. LAS NORMAS SÍSMICAS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES

¿Qué es una norma? Breve historia ¿Cuáles son los aspectos que deben incluirse en las normas de diseño sísmico de edificaciones en la actualidad?

3.1 Definición de normas sísmicas para el análisis y diseño de edificaciones

Las normas sísmicas tienen el objetivo de proporcionar recomendaciones y lineamientos para el diseño de edificaciones seguras ante la ocurrencia de movimientos sísmicos; son documentos respaldados de alguna manera por autoridades reconocidas en cada país. Las normas son desarrolladas con base en los avances del conocimiento en el área, y aprobadas por distintas instancias del mundo académico, profesional y gubernamental, con el fin de garantizar el diseño y construcción de edificaciones lo suficientemente seguras (en caso de terremotos), como para salvaguardar las vidas humanas que albergan. Recientemente, las normas sísmicas tienden a establecer objetivos adicionales. Además de buscar preservar las vidas humanas, las normas modernas incluyen lineamientos para reducir las pérdidas y costos económicos derivados de los daños que pueden sufrir las edificaciones después de un evento sísmico.

Las normas constituyen una manera de sistematizar la incorporación del conocimiento en la práctica ingenieril. Es una vía esquemática de plasmar los avances del conocimiento en temas relacionados con la amenaza sísmica, la respuesta y vulnerabilidad estructural, en una compilación de reglas, un código que puede ser utilizado en la práctica profesional, por ingenieros y calculistas, deseablemente de manera simple y clara. Las normas deben exponer detalladamente sus objetivos, su alcance y los límites de su aplicabilidad.

A medida que el conocimiento va avanzando, las normas requieren revisión, actualización y renovación periódica,

El proceso de evolución de las normas sísmicas sigue de cerca la historia de los terremotos destructores que, es cierto, causan víctimas y pérdidas económicas graves, pero también son la oportunidad de avanzar en la comprensión del fenómeno sísmico y de la respuesta de las edificaciones frente al mismo.

a fin de mantener su aplicabilidad. Las edificaciones construidas con normas de un cierto momento, pueden no cumplir adecuadamente con las normas más recientes, por lo que las normas modernas también incluyen previsiones para “readecuar” estructuras existentes, construidas en fechas anteriores a su puesta en vigencia.

Las primeras regulaciones importantes para construcciones sismorresistentes se desarrollaron en el siglo XX. Se sabe que una comisión italiana desarrolló uno de los primeros códigos conocidos, después del terremoto de Messina-Reggio en 1908, que mató unas 160.000 personas. Después del terremoto de Kanto, en 1923, con 140.000 víctimas, en Japón se adoptó un coeficiente sísmico y se establecieron límites de altura para las edificaciones.

En Estados Unidos, las primeras previsiones de diseño sísmico fueron introducidas como un apéndice del *Uniform Building Code* (UBC) de 1927. Fueron resultado del terremoto de Santa Bárbara de 1925.



Figura 3.1 Terremoto de Long Beach (marzo de 1933). Daños en edificaciones, característicos de la mampostería no reforzada (Fuente: *The Historical Society of Long Beach*, 1981). <http://www.scec.org/education/030310longbeach.html>

El proceso de evolución de las normas sísmicas sigue de cerca la historia de los terremotos destructores que, es cierto, causan víctimas y pérdidas económicas graves, pero también son la oportunidad de avanzar en la comprensión del fenómeno sísmico y de la respuesta de las edificaciones frente al mismo. Cada evento destructor deja un cúmulo de lecciones, para los ingenieros, que luego son plasmadas en nuevas ediciones de normas.

Los daños ocasionados por el terremoto de Long Beach (en Estados Unidos) de 1933, con una magnitud Richter de 6,8 fueron la base de importantes modificaciones en las prácticas constructivas en el estado de California, donde comenzó a establecerse la obligatoriedad del

diseño sísmico en edificaciones públicas. Ya en los años 50 se habían adoptado, de manera generalizada, especificaciones de diseño sismorresistente en el territorio de Estados Unidos y se publicaban los primeros mapas de riesgo sísmico.

Los requerimientos sísmicos incluidos en el UBC permanecieron prácticamente sin cambios, hasta el terremoto de San Fernando en 1971. En esos años se inició el proyecto de normas de diseño sismorresistente, que fue confiado al *Applied Technology Council* (ATC: corporación sin fines de lucro orientada a la asistencia y apoyo técnico de ingenieros diseñadores y calculistas de estructuras) y dio origen a la norma ATC 3-06 en 1978.

A finales de los 70 también fue creado en Estados Unidos *The National Earthquake Hazards Reduction Program* (NEHRP), para la investigación y mitigación del riesgo sísmico. En 1979 se estableció la agencia FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) y el BSSC (*Building Seismic Safety Council*) que es un cuerpo independiente, integrado por distintas organizaciones y propuesto como foro de discusión nacional en los temas relacionados con la ingeniería sísmica. La BSSC y FEMA se han encargado, desde entonces, de revisar y actualizar las principales recomendaciones sísmicas de Estados Unidos, a través de amplios procesos de discusión y consenso.

3.2 Breve historia de los inicios en América Latina

En América Latina, en los años 40 ya existían ciertas previsiones para el diseño sísmico y a partir de los 50, se elaboraban mapas con datos de sismicidad histórica en algunos países de la región.

En el caso de Argentina, los efectos del terremoto que destruyó la ciudad de San Juan en 1944, estimularon desarrollos importantes en la historia de la ingeniería sísmica del país. Pero fue la creación del INPRES (Instituto Nacional de Prevención Sísmica) a principios de la década del 70 y la publicación del Reglamento CONCAR 70 los que marcaron un avance fundamental en este tema. En 1972 aparece una modificación importante de la norma DIN 1045 (normas alemanas que tuvieron fuerte influencia en el desarrollo de la ingeniería en Argentina) para estructuras de hormigón, que introduce el cálculo en estados límites y que fue cobrando paulatina difusión en el país.

En 1978 se crea el CIRSOC (Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles), un organismo técnico que, junto con el INPRES, encaró el desarrollo y difusión de reglamentos para el proyecto, cálculo, ejecución y control de las construcciones sismorresistentes.



Figura 3.2 Terremoto de San Fernando, Estados Unidos de América (1971). Colapso de paso elevado en la autopista (Fotografía: Reuben Kachadoorian, USGS).

http://en.wikipedia.org/wiki/File:1971_San_Fernando_highway_overpass_collapse.jpg



Figura 3.3 Terremoto de San Juan, Argentina (1944). Casa de gobierno (Fuente: *Wikimedia Commons*).

http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Terremoto_de_1944,_San_Juan,_Argentina.jpg

En 1983 se publicó el Reglamento Sismorresistente INPRES-CIRSOC 103, con inspiración en la escuela norteamericana en lo referente a las acciones sísmicas, y en la escuela neozelandesa para las estructuras de hormigón, lo que exigió un esfuerzo particular de compatibilización

entre la normativa alemana y las escuelas sísmicas elegidas. A partir de los años 90 se actualizan las normativas en el país y a partir de 1998 se decide adaptar criterios basados en normas americanas, compatibles con el diseño por capacidad de la escuela neozelandesa, para el desarrollo de las normas de seguridad estructural CIRSOC e INPRES-CIRSOC.



Figura 3.4 Terremoto de Valdivia, Chile (22 de mayo de 1960). El mayor terremoto registrado en la historia (Fotografía: Pierre St. Amand, *NGDC Natural Hazards*).
http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Valdivia_after_earthquake,_1960.jpg?uselang=es

Chile se encuentra en una zona de alta sismicidad. La placa oceánica de Nazca, más densa que la placa continental de Sudamérica, penetra bajo el continente, formando una zona de subducción. Si durante el movimiento interplaca, se desplaza el fondo oceánico verticalmente, se genera una ola que al propagarse en el océano se llama “tsunami”. Estos son los sismos de mayor magnitud. Entre ellos, el de Valdivia de 1960 ($M_w=9.5$), y el terremoto del Maule de 2010 ($M_w=8.8$).

En el caso de Chile, ya desde los años 30, después de la ocurrencia de dos terremotos, (1922 y 1928), con un gran número de heridos y muertos, el Estado se vio obligado a establecer como requisito obligatorio el diseño sismorresistente. Se trataba simplemente en ese entonces, de considerar una fuerza estática mínima horizontal que simulaba el sismo. Este requisito, incorporado en la Ordenanza de Urbanismo y Construcción del año 1933, se mantuvo prácticamente sin cambios hasta el año 1965, cuando aparece el primer borrador de una norma de diseño. Esta normativa se oficializaría en el año 1972.

En Colombia, a finales de los años 70, la Asociación de Ingeniería Sísmica (AIS) de ese país ya había divulgado las principales normativas sismorresistentes disponibles a nivel internacional. En los años 80, se adoptó el ATC-3-06 como base para el desarrollo del primer código de construcciones adoptado por ley en Colombia, un documento elaborado por el

entonces recién conformado Comité AIS-100, que fue ajustado en 1983 (Norma AIS-100-83). Como consecuencia del terremoto del 31 de marzo de 1983 en Popayán, se dictó por el Decreto-Ley 1400 de 1984, el “Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes”, que significó un importante aporte para el ejercicio técnico y profesional de la ingeniería en ese país.



El Terremoto de Armenia de 1999 ha sido el más mortífero en la historia de Colombia, con más de 2000 muertos.

Figura 3.5 Terremoto de Popayán, Colombia (1983). La ciudad fue destruida por un terremoto de 5,5 grados en la escala Richter, que dejó 300 personas fallecidas. La iglesia de San Francisco en Popayán fue reconstruida después del terremoto (Fotografía: *Sonilortiz*).

http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Iglesia_San_Francisco_2.JPG#mediaviewer/File:Iglesia_San_Francisco_2.JPG

En Costa Rica, en la década del 60 y principios de los 70, los ingenieros utilizaban, para el diseño sismorresistente, una traducción del llamado “Libro azul” (*Blue Book*) de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (*Structural Engineers Association of California, SEAOC*), cuya primera edición es de 1959. El análisis sísmico se reducía en esa época a considerar la estructura sometida a fuerzas laterales proporcionales a su peso. En 1971 la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica adoptó la política de enviar estudiantes a realizar posgrados en el exterior, en especial a los Estados Unidos de Norteamérica, en los temas de Ingeniería Estructural, Ingeniería Sismorresistente y Sismología. Después de la trágica experiencia del terremoto de Managua en 1972 y del de Tilarán en 1973, de similar intensidad, se hizo urgente la tarea de elaborar un código sísmico para Costa Rica. En

Costa Rica tiene una larga historia sísmica. Se conocen datos desde 1638 hasta 1903 documentados por González Víquez (1910). El 4 de mayo de 1910 ocurrió un terremoto que destruyó la capital, Cartago y dejó entre 400 y 700 muertos.

1974 se publicó el primer Código sísmico de Costa Rica (CSCR-74), el cual incluyó muchos de los conceptos que años más tarde aparecerían en el ATC 3-06, pero que ya se enseñaban en los programas de las mejores universidades de los Estados Unidos. Posteriormente, se creó la Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica (CPCSCR), que ha sido desde entonces la encargada del estudio, consulta, divulgación y revisión del Código. En la segunda versión del Código de 1986 (CSCR-86), se tomó en cuenta el primer estudio de amenaza (aun cuando se haya denominado de riesgo) sísmico de Costa Rica, elaborado por la Universidad de Stanford. Durante la década de los 80 se crearon y equiparon el Observatorio Vulcanológico y Sismológico de Costa Rica (OVSICORI) en la Universidad Nacional, la Red Nacional de Acelerógrafos en el Instituto de Investigaciones en Ingeniería de la Universidad de Costa Rica, que ayudaron recopilar información propia sobre la realidad sísmica del país. El Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LANAMME) de la Universidad de Costa Rica, cuenta actualmente con instalaciones apropiadas para ensayos a escala natural (piso, muro y marco de reacción) y mesas vibratorias para ensayar modelos a escala reducida. Las dos últimas versiones del código datan de 2002 y 2010.



Figura 3.6 Terremoto de Ambato, Ecuador (1949). Ruinas de un hospital (Fotografía: G. E. Lewis, USGS). http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Ambato_Earthquake_-_Ruined_Hospital.jpg.

El sismo del 5 de agosto de 1949 en Ecuador, conocido como Terremoto de Ambato o Pelileo, tuvo un alto potencial destructivo debido a la generación de grandes deslizamientos por efectos de sitio en la localidad de Pelileo. El terremoto dejó más de 6000 muertos; alrededor de 100000 personas sin hogar y un área afectada de 1920 km².

En Ecuador, hay una importante actividad sísmica que, en 470 años de historia documentada, ha provocado la destrucción de ciudades como Riobamba e Ibarra, y la muerte de más de 60.000 personas. En 1949, a raíz del terremoto de Ambato, se puso en vigencia un Código de la Construcción que rigió hasta los años 60. Un hecho importante para el desarrollo de la ingeniería sísmica ecuatoriana, fue

la instalación, a finales de los años 70, de la Red Nacional de Sismógrafos (RENSIG), que actualmente incluye estaciones sismológicas en todo el territorio ecuatoriano. Desde 1983, el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional constituye el principal centro de investigación en Ecuador para el diagnóstico y la vigilancia de los peligros sísmicos y volcánicos, rol que desempeña oficialmente desde 2003, por designación mediante decreto de ley. La Cámara de la Construcción de Quito fue la entidad encargada de la coordinación de la elaboración de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, vigente actualmente, mediante convenio firmado con el MIDUVI (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda).



Figura 3.7 Sismo de Pisco, Perú (15 de agosto de 2007). Alcanzó 7,9 grados y mató a 596 personas (Fuente: *Wikimedia Commons*).

http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Pisco_after_the_2007_quake.jpg?uselang=es

Desde la época de la conquista española se tienen datos de la actividad sísmica en Perú. En Lima, 1533, Hernando Pizarro reporta sentir un temblor antes de llegar al santuario de Pachacamac. En Arequipa, 22 de enero de 1582, un sismo deja en ruinas a la ciudad, más de 300 casas en ruinas y perecen más de 35 personas.

En Perú, en 1964, se crea el primer proyecto de norma basado en las normas de la SEAOC (Structural Engineers Association of California). En 1970 se publica la primera norma peruana de nivel nacional, el Reglamento Nacional de Construcciones, que incluye un capítulo relativo a la “Seguridad contra el efecto destructivo de los sismos”. Esta norma incluía un mapa de regionalización sísmica, con tres regiones, para determinar la fuerza sísmica lateral que se aplicaba con un análisis estático, sobre la estructura. La ocurrencia de sismos importantes determinó la actualización sucesiva de las normas: a raíz del sismo de Nazca de 1996, donde se observaron serios daños en colegios, se introdujeron

cambios importantes y también se hicieron ajustes después del sismo del 2001, ocurrido en Moquegua, Arequipa y Tacna y después del sismo de Pisco de 2007. Las últimas actualizaciones datan de 2009.

En República Dominicana se cuenta con reglamentos para la seguridad de las construcciones desde el año de 1931, cuando se promulgaron por ley a partir del paso del huracán Zenón. En 1944 se introdujeron nuevos lineamientos para el diseño de estructuras, considerando como acciones accidentales, los vientos y huracanes, pero no así las fuerzas sísmicas. El 4 de Agosto del año 1946 ocurrió un sismo de magnitud 8.1 en el nordeste del país, altamente destructivo, acompañado de un maremoto en la provincia de Nagua que acabó con la población pesquera de Matancitas. Este evento puso de relevancia el problema de la amenaza sísmica en el país. En 1978 se instaló en el país la primera red sísmica telemétrica, la primera de la región del Caribe, que, lamentablemente, fue abandonada, como ocurrió también con redes sísmicas que fueron instaladas posteriormente, con la ayuda de financiamientos internacionales. Fue en 1979 cuando se pusieron finalmente en vigencia unas “Recomendaciones Provisionales para el Análisis Sísmico de Estructuras (RPAS). Luego, en 2002, se inició un proceso de revisión de esta reglamentación. Desde agosto de 2011, se encuentra en vigencia el nuevo “Código Sísmico de la República Dominicana”, R-001.

En el caso de Venezuela, el primer documento normativo data de 1939. Fue modificado en 1947 y luego en 1955. El terremoto de Caracas de 1967 dio origen a una nueva versión ese mismo año, la cual se actualizó en 1982, se actualizó nuevamente en 1998 y se revisó y ajustó en 2001, siendo ésta la versión actualmente vigente. Venezuela cuenta con una red sismológica satelital, con 35 estaciones de banda ancha que registra en tiempo real los movimientos sísmicos, una red acelerográfica de 135 estaciones y 5 subredes locales, compuestas por 40 estaciones sismológicas de corto período, las cuales están concentradas sobre el sistema de fallas activo del país, lo que permite monitorear adecuadamente la actividad sísmica del país.

Se desprende de esta breve reseña histórica, que ya en los años 80, la mayoría de los países de la región contaban con normas o requisitos formales de diseño sismorresistente de edificaciones. En mucho influyó, en este proceso del desarrollo de las normativas regionales, la publicación en español del código ATC-3-06, en 1978, documento que se convirtió en una referencia para la ingeniería y el diseño sismorresistente en América Latina. En los años 80 ya en la región se contaba con normativas modernas de diseño sísmico, que han seguido desde entonces un proceso de revisión y actualización, muchas veces producto de adaptaciones y modificaciones de las normas de los Estados

En la República Dominicana, la historia registra el sismo más grande ocurrido en la región del Caribe en el año 1946 con una magnitud de 8.1 grados.

Unidos de Norte América, que generalmente han servido de modelo y guía para las normas de la región.

Desde la década de los 90 y hasta el presente, algunos países de la región han hecho esfuerzos por instalar y consolidar redes de registro sismológico, lo que ha permitido profundizar los estudios de amenaza sísmica en la región, e incorporar en las normas, mapas de amenaza sísmica más actualizados y con un sustento de información más sólido. Sin embargo, la situación es muy variable en la región, y en numerosos países todavía la información disponible para determinar la amenaza sísmica es escasa y/o poco confiable.

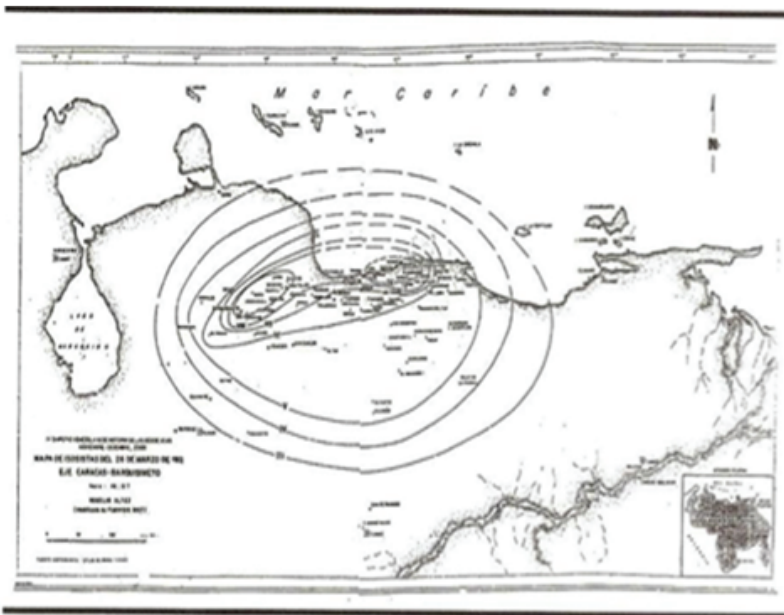


Figura 3.8 Mapa de isosistas del terremoto de Caracas de 1812 (Fuente: FUNVISIS).
http://www.funvisis.gob.ve/sismologia_historica.php

3.3 ¿Cuál es el contenido de una norma sísmica?

Básicamente, las normas sísmicas buscan simplificar la tarea del ingeniero con recomendaciones para el análisis y diseño de estructuras, y establecer requisitos mínimos para que las edificaciones resulten suficientemente seguras en caso de terremotos.

Las normas sísmicas para edificaciones permiten a los ingenieros realizar las etapas necesarias para el diseño estructural. Los aspectos que cubren las normas son, como mínimo, los siguientes:



Figura 3.9 Terremoto de Caracas de 1967. Mansión Charaima (Fotografía: archivo FUNVISISI).
http://www.funvisis.gob.ve/images/fotos_caracas/002.jpg.

- Determinar los objetivos de desempeño y los lineamientos del diseño que aplican para una edificación.
- Describir y cuantificar la amenaza sísmica en el sitio de la construcción
- Determinar las cargas sísmicas de diseño que actuarán sobre la estructura y las combinaciones y casos de carga que deban contemplarse en el análisis.
- Elegir el sistema estructural de la edificación y los parámetros de diseño que aplican en su caso.
- Determinar el modelo matemático adecuado para representar a la estructura
- Seleccionar el método de análisis adecuado para determinar la respuesta sísmica de la estructura en términos de: desplazamientos, deformaciones, fuerzas y solicitaciones sobre los elementos estructurales que se utilizarán para su diseño.
- Verificar los objetivos de desempeño en la estructura diseñada y el cumplimiento de los requerimientos normativos mínimos de seguridad.
- Diseñar y detallar los elementos estructurales que componen la edificación, incluyendo fundaciones.

Las normas, sobre todo las más recientes, también incluyen otros temas, que cubren, por ejemplo:

- Diseño de componentes no estructurales de la edificación
- Rehabilitación de estructuras existentes
- Interacción suelo-estructura
- Estudios de sitio
- Diseño de estructuras aisladas sísmicamente o con amortiguadores.
- Requerimientos de diseño sísmico para estructuras distintas a edificios (presas, puentes, estructuras hidráulicas, tanques, tuberías, etc)
- Procedimientos simplificados para viviendas de baja altura.

Las normas no siempre contemplan efectos relacionados con los sismos, como deslizamientos de tierra, licuefacción, tsunamis, vecindad de las fallas, efectos topográficos, entre otros.

Las normas varían mucho de un país a otro. A continuación, se presentan algunos aspectos básicos sobre el contenido general de las normas sísmicas actuales. Para ello, se han tomado como referencia algunas normas de Estados Unidos, como la ASCE-7 y la NEHRP.

Cabe comentar que, en los Estados Unidos, no hay una norma nacional única sobre construcciones. El código modelo IBC (cuya última edición es la del 2012), tiene un uso casi universal, y efectivamente sirve como código “típico” o “modelo” a seguir. El código modelo IBC (2012) cita el documento ASCE 7 (2010) para cargas, integridad global, y trayectorias de fuerzas. Además cita varios documentos sobre materiales, formando así un «paquete» (grupo de documentos) normativo. En cada jurisdicción legal (estado, municipio, o condado), el paquete adquiere validez jurídica al adoptarse por la autoridad competente. En los anexos de este trabajo se incluye un resumen comentado de las normativas sísmicas utilizadas en Estados Unidos para estructuras.

Cabe comentar que las normas más recientes de América Latina adoptan aspectos importantes del enfoque de diseño sísmico utilizado en estas normas, como se discute en capítulos posteriores de este trabajo.

A continuación una descripción general sobre algunos puntos importantes del contenido “típico” de las normas sísmicas para edificaciones, según prácticas actualizadas.

3.4 Nomenclatura y Notación

Es de fundamental importancia incluir un glosario de términos y una lista de símbolos y sus definiciones.

3.5 Alcance, objetivos, filosofía del diseño sísmico

En general, en las secciones iniciales, las normas deben comentar los siguientes puntos:

- ¿Qué tipo de estructuras se contemplan?
- ¿Qué sistemas estructurales de transmisión de las cargas sísmicas?
- ¿Qué materiales?
- ¿Qué acciones o cargas se verifican?
- ¿Qué objetivos de seguridad se buscan?
- ¿Cuáles son los principios generales del diseño sísmico?

La norma debe aclarar si es únicamente aplicable a edificaciones nuevas, que van a ser diseñadas y construidas, o si también es válida para estructuras existentes. En muchos casos, existen reglamentos específicos para la rehabilitación o reparación de estructuras existentes, para cubrir los casos de edificaciones que hayan sido dañadas por un sismo o los de aquellas en las que se requiere readecuar su diseño para adaptarlo a los estándares vigentes.

Aclarar el alcance de la norma es un punto de suma importancia, porque la aplicación de los criterios normativos a estructuras no tipificadas o contempladas en los mismos, puede ocasionar consecuencias desastrosas para la seguridad y la vida de las personas.

En general, las normas sísmicas de edificaciones incluyen recomendaciones para el análisis, diseño y construcción de estructuras de pórticos, de muros o de combinaciones de estos sistemas, en los materiales más usuales como acero, concreto reforzado, mampostería y madera. Este alcance puede ser cubierto en un solo documento normativo o en varias normas diferentes. También, las normas deben incluir disposiciones para el diseño de fundaciones y elementos no estructurales.

Cuando se define el alcance de las normas, es importante indicar los procedimientos que deben seguirse para el diseño y construcción de edificaciones con sistemas estructurales no tipificados en las mismas o utilizando materiales nuevos, para los cuales no existen todavía normativas vigentes. Usualmente, se especifica que, en estos casos, las autoridades competentes deben solicitar sustento suficiente, con métodos analíticos o experimentales, para demostrar que la estructura será lo suficientemente segura para la amenaza sísmica estipulada.

En cuanto a las acciones contempladas, debe aclararse en las normas, si se incluyen recomendaciones solamente para las acciones sísmicas. Sería deseable contemplar otros

efectos relacionados con los sismos, como deslizamientos de tierra, licuefacción, tsunamis, vecindad de las fallas sísmicas, efectos topográficos, entre otros. Las normas comienzan a incluir algunos de estos aspectos, pero no de manera generalizada.

En la actualidad, las normas sísmicas se plantean como objetivo general, presentar criterios y disposiciones para el diseño y construcción de estructuras sujetas a movimientos sísmicos con el fin de minimizar los riesgos de pérdidas de vidas humanas. Para edificaciones consideradas especiales, por su uso u alta ocupación (por ejemplo, edificios públicos, escuelas, refugios, etc), se fija un objetivo de desempeño más exigente. Igualmente, para estructuras de interés estratégico (como hospitales, cuarteles de bomberos, instalaciones eléctricas y otros servicios) se introducen previsiones que buscan garantizar que continúen en estado operativo y puedan funcionar satisfactoriamente después de un sismo.

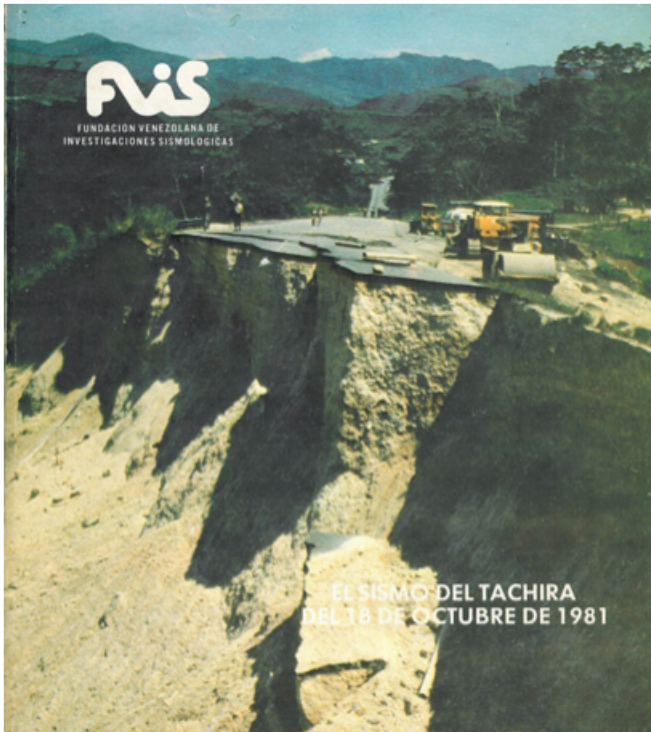
Algunas normas de diseño fijan criterios más exigentes: buscan no solamente proteger la vida de las personas, sino también minimizar los daños eventuales y, por consecuencia, los costos de reparación, en caso de ocurrencia de sismos. Esto responde a una nueva tendencia que se incorpora poco a poco en las normativas vigentes, aunque todavía estos requerimientos no son, por lo general, de aplicación obligatoria en todos los casos. Se supone que estos objetivos de desempeño que tienen que ver con costos económicos, pueden ser una alternativa a decidir por los propietarios de la edificación, en consulta con expertos.

En estas secciones iniciales de las normas es importante aclarar que, con su correcta aplicación, siempre puede esperarse, en caso de sismos, algún nivel de daño en las edificaciones, tanto en los elementos estructurales como los no estructurales. Esto ocurre porque la filosofía de las normas se basa en definir movimientos sísmicos con una probabilidad razonable de ocurrencia durante la vida funcional de la edificación. La estructura se diseña para que responda a este sismo con incursiones en el rango inelástico, lo que constituye un mecanismo de disipación de una parte de la energía introducida por el sismo. Para sismos de mayor intensidad que este “sismo de diseño” las normas buscan asegurar que la probabilidad de colapso de la estructura sea baja.

Es decir, para la mayoría de las edificaciones diseñadas de acuerdo con las normas, se espera que para un sismo de intensidad importante, las estructuras no colapsen, de manera de garantizar las vidas humanas, aunque los daños resultantes pueden ser de tal grado que no resulte viable económicamente su reparación después del sismo.

En las normas actuales se establecen varios niveles o estándares de desempeño que corresponden a distintos niveles de demanda sísmica. Cada nivel de desempeño se define con un estado límite en cada uno de los cuales se fijan grados de degradación o deterioro de

los elementos estructurales y no estructurales de la edificación. Los movimientos sísmicos de referencia para cada nivel de desempeño se definen, por lo general, en términos de su probabilidad de excedencia.



Para la mayoría de las edificaciones diseñadas de acuerdo con las normas, se espera que para un sismo de intensidad importante, las estructuras no colapsen, de manera de garantizar las vidas humanas, aunque los daños resultantes pueden ser de tal grado que no resulte viable económicamente su reparación después del sismo.

Figura 3.10 Deslizamiento de tierra. Sismo del Táchira, Venezuela (octubre 1981) (Fotografía: archivo FUNVISIS).

Normalmente, las normas especifican hasta cuatro niveles de desempeño:

- Operacional
- De ocupación inmediata
- De seguridad de vida
- De prevención de colapso.

En los estándares donde se incluyen previsiones para controlar el daño esperado en las edificaciones ante la ocurrencia de sismos moderados y/o sismos frecuentes, en el diseño se debe prever no sólo una resistencia suficiente de las estructuras para resistir las cargas sísmicas, sino también, niveles de rigidez adecuados para limitar sus deformaciones laterales y minimizar el daño de componentes no estructurales y estructurales.

Las normas sísmicas modernas incluyen recomendaciones para controlar el daño de los elementos considerados “no estructurales”, y, entre ellos merecen atención especial las tabiquerías y cerramientos. En las normas sísmicas actualizadas, el diseño y construcción de los elementos no estructurales (tabiques y cerramientos, instalaciones eléctricas y mecánicas, plomería, etc) son objeto de un articulado específico.

En las secciones iniciales de las normas, y como parte de la filosofía que las sustenta, es recomendable establecer consideraciones generales sobre la importancia del detallado de los elementos, de una correcta estructuración y el establecimiento de claros mecanismos de transmisión de la carga sísmica, para tratar de garantizar el comportamiento adecuado de la edificación, especialmente en el rango inelástico de deformaciones, y el cumplimiento de los objetivos deseados en los distintos niveles de desempeño considerados.

3.6 Aplicación de las normas, seguimiento, supervisión, control de calidad

Lo ideal es que las normas sean dictadas por decretos oficiales, para que tengan validez legal y las autoridades puedan dictaminar sanciones adecuadas en caso de incumplimiento.

Las normas contemplan un articulado específico para tratar los temas de las responsabilidades legales en todas las etapas de su aplicación. Es recomendable fijar también mecanismos normativos para el seguimiento de su cumplimiento.

En general, se designa un comité de expertos que, de manera permanente, se encarga de actualizar los contenidos de las normas sísmicas. También las normas hacen referencia a las “autoridades competentes” encargadas de dirigir todo el proceso de creación de las normas, su proceso de consulta y discusión, su aprobación, promulgación, publicación y divulgación, así como de velar por su cumplimiento.

Las normas también deben incluir disposiciones para el control de calidad del proceso de diseño y construcción.

En las normas, por último se deben aclarar los canales de consulta y los requisitos de presentación de casos que escapen fuera del alcance normativo, y aprobar o no los diseños de edificaciones o alternativas presentadas.

En los casos en que no existan normas aprobadas (por ejemplo, como en los casos de nuevas propuestas de sistemas

Las normas hacen referencia a las “autoridades competentes” encargadas de dirigir todo el proceso de creación de las normas, consulta y discusión, su aprobación, promulgación, y divulgación, así como de velar por su cumplimiento.

constructivos o uso de materiales innovadores), es recomendable que la autoridad competente requiera la entrega de datos confiables de simulaciones preferiblemente experimentales del comportamiento de las estructuras bajo condiciones que representen adecuadamente las condiciones reales de carga o deformación a las que se espera que estará sometida la edificación durante su vida útil. Si es necesario, se debe solicitar que los ensayos incluyan ciclos de carga alternada con incursiones de la estructura o materiales en el rango inelástico.

3.7 Cuantificación de la amenaza

Una sección importante de las normas sísmicas está destinada a la cuantificación y caracterización de los movimientos sísmicos para los que se diseñan las edificaciones en sus distintos niveles de desempeño.

Muchas normas suelen especificar solamente un sismo de diseño, correspondiente al nivel de desempeño conocido como “seguridad de vida”. Se utilizan espectros de respuesta para caracterizar este sismo de “seguridad de vida”.

Las normas suelen incluir recomendaciones y procedimientos para la construcción de estos espectros, de dos maneras:

- Procedimientos generalizados con base en mapas de aceleraciones, que se proponen para cada región geográfica del país.
- Procedimientos para estudios de sitios específicos

La tendencia actual en las normas sísmicas es la de proponer recomendaciones que permitan garantizar niveles de desempeño uniforme para todas las estructuras, dependiendo de su uso e importancia. Se pretende que las normas garanticen una probabilidad de falla uniforme ante acciones sísmicas similares, para las estructuras de un mismo grupo.

Para ello, la tendencia en las normas es la de definir un “Sismo máximo considerado” (SMC), que se determina según la sismicidad de la región. El sismo de diseño se encuentra fijando un límite inferior de margen contra el colapso, inherente a todas las estructuras diseñadas, y que las normas suponen de 1,5. Por consiguiente, el sismo de diseño se obtiene reduciendo el Sismo Máximo Considerado con un factor de 2/3. Las normas recientes definen el Sismo Máximo Considerado para una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, lo que corresponde a un período de retorno aproximado de 2500 años.

El ASCE 7-10, por ejemplo, define la sollicitación sísmica con referencia a un “sismo máximo considerado”. El objetivo fundamental es que la probabilidad de colapso en el sismo máximo

considerado sea no mayor del 10%. El “sismo de diseño” tiene dos tercios de la severidad del “sismo máximo considerado. La norma ASCE 7-10 pretende establecer un margen uniforme contra el colapso en el “sismo de diseño,” pero tal margen no se especifica para el sismo de diseño, sino solamente para el sismo máximo considerado.

En zonas cercanas a las fallas, las normas recientes recomiendan procedimientos para determinar de manera más precisa el Sismo Máximo, tomando en cuenta los terremotos característicos, propios de esas fallas.

Para construir los espectros, las normas incluyen mapas con los valores de los parámetros de respuesta espectral. La tendencia es proporcionar valores de respuesta para períodos cortos (en general, de 0,2 segundos) y para períodos de 1 segundo, correspondientes a un determinado tipo de suelo y un porcentaje de amortiguamiento del 5%. Es recomendable que las normas proporcionen información de cómo se obtienen y construyen los mapas incluidos en las mismas, y las fuentes de datos utilizados.

A partir de los valores de estas dos coordenadas se construye todo el espectro de respuesta para el Sismo Máximo Considerado, el cual, como se comentó, se reduce para obtener el espectro de respuesta para el sismo de diseño.

Anteriormente se utilizaban formas espectrales normalizadas, pero la experiencia ha demostrado que este enfoque que utilizan las normas más recientes, con base en dos parámetros de respuesta para construir los espectros, representa mejor los movimientos sísmicos, especialmente para el caso de suelos blandos sujetos a bajos niveles de vibración.

Para construir espectros aplicables a otros tipos de suelos, las normas indican factores o coeficientes de modificación. Para ello, típicamente, las normas proponen tablas de clasificación de los suelos, generalmente de al menos cuatro grupos (desde la roca firme hasta suelos muy blandos). A cada tipo de suelo, corresponden coeficientes distintos que modifican el espectro de diseño. Estos coeficientes, generalmente dos (uno para períodos cortos y otro para períodos largos) dependen de las condiciones del sitio y de la intensidad del nivel de vibración sísmica.

Las normas incluyen los métodos recomendados para clasificar los suelos y los criterios de clasificación, que se definen, en general, en términos de la velocidad de las ondas de corte en los primeros 30 m de profundidad del suelo, si estas velocidades se conocen. Si no, la clasificación se realiza con los resultados arrojados por los métodos de penetración estándar (SPT) para la resistencia en las capas de suelo no cohesivo y con base en la resistencia al corte no drenada en suelos cohesivos.

Las fuerzas para el diseño de los elementos estructurales, conexiones y fundaciones, se calculan a través de un análisis elástico. Las acciones sobre la estructura resultan de utilizar un espectro de respuesta que se obtiene del espectro de diseño, reducido por un factor de modificación de respuesta usualmente denotado R , y que engloba efectos de ductilidad y sobrerresistencia de la estructura. Los valores de R dependen del tipo de estructuras, su configuración, de la peligrosidad del sitio y de la categoría del diseño estructural.

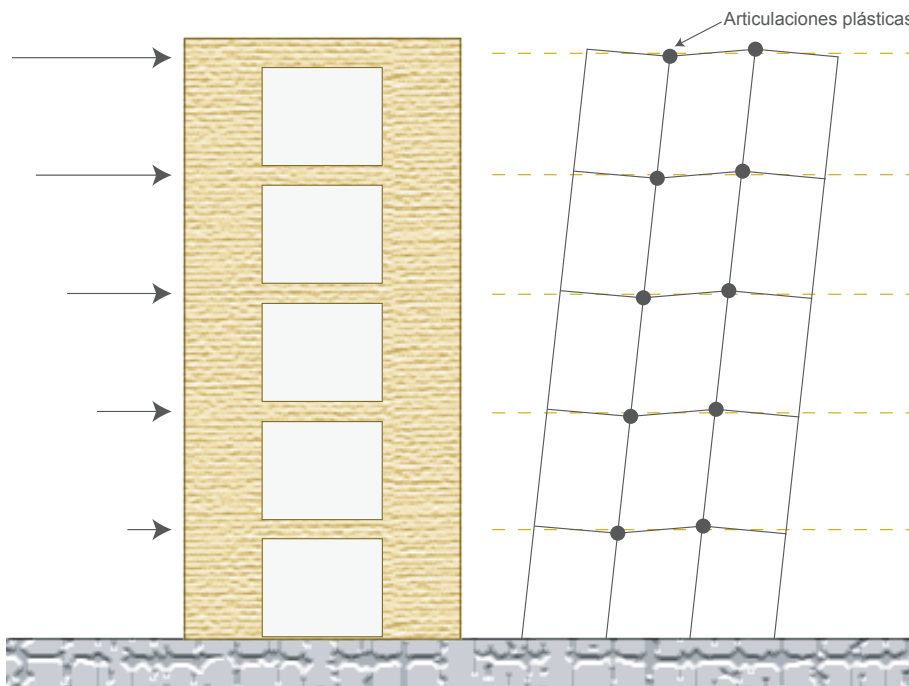


Figura 3.11 Comportamiento dúctil de una edificación (Elaboración propia).

Esta reducción de las fuerzas de diseño obliga a amplificar las deformaciones y desplazamientos resultantes del análisis elástico con un factor C , con el objeto de estimar las deformaciones reales que ocurren bajo las fuerzas de diseño. Este factor C , en general, es menor que R .

Los factores R y C se estiman suponiendo que el diseño se ha efectuado con base en un sistema estructural resistente de características redundantes, y donde existen mecanismos dúctiles que permiten la formación sucesiva de rótulas plásticas y una sobrerresistencia global significativa de la estructura sobre el punto de cedencia, antes de que se forme un mecanismo completo y la estructura colapse. Por ello, los factores R y C se asignan con base en la tipología estructural, la configuración y el nivel de diseño y detallado de los elementos.

3.8 Uso de la estructura e importancia

Las normas definen varios grupos de estructuras, según su importancia, uso y ocupación.

Típicamente, las normas definen al menos tres grupos, para los cuales se especifican progresivamente, según aumenta la importancia de la estructura, mayores requisitos de resistencia, controles de derivas, restricciones en la selección del sistema resistente, y requerimientos de detallado y diseño más exigentes. A los efectos de este comentario, los llamaremos grupos I, II y III, aunque el número de grupos y la nomenclatura, difiere de norma a norma.

En las normas recientes se hace énfasis en que los grupos se definen para establecer criterios de diseño necesarios en función de obtener un desempeño específico ante la acción sísmica. En normativas anteriores no era tan clara la óptica del “desempeño” que ha venido generalizándose actualmente. Se definían “factores de importancia” para amplificar las fuerzas de diseño, de manera de obtener más resistencia en las estructuras de mayor importancia.

El grupo más exigente (grupo III), es el de las llamadas “edificaciones esenciales”, que son las que se requieren en funcionamiento después del terremoto, ya que pueden ser necesarias en tareas de recuperación después del desastre o atención a la población en la emergencia, como el caso de hospitales, cuarteles de bomberos, etc. También se incluyen en este grupo, instalaciones que alberguen sustancias peligrosas, que pudieran liberarse al ambiente y poner en peligro a la población o a otras edificaciones, si colapsan con un sismo. Algunas normas también prevén que las autoridades competentes pueden decidir sobre las estructuras que consideren necesario tratar como “esenciales”. Se espera que estas estructuras tengan un desempeño de seguridad de vida frente al Máximo Sismo Considerado.

En el grupo II usualmente se incluyen edificaciones que albergan un gran número de personas o donde se hace difícil la salida rápida de los ocupantes (ejemplo: escuelas, edificios públicos, etc). Se espera que para el Máximo Sismo Considerado estas estructuras tengan un desempeño intermedio al del grupo III y I.

En las normas se definen grupos de edificaciones de importancia creciente, para establecer criterios de diseño en función de obtener un desempeño específico ante la acción sísmica. En normativas anteriores no era tan clara la óptica del “desempeño” que ha venido generalizándose actualmente. Se definían “factores de importancia”, principalmente para amplificar las fuerzas de diseño, de manera de obtener más resistencia en las estructuras de mayor importancia.

En el grupo I se sitúan la mayor parte de las edificaciones comunes, destinadas a viviendas, por ejemplo. Se espera que estas estructuras sean capaces de responder al máximo sismo considerado en un estado cercano al colapso.

En algunas normas, se define un cuarto grupo, donde se ubican edificaciones con riesgo sísmico menor o cuya falla no tiene consecuencias importantes.

Para el sismo de diseño, que es dos tercios menor que el Sismo Máximo Considerado, se espera que las edificaciones del Grupo I alcancen el nivel de desempeño de seguridad de vida, el grupo II un desempeño mejor, y las del grupo III un desempeño que permita su “Ocupación Inmediata” después del sismo.

En zonas altamente sísmicas, las edificaciones pueden estar sometidas a más de un sismo importante durante su vida útil. Algunas normas recientes sugieren evaluar el desempeño para sismos más frecuentes que el considerado para el diseño. Se considera usualmente para ello, un “Sismo Máximo Probable” de 50% de probabilidad de no excedencia en 50 años, lo que equivale a unos 70 años de período de retorno. Los edificios del grupo I se espera que respondan a este sismo al nivel de desempeño de “ocupación inmediata”. Para los grupos II y III se espera un desempeño que permita su nivel “operacional” normal, después de este sismo.

3.9 Clasificación de estructuras

De acuerdo con la peligrosidad del sitio y del uso e importancia de la estructura, se establecen límites para la utilización de ciertos sistemas o materiales, o para configuraciones irregulares en altura o planta.

Algunas normas recientes proponen el uso de hasta seis “categorías de diseño”, identificadas en orden ascendente de exigencia, con letras desde la A a la F. Para las categorías de diseño E y F se imponen severas limitaciones en cuanto al uso de sistemas estructurales, de irregularidades y métodos de diseño que deben emplearse.

Las “categorías de diseño” establecen requerimientos de diseño y detallado de los elementos estructurales y límites de deriva lateral. Además de la resistencia de la estructura, estos son factores fundamentales que deben cuidarse y son muy importantes para obtener el desempeño sísmico deseado para las estructuras.

Las normas típicamente clasifican las estructuras, según su sistema resistente, en:

- Sistemas resistentes de pórticos
- Sistemas resistentes de muros
- Sistemas combinados de muros y pórticos

Usualmente en estos tres grandes grupos existen varias subclasificaciones según los materiales utilizados (acero, concreto, mampostería o combinaciones) y según los mecanismos resistentes que se prevean para soportar las cargas laterales.

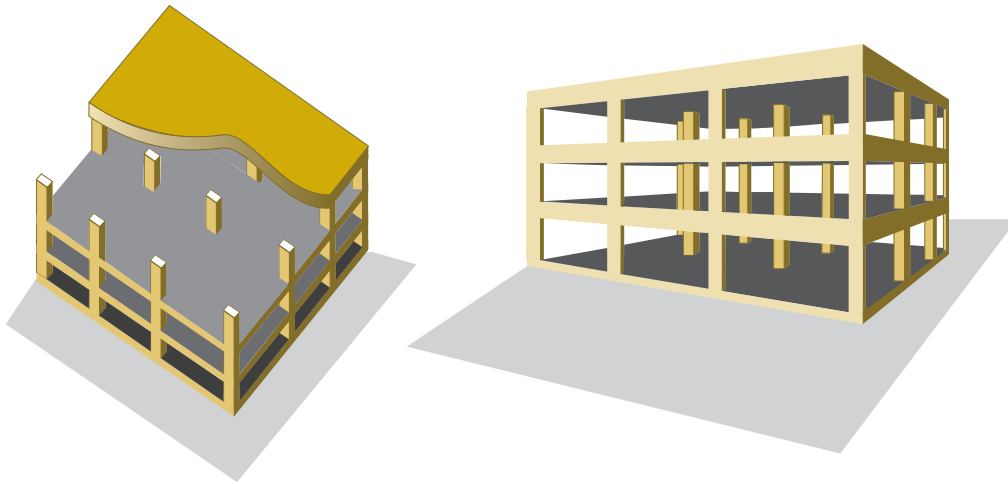


Figura 3.12 Sistemas aporticados (Elaboración propia).

También se consideran tipos de estructuras especiales, como casos de péndulos invertidos, estructuras poco redundantes, etc, para los cuales se fijan requerimientos y limitaciones de uso específicos.

Según la clasificación propuesta, se recomiendan para cada clase de sistema, los valores de los parámetros de diseño: factor de reducción R , factor de sobrerresistencia para el diseño de conexiones y elementos frágiles, y factor de amplificación de deformaciones (que llamamos C en secciones anteriores).

El tratamiento de las irregularidades difiere en las normas. Las normas recientes están concebidas para estimular el diseño de estructuras regulares en planta y en altura, ya que tienen un mejor comportamiento sísmico. En general, las irregularidades son penalizadas o prohibidas, según el nivel de amenaza sísmica o la importancia de la edificación.

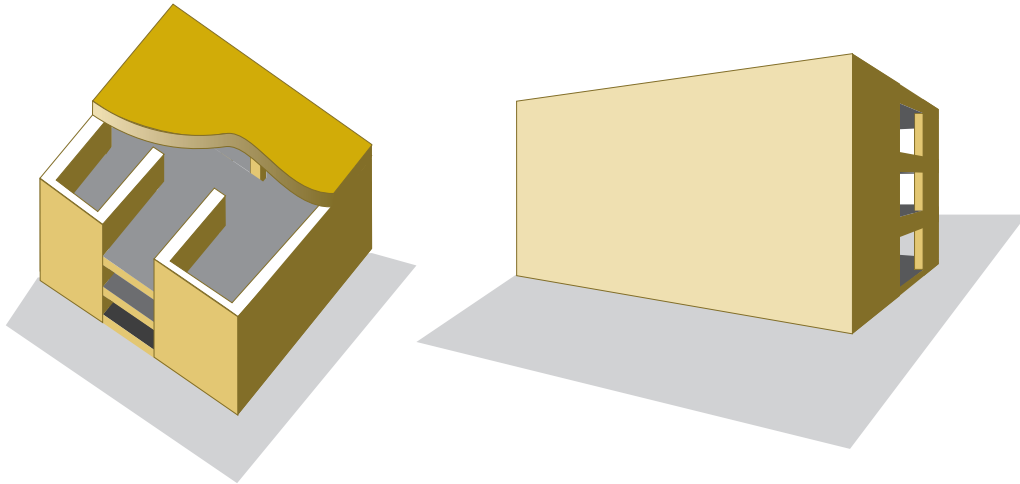


Figura 3.13 Sistemas de muros portantes (Elaboración propia).

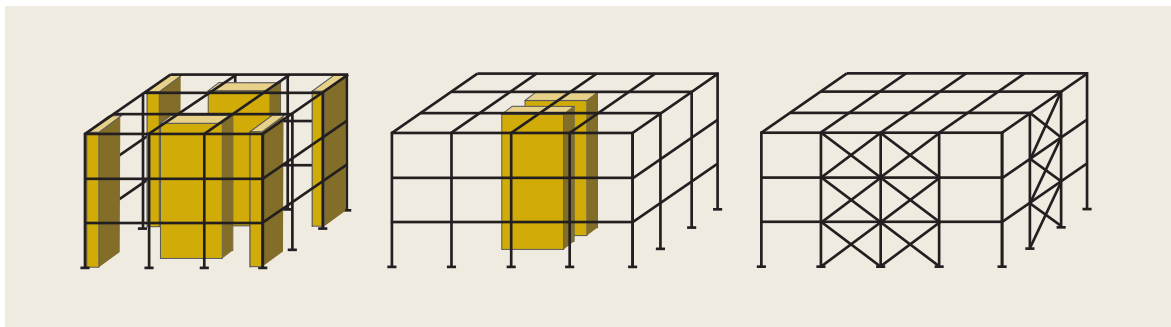


Figura 3.14 Distintos sistemas duales, a) con muros de concreto armado, b) con núcleos y c) con arriostros laterales (Elaboración propia).

3.10 Métodos de análisis

Usualmente, las normas proponen métodos de análisis dinámico lineal con espectros de respuesta para la mayor parte de las estructuras. Los métodos no lineales se utilizan generalmente para verificar el comportamiento de edificaciones importantes. Las normas recientes introducen recomendaciones para el modelado y para la inclusión de los efectos de interacción con el suelo, la tabiquería, elementos no estructurales, y otros aspectos importantes.

Usualmente, las normas también incluyen consideraciones sobre las direcciones de las cargas sísmicas y las componentes de estas cargas que deben contemplarse en el análisis.

Otros aspectos abarcados en las normas son el tratamiento de conexiones, anclajes, diafragmas, así como disposiciones especiales para la consideración de sistemas estructurales no redundantes.

Las normas incluyen también recomendaciones para combinar los efectos de distintos tipos de cargas (gravitatorias, componentes horizontales y verticales del sismo, y otras)

3.11 Límites de desplazamiento y deriva

Las normas especifican valores máximos de derivas y desplazamientos por varias razones, entre ellas: controlar las deformaciones inelásticas, la estabilidad (en relación con la carga axial, que induce efectos de segundo orden sobre los elementos: el usualmente llamado “efecto P-Delta, que crece en importancia para grandes deformaciones), limitar el daño y controlar mejor la respuesta ante la demanda sísmica.



Figura 3.15 Fallas en elementos no estructurales. Terremoto de Chile (2010) (Fotografía: R. Betanzo, ACHISINA).

Adicionalmente, algunas normas limitan los desplazamientos diferenciales de elementos en distintas líneas resistentes de la estructura, para controlar los efectos torsionales.

Usualmente se establecen límites de deriva más exigentes según la importancia de la edificación. Los límites de deriva sirven para limitar el daño en elementos estructurales y no estructurales. El daño de elementos no estructurales, en muchos casos, puede ocasionar pérdidas de vidas humanas e impedir la operatividad de las edificaciones.

Los límites de desplazamientos y de derivas pueden controlar el diseño, y obligar al redimensionamiento de las estructuras o al replanteamiento de los sistemas resistentes.

El tratamiento que las normas recientes hacen del control de derivas tiene que ver con los niveles de diseño de seguridad de vida y para evitar el colapso.

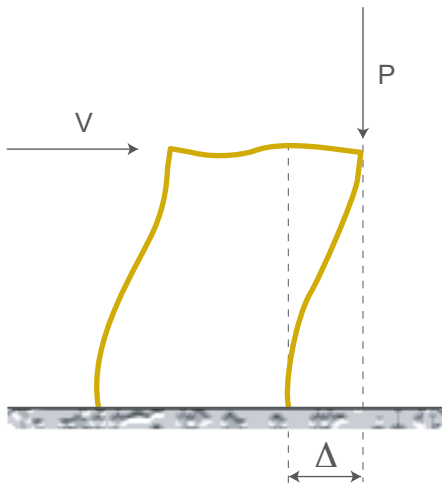


Figura 3.16 Efecto P-DELTA en estructuras. Se requiere tomar en cuenta los efectos de momento de las cargas verticales sobre las columnas, cuando las deformaciones y desplazamientos laterales son importantes (Elaboración propia).

3.12 Diseño sísmico de los materiales, elementos estructurales y requerimientos de detallado

Muchas veces, este tema es objeto de normas diferenciadas según el tipo de material: acero, concreto, mampostería, etc.

Como uno de los aspectos principales del diseño sísmico es la selección de un sistema estructural adecuado, capaz de absorber y disipar energía introducida por el sismo, es necesario que los requerimientos de diseño de los materiales y elementos sean coherentes con este objetivo.

En las normas recientes se introducen métodos de diseño por capacidad, para evitar los posibles modos de falla frágiles en elementos y conexiones. Se hace énfasis en el detallado de elementos y juntas para proporcionarles una ductilidad acorde con los objetivos de diseño buscados.

3.13 Sistemas estructurales y materiales novedosos

La mayoría de las normas actuales sólo enuncian que, para sistemas y materiales no tipificados, debe proporcionarse suficiente respaldo analítico y/o experimental para sustentar la seguridad de las edificaciones en niveles equivalentes a los que especifican las normas para sistemas y materiales convencionales.



En el diseño por capacidad, se busca concentrar y controlar el daño en zonas preestablecidas de las estructuras. Para ello se seleccionan elementos estructurales que se diseñan y detallan apropiadamente, para ser capaces de disipar energía por deformaciones inelásticas. Todos los otros elementos deben poseer suficiente resistencia para asegurar su comportamiento elástico mientras las fuentes seleccionadas de disipación de energía desarrollan toda su capacidad.

Figura 3.17 Terremoto de Loma Prieta (1989). La falta de un confinamiento adecuado en las columnas y la debilidad de las juntas, provocaron el colapso del puente (Cypress Viaduct) (Fotografía: H.G. Wilshire, USGS). <http://commons.wikimedia.org/wiki/File:022srUSGSCyprusVia.jpg>

Algunas normas, como la ASCE7, en este tema de materiales o sistemas novedosos, se refieren a las normas FEMA para estimar la probabilidad de colapso ante el “sismo máximo considerado”.

El enfoque FEMA P-695 es actualmente el único en el mundo para el desarrollo fundamental de coeficientes de diseño sísmico. Para sistemas estructurales novedosos o convencionales, plantea un enfoque sistemático para lograr una probabilidad uniforme contra el colapso en el “Sismo Máximo Considerado”, tomando en cuenta las características del sistema y de los sismos, y la incertidumbre de los datos. El enfoque consiste en usar un juego reconocido de

registros sísmicos (acelerogramas), junto con modelos analíticos no lineales, comprobados con experimentos. Se llevan a cabo una serie de análisis dinámicos incrementales para calcular así la probabilidad de colapso. Se ajusta el valor de R hasta lograr una probabilidad de colapso no mayor del 10% frente al Sismo Máximo Considerado, incluyendo los efectos de incertidumbre. (Ref: FEMA P-695, “*Quantification of Building Seismic Performance Factors*”, *Federal Emergency Management Agency*, Washington, DC, 2009).



4. REVISIÓN Y COMENTARIOS GENERALES SOBRE LAS NORMAS

4.1 Revisión y comentarios generales sobre las normas

En esta sección se presenta un resumen general de la revisión efectuada sobre las normas de diseño sísmico en ocho países de la región: Argentina, Chile, Colombia, Costa Rica, Ecuador, Perú, República Dominicana y Venezuela. Se han incluido, también, las normas ASCE7 de Estados Unidos.

Se han seleccionado, específicamente para este trabajo, las normativas vigentes relacionadas con el análisis y diseño sísmico de edificaciones.

Cabe comentar, sin embargo, que, según los distintos países analizados, este tema puede ser abordado en uno o varios documentos normativos. Por otro lado, además de las normas referentes a edificaciones, todos los países disponen también de normas sísmicas de otros tipos, tales como normas específicas para viviendas, estructuras especiales, instalaciones industriales, fundaciones, suelos, entre muchas otras que pueden mencionarse relacionadas con el problema sísmico. Adicionalmente, un mismo aspecto puede ser tratado por distintas normas en el mismo país, y algunas veces, con criterios diferentes. Esto hace que el tema del alcance de las normas sea complejo en un estudio comparativo: en los países analizados, la organización y alcance de los distintos documentos normativos relacionados con el tema sísmico difieren significativamente. Por ello, se creyó conveniente incluir en este capítulo, una tabla comparativa del alcance de las normas vigentes en cada país estudiado, donde se ponen en evidencia tanto sus fortalezas, como la necesidad de realizar esfuerzos en ciertas áreas para solventar las carencias existentes.

El contenido de este capítulo se ha organizado alrededor de la discusión de ciertos temas que han sido considerados esenciales para la comparación de las normativas en referencia, por los expertos que participaron en el estudio. Además de comparar los principios básicos y la filosofía que sustentan el desarrollo de las normativas de diseño sísmico en los países estudiados, así como su alcance, se definieron los siguientes temas esenciales: confiabilidad, amenaza, tipificación de sistemas, criterios de modelado, métodos de análisis, verificación del desempeño y la rehabilitación de estructuras existentes. Siguiendo esta lógica, se construyeron tablas organizadas de manera uniforme, de acuerdo con los aspectos seleccionados por los expertos en cada tema mencionado, a fin de facilitar el estudio comparativo.

En la selección de los temas presentados, los autores consideraron que el análisis comparativo en torno a estos aspectos fundamentales, es una base importante para avanzar en el proceso de actualización de las normas en la región, en particular para evaluar su relación con el estado del arte y con los avances del conocimiento científico en el área de la ingeniería sismorresistente.

A partir del resumen comparativo desarrollado en este capítulo, se puntualizan algunas recomendaciones y conclusiones que se presentan en el capítulo número cinco. En los anexos de este trabajo pueden consultarse, los informes específicos y detallados de las normativas sísmicas de cada país, así como las tablas correspondientes que sirvieron de base para el estudio.

4.2 Normas analizadas en este informe

- Argentina: INPRES-CIRSOC 103. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte I. Construcciones en general (2012)
- Chile: NCh433 de Diseño Sísmico de Edificios
- Colombia: NSR-10
- Costa Rica: Código Sísmico de Costa Rica 2010
- Ecuador: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC2011)
- Estados Unidos: Código ASCE 7-10 (2010)
- Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones RNE – Título III Edificaciones, III.2 Estructuras, E.030 Diseño Sismorresistente.
- República Dominicana: Reglamento para el Análisis y Diseño de Estructuras, R-001, Decreto N° 201-11
- Venezuela: Norma Covenin 1756-1:2001. Edificaciones sismorresistentes (articulado y Comentarios)

4.3 Síntesis de la filosofía de diseño

Objetivos de desempeño

Tradicionalmente, el diseño estructural se basaba en la idea de comparar la resistencia de la estructura con las fuerzas que actúan sobre la misma. Así se generaron procedimientos simplificados de análisis y diseño que se plasmaron en las primeras normativas estructurales. Con el tiempo, se hicieron evidentes las incertidumbres que existen para evaluar las fuerzas sísmicas, y se aceptó el hecho de que la resistencia no representa totalmente el comportamiento global de la estructura. Otros factores, como la rigidez, la ductilidad y la capacidad de disipación de energía se revelaron igualmente importantes a la hora de definir el comportamiento sísmico. Con ello, se comprendieron las limitaciones de un enfoque principalmente orientado a determinar las fuerzas que actúan en la estructura.

Los últimos avances en el diseño sísmico han incorporado nuevos conceptos, como por ejemplo: definir estados límites adecuados para distintos niveles de intensidad sísmica; controlar daños locales en los elementos, además de evaluar el daño global de la estructura. Se introduce una lógica orientada al “Diseño por Desempeño”, que incluye controles de desplazamientos para diferentes objetivos de desempeño, consideraciones energéticas, modelos e índices de daño acumulado, entre otros.

Estos avances en el conocimiento del problema sísmico, no se reflejan totalmente en el estado actual de las normas de la región. En su mayoría, éstas responden al esquema basado en la determinación de fuerzas de diseño, impuesto desde finales de los años 70.

La amenaza se cuantifica a través de un espectro de aceleraciones y las fuerzas sísmicas se derivan de estas ordenadas espectrales, en función de las propiedades de la estructura: masa y período.

En general se aplican factores para modificar el espectro elástico y considerar así efectos de ductilidad y sobre-resistencia. Estos factores se definen según: la tipología estructural, los materiales utilizados, el efecto de las irregularidades, efectos de redundancia estructural y grado de disipación de energía producto del detallado de los elementos y conexiones, entre otros.

El concepto del “desempeño” comienza a introducirse en algunas normas, aunque no siempre con una filosofía explícita.

En general, los objetivos de desempeño se enuncian por ejemplo de la siguiente manera:

- Resistir sin daños movimientos sísmicos frecuentes (intensidad baja)
- Limitar a daños reparables, los que puedan sufrir los elementos no estructurales o estructurales bajo la acción de sismos de intensidad moderada
- Aun cuando se generen daños irreparables, evitar el colapso de la estructura para eventos de gran intensidad, ocasionalmente denominados ‘eventos raros’.

Prima, en todas las normativas, la filosofía de asegurar la vida de las personas. Se supone que, cumpliendo con los requisitos que allí se establecen, se alcanzan los objetivos de desempeño enunciados, aun cuando no se explica claramente cómo.

En los códigos, también se busca proteger, en mayor medida, estructuras de uso especial, muy importantes, o estratégicas en caso de sismos. En la mayoría de las normas, esto se hace a través de factores de importancia que amplifican el espectro, con lo cual se reduce la probabilidad de ser excedidos durante la vida útil de la estructura. En otras se fijan objetivos de desempeño más exigentes para estas estructuras.

Desarrollar cabalmente la filosofía del desempeño en las normas, requeriría incluir lineamientos para definir objetivos específicos y cuantificarlos, así como metodologías adecuadas para predecir el comportamiento estructural y para evaluar la confiabilidad del diseño.

La mayoría de las normas de la región sólo establecen un sismo de diseño, para una determinada localidad y condiciones del terreno. Ese sismo de diseño viene expresado por un espectro que, en principio, es una envolvente de casos posibles con una limitada probabilidad de ser excedido. En pocos casos se verifica el diseño para objetivos de desempeño asociados a sismos de mayores o menores intensidades. En ninguna de las normas se evalúa la confiabilidad del diseño efectuado.

La tendencia en normas recientes, que siguen el modelo de la ASCE7, es hacia la propuesta de espectros de peligro uniforme. Se ajusta la probabilidad de ruina de las estructuras de un mismo grupo de importancia, para que sea aproximadamente la misma. Así, se define un “sismo máximo considerado” con un período de retorno de 2500 años, y se reduce por $2/3$ para encontrar el sismo de diseño, con lo que se espera que las estructuras diseñadas tengan un margen de peligro similar.

Para estructuras ya existentes, las normas de rehabilitación y readecuación sísmica vigentes, incluyen métodos para la evaluación de la capacidad de la estructura y su comportamiento frente a la demanda sísmica. Los métodos utilizados (en general basados en el denominado “pushover”) permiten establecer distintos niveles de desempeño frente a diferentes niveles de demanda sísmica.

Cuantificación del desempeño

En la mayoría de las normas estudiadas, para una determinada localidad, se define un sismo de diseño asociado a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, es decir, un período de retorno de 475 años. Se exceptúa el caso de Chile, en cuyas normas utilizan espectros empíricos, no asociados a valores probabilísticos. La construcción de estos espectros empíricos es posible debido a la elevada frecuencia de sismos y la gran cantidad de registros disponibles en ese país.

En algunas normas se definen otros niveles de intensidad sísmica (Costa Rica, República Dominicana, Colombia, por ejemplo). En las normas Ecuatorianas se recomienda verificar el desempeño de estructuras (especialmente las estratégicas o importantes) para sismos de mayor intensidad. En otras normas se define un sismo de menor intensidad para verificar la operatividad de las estructuras y el comportamiento de elementos no estructurales ante

sismos frecuentes (En la Norma de Colombia, se introdujo el llamado “sismo de umbral de daño”).

La verificación del desempeño, en general, se limita al control de derivas y desplazamientos. También las normas incluyen un mínimo para el cortante basal permitido. En el caso de Chile se establece también un máximo del cortante basal.

En la mayoría de las normas no se distinguen sismos de diseño diferentes para estructuras más o menos importantes, salvo la aplicación del factor de importancia que sirve para multiplicar directamente las ordenadas del espectro de aceleraciones. De manera implícita, se modifica el período de retorno del sismo considerado, sin definir otro espectro de diseño.

En normas como la Venezolana y la Peruana, el espectro de diseño se obtiene del espectro elástico de aceleraciones, reducido por factores que dependen de la tipología estructural, los materiales, la sobrerresistencia, la redundancia estructural, las irregularidades, el detallado de elementos y conexiones, entre otros.

Conceptos como el de “ductilidad global” de la estructura y “ductilidad local” se utilizan en la norma de Costa Rica para definir los espectros de diseño.

En otras normas se emplea el espectro elástico como espectro de diseño y se utilizan los factores de importancia y de reducción para modificar las fuerzas de diseño sobre los elementos (caso de Colombia y Ecuador, por ejemplo).

En ninguna de las normas estudiadas existe una cuantificación precisa del desempeño. En aquellas que emplean esta filosofía, el objetivo de desempeño que debe alcanzar la estructura se describe de manera cualitativa y general en términos como los siguientes:

- “Totalmente operacional” para sismos muy frecuentes (usualmente con período de retorno de alrededor de 45 años y probabilidad de excedencia del 50% en 30 años);
- “Operacional” para sismos ocasionales (período de retorno aprox. de 72 años con probabilidad de excedencia del 50% en 50 años),
- “Seguridad de vida” para sismos moderados (período de retorno de 475 años y probabilidad de excedencia de 10% en 50 años), y
- “Con daños graves pero sin colapso” para el sismo máximo considerado (períodos de retorno de 2500 años, probabilidad de excedencia del 2% en 50 años).

Objetivos de desempeño

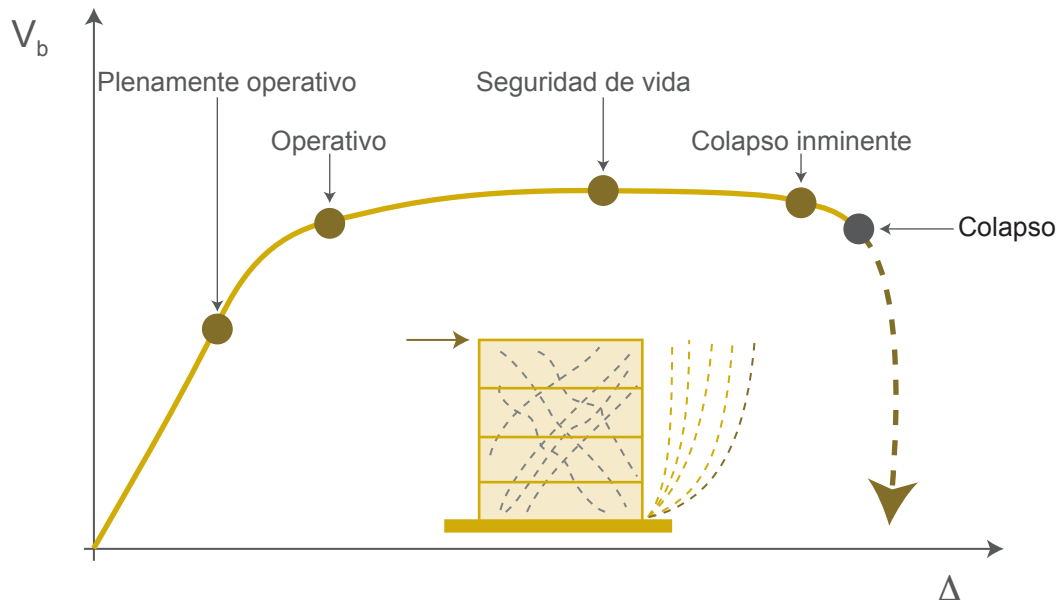


Figura 4.1 Objetivos de desempeño (Fuente: Jorge Gutiérrez).

Sismos de diseño

La mayoría de las normas establecen un único sismo de diseño con un período de retorno de 475 años, es decir, con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. La excepción es la norma Chilena, que propone espectros de diseño empíricos, no asociados a valores probabilísticos.

Otras normas consideran, además del sismo de diseño, otros niveles de demanda sísmica, con fines de comprobar, para ciertos tipos de estructuras, niveles de desempeño asociados con condiciones operativas o/y con los límites de colapso. El desempeño de estructuras importantes a niveles de colapso, se verifica con métodos analíticos no lineales.

La norma Argentina propone un sismo de diseño de 2% en 50 años y no considera sismos menores.

La ASCE7-10 define el máximo sismo considerado como aquel sismo cuya probabilidad de excedencia en 50 años es del 2% (período de retorno de 2500 años). Este sismo es ajustado

con curvas de fragilidad para que todas las estructuras tengan una probabilidad uniforme de colapso del 10%. El sismo de diseño se obtiene del sismo máximo considerado, reduciendo con un factor de $2/3$, con lo que implícitamente se acepta que las estructuras diseñadas tendrán un margen de al menos una vez y media (1,5 veces) su resistencia de diseño, antes de colapsar.

De la misma manera, en la norma Ecuatoriana, se verifican dos niveles de desempeño: seguridad de vida ante el sismo de diseño y prevención de colapso para sismos de 2500 años. Colombia, además, introduce un sismo de “umbral de daños”, con probabilidad de excedencia de 80% en 50 años y período de retorno de 30 años, sólo para estructuras de gran importancia. Por su parte la norma de Republica Dominicana establece tres niveles de amenaza para evaluar el desempeño; (a) Nivel de Amenaza Alta: asociado a un período de retorno de 50 años; (b) Nivel de Amenaza Moderada: período de retorno de 475 años; (c) Nivel de Amenaza Baja: período de retorno de 2475 años.

Factor de Importancia

La importancia de la estructura se toma en cuenta generalmente, mediante el uso de un factor de importancia que multiplica el espectro de diseño.

En general, el espectro de diseño normativo se utiliza para edificios de viviendas y se multiplica con un factor que varía entre 1,25 y 1,5 para estructuras que las normas clasifican como de uso público, esenciales (hospitales y estaciones de bomberos), o estructuras estratégicas (centrales eléctricas, industriales, etc). Esta amplificación del espectro involucra, para las estructuras más importantes, una demanda superior al sismo de diseño normativo de 475 años (equivale a considerar un sismo con un período de retorno mayor). Ciertas normas contemplan reducciones en la demanda sísmica (con factores de importancia menores que uno) para estructuras aisladas, de ocupación poco frecuente, o menos importantes.

La norma de Costa Rica introduce un tratamiento en este tema que permite una comprensión más clara del aumento de la demanda sísmica asociado al factor de importancia. El sismo de diseño es también de 475 años, pero la norma Costarricense asocia los distintos factores de importancia de la estructura, a una demanda sísmica y un objetivo de desempeño. Esto hace explícito que para estructuras esenciales, con factor de importancia de 1.25, se está utilizando un sismo un 25 % mayor que el de diseño. Para edificaciones de menor importancia, el factor de importancia es 0.75, con lo que se está reduciendo el sismo de diseño un 25%.

Tabla 4.1 Factores de importancia en la norma ecuatoriana (Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción. NEC 2011).

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Desempeño en condiciones operativas

En general, las normas no consideran, para estructuras ordinarias, una verificación formal del desempeño para sismos frecuentes y condiciones operativas durante su vida útil. No se establecen criterios explícitos para los estados límites de servicio para estructuras ordinarias. Algunas normas los incluyen para estructuras especiales o esenciales (norma Colombiana).

En varios de los países estudiados, se observa que no existen normas para el diseño de componentes no estructurales. Garantizar que la estructura permanezca en condiciones operativas, en el caso de sismos frecuentes o cuando se quiera garantizar su operatividad para sismos de mayor intensidad, requiere de definiciones y lineamientos para el diseño de estos elementos: tabiques, cerramientos, cielo raso, ascensores, mobiliario, tuberías, etc.

4.4 Verificación de la confiabilidad

Se entiende por confiabilidad, la probabilidad de alcanzar estados indeseables de desempeño, incluido el estado último de ruina. En ninguna de las Normas revisadas se establecen criterios o procedimientos para evaluar la confiabilidad del diseño de edificaciones nuevas o existentes, frente a los sismos normativos.

4.5 Alcance de las normas vigentes en cada país analizado

En este estudio, se analizaron particularmente las normativas relacionadas con el diseño sísmico de edificaciones. El alcance de este tipo de normas difiere en cada país.

Como ya se comentó en el capítulo 3, aclarar el alcance de la norma es un punto de suma importancia, porque la aplicación de los criterios normativos a estructuras no tipificadas o contempladas en los mismos, puede ocasionar consecuencias desastrosas para la seguridad y la vida de las personas.

En general, las normas sísmicas de edificaciones incluyen recomendaciones para el análisis, diseño y construcción de estructuras de pórticos, de muros o de combinaciones de estos sistemas, en los materiales más usuales como acero, concreto reforzado, mampostería y madera. Este alcance puede ser cubierto en un solo documento normativo o en varias normas diferentes. También, las normas deberían incluir disposiciones para el diseño de fundaciones y elementos no estructurales, pero no en todos los países se regulan estos aspectos.

Además de las normas para edificaciones, los países disponen de normas sísmicas de otros tipos, por ejemplo relacionadas específicamente con puentes, instalaciones eléctricas, viviendas, estructuras especiales, componentes estructurales, entre otras muchas normas que pueden mencionarse. Por ello, se consideró útil incluir en este capítulo, un comentario sobre las normativas vigentes relacionadas con distintos aspectos del tema sísmico, en cada país, a fin de facilitar el análisis de las fortalezas, debilidades y necesidades en cada uno de ellos.

La **Tabla 4.2** presenta un cuadro comparativo de varios aspectos del tratamiento normativo de la amenaza sísmica, así como del análisis, diseño y construcción sismorresistente de estructuras e instalaciones de distintos tipos y materiales. Se identifican en la tabla, las normas específicas que regulan los aspectos indicados en cada fila, para cada país incluido en el estudio. Un guión en una celda de la tabla, indica que en ese país no existe una norma vigente para considerar el tema enunciado en la fila correspondiente. Los datos están actualizados hasta finales del 2013. Como se aprecia, según el país, una misma norma puede abarcar sólo uno, o también agrupar varios, de los distintos aspectos o temas enumerados en las filas de la tabla.

Al examinar la tabla, resaltan, por ejemplo, deficiencias regionales generalizadas en la disponibilidad de normativas específicas destinadas a reglamentar el análisis y diseño sísmico de puentes, represas y túneles. Cabe comentar que, en Costa Rica, se ha publicado

recientemente un documento que incluye lineamientos para el diseño sísmico de puentes y su rehabilitación, y que puede servir de base para el desarrollo de normas o recomendaciones en otros países de la región.

También se identifican en la tabla otras deficiencias en algunos países, que pueden ser solventadas con el apoyo de expertos, a partir de la experiencia existente en otros. En Venezuela, por ejemplo, como se puede apreciar en la tabla, hay un rezago importante, con respecto a los otros países incluidos en este estudio, en cuanto al desarrollo y actualización de la normativa sísmica.

4.6 Caracterización de la amenaza sísmica

El riesgo sísmico se evalúa en distintas localidades, utilizando métodos probabilísticos. Con la información existente en cada país, se construyen mapas que se incluyen en las normas, como base para cuantificar la amenaza sísmica en la localidad donde se emplazarán las estructuras.

La tendencia en las normas es avanzar hacia la propuesta de espectros de peligro sísmico uniforme.

Los espectros de diseño tradicionales se construyen con base en formas escaladas a partir de la aceleración pico del suelo, lo cual conduce a una distribución no uniforme del peligro a lo largo del espectro. Es decir, con estos espectros, edificaciones de distinta altura resultan con niveles de riesgo diferentes.

Según este enfoque tradicional, la acción sísmica se caracteriza por medio de espectros de respuesta elásticos. Los espectros elásticos son obtenidos a partir de un parámetro: la aceleración máxima esperada a nivel de roca (A_0 , cuyo valor es proporcionado por las normas según la ubicación geográfica) y construidos con formas espectrales normalizadas que dependen de las condiciones locales del subsuelo (suelos más o menos blandos o duros). Estos espectros no toman en cuenta adecuadamente los efectos de sismos lejanos en suelos muy blandos. La norma venezolana incorpora un factor que intenta paliar esta deficiencia.

Un caso especial en la región es el de Chile, que utiliza espectros empíricos para distintos suelos.

Algunas normas de la región ya incorporan espectros de peligro uniforme. Son construidos con base en dos ordenadas espectrales: una para períodos cortos y otra para períodos intermedios, como lo establece la norma ASCE7-10.

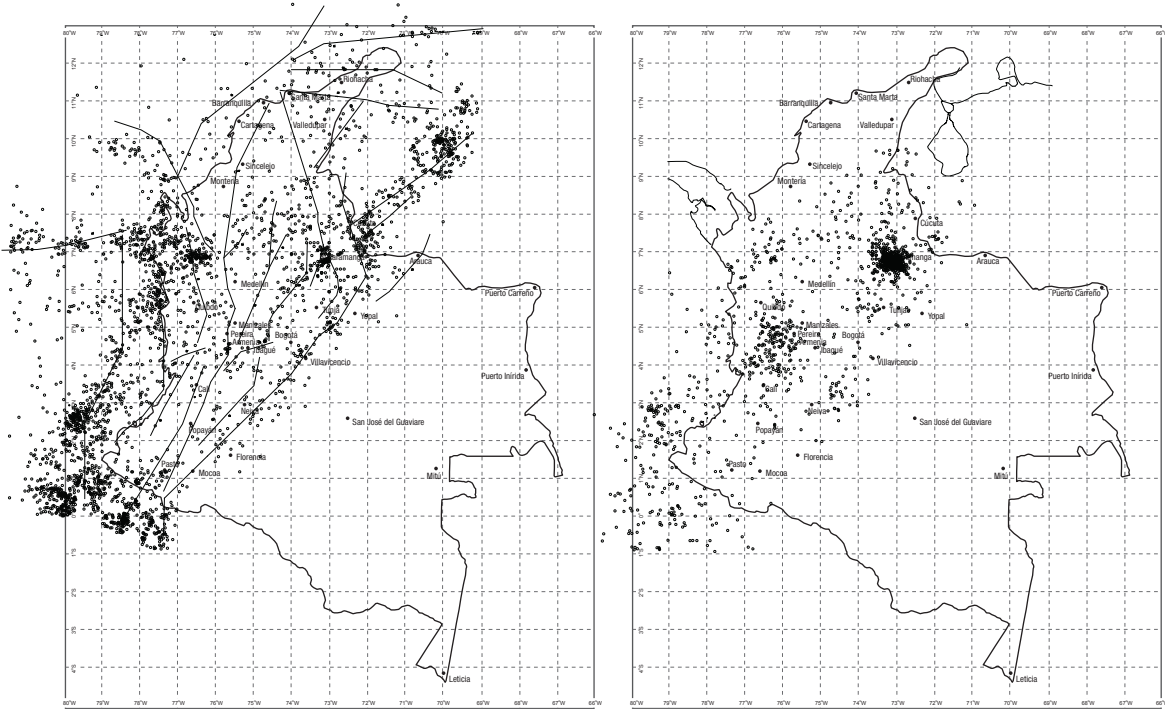


Figura 4.2 Eventos sísmicos en Colombia. A la izquierda: fuentes corticales; a la derecha: fuentes profundas (Fuente: Salgado et al., 2010).

En Ecuador el parámetro A0 se obtiene según el nivel de desempeño que escoge el diseñador en “curvas de peligro sísmico”. Se definen 23 curvas para las capitales de provincia. Se definen coeficientes que modifican el espectro para tomar en cuenta el tipo de suelo y los efectos de sitio. Estos factores modifican no sólo la amplitud, sino también la forma del espectro según la ubicación.

En República Dominicana, los espectros son obtenidos empleando un método similar al de la ASCE 7-10, con dos juegos de mapas de iso-aceleraciones espectrales: para 10% de excedencia en 5 ó 50 años, y 2% de excedencia en 50 años.

Mapas de zonación

Todas las normas utilizan criterios similares para dividir el país en zonas geográficas de distinto nivel de peligrosidad sísmica. Cada zona se caracteriza por un coeficiente que depende de la aceleración máxima esperada del terreno en roca firme.

Tabla 4.2 Alcance de las normativas regionales.

	Argentina	Chile	Colombia	Costa Rica	Ecuador	Perú	República Dominicana	USA	Venezuela
Amenaza sísmica y requisitos de diseño Sismorresistente	INPRES-CIRSOC 103 Parte 1	NCh 433	NSR-10	C.S. CR2010	NEC2011-C2	E.030	R001 (Decreto No. 201-11)	-	Covenin 1756-1:2001
Tipología estructural: Edificios	INPRES-CIRSOC 103 Parte 1	NCh 433	NSR-10	C.S. CR2010	NEC2011-C2	E.030	R001 (Decreto No. 201-11)	-	Covenin 1756-1:2001
Puentes	En preparación	Manual carreteras	-	-	-	Manual de puentes	-	-	-
Túneles	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Análisis y diseño de Viviendas 1 y 2 pisos	INPRES-CIRSOC 103	-	NSR-10	C.S. CR2010	NEC2011-C10	E.030/Manuales	R001 (Decreto No. 201-11)	-	-
Tipología estructural: Concreto armado	INPRES-CIRSOC 103 Parte 2	NCh 433	NSR-10	C.S. CR2010	NEC2011-C2	E.020/E.030/E.060	R001 (Decreto No. 201-11)	-	Covenin 1756-1:2001
Tipología estructural: Acero	INPRES-CIRSOC 103 Parte 4	NCh 433	NSR-10	C.S. CR2010	NEC2011-C2	E.020/E.030/E.090	R001 (Decreto No. 201-11)	-	Covenin 1756-1:2001
Tipología estructural: Prefabricados	-	NCh 2369 parcial	-	C.S. CR2010	-	E.020/E.030/E.060	R001 (Decreto No. 201-11)	-	-
Tipología estructural: Estructuras industriales	-	NCh 2369	-	-	-	-	-	-	Covenin 3621: 2000
Tipología estructural: Mampostería confinada y/o reforzada	INPRES-CIRSOC 103 Parte 3	NCh 2123 NCh 1928	NSR-10	C.S. CR2010	NEC2011-C2	E.020/E.030/E.070	R001 (Decreto No. 201-11)	-	-
Tipología estructural: Madera	-	-	NSR-10	C.S. CR2010	NEC2011-C2	E.020/E.030/E.010	R029 (Decreto No. 677-09)	-	-
Tipología estructural: concr. Pretensado y/o postensado	INPRES-CIRSOC 103 Parte 2	-	-	-	-	E.020/E.030/E.060	-	-	-
Adobe, Guadua, mampostería no reforzada	-	Proscrito	NSR-10	Proscrito	-	E.020/E.080	Proscrito	-	Proscrito
Análisis sísmico de fundaciones	INPRES-CIRSOC 103	NCh 433 NCh 2369	-	C.S. CR2010	NEC2011-C9	E.030/E.050	-	-	Covenin 1756-1:2001
Estudios geotécnicos	CIRSOC 401 (por aprobar)	NCh 1508	NSR-10	-	NEC2011-C9	E.030/E.050	R004 (Decreto No. 577-06)	-	-
Supervisión de proyectos, cumplimiento	-	-	NSR-10	C.S. CR2010	NEC2011-C11	CIP/Municip./ Gob./ Reg.	R004 (Decreto No. 670-10)	-	-
Rehabilitación de estructuras existentes	INPRES-CIRSOC 103 Parte 1	-	-	C.S. CR2010	NEC2011-C3	E.030	-	-	Covenin 1756-1: 2001
Reparación de estructuras dañadas	INPRES-CIRSOC 103 Parte 1	NCh 433 apéndice A	-	C.S. CR2010	NEC2011-C3	E.030	-	-	-
Componentes no estructurales	INPRES-CIRSOC 103 Parte 1	NCh 433	-	C.S. CR2010	-	E.030	R001 (Decreto No. 201-11)	-	-
Cargas, sobrecargas y combinaciones	CIRSOC 101	NCh 1537 NCh 3171	-	C.S. CR2010	NEC2011-C1	E.020	R001 (Decreto No. 201-11)	-	Covenin Mindur 2002
Acciones del viento sobre construcciones	CIRSOC 102	NCh 432	-	-	-	E.020/E.030	Boletín No. 9/80	-	Covenin Mindur 2003
Acciones del fuego	-	-	NSR-10	-	-	E.010/E.030 E.040	-	-	-
Instalaciones sanitarias, eléctricas y mecánicas	-	-	-	-	NEC2011-C15	IS.010/EM.010	-	-	-
Diseño y detallado de elementos de conc. armado	CIRSOC 201 (2005)	NCh 430	-	C.S. CR2010	NEC2011-C4	E.060	R-003 (Decreto No. 50-12)	-	Covenin Mindur 1763
Diseño y detallado de Elementos de acero	CIRSOC 301 (2005)	-	-	C.S. CR2010	NEC2011-C5	E.090	R-028 (Decreto No 436-07)	-	Covenin Mindur 1618
Diseño y detallado de elementos de mampostería	CIRSOC 501 (2007)	-	-	C.S. CR2010	NEC2011-C6	E.070	R-027 (Decreto No 280-07)	-	-
Diseño y detallado de elementos de madera	CIRSOC 601 (por aprobar)	-	-	C.S. CR2010	NEC2011-C7	E.010	R-029 (Decreto No 677-09)	-	-
Diseño y detallado de elementos prefabricados	-	-	-	C.S. CR2010	-	E.010 / E.060	-	-	-
Diseño y detallado de estructuras de aluminio	CIRSOC 701 (2010)	-	-	-	-	E.040	-	-	-
Diseño y detallado de elementos de conc. pre y/o postensado	CIRSOC 201 (2005)	-	-	-	-	E.060	-	-	-
Controles para el uso del vidrio	-	-	-	-	NEC2011-C8	E.040	-	-	-
Aislamiento sísmico	-	NCh 2745	-	-	-	-	-	-	-

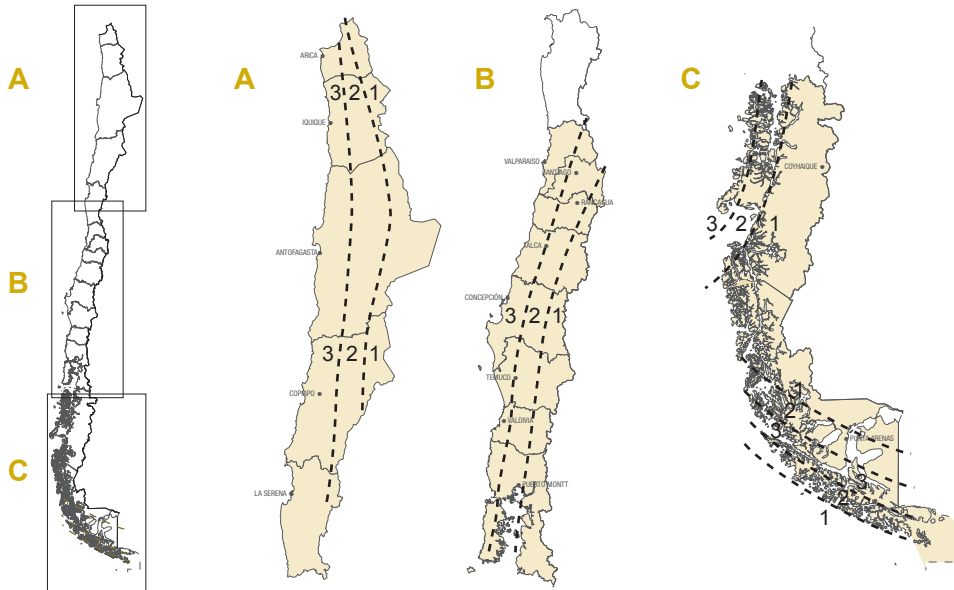


Figura 4.3 Zonificación sísmica de Chile (Fuente: Norma Chilena Oficial NCh 433 Of96, 2009).

En todos los países no se cuenta con la misma cantidad y calidad de información sismogénica. En muchos casos no hay suficiente información histórica ni se dispone de instrumentación adecuada que permita conocer mejor la actividad sísmica de los países. Esto conduce a niveles de incertidumbre variables.

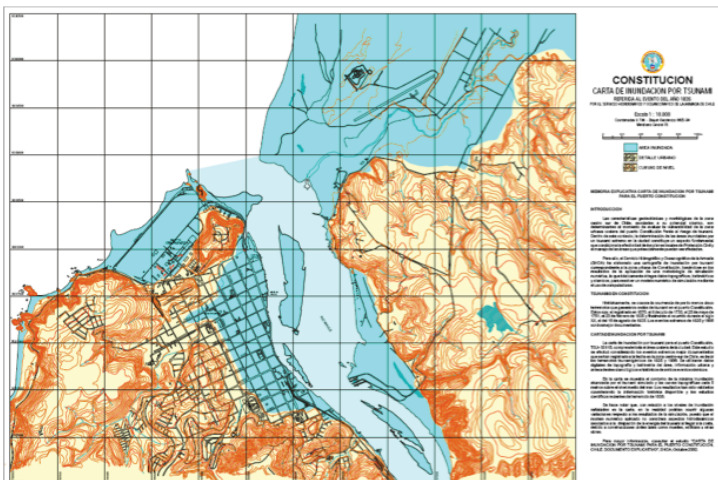


Figura 4.4 Otras amenazas relacionadas con los sismos. Riesgo de tsunamis en Chile. Inundaciones en Constitución (Fuente: Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile).

La forma en que han sido construidos los mapas en las diferentes normas no es igualmente rigurosa en todos los países o incluso en las distintas regiones de cada país. Muchas de las normativas no aclaran con qué información se cuenta para sustentar los mapas que proponen.

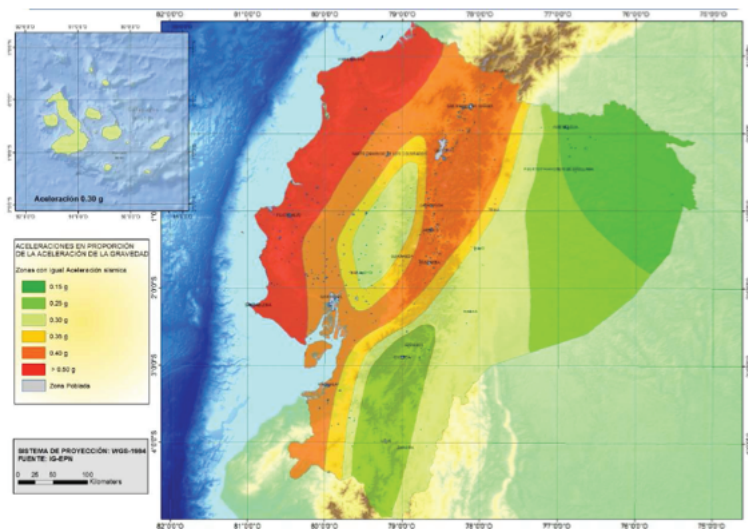


Figura 4.5 Zonificación sísmica de Ecuador (Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2011).

Zonas fronterizas

La forma en que se elaboran los mapas de zonación hace que en las zonas fronterizas haya problemas de compatibilidad entre normativas de países vecinos a la hora de evaluar el riesgo sísmico en proyectos de infraestructura en esas áreas. Se requieren esfuerzos de cooperación e integración a fin de solucionar esas incompatibilidades.

Curiosamente, las normas de Venezuela y Colombia fueron elaboradas por Comités independientes de preparación de Normas pero, sin embargo, en ambos documentos se seleccionaron los mismos valores para zonificar el país. En las zonas fronterizas de los Andes y regiones cercanas hay un acuerdo razonablemente similar. Este puede ser mejorado en la frontera norte de los dos países.

Un estudio de los mapas sísmicos de los demás países analizados, revela algunos casos de incompatibilidades que deben ser resueltos.

Clasificación de terrenos de fundación

En general, los procedimientos de clasificación de los suelos son similares y conducen a agrupar los suelos según su mayor o menor grado de rigidez o densidad. Esto se efectúa a través de ensayos para determinar los espesores de los distintos estratos, la velocidad de propagación de las ondas de cortes y la resistencia. Se consideran tratamientos particulares en los casos de suelos licuables o muy blandos.

De acuerdo al tipo de suelos así clasificados, las normas establecen parámetros que modifican el espectro de respuesta sísmica en el sitio considerado.

Influencia de la distancia a las fuentes sismogénicas

Es uno de los factores que influyen en la caracterización de los movimientos sísmicos en un sitio específico, pero se presentan dificultades para su tratamiento normativo. Actualmente, algunas normas incluyen mapas con las principales fallas activas del país y normalmente establecen la necesidad de realizar estudios especiales en las cercanías de las mismas. En otros países, sin embargo, la información disponible no es suficiente y se requiere de inversión para la realización de estudios que permitan profundizar el conocimiento de la amenaza sísmica.

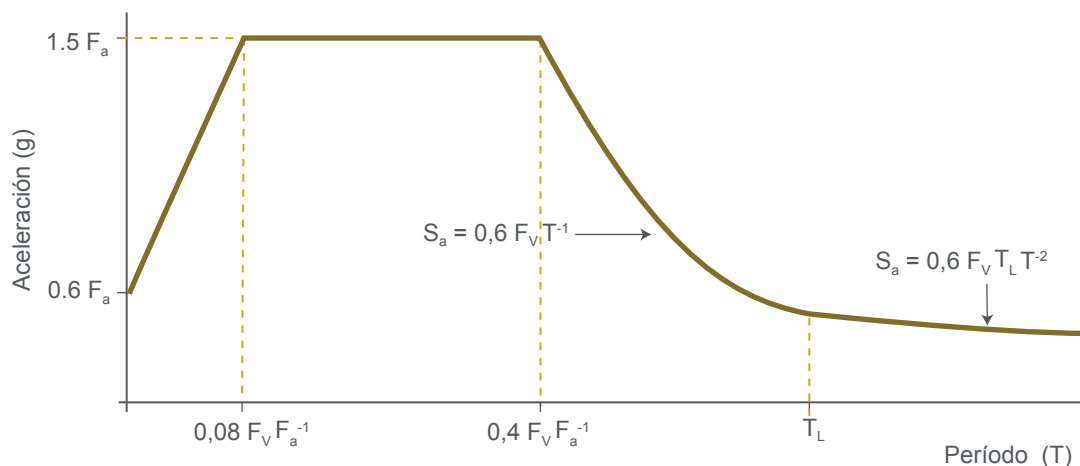


Figura 4.6 Espectro de respuesta para suelos Tipo B (Elaboración propia, según datos de ASCE)

En Venezuela, la influencia de la lejanía de las fuentes que más contribuyen a la amenaza se reconoce por medio de factores de corrección que merecen revisión. Para el caso particular de suelos muy blandos, distantes de las fuentes que pueden liberar más energía, se establece un

tipo particular de espectro que amplifica las aceleraciones asociadas a las bajas frecuencias esperadas. Los valores de amplificación llegan a 3 (especialmente en suelos blandos distantes de las fuentes sismogénicas)

En Colombia y Ecuador se definen factores (F_a y F_v) que permiten construir el espectro en forma similar a la norma ASCE, diferenciados para zonas de períodos cortos (0.1 s) y períodos medios (1s) del espectro y según la importancia de la estructura. Igualmente en República Dominicana. Este tratamiento permite establecer formas espectrales diferentes según la ubicación respecto a las fallas y las categorías de diseño o importancia de la estructura.

Espectros de diseño

En la respuesta de la estructura ante solicitaciones sísmicas, las consideraciones de diseño incluyen el reconocimiento de ciertos efectos que conducen a modificaciones en las fuerzas sísmicas de diseño: la capacidad de disipación de energía de las estructuras deterioradas (relacionada con la ductilidad global de la estructura y sus elementos) y la “sobrerresistencia” derivada del comportamiento del sistema estructural (por ejemplo, la redundancia de elementos resistentes). El tratamiento de la sobrerresistencia y la ductilidad se hace de manera clara y más explícita en algunas normas que en otras.

Zona Sísmica 3

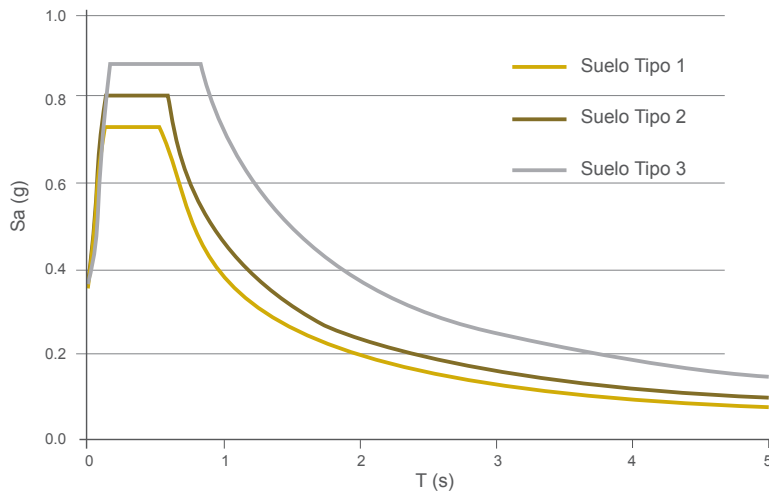


Figura 4.7 Espectros de aceleración de la norma Argentina para distintos tipos de suelo (Elaboración propia con base en datos del Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, 2012).

En la mayoría, no se definen claramente los factores de reducción asociados con estos efectos. Como ya se ha mencionado, en las normas se considera un único sismo de diseño (en general el de 475 años).

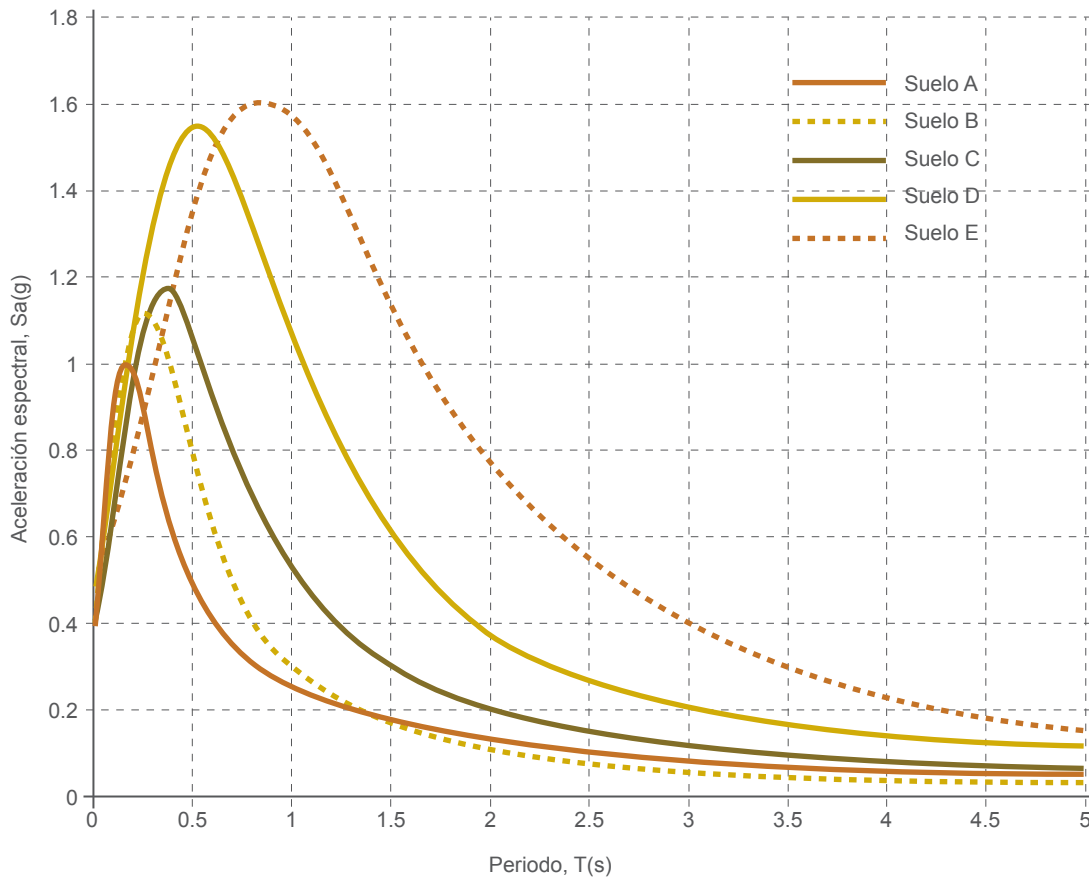


Figura 4.8 Formas espectrales escaladas para zona sísmica 3, según Norma Chilena Oficial, NCh 433 Of96 (Fuente: R. Boroshek y V. Contreras).

El espectro de diseño en algunas de ellas es directamente el espectro elástico y los controles del desempeño se refieren a este espectro. En otras el espectro de diseño es el espectro elástico modificado por factores que incluyen los efectos de ductilidad y sobrerresistencia y que se definen según la tipología, los materiales y el sistema estructural.

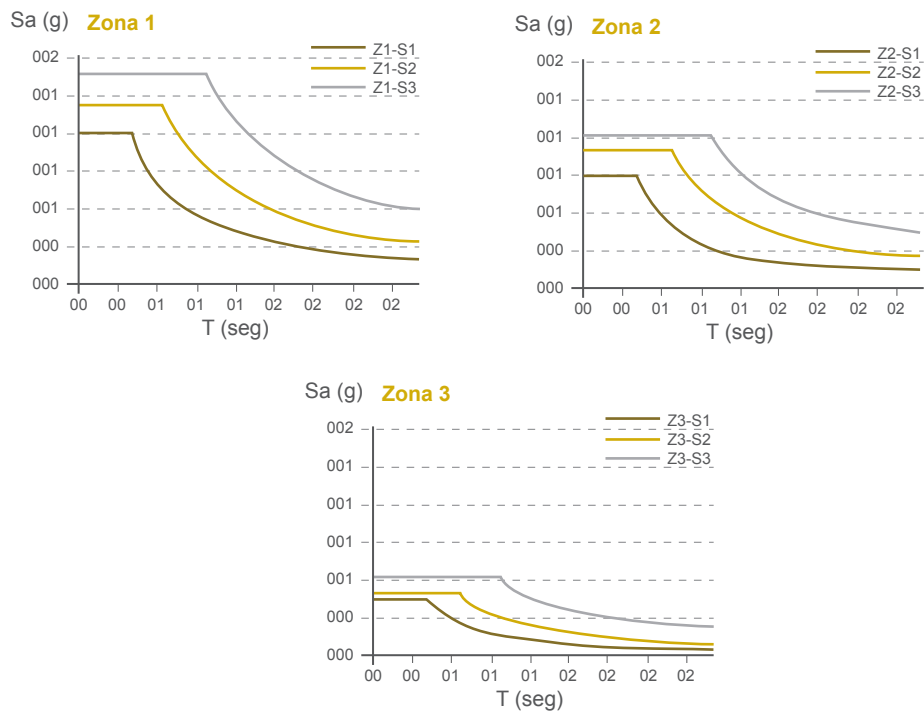


Figura 4.9 Formas espectrales escaladas para zona sísmica 3, según Norma Chilena Oficial, NCh 433 Of96 (Fuente: R. Boroshek y V. Contreras).

Tabla 4.3 Aceleraciones pico efectivas de diseño en el código sísmico de Costa Rica (Elaboración propia).

Sismo Fuerte (PF = 475) Aceleraciones Pico Efectivas de Diseño			
SITIO	ZONA II	ZONA III	ZONA IV
S ₁ (Roca)	.20	.30	.40
S ₂ (Firme)	.24	.33	.40
S ₃ (Medio)	.28	.36	.44
S ₄ (Blando)	.34	.36	.36

Espectros de desplazamiento

La mayoría de las normas no incluyen espectros de desplazamientos. La norma colombiana y la ecuatoriana los definen pero no se utilizan en los procedimientos normativos.

La normativa de Costa Rica no los define de manera general. Sólo se utilizan con el método alterno de análisis de capacidad espectral. No son de uso obligatorio.

Probablemente se colocan en algunas normas con el fin de ir acostumbrando a los ingenieros a su uso.

Espectros de velocidades

Sólo se definen en la Norma Colombiana, pero no se utilizan.

Ductilidad

En general, en las normas no hay un tratamiento claro de la ductilidad ni del comportamiento no lineal de las estructuras. Casi todas las normas asignan un factor de reducción global R , para cada estructura, que engloba los efectos de sobrerresistencia y ductilidad. Algunas normas separan estos conceptos (Costa Rica, Colombia). Los valores de los factores se asignan en tablas para cada tipología estructural, según el material y nivel de detallado. Estos factores reducen globalmente el espectro de diseño.

En la mayoría de los casos, los factores de reducción han sido estimados de manera empírica o tomados de la literatura, sin mayor justificación. En casi todas las normas se mantienen constantes respecto al período de la estructura. En general, las normas establecen requisitos y reducciones por ductilidad, diferentes según el peligro sísmico del sitio.

Los valores de los factores de sobrerresistencia (en los casos en que se hace explícito el concepto) tampoco han sido suficientemente validados. En algunas normas se toma en cuenta el efecto de sobrerresistencia en el cálculo de los desplazamientos últimos: los desplazamientos elásticos determinados a partir de fuerzas o espectros reducidos por ductilidad, se multiplican por una fracción del factor de reducción R (Venezuela, República Dominicana) para determinar los desplazamientos inelásticos.

En el caso de Colombia y de la ASCE 7-10, se utiliza un factor, también llamado de sobrerresistencia, para mayorar las fuerzas sísmicas en el diseño de elementos frágiles o de conexión entre muros y diafragmas, por ejemplo, cuyo comportamiento debe permanecer

siempre en el rango elástico. Estos elementos tienen que diseñarse para fuerzas elásticas divididas por R y multiplicadas por un factor de sobrerresistencia.

El uso del término “sobrerresistencia” en estas dos normas se refiere a comportamientos locales y no a la sobrerresistencia global de la estructura, lo cual se presta a confusión.

Estudios de Sitio

Los estudios de sitio conducen a cuantificar las tasas de excedencia de los movimientos sísmicos máximos en una localidad determinada, así como sus contenidos de frecuencia, lo que permite optimizar el diseño y refinar la clasificación que impone la norma. Son indispensables para la evaluación de la confiabilidad del diseño estructural.

La norma venezolana permite efectuar estudios de sitio para justificar reducciones de hasta un 20% de los valores normativos.

En general, en casi todas las normas, los estudios de sitio se exigen esencialmente para suelos muy blandos o licuables, así como para casos en los cuales se haya demostrado la presencia de una falla geológica activa en las cercanías del sitio de interés. En ese caso, además de un estudio de peligrosidad sísmica procede un estudio de respuesta de depósitos aluvionales.

Efectos de interacción suelo-estructura

En los casos de edificios muy rígidos y masivos sobre suelos blandos, las ondas de longitud menor que la dimensión de la planta, se filtran y reducen su amplitud. La vibración del edificio como cuerpo rígido, restituye al suelo parte de la energía, efecto equivalente a un amortiguamiento adicional.

Se han desarrollado modelos para el análisis de la interacción suelo estructura. No todas las normas permiten su uso. Algunas lo permiten sin incluir o explicar los métodos que deben emplearse. Otras limitan su aplicación.

El ASCE 7-10 permite reducciones de hasta el 30%, con base en procedimientos provistos en la norma. Igualmente en Argentina, aunque no se indica la metodología a seguir.

En Chile no se permiten reducciones de la demanda por este efecto. Tampoco variaciones en el amortiguamiento.

En Colombia, la norma recomienda contemplar la interacción suelo-estructura y establece que su uso es obligatorio en casos particulares, como el de estructuras regulares o irregulares, localizadas en sitios que tengan un perfil de suelo D, E o F y que tengan un período mayor de $2T_c$ (T_c es el período donde se inicia la rama descendente del espectro). La norma incluye procedimientos simplificados que permiten la consideración de este efecto para estructuras modeladas con empotramientos en la base, para lo cual se consideran modificaciones en el período de vibración de la estructura, el amortiguamiento viscoso, la fuerza cortante y los desplazamientos (ver apéndice A-2 de la norma colombiana). Para el método de la fuerza horizontal equivalente y para el análisis modal, se presentan fórmulas diferentes para estas modificaciones. En otros casos, cuando se considere la interacción suelo estructura, deben introducirse condiciones de apoyo elástico de los muros, columnas y elementos del sistema de resistencia sísmica al nivel de la cimentación. En Colombia se establecen también valores de cortante mínimos.

En Costa Rica no se indica que se permitan reducciones por estos efectos aunque tampoco se limitan o proscriben. Tampoco en Ecuador ni Perú.

En la norma de República Dominicana se permite el uso de modelos que representen la interacción suelo-estructura. No se dan especificaciones ni recomendaciones en ese sentido. Tampoco se establecen valores mínimos de fuerzas sísmicas que deban respetarse.

En Venezuela no se permiten reducciones por este efecto, salvo en el caso de edificaciones regulares, para las que se consiente el uso de modelos de interacción suelo-estructura.

Componente vertical

En Chile no se toma en cuenta la componente vertical del sismo. Sólo se considera para el caso de voladizos, como un 30% de la carga gravitacional.

En otros países se define como un porcentaje de la componente espectral horizontal, la cual alcanza, en Argentina, un 50%. Ni en Colombia ni en Costa Rica, es obligatorio considerarla en todos los casos, pero cuando se incluye, se recomienda que sea igual a $2/3$ de la horizontal. Igualmente en Ecuador.

En Venezuela, es obligatorio tomar en cuenta la componente vertical, la cual es igual a $2/3$ de la componente espectral horizontal. Adicionalmente, es necesario hacer una verificación en el cálculo de voladizos.

Para la ASCE7, es obligatorio tomar en cuenta la componente vertical, la cual se calcula con base en el espectro de diseño.

4.7 Tipificación de sistemas estructurales e irregularidades

Las normas clasifican los tipos y sistemas estructurales para definir características globales de ductilidad, factores de reducción de respuesta y sobrerresistencia. En algunas normas se tipifican las irregularidades y se limitan los usos de los tipos estructurales, materiales o altura de las edificaciones, según el nivel de peligrosidad sísmica.

Sistemas tipificados y factores de reducción (R)

En Argentina se definen 11 tipos estructurales. Incluye pórticos de concreto armado, acero, paneles de madera, muros (de hormigón armado, mampostería armada o confinada), muros acoplados, sistemas duales, columnas aisladas, estructuras con tornapuntas. Los valores de R varían entre 1,5 y 6.

En Chile se definen sólo 4 tipos de sistemas (pórticos de concreto y acero, muros y sistemas arriostrados de concreto y acero). Dependiendo del método de análisis utilizado (estático o dinámico), se fija el factor R o R_o . R varía entre 3 y 7. R_o varía entre 5 y 11. Para sistemas estructurales no clasificados se utiliza un factor de 2.

En Colombia se reconocen 4 tipos de sistemas que se subdividen según los elementos verticales y la capacidad de disipación de energía. Se definen limitaciones de altura. R varía entre 8 y 3. La sobrerresistencia varía entre 2,5 y 3 (factor para el diseño de elementos frágiles).

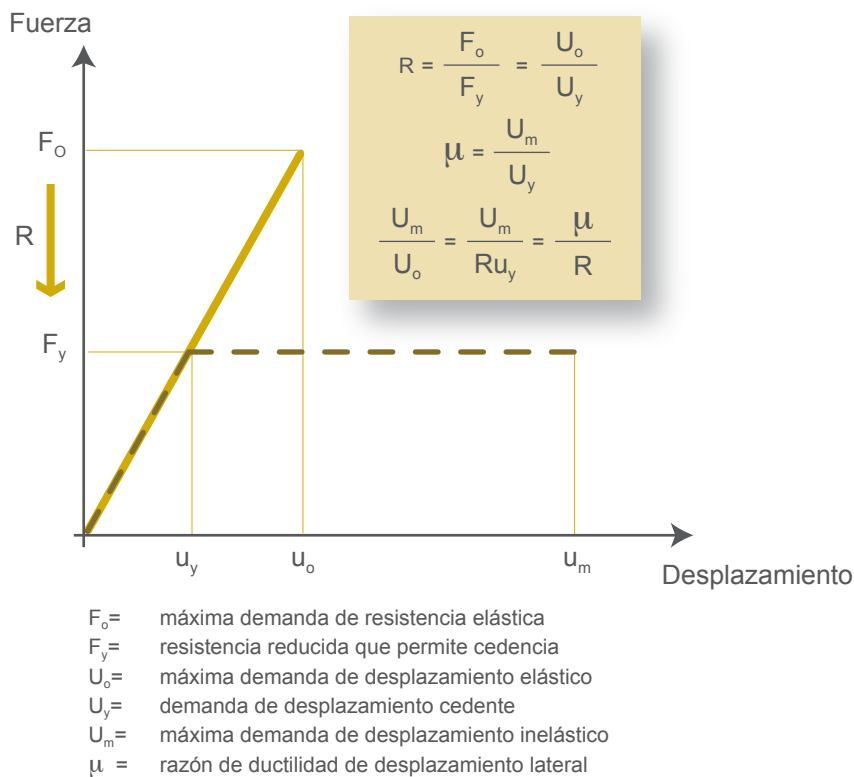
En Costa Rica se consideran cinco tipos estructurales. La ductilidad global asignada (DGA), oscila entre 1 y 6. La sobrerresistencia tiene dos valores: 1,2 y 2, según el sistema y el método de análisis empleado. Para sistemas no tipificados se utiliza $DGA = 1$.

En Ecuador se definen al menos quince tipos de sistemas estructurales, que pueden ser dúctiles (R entre 7 y 5) y de ductilidad limitada (R máximo de 3).

En EEUU, el ASCE7-10 reconoce casi 60 diferentes sistemas estructurales sismorresistentes. Aquellos sistemas cuya respuesta no sea tipificable, como es el caso de los sistemas prefabricados, quedan excluidos del ámbito de aplicación de la Norma. El valor de R puede ser tan bajo como 1,5, o tan alto como 8. El coeficiente R es uniforme en función del período de la estructura.

En República Dominicana se clasifican en 5 grupos generales que se subdividen en más de 30 tipos. El factor de reducción R_d depende del tipo de estructura. Por cada tipo, se definen en la

misma tabla: (a) límites de la cuantía muro/área (Q_i) en un determinado piso; (b) valores del factor de reducción R_d , y mayoración de desplazamientos laterales C_d (ductilidad), inferior a R_d ; (c) un valor K_o ; (d) la limitación de altura si es que aplica; ciertos sistemas no son permitidos en las zonas de mayor peligro sísmico .



R debe basarse en la interacción estructura-sismo

Figura 4.10 Factores de reducción (Fuente: O. Lara).

En Perú se definen 9 sistemas estructurales, según el material y la tipología. Los factores de reducción varían entre 3 (para estructuras de muros de mampostería armada o confinada) y 9,5 para pórticos dúctiles de acero.

En Venezuela se clasifican en sistemas de pórticos y muros de concreto o acero y sistemas duales (tres tipologías). Los factores de reducción varían entre 2 y 6.

Tipificación de irregularidades

En la mayoría de las normas se tipifican las irregularidades en planta y en altura. En estructuras regulares se controla y se predice mejor la respuesta estructural ante sismos, por lo que, en general, se “penalizan” las estructuras irregulares (por ejemplo reduciendo los valores permitidos del factor R, para aumentar las fuerzas de diseño, o la ductilidad global asignada, como en el caso de Costa Rica, y/o incrementando localmente las solicitaciones de diseño, como en el caso de Venezuela). También se exigen métodos más refinados para el análisis de estructuras irregulares. Incluso, para casos severos de irregularidad, se requieren verificaciones especiales o hasta el rediseño de la estructura.

Las normas definen criterios para que una estructura pueda ser considerada “regular” o no, y los grados de irregularidad tolerados. En algunos casos, se limita la altura o prohíbe el uso de estructuras irregulares en zonas de elevada peligrosidad sísmica, dependiendo también de las propiedades del suelo (esto es, para estructuras de alta categoría de diseño sísmico según la ASCE7-10).

El tratamiento difiere según cada norma. Las irregularidades en planta consideradas incluyen, en general, irregularidades de distribución de masas, o entrantes y discontinuidades en los sistemas de piso, por ejemplo. Las irregularidades en altura incluyen pisos “blandos”, distribuciones de masa desiguales, discontinuidades geométricas o de líneas de transmisión de cargas verticales, entre otras.

La norma Chilena es una excepción, ya que no se tipifican las irregularidades ni se toman en cuenta de manera directa. Las irregularidades torsionales se toman en cuenta en esta norma, indirectamente, a través de limitaciones en las derivas medidas en dos puntos de las plantas. En general, el tratamiento de irregularidades en las normas puede implicar: (i) disminuir el valor del factor de reducción; (ii) incrementar localmente (en miembros de la estructura) las solicitaciones de diseño; (iii) establecer requerimientos y métodos de análisis más rigurosos

Limitaciones de altura

En algunas normas se establecen limitaciones en la altura de edificaciones que usan ciertos sistemas estructurales, materiales o configuraciones particulares en zonas de alta peligrosidad sísmica.

También es usual que se introduzcan restricciones en la altura de las edificaciones en las que se permite el uso de métodos de análisis simplificados. Por ejemplo, en la norma argentina se incluye un capítulo especial para la verificación simplificada de edificaciones regulares de muros de hasta 7 m de altura.

La norma de República Dominicana, como el ASCE7-10, también establece limitaciones de altura para distintos sistemas estructurales. En cambio, ni la norma Venezolana, ni la Chilena ni en la Peruana, establecen limitaciones de altura para los diferentes sistemas estructurales. La altura sólo es limitante en la aplicación del método estático equivalente.

En la norma Ecuatoriana, hay limitaciones de altura para la consideración del factor de reducción R en sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Para el caso de edificaciones de mampostería estructural, el uso de la mampostería sin refuerzo está proscrito en algunos países pero sigue tolerándose en otros, en general en edificaciones de uno o dos pisos.

4.8 Criterios de modelado

Los avances tecnológicos han puesto al servicio de los ingenieros, potentes y avanzados paquetes de cómputo y cálculo que permiten la utilización de métodos de análisis refinados y la utilización de modelos complejos de elementos finitos. Sin embargo, algunas normas todavía no contienen un articulado específicamente dedicado al tema del modelado de las estructuras. La práctica revela que sería necesario incorporar comentarios más detallados y lineamientos claros que orienten a los ingenieros en el planteamiento del modelo estructural.

Nivel de base

Cota o nivel en el cual se supone que la acción sísmica actúa sobre la estructura. Generalmente se restringen todos los grados de libertad de los miembros de la estructura que llegan al nivel de base. En casos particulares sólo se restringen total o parcialmente los grados de libertad traslacionales horizontales de la junta, mas no los rotacionales ni el vertical.

La mayoría de las normas no incluyen recomendaciones específicas con respecto al modelado de fundaciones ni tampoco para representar el suelo. Algunas especifican dónde considerar el nivel de base de la estructura. La mayoría no incluye consideraciones al respecto.

En algunas normas, como en las Venezolanas, se permite considerar la interacción suelo estructura, si las estructuras son regulares. Es conveniente establecer límites para esta práctica, como lo hace el ASCE7-10, que impone un límite del 30% en la reducción de cargas que esto puede generar.

En Chile se obliga a que el nivel de base de la estructura se ubique en la base de las fundaciones. Allí debe considerarse que actúa el sismo, lo cual introduce indeterminaciones en el tratamiento del terreno, en especial en el caso de edificaciones en taludes.

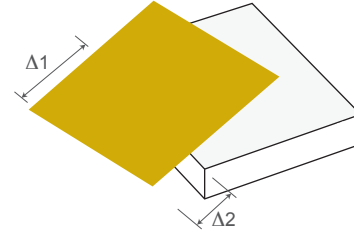
IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA

Tipo 1 - Irregularidad torsional

$$\phi_{Pi} = 0.9$$

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$

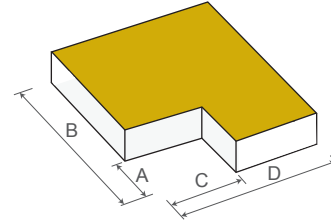
Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.



Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{Pi} = 0.9$

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$$

La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.



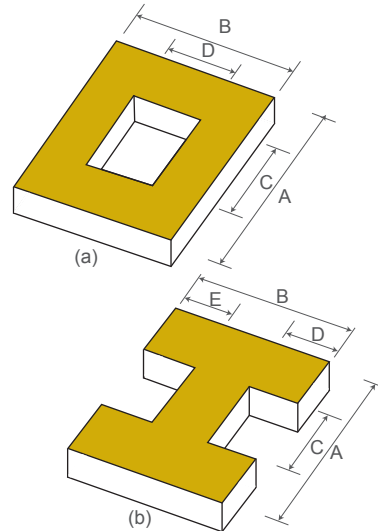
Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso

$$\phi_{Pi} = 0.9$$

$$a) C \times D > 0.5A \times B$$

$$b) [C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$$

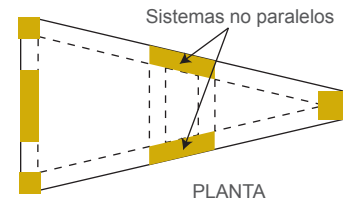
La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.



Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos

$$\phi_{Pi} = 0.9$$

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.



Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

Figura 4.11 Irregularidades en planta (Norma Ecuatoriana de la Construcción. NEC 2011).

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN

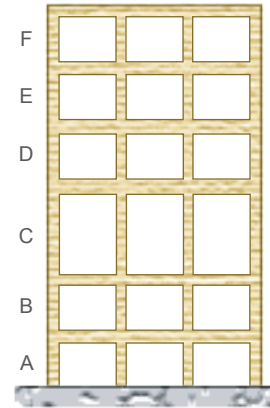
Tipo 1 - Piso flexible

$\phi_{PI} = 0.9$

Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D

Rigidez $< 0.80 \frac{K_D + K_E + K_F}{3}$

La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.



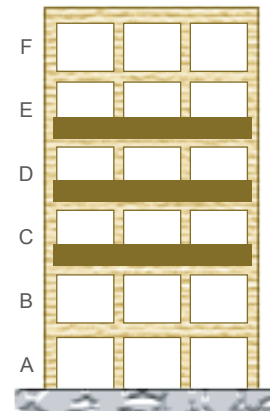
Tipo 2 - Distribución de masa

$\phi_{PI} = 0.9$

$m_D > 1.50 m_G$ ó

$m_D > 1.50 m_G$

La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.

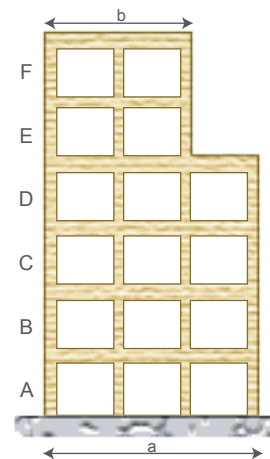


Tipo 3 - Irregularidad geométrica

$\phi_{PI} = 0.9$

$a > 1.3 b$

La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.



Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

Figura 4.12 Irregularidades en elevación (Norma Ecuatoriana de la Construcción. NEC 2011).

Fundaciones

Las normas no ofrecen recomendaciones para el modelado de fundaciones que, en general, se consideran rígidas. Algunas normas permiten considerar las restricciones laterales del suelo aunque no se dan detalles que orienten la manera de hacerlo (Chile, República Dominicana, Venezuela, Argentina, ASCE7-10). La norma de Costa Rica permite considerar fundaciones flexibles siempre que se incluya su efecto “adecuadamente”. La norma Chilena permite desprestigiar la fuerza de inercia de las masas de la estructura que queden bajo el suelo, si se colocan las restricciones laterales.

Restricción de grados de libertad

Las restricciones de grados de libertad son congruentes con el método de análisis seleccionado.

La norma Chilena obliga a considerar un mínimo de tres grados de libertad por piso.

Algunas normas obligan a considerar la flexibilidad del diafragma de piso, si es necesario.

En la norma Venezolana se especifica que en sistemas tipo mono-columnas, en todos los nodos del modelo, deben considerarse los tres grados de libertad rotacionales y al menos dos GDL horizontales.

Estimación del período fundamental de vibración

En general, la estimación del período fundamental de vibración está sustentada en fórmulas empíricas función del tipo de estructura y de la altura libre de la misma, o del número de pisos. También se sugiere el uso de métodos como el de Rayleigh.

En la norma Chilena no se sugiere ningún método para su estimación.

En la mayoría de las normas se pide considerar la influencia de elementos no estructurales, pero no se dan consideraciones especiales para tomarlos en cuenta en la estimación del período fundamental. Salvo en la norma Peruana, que especifica reducirlo por un coeficiente de 0.85.

Algunas normas obligan a verificar el período fundamental una vez calculados los desplazamientos elásticos y especifican una diferencia tolerada (Costa Rica, Colombia).

Estado de las secciones de miembros

En general, casi todas las normas exigen utilizar secciones fisuradas para el sismo de diseño, e indican los cambios de momento de inercia a considerar en columnas, muros y vigas de distintos materiales.

En las normas venezolanas, chilenas y peruanas se utilizan los momentos de inercia de las secciones no fisuradas para el análisis sísmico.

El uso de secciones fisuradas, en otras normas, se sustenta en los criterios indicados en las normas de diseño de los elementos, generalmente basadas en el código ACI 318.

Modelo analizado

Pocas normas ofrecen adecuadas recomendaciones para el planteamiento del modelo analítico. En algunas se establecen consideraciones para plantear los modelos estructurales según el nivel de desempeño que se está evaluando.

La norma de Costa Rica ofrece algunas consideraciones sobre cuándo y cómo tomar en cuenta la rigidez de algunos elementos y la incidencia de escaleras, rampas y otros elementos vinculantes.

La norma Argentina permite una redistribución del corte obtenido del análisis lineal, de hasta un 30% entre los elementos, siempre que se mantenga el equilibrio, a criterio del ingeniero (redistribución plástica).

La mayoría de las normas indica que el modelo analítico puede obviar los efectos de segundo orden causados por las cargas gravitacionales en los desplazamientos laterales, siempre que su influencia no exceda un límite especificado.

La mayoría de las normas no incluyen recomendaciones en relación con el sistema de fundaciones ni para el modelado de muros (A excepción de la norma venezolana, donde se dan algunas indicaciones en sus comentarios).

En general, las normas especifican que, en el cálculo de las masas de la estructura deben considerarse las cargas permanentes más un porcentaje de las cargas variables, que puede variar en cada norma, entre 25% y 50% según el uso e importancia de la edificación. En casos extremos puede ser el 100%.

Las normas incluyen, en general, consideraciones particulares para la determinación de las fuerzas de diseño en componentes, apéndices e instalaciones, potencialmente vulnerables a la componente vertical del sismo.

Dirección de ataque de la acción sísmica

Las normas, en general, establecen que la acción sísmica actúa en dos direcciones asociadas a los planos resistentes significativos del edificio. Esta consideración puede ser mejorada tomando en cuenta los resultados de estudios más recientes.

En no todas las normas se combinan las acciones sísmicas horizontales con las verticales.

La ASCE 7-10 establece que la acción sísmica actúa en dos direcciones asociadas a los planos resistentes significativos del edificio. Para sitios de falla activa cercana, las direcciones de ataque deben corresponder a las direcciones paralelas y perpendiculares a dicha falla.

Casi todas las normas establecen que las estructuras deberán ser diseñadas para la acción simultánea de dos componentes sísmicas horizontales. Se permite la aplicación del valor absoluto de una componente en una dirección más el 30% de la componente en la dirección ortogonal. Para la combinación modal de resultados, se permite la raíz cuadrada de la suma de cuadrados, o el enfoque CQC. Éste se exige, en la ASCE 7-10 y algunas otras normas, en casos de modos acoplados.

Las normas Chilena y Argentina admiten que las acciones sísmicas horizontales actúan en forma independiente en cada una de las direcciones de análisis y no obligan a combinarlas, ni parcial ni totalmente, entre ellas.

Interacción con mampostería de cerramientos

En la mayoría de las normas se establece que debe tomarse en cuenta la influencia de la mampostería de cerramiento en la respuesta sísmica de las estructuras, pero en pocas de ellas se detallan procedimientos o maneras de tomar en cuenta esa influencia. En general sugieren utilizar algún tipo de biela diagonal equivalente, como las propuestas en los trabajos del profesor Priestley.

Sin que sea prescriptivo en la mayoría de los países, en la práctica, algunos proyectistas evalúan los resultados de dos modelos: sin la presencia de los tabiques de fachada y con su interacción simulada por la presencia de diagonales con un módulo de elasticidad adecuado. Los modelos de biela diagonal sugeridos por la norma, deberían ser acompañados de orientaciones mejor definidas para el análisis.



Figura 4.13 Caída de paredes de mampostería de relleno en Caracas durante el sismo de 1967 (Fuente: Steinbrugge, K. V., 1967).

La norma Argentina y la de República Dominicana prescriben una doble verificación: debe considerarse que inicialmente los rellenos tienen rigidez y pueden modificar el comportamiento estructural (para lo cual puede usarse el modelo de la biela equivalente) y luego los rellenos se degradan por fisuración y se considera que sólo el pórtico resiste la acción del sismo.

La norma Argentina obliga a verificar el comportamiento de los muros de mampostería (resistentes o no) para cargas sísmicas fuera del plano.

Edificios de muros portantes de concreto armado

Ninguna de las normas incluye orientaciones suficientes para el correcto modelado de esta tipología estructural.

En algunas normas, como la Argentina, se incluyen procedimientos especiales para la verificación simplificada de construcciones de hasta 7 m de altura con muros estructurales, las cuales además deben cumplir criterios adicionales de regularidad geométrica. En este caso se aplica el método estático y el coeficiente sísmico se determina en forma simple mediante valores tabulados .

El ASCE 7-10 requiere que el modelaje cumpla con una representación correcta de masas, rigidez (incluyendo los efectos del agrietamiento), y resistencia. Para muros, permite así un modelaje con base en elementos finitos tipo panel o tipo columnas y vigas con brazos rígidos, pero no se dan especificaciones precisas.

4.9 Métodos de análisis

Los avances en la tecnología hacen que cada vez mejores y más optimizadas herramientas de cálculo estén a la disposición de los ingenieros para implementar métodos de análisis cada vez más refinados. Ahora es posible analizar modelos tridimensionales de elementos finitos y resolver sistemas lineales y no lineales de gran complejidad. En las normas, se han generalizado los métodos de análisis lineales dinámicos. Casi todas recomiendan utilizar el método modal espectral; el comportamiento no lineal es tomado en cuenta mayormente con factores correctivos. Los métodos estáticos tienden a desaparecer o a emplearse sólo para comprobaciones o en estructuras sencillas, de poca altura o bajo riesgo. El modelo de la estructura se establece según el nivel de desempeño, si las normas así lo especifican. De más en más, se incluyen recomendaciones para la revisión de la respuesta en niveles de colapso con la aplicación del método estático equivalente conocido como “pushover”.

Análisis según el método estático equivalente

De acuerdo con este método, las solicitaciones sísmicas se representan por medio de fuerzas horizontales actuando en cada piso. La amplitud de las fuerzas depende del principal modo de vibración de la estructura.

La mayoría de las normas permiten que este método se utilice para el análisis de estructuras regulares o de baja irregularidad, con una altura inferior a un cierto límite que fija cada norma.

En general este límite oscila entre 5 o 10 pisos y hasta 20 o 60 m de altura, y en ocasiones, según los países, varía de acuerdo con la zona sísmica y la importancia de la estructura. Las normas incluyen, en general, distintas expresiones para la determinación del período fundamental, que se basan en el cociente de Rayleigh, y proponen expresiones aproximadas en función de la altura y del tipo del edificio. En algunas normas se requiere la consideración de los efectos de torsión para la excentricidad accidental.

En el caso de la norma Chilena se prescribe que en varias situaciones, los resultados de este método deben verificarse con el método de análisis dinámico, que es el que controla. Por ello no se utiliza mucho.

En el caso de Ecuador, los resultados del análisis estático equivalente son un requisito mínimo a cumplir, si se emplea cualquier otro método de análisis.

Método de análisis dinámico plano

Considera un grado de libertad lateral por planta.

Este método se permite en algunas normas para estructuras regulares y simétricas en planta (caso de Argentina, Costa Rica) y para estructuras que cumplan ciertas condiciones (Venezuela, Colombia).

En otras normas no se menciona explícitamente, aunque tampoco es obligatorio el análisis de tres grados de libertad por planta (como en Perú, Ecuador, República Dominicana).

La norma Chilena requiere la modelación en tres dimensiones. En caso en que se realicen análisis planos, se deben compatibilizar los grados de libertad verticales de ejes resistentes ortogonales.

En la ASCE7-10 no se permite este método. Esta norma permite un modelaje que considera dos grados de libertad por planta (desplazamiento horizontal en el plano y rotación en el plano), solamente para análisis simplificado de estructuras con diafragmas flexibles.

Método de la torsión estática equivalente

En algunas normas (Colombia, Ecuador, República Dominicana, Venezuela y ASCE7-10), para los casos de análisis simplificado (estático equivalente o dinámico plano) se prescribe un procedimiento de verificación de los momentos torsores, con criterios que incluyen la excentricidad accidental y la amplificación dinámica torsional en las direcciones analizadas.

Análisis dinámico espacial

Es un método de superposición modal con 3 grados de libertad por planta y utilización de espectros de diseño.

En las normas, se requiere obligatoriamente este tipo de análisis en los casos en que no se permiten el análisis estático equivalente ni ningún otro método simplificado, es decir, en general, para edificios altos o con irregularidades.

No en todas las normas se requiere la consideración de efectos de segundo orden (P-Delta).

Por lo general se consideran efectos de excentricidad accidental, para lo cual se añaden a los resultados del análisis, los efectos estáticos de una excentricidad del cortante, igual a un

porcentaje de la dimensión de la planta perpendicular a la dirección del cortante analizado. La norma Chilena no considera torsión accidental.

En el caso de la ASCE7-10, para diafragmas rígidos se fijan requisitos específicos para calcular la torsión en planta.

En general, las respuestas modales se superponen utilizando el procedimiento de superposición cuadrática completa (CQC), si los períodos de los modos son cercanos entre sí. Si están separados, las normas permiten utilizar la superposición cuadrática simple (SSRS).

Los grados de libertad considerados se fijan según el tipo de estructura.

Dada la amplia disponibilidad de herramientas computacionales se ha generalizado la utilización del análisis dinámico espacial (con 3 gdl por planta), por lo que cada vez se justifica menos contemplar en las normas los métodos dinámicos de un grado de libertad por planta, que hacen innecesariamente complicados la incorporación de los efectos de torsión y la compatibilización de los desplazamientos en la intersección de los pórticos y losas.

Análisis dinámico espacial con diafragma flexible

En algunas normas se permite incluir la flexibilidad en planta de diafragmas horizontales y se dan indicaciones para clasificar los diafragmas como rígidos, intermedios, o flexibles.

Cuando las irregularidades son significativas, muchas normas obligan a considerar la flexibilidad del diafragma.

En el caso más general, las masas definidas en los nodos de la estructura tienen 6 grados de libertad (3 desplazamientos y 3 rotaciones) y el diafragma debe ser representado por elementos que describan adecuadamente su flexibilidad.

La norma de Costa Rica limita la ductilidad global asignada a estructuras con diafragma flexible a valores menores de 1,5.

La norma dominicana establece que en el caso de diafragmas flexibles, la fuerza por piso deberá ser distribuida entre elementos verticales, en proporción a la carga vertical que soportan. Además, se deberá garantizar la transmisión de estas fuerzas horizontales a los elementos sismorresistentes, mediante elementos “colectores”.

Lo norma peruana considera la flexibilidad del diafragma como una irregularidad más en planta. No hay consideraciones especiales, salvo las de penalizar el factor R de reducción que se reduce a $0,75R$.

Tampoco la norma Ecuatoriana incluye consideraciones específicas para definir y tratar los diafragmas flexibles, aunque, al igual que la chilena, enuncia que debe tomarse en cuenta su flexibilidad cuando sea necesario.

Casi todas las normas especifican que el número de modos de análisis deberá ser tal que la suma de sus masas participativas sea, al menos, el 90% de la masa total de la estructura. No en todas las normas se toman en cuenta la torsión accidental y el efecto p-delta.

En general, se realiza el control de cortante mínimo.

Método de análisis dinámico con acelerogramas

El método es de aplicación general y puede ser empleado para análisis elásticos o inelásticos. El procedimiento de respuesta no lineal en el tiempo consiste en el análisis de un modelo matemático que tiene implícito el comportamiento histerético no lineal de los componentes de la estructura. Se determina la respuesta bajo la acción de acelerogramas compatibles con espectros de diseño de cada sitio, mediante métodos de integración numérica.

En la mayoría de las normas, este método no es de aplicación obligatoria. En general se permite su utilización como un método alternativo, en sustitución de los métodos de análisis modal con utilización de espectros de respuesta, por ejemplo cuando se quieren afinar resultados, justificar un diseño, o para estructuras y casos particulares no tipificados en las normas. Las normas que lo permiten, introducen recomendaciones y requerimientos sobre los acelerogramas a utilizar (que en general deben ser compatibles con los espectros de diseño), el número mínimo de casos y los respaldos de información necesarios para fundamentar los estudios (por ejemplo, respaldo experimental o de otro tipo, de las curvas de restitución utilizadas). En el caso de análisis inelástico se recomienda incluir los efectos de segundo orden.

En la norma Chilena no se contempla este método.

Análisis estático inelástico (“pushover”)

Es un procedimiento complementario, recomendado en algunas de las normas, que ayuda a determinar en forma aproximada, mecanismos de falla, zonas críticas, capacidad y demandas

globales o locales de ductilidad. También se utiliza para verificar los objetivos de desempeño para distintos niveles de demanda sísmica. No sustituye a los otros métodos especificados en las normas. Este procedimiento permite la obtención de índices del valor de ductilidad global y/o factor de reducción de respuesta en función de las características mecánicas de los miembros diseñados con diagramas de restitución adecuados. Se considera que pueden obtenerse buenos resultados mediante la aplicación de fuerzas de piso, monotónicamente crecientes, proporcionales a las que se obtienen con la aplicación de los métodos lineales, hasta valores que definan sucesivamente la resistencia global y cedente, la sobrerresistencia sin excesiva degradación y quizás el nivel de inestabilidad. En general, la mayoría de las normas que lo incluyen, brindan recomendaciones generales y/o referencias a otras normas (FEMA).

Las normas de Argentina, Perú, Chile y la ASCE 7-10 no contemplan su utilización. La norma de Costa Rica lo recomienda como método alternativo, en el marco del Método de Capacidad Espectral. En la norma de Ecuador se utiliza como método de verificación del desempeño sísmico en el caso de edificaciones especiales.

El uso creciente del pushover parece abrir nuevas perspectivas para el análisis estructural y las normativas sísmicas, ya que permite profundizar en estudios como la identificación de zonas críticas, la confiabilidad del diseño, proyectos de rehabilitación, etc.

Capacidad: Análisis no lineal-estático

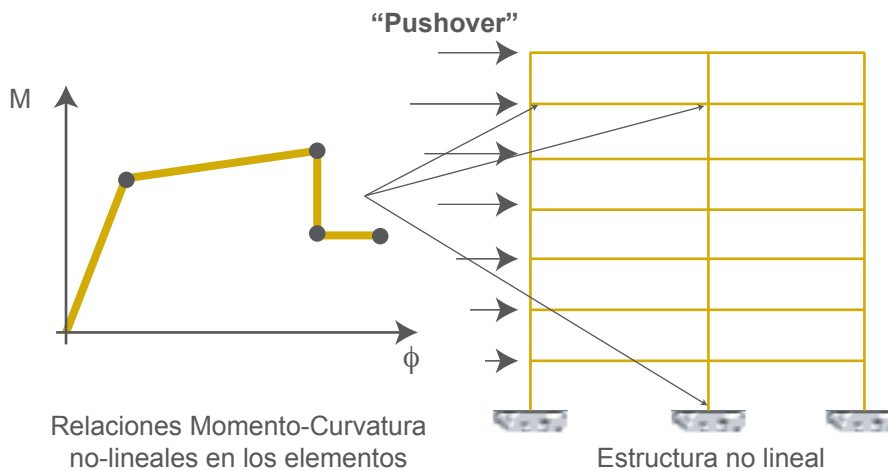


Figura 4.14 Métodos de análisis (Fuente: Jorge Gutiérrez).

Otros métodos de análisis

Las normas Argentina, Colombiana, Venezolana, Chilena, Peruana, ASCE7-10, República Dominicana no contemplan el uso de otros métodos aparte de los mencionados anteriormente. Algunas prevén métodos simplificados para tipologías específicas de estructuras, en general basados en el método estático equivalente. Otras normas proponen métodos basados en la evaluación de objetivos de desempeño, como son los casos de Ecuador y Costa Rica.

En la norma de Costa Rica se propone el método de capacidad espectral, utilizando espectros de ductilidad constante y métodos de análisis no lineal tipo “pushover” para evaluar objetivos de desempeño. Es un método alternativo, no de uso obligatorio.

En la norma de Ecuador se incluye un método, también alternativo, para el cálculo basado en desplazamientos (sección 2.8). “El Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) es una herramienta para el Diseño por Desempeño de estructuras. El método parte de un desplazamiento objetivo, que es función del desempeño (o nivel de daño) deseado en la estructura y proporciona la resistencia lateral requerida para alcanzar ese desempeño. Para asegurar la eficacia del DBD, se deben utilizar paralelamente los principios del Diseño por Capacidad para el detallamiento de los elementos del sistema sismorresistente, con el propósito de asegurar que el mecanismo dúctil seleccionado para el edificio, y sólo ese, se desarrolle durante un evento sísmico severo”. “DBD puede ser utilizado para el diseño sismo-resistente de edificios apertados de hormigón armado o acero y edificios con muros estructurales. Criterios para aplicar el método, otros tipos de estructuras pueden obtenerse en el libro «*Displacement Based Design of Structures*» de Priestley, Calvi y Kowalsky (2007)”.

El método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos, DDBD, fue introducido por Priestley en 1993 y ampliado en *Displacement Based Seismic Design of Structures*, Priestley, et al. Publicado en 2007. El método se basa en el método de linearización equivalente presentado por Shibata y Sozen en 1976. Este método también conocido como el de la estructura equivalente reemplaza la estructura cuando llega a su máximo desplazamiento inelástico por un sistema de un grado de libertad con una rigidez secante calculada para la máxima respuesta lateral inelástica y con una amortiguación viscosa que equivale a la amortiguación viscosa y a la amortiguación histerética por disipación de energía.

El DDBD incrementa considerablemente la fracción de amortiguación asumiendo que cuando la estructura se plastifica por la acción del sismo de diseño, hay un efecto de disipación de energía que incrementa el amortiguamiento. Chopra en 2007 demostró que una vez que una estructura se plastifica los incrementos de amortiguamiento no causan disminuciones significativas de la respuesta. Se recomienda como método para diseño preliminar de estructuras.

Método simplificado de análisis y diseño para viviendas de 1 y 2 pisos

En muchas normas se incluyen métodos simplificados, en general basados en el método estático equivalente, para facilitar el análisis y diseño de estructuras de baja altura. El problema es prioritario en América Latina, donde la mayoría de la población habita en viviendas autoconstruidas, sin ningún control técnico. También existen grandes desarrollos de viviendas de uno y dos pisos construidas por el Estado, muchas veces basados en sistemas no tipificados en las normas vigentes.

En las normas Argentinas se incluye en el Cap. 4 un procedimiento simplificado para construcciones de 1 y 2 pisos (con altura inferior a 7m), con estructuras de muros y que además cumplen una serie de requerimientos dimensionales.

En Chile no existen disposiciones particulares en este tema.



Figura 4.15 Construcción informal en Venezuela. La mayor parte de las viviendas en América Latina se construyen sin respetar normas técnicas (Fotografía: P. Maragno, 2014).

En Colombia, las edificaciones de uno y dos pisos destinadas a viviendas que no formen parte de programas de quince o más unidades de vivienda ni tengan más de 3000 m² de área en conjunto, pueden diseñarse con métodos simplificados.

En Costa Rica, para viviendas unifamiliares de 1 o 2 pisos se definen dos alternativas de diseño: El diseño formal, por el que se analiza y diseña la vivienda como cualquier otra estructura y el diseño simplificado, que es un método prescriptivo concebido para profesionales en ingeniería civil o arquitectura que no sean necesariamente especialistas en ingeniería sismorresistente. Este método sólo puede aplicarse a cinco tipologías de vivienda que satisfagan ciertos límites de altura y otros requerimientos. Las cinco tipologías de vivienda fueron escogidas porque han demostrado un adecuado desempeño sísmico en el país cuando se satisfacen las restricciones que el Código señala.

En la norma Ecuatoriana, el capítulo 10 sobre vivienda trata prácticamente todos los métodos constructivos que se usan para edificaciones de vivienda de hasta dos pisos. Se siguen las especificaciones de otras normas (ACI y ASTM). Se dan recomendaciones para la construcción de adobe y se propone un método simplificado para el análisis sísmico de la mampostería confinada (sección 10.9.4). Básicamente, consiste en verificar que en cada entrepiso, la suma de las resistencias al corte de los muros, en la dirección de análisis, sea igual o mayor a la demanda de corte del entrepiso, sin considerar los elementos de confinamiento. El ASCE7-10 incluye enfoques simplificados para viviendas aisladas sencillas o dúplex de un solo piso. En el caso de Venezuela no existen normas vigentes sobre este tema.

4.10 Verificación de la seguridad y/o desempeño

En la verificación de la seguridad y/o desempeño esperado, se emplean las combinaciones de solicitaciones establecidas en las normas sísmicas, así como las capacidades nominales obtenidas con las Normas de Diseño.

Control de cortantes mínimos de diseño

En la mayoría de las normas se establecen límites mínimos para el cortante de diseño (no en las normas de Costa Rica). En gran parte de ellas se expresan como un porcentaje del cortante obtenido con el método estático equivalente. En ocasiones se estipula un porcentaje que varía con la tipología estructural o el factor de uso o importancia. También pueden expresarse como un valor absoluto (el coeficiente de corte basal no puede ser inferior a 0,03 en República Dominicana). En Chile, además de un cortante mínimo, se establece un cortante máximo.

En la norma venezolana se debe verificar que el cortante producto del análisis dinámico no sea inferior al cortante definido por el método estático equivalente, y en todos los casos, nunca podrá ser menor que un valor dado (dependiente de la aceleración pico, la importancia de la estructura y el factor de reducción). Este criterio merece revisión.

Deformabilidad de la estructura

Las normas establecen límites superiores sobre las derivas (diferencias de desplazamientos entre niveles sucesivos de la edificación), que dependen del tipo, nivel de diseño e importancia de las edificaciones.

Los valores límites de derivas son muy variables de una norma a otra (por ejemplo, para estructuras de concreto armado, la norma peruana establece un límite de 0,010; la ecuatoriana 0,020 y la venezolana 0,018).

El tratamiento de las normas difiere también al establecer estos límites. Algunas lo hacen tomando como base los desplazamientos inelásticos. No todas toman en cuenta los efectos torsionales o de segundo orden como el P-Delta. En las normas que contemplan efectos P-Delta, su inclusión es obligatoria cuando se sobrepasa un coeficiente de estabilidad.

En muchos casos, las limitaciones de deformabilidad gobiernan el diseño, especialmente en las estructuras tipo pórticos. Algunas normas obligan a redimensionar las estructuras para cumplir con estos límites.

En normas que consideran diferentes niveles de desempeño, se establecen límites de deriva diferentes para cada uno de los niveles contemplados. En este caso, debe considerarse la presencia de la tabiquería.

Es recomendable aclarar en las normas si los controles se establecen para desplazamientos elásticos o inelásticos, ya que en muchas no se indica claramente, lo que puede prestarse a confusiones. En cualquier caso, en la optimización del diseño de estructuras se han propuesto límites más severos a las derivas permisibles, pues tiene implicaciones de costo menores que los daños no estructurales que puede evitar.

Límites de deformaciones torsionales

En muchas normas, no hay límites explícitos a la distorsión torsional, ya que todas las estructuras irregulares en planta requieren un análisis tridimensional con acoplamiento lateral-torsional y un mínimo de tres grados de libertad por piso. Se toma en cuenta indirectamente, en algunas normas como la Chilena, al prescribirse límites de deriva para puntos fuera del centro de masas de cada piso. En otras normas, los límites se fijan para la utilización de métodos simplificados de análisis.

Muchos países de la región no tienen aún normas actualizadas para la evaluación y readecuación de estructuras existentes. Las normativas vigentes casi todas se basan en las normas de Estados Unidos (FEMA-273 y 274)

A pesar de la importancia del tema, muchos países de la región no tienen aún normas actualizadas para la evaluación y readecuación de estructuras existentes. Las normativas vigentes casi todas se basan en las normas de Estados Unidos (FEMA-273 y 274).

4.11 Evaluación y readecuación de estructuras existentes

Debido al constante avance del conocimiento y de las normas sísmicas, las estructuras que cumplían con los requisitos mínimos de seguridad vigentes para el momento de su construcción, pueden pasar a ser consideradas inseguras con el paso de los años, por lo que pueden requerir ser “readecuadas” a los eventuales cambios en las normativas. También después de un sismo, es necesario evaluar el estado de daño de las estructuras que quedan en pie y plantear proyectos de reparación.

Una normativa actualizada para la readecuación, refuerzo o reparación de estructuras incluye aspectos como los siguientes: Recomendaciones de metodologías para la determinación de las características y propiedades de la estructura (incluyendo la evaluación de sus límites de resistencia y deformabilidad); para la identificación de las deficiencias significativas o daños (si existieran) y la selección de los criterios de reparación o refuerzo más adecuados. Es necesario decidir los objetivos de desempeño que se desean obtener con el proyecto de refuerzo y tener en cuenta los aspectos económicos involucrados, así como también ciertos criterios arquitectónicos, a fin de plantear un proyecto adecuado de rehabilitación o refuerzo.

En Argentina, el tema de evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras no está contemplado en el reglamento vigente, si bien se ha incorporado un método simplificado en la nueva versión que entrará en vigencia en el año 2014. Este procedimiento simplificado se aplica a construcciones existentes cuando en ellas se realicen ampliaciones, reformas, consolidaciones o toda otra obra que modifique su seguridad estructural. La construcción se clasifica según su importancia y su calidad sismorresistente. Luego se determina la capacidad (resistencia) sismorresistente de la obra a partir de los criterios indicados por el reglamento según el material estructural. Posteriormente se calcula un índice de seguridad estructural (definido como la relación entre la resistencia nominal a corte en la base de la estructura y la demanda de corte basal definida por el reglamento). Finalmente, según la clasificación de la construcción y el índice de seguridad calculado se define la necesidad o no de realizar refuerzos y el nivel mínimo de seguridad que debe alcanzarse.

En la norma Chilena, existe un anexo de referencia (Anexo A, de carácter informativo: “Daño sísmico y recuperación estructural”). Este anexo no tiene carácter normativo. Se dan lineamientos generales. En él se recomienda realizar revisiones periódicas de estructuras

críticas. No establece procedimientos, límites o referentes para la ejecución de estas labores. No existe una normativa chilena en estos aspectos.

En la norma Colombiana, el capítulo A.10 se ocupa de establecer criterios y procedimientos para evaluar la vulnerabilidad sísmica y adicionar, modificar o remodelar el sistema estructural de edificaciones existentes diseñadas y construidas con anterioridad a la vigencia del actual reglamento. Se espera que la edificación intervenida sea capaz de resistir temblores pequeños sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero con algún daño en elementos no estructurales, y temblores fuertes sin colapso. Se permite la definición de “movimientos sísmicos de diseño con seguridad limitada” para una probabilidad del veinte por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, en función de la aceleración pico efectiva reducida (A_e). Este nivel de desempeño sólo puede establecerse para edificaciones existentes, con la autorización del propietario, y en ningún caso para edificaciones nuevas.

En la norma de Costa Rica se incluye un capítulo de 6 páginas con criterios y lineamientos generales. Para edificios existentes el énfasis no es satisfacer los requerimientos específicos del Código sino sus Objetivos del Desempeño. Para edificios existentes que deban ser adecuados, el período de retorno y las correspondientes fuerzas sísmicas pueden ser reducidos (hasta $2/3$ de las fuerzas calculadas a partir de las recomendaciones de la norma) en función de una estimación menor de su vida útil remanente.

En la norma de Ecuador, el Capítulo 3 brinda lineamientos para: 1) verificación del desempeño sísmico de estructuras previo a su construcción, 2) rehabilitación sísmica de edificios, 3) evaluación del riesgo sísmico en edificios, 4) evaluación del riesgo sísmico a nivel nacional, regional o urbano, y 5) inspección y evaluación rápida de estructuras. Se toman como referencias las normas ASTM, ATC, ASCE y FEMA en este tema, para establecer una evaluación por niveles de desempeño, basada en desplazamientos. El ASCE7-10 no contempla la evaluación y readecuación de estructuras existentes. Ese tema se contempla en ordenanzas locales, que normalmente se refieren al ASCE41-06, el cual esencialmente requiere una evaluación bajo criterios de desplazamientos. Se calcula a demanda de desplazamientos (derivadas). Para elementos dúctiles, se compara la demanda de deformación con la capacidad, usando ecuaciones y gráficos prescritos. Para elementos frágiles, se comparan las fuerzas aplicadas (según las deformaciones de los miembros conectados) con la capacidad. La evaluación y readecuación de estructuras existentes en Estados Unidos ha sido un tema contemplado en las normas FEMA 274 y 273.

La norma Peruana no incluye criterios ni procedimientos específicos, aunque se establece que debe realizarse una evaluación de las estructuras afectadas por los sismos.

La norma de República Dominicana trata el tema en la Unidad 5. Estructuras, Título 7.

La Norma Venezolana incluye algunas recomendaciones en el Capítulo 12. Prácticamente la Norma establece los criterios necesarios para rehabilitar o intervenir una edificación existente, a fin de cumplir con los requisitos y objetivos de desempeño establecidos en la Normativa vigente para estructuras nuevas. Se establecen sismos de diseño y/o revisión, función de los valores de R asignados a la edificación. Estos dependen del año de edificación o proyecto.

5. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES SOBRE LAS NORMAS

5.1 Comentarios generales

En la región latinoamericana se hace urgente incorporar estrategias de reducción de riesgos, no tan sólo sísmicos, sino de todo tipo de riesgos de desastres, como una práctica central en las políticas de desarrollo de los países, en general, y en el desarrollo de capacidades, en particular. La planificación, organización y el fortalecimiento de instituciones dirigidas a la correcta aplicación de las normativas vigentes es una prioridad.

El estado de las normas sísmicas de cada país responde a distintas realidades y factores, de tipo político, económico, social, fortalezas institucionales, disponibilidad de información, etc.

La revisión que se ha efectuado de las normativas vigentes en la región para el análisis y diseño sísmico de edificaciones, demuestra que son más las semejanzas que las diferencias. El enfoque conceptual y filosófico es similar. Es común que en ciertos aspectos se adapten criterios de normas extranjeras. Por ejemplo, varias de las normas estudiadas retoman el tratamiento que hace la norma ASCE para cuantificar la amenaza sísmica y definir los espectros de diseño.

En América Latina no se han estudiado los sistemas de fallas con la misma profundidad en todos los países. Tampoco se dispone de bases de datos ni de información suficiente de estudios geológicos para caracterizar con mayor precisión la amenaza sísmica. Por ello, en muchos casos, se ha optado por adoptar los valores que ofrecen normas como la ASCE y otras normas extranjeras. Esta indeterminación en la cuantificación de la amenaza sísmica es común en nuestros países. En otros aspectos, que tienen que ver, por ejemplo, con los modelos de análisis, la tipificación de las estructuras y el detallado, también se siguen, en muchos casos, los patrones de las normativas de Estados Unidos, especialmente ASCE, ACI y UBC.

Frente a las incertidumbres asociadas a las cargas sísmicas y otras debilidades de la información disponible, es aconsejable que, en nuestros países, en vez de una excesiva complicación de los aspectos de modelado y análisis, se profundice en el desarrollo de propuestas acordes con nuestra realidad regional, más simples, prácticas y de fácil manejo para los ingenieros de nuestra región. En todo caso, es recomendable simplificar las normas para que resulten de fácil utilización por los ingenieros. Desarrollar Manuales de Uso y Aplicación de las Normas, con ejemplos típicos y comentarios, son actividades prioritarias y no correctamente atendidas en nuestros países.

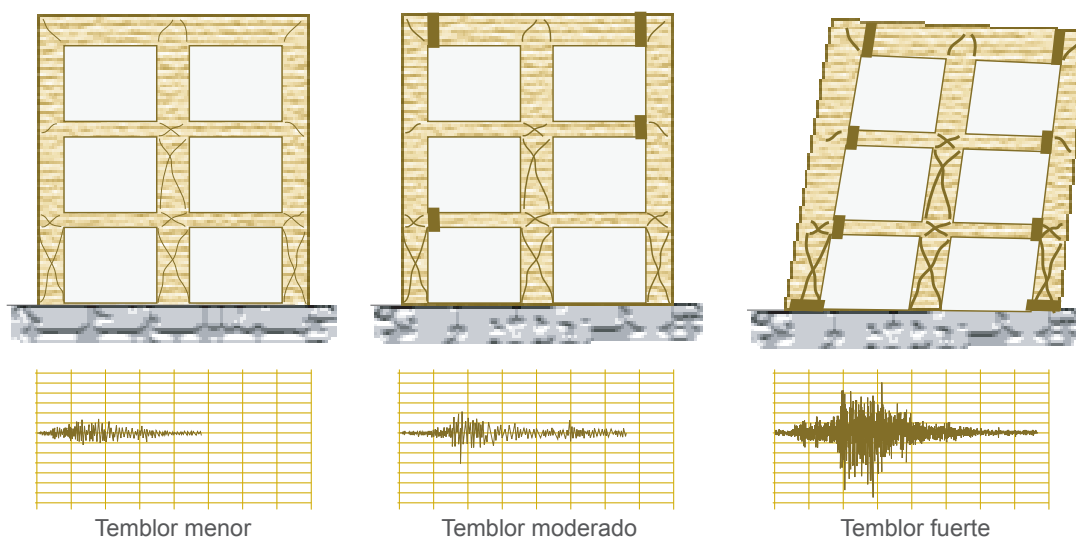


Figura 5.1 Filosofía del diseño sísmico (Elaboración propia).

En esta sección, una vez revisadas en el capítulo anterior las normativas para el diseño sísmico de edificaciones en distintos países de la región, se presentan un conjunto de sugerencias y recomendaciones generales, así como propuestas para orientar y alimentar la discusión de las normativas propias de cada país en el tema de seguridad contra sismos. Se ha seguido para ello la estructura por temas que fue utilizada en el capítulo 4, y que fue la base de los informes y tablas realizados para cada país, incluidas en los anexos de este trabajo.

Se pretende con estas sugerencias realizar aportes a la discusión sobre las normas sísmicas y su desarrollo en cada país, y proporcionar lineamientos de análisis y diseño que, aunque no estén en la actualidad contemplados en todas las normas revisadas, podrían fijarse como requerimientos complementarios en el desarrollo de proyectos específicos en los distintos países, a fin de aumentar la seguridad de las obras de infraestructura y optimizar la inversión.

Se entiende que se trata de enunciar requerimientos generales, que no sustituyen sino que buscan complementar los exigidos por las normativas nacionales, de obligatorio cumplimiento en cada país.

Finaliza el capítulo con la propuesta de ocho posibles líneas prioritarias de trabajo para la actualización y el desarrollo futuro de normativas sísmicas en la región.

5.2 Sobre la filosofía de diseño

Las Normas deben expresar claramente los objetivos que se pretenden lograr con su aplicación. El objetivo primordial es el de garantizar la seguridad de las edificaciones con el fin de salvaguardar vidas humanas. Tomando en consideración las incertidumbres propias de la amenaza sísmica, así como de la resistencia de edificaciones (que son ejecutadas con grados variables de inspección), es recomendable expresar este objetivo en términos probabilistas. Por ejemplo, se pueden indicar probabilidades de ruina que no excedan 0,0001 anual. El sismo máximo considerado en algunas normas (como la ASCE7-10) es el de período de retorno 2500 años. Se contempla una probabilidad de colapso de las estructuras no mayor del 10% ante el sismo máximo considerado.

Otro objetivo que deben atender las normas, es la consideración de las condiciones operativas o “de servicio” de las edificaciones. La verificación del desempeño de instalaciones o de elementos no estructurales vinculados a la estructura, requiere incorporar sismos de diferente intensidad con diferentes períodos de retorno.

Las recomendaciones específicas pueden resumirse así:

1. Es conveniente adoptar en las normas de la región un enfoque hacia el análisis y diseño basado en objetivos de desempeño. Se recomienda la verificación de tres niveles de amenaza y desempeño estructural:
 - Para sismos frecuentes, sólo aceptar daños menores en la edificación, de manera que pueda ser ocupada inmediatamente después del sismo.
 - Para el sismo de diseño, el objetivo es procurar la seguridad de la vida de las personas.
 - Se recomienda definir un sismo extremo (sismo máximo esperado) y asociar como objetivo de desempeño, el de evitar el colapso o la ruina total de la estructura. Este nivel no sería de obligatoria verificación en todas las edificaciones; se sugiere hacerlo obligatorio sólo para edificaciones muy importantes o estratégicas.
2. El problema de fijar la frecuencia o la probabilidad de excedencia de los distintos niveles de amenaza mencionados en el punto anterior, responder a decisiones particulares de cada país o a la importancia de los proyectos que se consideren. Definir el nivel de protección es un punto crítico y polémico. En todo caso, se recomienda utilizar solamente un sismo de diseño (el de seguridad de vida) y recomendar la revisión del desempeño para los otros niveles.

3. La tendencia general es aceptar que el sismo de diseño tiene un período de retorno de 475 años (probabilidad de excedencia del 10% en 50 años); el sismo frecuente, un período de retorno de entre 30 y 50 años, y el sismo máximo esperado, alrededor de 2500 años.
4. Para los sismos frecuentes se sugiere construir el espectro a partir de la información disponible en cada país o localidad. No se recomienda la práctica de reducir el sismo de diseño normativo.



Figura 5.2 Tumba de Ciro (528 A.C). Se dice que es la estructura con aislamiento sísmico más antigua que se conoce. Ubicada en lo que hoy es el sur de Irán, ha sobrevivido el paso de los siglos en una zona altamente sísmica. La confiabilidad del diseño sísmico es un tema fundamental a desarrollar en las normas (Fotografía: *Behrad18n*). http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Cyrus_tomb.jpg

5.3 Sobre la confiabilidad del diseño

Es conveniente desarrollar metodologías para evaluar la confiabilidad del diseño sísmico en el cumplimiento de los objetivos de desempeño enunciados en las Normas. Este aspecto no es cubierto por las normativas vigentes en nuestros países, pero podrían proponerse métodos simplificados para recomendar su uso. La evaluación de la confiabilidad del diseño es altamente recomendable en el caso de edificaciones estratégicas y, en general, para el caso de infraestructuras importantes.

5.4 Sobre la amenaza sísmica

El tema de la amenaza sísmica es tratado en las normas con mapas de zonificación donde se cuantifica el peligro sísmico y, a partir de allí, se construyen los espectros de diseño normativos.

La tendencia actual es avanzar hacia el desarrollo e inclusión en las normas de espectros de peligro sísmico uniforme. Los espectros de diseño, tradicionalmente, estaban contruidos con base en formas escaladas a partir de la aceleración pico del suelo, lo cual conduce a una distribución no uniforme del peligro a lo largo del espectro. Es decir, con estos espectros, edificaciones de distinta altura resultan con niveles de riesgo diferentes. Algunas normas de la región continúan usando estos espectros. Tal es el caso de la norma venezolana y peruana, entre otras.

Existen metodologías, actualmente más aceptadas, para estimar aceleraciones y ordenadas espectrales asociadas a niveles de excedencia uniforme a lo largo del espectro. Algunas normas de la región ya incorporan espectros contruidos con base en dos ordenadas espectrales (para períodos cortos y períodos intermedios), como lo hace la norma ASCE7-10.

Riesgo sísmico en América Latina

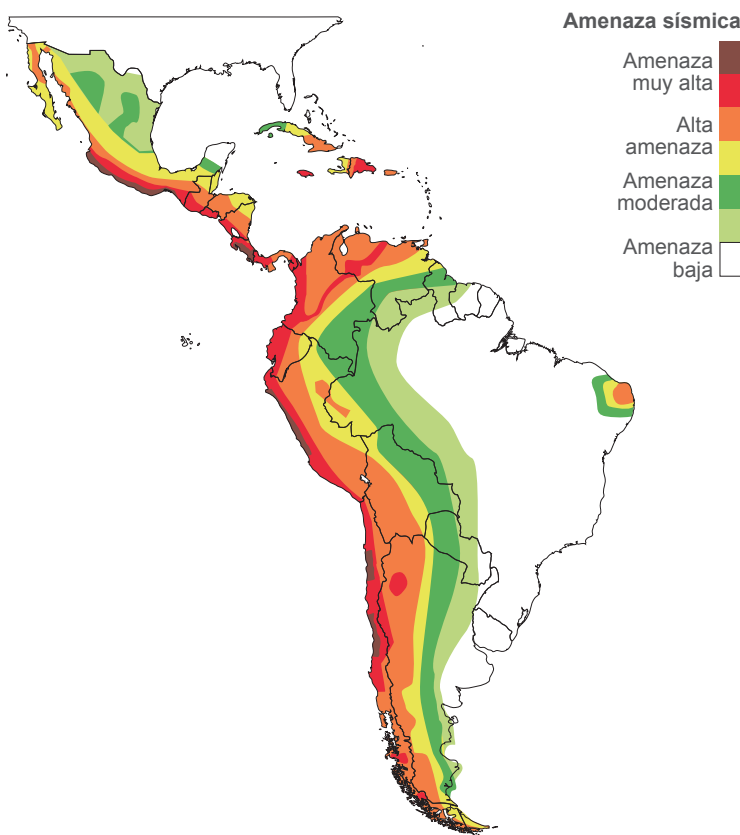


Figura 5.3 Amenaza sísmica en América Latina. Las zonas rojas son las más peligrosas (Fuente: USGS).

Uno de los problemas que se presentan en la región latinoamericana, es la falta de información y la documentación de respaldo que permita validar o refinar las propuestas de las normas. En ese sentido, la situación es muy variable de un país a otro, pero, en general, existe en la región, una gran incertidumbre en la cuantificación de la amenaza sísmica que presentan actualmente las normas vigentes.

Otro aspecto que interesa resaltar es que, en muchos países, las normas no son coherentes dentro del mismo país. Puede ocurrir que normas diferentes (por ejemplo, normas para estructuras energéticas y normas para edificaciones) permitan cuantificar peligros sísmicos distintos en una misma localidad.

También se presentan estos problemas en las zonas fronterizas entre regiones y países.

El problema de cuantificar la amenaza debería separarse de la vulnerabilidad de la estructura. Una posibilidad es avanzar hacia la definición de normas de amenaza (o capítulos separados de los aspectos de vulnerabilidad), con espectros elásticos, y separar de las mismas, las normas de diseño (que son específicas de cada sistema, tipo de material, etc).

Cuando se requiere profundizar el estudio de las amenazas sísmicas, es recomendable realizar los llamados “Estudios de sitio”. En muchas normas se indica la obligatoriedad de efectuarlos en algunos casos específicos. En este aspecto, las normas difieren de país a país.

De manera general, puede decirse que es conveniente incorporar en las normas aspectos generales que faciliten los estudios de sitio, por ejemplo, el tratamiento de las irregularidades topográficas, de los suelos licuables, entre otros. También es importante incorporar en las normativas, mapas de fuentes sismogénicas activas, para la mejor determinación de la amenaza sísmica. A continuación se puntualizan algunas recomendaciones generales para la realización de los estudios de sitio.

5.4.1 Estudios de sitio

La manera en que los movimientos sísmicos afectan a las estructuras depende en mucho del sitio donde ellas se ubican, tanto de su situación geográfica en relación a las fuentes de amenaza sísmica como de las condiciones geológicas en esa ubicación. En algunos sitios, la posibilidad de que ocurra la licuefacción del suelo puede ser más importante que en otros (presencia de acuíferos, nivel freático son factores que influyen). Y hay otros tipos de amenazas relacionadas con la geología y la calidad del suelo, igualmente importantes: asentamientos locales, deslizamientos, ruptura de fallas, tsunamis, etc. Por otro lado, el movimiento del terreno es afectado por la forma en que vibre la estructura: hay un efecto de interacción que merece ser tomado en cuenta.

A pesar de que el conocimiento ha avanzado en estos temas, y las normas en algunos países ya incluyen métodos de análisis y técnicas para tratar los temas mencionados, no todas las normas sísmicas en América Latina incorporan estos efectos. Ciertas normas recomiendan la realización de estudios de sitio en algunos casos, con lineamientos y recomendaciones más o menos específicas para su ejecución.

A continuación se proponen algunos criterios generales que pueden ser tomados en cuenta para la realización de estudios de sitio que permitan una mejor evaluación de la amenaza sísmica. Por ejemplo, puede ser recomendable realizar estudios de sitio cuando se considere que las normas vigentes son inadecuadas u obsoletas, o en el caso de obras de importancia excepcional. Los informes producto de estos estudios deben incluir: (a) la documentación empleada; (b) los resultados de los trabajos de campo; (c) la descripción del modelo o de los modelos sismotectónicos alternativos empleados y su sustento; (d) los resultados de la evaluación de la peligrosidad sísmica. Se da una descripción esquemática de este contenido recomendado:

Documentación Empleada

- Identificación de mapas geológicos, tectónicos, topográficos, con indicación de fuente y escala.
- Informes consultados sobre las diferentes fuentes sismogénicas activas en un radio no menor a 150 km a la redonda del sitio de interés. Tipo de fallamiento activo y expresiones superficiales.
- Evaluación de la sismicidad histórica conocida y probable asociación con las fuentes sismogénicas identificadas.
- Catálogo de sismos con magnitud en exceso de magnitud Richter 3.5; mapas de epicentros agrupados según profundidades focales (superficiales; intermedios y profundos).
- Asociación con las fuentes sismogénicas y tasas de excedencia de magnitudes Richter crecientes. Asignación de sismos máximos probables para cada fuente.
- Planificación de objetivos del Trabajo de Campo.

Resultado de los Trabajos de Campo

- Informe de los resultados del trabajo de campo, debidamente ilustrado, destacando lineamientos tectónicos no incluidos en la revisión previa de documentos y mapas del área estudiada, en un radio no menor a 50 km del sitio de interés.
- Correlación de lineamientos con epicentros registrados. Evaluación de «sismos guerrilleros» (sismicidad de fondo).

- Sismos máximos probables en las nuevas fuentes. Eventual mapa esquemático para ser incorporado como información en las Normas.
- Descartar la presencia de suelos potencialmente licuables.
- Saltos máximos esperados si el proyecto contempla la disposición de tuberías o instalaciones en las cercanías de las fuentes.

Conformación de Modelos Sismotectónicos

- Geometría e identificación de fuentes sismogénicas, tasas de excedencia, sismos máximos.
- Selección de regresiones de atenuación a ser empleadas y varianzas, para suelos tipo B (roca o suelos muy duros con velocidades de propagación de ondas entre 600 y 1200 m/seg).
- Razones para emplear más de un modelo alternativo.

Resultados de la Evaluación de la Peligrosidad Sísmica en Terrenos tipo Roca

- Breve descripción del algoritmo a ser empleado en el cálculo de la peligrosidad sísmica. Incertidumbres incorporadas.
- Cálculo de las tasas medias de excedencia de la variable estudiada (sean movimientos máximos del terreno, ordenadas espectrales u otra) para períodos medios de retorno no inferiores a 2500 años.
- Para estudios especiales, es necesario incorporar escenarios para zonas cercanas o lejanas a las fallas, que permitan la adecuada construcción de acelerogramas.
- Caso de existir irregularidades topográficas se incluirán sus efectos esperados.
- Graficación de resultados en escalas adecuadas.
- Contribución porcentual de las diferentes fuentes, para diferentes niveles de movimientos máximos del terreno o de ordenadas espectrales.
- Cuando se trate de espectros de amenaza uniforme se deberá contar con no menos de dos ordenadas, correspondientes a dos períodos de vibración, para el trazado de los espectros con 5% de amortiguamiento referido al crítico. OJO REVISAR
- Identificación de riesgos singulares cuando proceda: maremotos, inestabilidad de taludes submarinos, <lateral spreading>, etc.

5.4.2 Condiciones que modifican los resultados del estudio de sitio

- a) Características del Subsuelo: en general las Normas tipifican diferentes condiciones del subsuelo. Para cada condición, se establecen coeficientes que permiten corregir los movimientos máximos del terreno, así como las formas de los espectros de respuesta.
- b) Espectros Provenientes de Acelerogramas Registrados: Cuando se requieran historias de aceleración que satisfagan las ordenadas espectrales debidamente corregidas por las condiciones del subsuelo, se podrán generar acelerogramas artificiales o acelerogramas registrados en condiciones de subsuelo similares, debidamente escalados. Los espectros promedio más una desviación estándar deberán aproximarse a las ordenadas espectrales de los períodos dominantes de la obra a ser diseñada.
- c) Cuando se requieran estudios especiales utilizando acelerogramas, se recomienda analizar distintos escenarios, con fuentes sismogénicas lejanas y cercanas.
- d) Irregularidades Topográficas: si no se encuentran explícitamente indicadas en las Normas, en el Estudio de Sitio debe incluirse las previsiones a tomar si las edificaciones o instalaciones a ser dispuestas en el sitio están en las áreas de influencia de los efectos topográficos.
- e) Taludes Potencialmente Inestables: estas condiciones deben ser evaluadas, especialmente si estos pueden pudiesen bloquear cursos de ríos
- f) Suelos Potencialmente Licuables: en estos casos es preciso evaluar las alternativas que combinen seguridad con economía. Se recomienda evaluar los costos de al menos



Figura 5.4 Efectos de licuefacción de suelos. Terremoto de Niigata, Japón, 1964 (Fotografía: UNGTSS). http://commons.wikimedia.org/wiki/file:liquefaction_at_niigata.jpg

tres soluciones diferentes, como por ejemplo: compactación por impacto, pilotes de grava y vibro-compactación.

5.4.3 Previsiones cuando no se cuente con estudios de sitio

- a) Cuando se trate de obras de infraestructura como carreteras, puentes, tuberías o similares, se tomarán precauciones especiales en los cruces de fallas activas. En el caso de tuberías enterradas estas precauciones deben ser función del tipo de fallamiento y del salto esperado.
- b) Por situaciones como las anteriores y otras propias de instalaciones que deban mantener sus condiciones operativas en caso de sismo, se recomienda incorporar en las Normas un mapa de fallas activas, con su denominación, actividad esperada, salto máximo probable.

5.5 Sobre la configuración estructural, tipo de estructura y detallado

Algunas normas son particularmente complicadas en la consideración y clasificación de los sistemas estructurales permitidos. Tal vez pudiera simplificarse la clasificación de los tipos estructurales, si se hace más claro para los usuarios de las normas, el manejo de conceptos tales como ductilidad, sobrerresistencia y el tratamiento de las irregularidades en la estructuración. El objetivo es que los ingenieros tengan una aproximación más comprensible a la respuesta esperada en cada tipo de sistema, su comportamiento no lineal, las líneas de transmisión de las cargas sísmicas y la identificación de los posibles mecanismos de falla.

Muchas veces las normas de diseño buscan enfocarse en procedimientos muy complejos de análisis y diseño, y no hacen suficiente énfasis en que, siguiendo simples recomendaciones de configuración, privilegiando sistemas más seguros que otros, y/o poniendo la máxima atención en el detallado de los elementos y sus conexiones, se consiguen buenos resultados y edificaciones más seguras frente a sismos.

Por ello, es conveniente incorporar en las normativas recomendaciones sobre la estructuración de la edificación, y conceptos claros que permitan entender las líneas de transmisión de cargas sísmicas, así como los mecanismos de comportamiento estructural de los sistemas resistentes permitidos.

Amenaza sísmica

Principales aspectos a incorporar en las normas:

- Espectros de peligro uniforme
- Tratamiento de Irregularidades topográficas. Los efectos topográficos fueron puestos en evidencia, por ejemplo, con el sismo de Chile de 2010, con la caída de varios edificios, y también en Viña del Mar en 1985.
- Mapas de fallas activas. Algunas normas ya los incorporan
- Mayor información sobre fuentes sismogénicas.
- Incorporar sismos de diseño de diferente intensidad El sismo máximo considerado en algunas normas es el de período de retorno 2500 años. Se indica una probabilidad de colapso de las estructuras no mayor del 10% ante este sismo
- Tratamiento de Suelos licuables
- Criterios para tratamiento de zonas en cercanías de fallas sísmicas
- Compatibilidad en zonas fronterizas
- Información para estudios de sitio en el tratamiento de problemas como salto de fallas, maremotos, macro deslizamientos, deslizamientos submarinos, represamiento temporal de ríos, etc.

En algunos países se ha optado por estimular el uso de sistemas estructurales donde resulta más sencillo controlar el daño. Tal es el caso de países como Perú y Chile, donde la práctica ingenieril ha generalizado el uso de sistemas estructurales de muros en remplazo de los pórticos en edificaciones. En efecto, en los edificios de muros, se reduce el problema de los tabiques no estructurales y se hace más fácil controlar el daño.

Se recomienda prescribir y exigir en el diseño, para cualquier tipo de sistema estructural permitido, una ductilidad mínima de 1,5 a fin de evitar las estructuras con mecanismos frágiles de colapso.

Se recomienda desarrollar normas específicas para el análisis sísmico de componentes no estructurales.

En muchos países de la región, gran parte de la población habita en viviendas autoconstruidas, de adobe o muros de mampostería sin acero estructural. Este tipo de sistemas estructurales es muy poco seguro frente a sismos y no debería estar permitida su utilización en zonas de alto riesgo sísmico.

A pesar de los esfuerzos en las normas por dar cuenta exhaustiva de los diferentes tipos de sistemas estructurales utilizados, es frecuente en los países de la región la adopción de

soluciones constructivas repetitivas, especialmente en los programas de vivienda adelantados por los gobiernos de la zona, que no se encuentran tipificados en las normativas vigentes. En estos casos, se recomienda la evaluación experimental de la solución constructiva. Asimismo, en sistemas prefabricados de varios niveles, los sistemas de unión de elementos deben ser verificados experimentalmente.

En las Normas es conveniente establecer los lineamientos y bases de procedimientos analíticos y/o protocolos experimentales, que deberían seguirse para el caso de sistemas estructurales o el uso de materiales no tipificados ni contemplados en las mismas. Las autoridades competentes pueden pedir, por ejemplo, que el ingeniero responsable aporte evidencia analítica y/o experimental para demostrar que los materiales y/o sistemas no tipificados permiten asegurar los objetivos de desempeño normativos.



Figura 5.5 Sismo del Pilar del 11 de junio de 1986. Las viviendas de adobe y mampostería sin refuerzo, muy peligrosas en zonas sísmicas, siguen tolerándose en algunos países de la región (Fotografía: Marianela Lafuente).

En las Normas es conveniente establecer los lineamientos y bases de procedimientos analíticos y/o protocolos experimentales, que deberían seguirse para el caso de sistemas estructurales o el uso de materiales no tipificados ni contemplados en las mismas.

5.6 Sobre los modelos y métodos de análisis

Aunque el enfoque del diseño por desplazamientos resulta en ocasiones, conceptualmente más claro y consistente que el de las fuerzas, los métodos de análisis asociados pueden resultar muy complicados. Hay distintas visiones en las normas de los diferentes países, sobre el modelado de elementos (especialmente de muros) y no hay soluciones únicas para los casos específicos que se estudian, comportamiento no lineal, determinación de curvas de fragilidad, de capacidad, mecanismos de falla, etc. Se recomienda que estos métodos se utilicen para analizar estructuras existentes, o como métodos alternativos para verificar diseños previos, estudiar mecanismos de colapso, etc.

De una manera general, es conveniente exigir la aplicación del Método de análisis dinámico de tres Grados de Libertad por planta con espectros de respuesta, e incluir recomendaciones para el modelado de elementos no estructurales que puedan influir en la respuesta. Los métodos más complicados de análisis no lineal, de integración en el tiempo, etc., no deberían ser de uso obligatorio. En viviendas de una y dos plantas, los métodos simplificados, en general basados en el método estático equivalente, pueden ser utilizados, y es conveniente que las normas incluyan esta posibilidad.

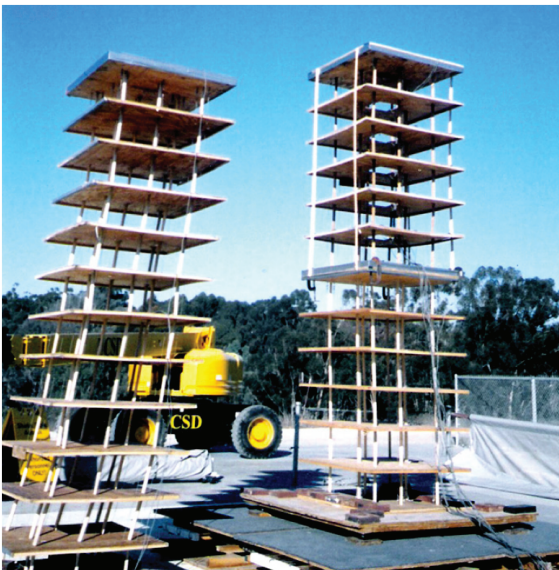


Figura 5.6 Modelos de edificaciones para el análisis sísmico (Fotografía: Shustov).
http://commons.wikimedia.org/wiki/File%3ASnapshot_of_base_isolation_effect.jpg

5.7 Sobre la verificación del desempeño

La verificación del desempeño se expresa en las normas a partir de fijar límites para los valores de las fuerzas cortantes (acción sísmica mínima en la base de la estructuras, que debe ser contemplada en el diseño de una edificación) y las derivas (desplazamientos relativos entre dos plantas o niveles consecutivos de la edificación).

Los controles de deriva tienen las funciones de: controlar daños no estructurales (tabiquería de relleno y otros); efectos de segundo orden (P-delta); efectos de las irregularidades de la estructura (columnas cortas); limitar las rotaciones inelásticas. Sean cuales sean los límites adoptados, debe haber consistencia en la forma de medir derivas y deformaciones, entre la estimación de la demanda calculada y los límites permitidos. Debe especificarse claramente si

se trata de desplazamientos elásticos o inelásticos, y qué propiedades se utilizan (sección llena, agrietada, efectiva) para los niveles de desempeño y métodos de análisis recomendados en cada norma.



Figura 5.7 Terremoto de Loma Prieta, California (1989). Daños en el primer piso de un edificio (piso “débil”).
<http://commons.wikimedia.org/wiki/File:LomaPrieta-Marina.jpeg>

En algunos países los límites de deriva normativos parecen muy altos para controlar el daño de la mampostería de relleno y otros componentes no estructurales. En todo caso, hay una amplia variabilidad de los valores límites establecidos en las normas de la región, y este es un punto que ameritaría revisión.

Luego de la experiencia y consecuencias destructoras de varios sismos en la región, algunos países han revisado los límites de deriva contemplados en sus normas, como manera efectiva para controlar los daños. En algunos países los límites de deriva normativos parecen muy altos para controlar el daño de la mampostería de relleno. En todo caso, hay una amplia variabilidad de los valores límites establecidos en las normas de la región, y este es un punto que ameritaría una revisión.

Las normas imponen también, como control, valores mínimos para el cortante de diseño.

5.8 Prioridades para la actualización y el desarrollo futuro de normativas

1. Es recomendable simplificar las normas sísmicas existentes para que resulten de fácil utilización por los ingenieros y sean adaptables y adecuadas en relación a las demandas y las realidades de cada país. Es necesario, en todos los casos, desarrollar manuales de uso y aplicación de las normas, con ejemplos típicos y comentarios.
2. Los países analizados en este trabajo no cuentan con normas actualizadas para el diseño sísmico de puentes. Contando con la experiencia existente en la región, es

necesario desarrollar una guía metodológica con lineamientos básicos y criterios generales, que pueda ser adaptada a las necesidades de cada país y utilizada para su aplicación práctica en proyectos de puentes.

3. El tema de rehabilitación de estructuras es tratado en algunas de las normativas de la región. No en todas se trata con la misma profundidad y alcance. Como se mencionó anteriormente, es un tema importante que debe ser atendido con prioridad.
4. El uso de aisladores y amortiguadores sísmicos en las estructuras es un tema de poco desarrollo normativo en la mayoría de los países de la región, con la excepción de Chile. Aunque su uso se ha generalizado en la región para la construcción de puentes, sus aplicaciones en edificaciones y viviendas son menos generalizadas. Es un tema que puede brindar vías innovadoras para enfrentar el problema de la readecuación sísmica de estructuras existentes, el diseño de nuevas edificaciones más seguras frente a sismos y la reparación de estructuras dañadas.
5. La mayoría de la población, en América Latina, habita en viviendas de uno y dos pisos. Tanto en el sector formal como en el sector informal de la construcción, es necesario crear programas de apoyo para el diseño y construcción de viviendas de este tipo, seguras ante sismos. Esto implica, en el ámbito normativo, la necesidad de proponer métodos simplificados para su análisis, diseño y construcción, y también el desarrollo de manuales y guías generales de fácil acceso y consulta, con ejemplos de buenas prácticas, que puedan ser utilizados y divulgados en programas de formación y capacitación en este tema. En la región, algunos países ya incluyen recomendaciones especiales sobre viviendas de uno y dos pisos en las normativas vigentes, pero es necesario profundizar los esfuerzos para atender este problema, que afecta a la mayoría de la población.
6. Dada la necesidad de mejorar la información sobre la amenaza sísmica y refinar los mapas existentes, una prioridad importante es el desarrollo de una guía metodológica para la realización de estudios de amenaza que pueda ser adoptada y aplicada por los países de la región.
7. Otra tarea pendiente es el desarrollo de protocolos para la evaluación, por métodos experimentales

En América Latina, la mayor parte de la población no utiliza las normas. La autoconstrucción es la solución de la gente, que construye su vivienda en asentamientos informales con muy pocas condiciones de seguridad. Ésta es una línea prioritaria de acción. Se requiere el desarrollo de programas de asistencia técnica, manuales de autoconstrucción, estudios de vulnerabilidad sísmica en los asentamientos informales, entre otras acciones.

y/o analíticos, de nuevos materiales y sistemas constructivos no tipificados en las normas. En los códigos es aconsejable incluir previsiones sobre este tema.



Figura 5.8 Viviendas autoconstruidas en barrios pobres de América Latina (Fotografía: P. Maragno).

8. Es recomendable contar con instrumentación de registro de aceleraciones en las edificaciones que se estime necesario. Esto permite recabar datos sobre la respuesta estructural, validar los criterios que se utilizaron para el análisis y -diseño de la edificación, y acumular información valiosa para evaluar el riesgo sísmico en zonas urbanas. Aunque el tema de la instrumentación sísmica de edificaciones es tratado en algunas de las normas vigentes en la región, en la práctica, pocas edificaciones son instrumentadas. Es necesario profundizar esfuerzos para lograr que esta práctica se generalice en la región, con previsiones para la instrumentación efectiva de las edificaciones y la utilización provechosa de la información recabada.

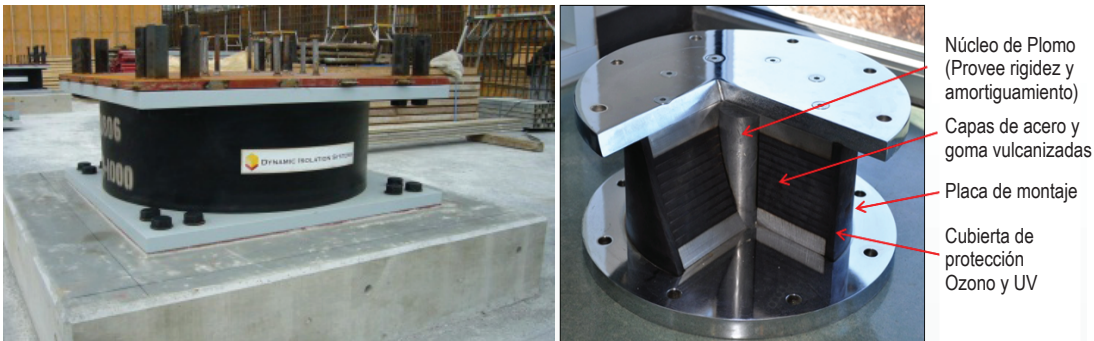


Figura 5.9 Aisladores sísmicos (Fotografía: cortesía de *Dynamic Isolation System*, en R. Boroshek, “Aislación y Disipación Sísmica de Estructuras”).

6. ASPECTOS INSTITUCIONALES Y ACADÉMICOS

6.1 Comentario preliminar

En este capítulo se presentan comentarios generales sobre algunos aspectos académicos y de investigación relacionados con el desarrollo de las normativas sísmicas en la región latinoamericana.

El contenido presentado se basa principalmente en los informes realizados por los expertos de cada país que participaron en este estudio. Las tablas incluidas en los anexos de este trabajo, incluyen los temas que se resumen a continuación y pueden ser revisadas por los lectores interesados.

Es importante señalar que los comentarios que presenta este capítulo son de tipo cualitativo y reflejan las opiniones o “juicios de experto” de los autores de este trabajo. No pretenden, en ningún momento, agotar un tratamiento riguroso y exhaustivo de estos temas, que por su importancia, requerirían sin ninguna duda, de ser profundizados y analizados en estudios posteriores.

6.2 Soporte institucional con que se desarrollan e instrumentan las normas sísmicas

En general, en los países de la región, los reglamentos vinculados a las construcciones civiles son preparados por profesionales, técnicos e investigadores de sectores académicos, privados y públicos. Luego, estos reglamentos deben ser aprobados y puestos en vigencia por alguna instancia gubernamental.



Figura 6.1 Fortalecer capacidades técnicas e institucionales para la reducción del riesgo de desastres es una prioridad en América Latina (Fuente: FAO).

http://www.fao.org/uploads/pics/Programas_y_proyectos_web.jpg

En muchos países, según su grado de descentralización o formas de organización, son las autoridades competentes de las regiones y/o municipios, las encargadas de dictar reglamentos

específicos, o de adaptar reglamentos nacionales, y supervisar la aplicación de los mismos en las localidades.



Figura 6.2 Soluciones al problema de la vivienda con sistemas estructurales repetitivos. Los sistemas no tipificados en las normas requieren de ensayos para evaluar su seguridad ante sismos (Fotografía: cortesía de la Pontificia Universidad Católica de Chile).
<http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-109626/vivienda-social-rural-fnh-equipo-pontificia-universidad-catolica-de-chile>

La carencia o debilidad de instituciones y autoridades competentes para implementar las normas, es un problema común en América Latina, que requiere especial atención. Es necesario fortalecer en cada país, organismos o autoridades competentes que velen por el cumplimiento de las normas, seguimiento y control de obras y proyectos, así como por la aplicación de sanciones por su incumplimiento.

La aprobación de una norma y su puesta en vigencia es, en la mayoría de los países de América Latina, un proceso largo y engorroso, que puede durar, en ocasiones, varios años. Muchas veces, el proceso de consulta y de discusión de la norma no es lo suficientemente participativo como para permitir el acuerdo satisfactorio de todos los actores involucrados.

En general, la elaboración de las normas sísmicas se dificulta por la falta de información técnica y el poco presupuesto destinado a investigación y desarrollo en nuestros países. Muchas veces se adoptan normas extranjeras, normalmente proveniente de Estados Unidos o Europa, y se adaptan en lo posible a las particularidades de cada país. Esto puede traer problemas en aspectos críticos, por ejemplo, en la determinación de la amenaza sísmica y en el uso de factores de reducción de la demanda o de límites de respuesta que no son adecuados ni responden a las características de los materiales y métodos constructivos autóctonos.

Otro problema común en la región, es la ausencia de las capacidades técnicas necesarias para garantizar la supervisión y seguimiento de las construcciones, a fin de procurar una correcta implementación de las normas y reglamentos vigentes.

Este problema se agudiza en localidades apartadas o en zonas urbanas muy pobres, donde predomina la autoconstrucción en asentamientos informales, con poco o ningún control técnico ni seguimiento por parte de las autoridades competentes.



Figura 6.3 Los estudios de vulnerabilidad urbana son una prioridad en la región. Barrio de Río de Janeiro (Fotografía: Chensiyuan).

http://commons.wikimedia.org/wiki/File:%3A1_rio_de_janeiro_slum_2010.jpg



Figura 6.4 Construcción de un prototipo de edificación de adobe para ensayo en laboratorio en la Universidad Pontificia Católica, Lima, Perú (Fuente: B. Orta et al., 2009).

En algunos países, como es el caso de Venezuela, aunque las normas mencionan la existencia de una “autoridad competente”, en la práctica no existen autoridades gubernamentales que se encarguen de implementar la aplicación de las normas sísmicas vigentes. Tampoco existen, como en otros países de la región, instancias gubernamentales o independientes, responsables por estatutos legales, de la revisión obligatoria de los proyectos de edificaciones y de su ejecución. Adicionalmente, problemas como una excesiva burocracia y gran número de barreras administrativas, hacen muy difícil la correcta implementación de las normativas vigentes.

Una mención especial merece el caso de Chile, país que resalta en la región por sus fortalezas institucionales, pero donde el proceso de elaboración y revisión de las normas puede ser muy engorroso. Las normas son enviadas a la Organización Mundial de Comercio para su revisión final. Todo el procedimiento tiene una duración mínima de un año, pero dadas las numerosas instancias de discusión y revisión, los procesos han llegado a demorar diez años. En general, se reconoce que el cumplimiento normativo en Chile es amplio; no se registran falencias masivas por temas de calidad o incumplimiento de los contenidos de planos y especificaciones técnicas.

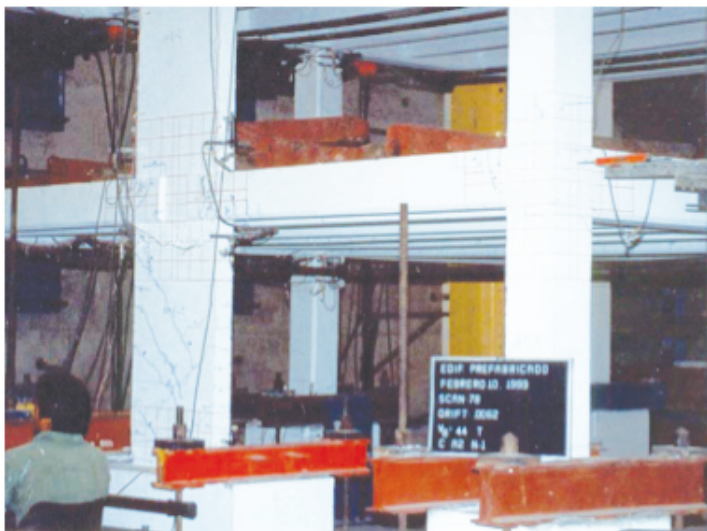


Figura 6.5 Ensayos en laboratorio de sistemas prefabricados bajo cargas sísmicas, UNAM, México (Fuente: Mario E. Rodríguez et al., 2003). <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61806803>.

Los países de América Latina requieren inversión en:

- Fortalecimiento institucional para la actualización, implementación y seguimiento en el cumplimiento de la normativa sísmica.
- Centros de excelencia regionales en investigación y desarrollo y laboratorios experimentales en el área sísmica
- Desarrollo de manuales de aplicación, ejemplos y uso de las normas.
- Redes de investigación e intercambio regional
- Programas de becas, formación profesional y postgrado
- Programas de formación *on-line*
- Redes de Instrumentación y registro de movimientos sísmicos.

A pesar de la importancia de aclarar la competencia de las autoridades y deslindar las responsabilidades de los organismos e instituciones involucrados en el desarrollo, implementación y seguimiento de las normas de seguridad sísmica, es un tema que no está adecuadamente detallado y tratado en muchas de las normas analizadas en este trabajo. Pueden consultarse las tablas incluidas en los anexos de este trabajo para revisar los comentarios de los autores sobre la situación específica de cada país. En todo caso, es un punto que merece ser revisado y tratado con atención.

Asimismo cabe comentar que la mayoría de los países de América Latina requieren inversión en programas de fortalecimiento institucional para reforzar los procesos de elaboración, implementación y seguimiento del cumplimiento de las normas.



Figura 6.6 Ensayo dinámico y estático de estructuras y componentes en el Laboratorio del Instituto de Investigaciones Antisísmicas (IDIA), Universidad de San Juan, Argentina (Fuente: Francisco Crisafulli).

6.3 Formación y capacidades. Postgrados, laboratorios y centros de investigación

En todos los países existen programas de formación universitaria en diversas ramas de la ingeniería, con una duración de cuatro a seis años. En general, no se imparte en la región, a nivel de pregrado, una formación específicamente destinada a la ingeniería sismorresistente, sino que se dan contenidos generales relacionados con la ingeniería civil y se incluyen algunas asignaturas de ingeniería sísmica, en la mayor parte de los casos, orientadas al análisis y a la realización de proyectos de edificaciones, con el uso de programas de cálculo y la aplicación práctica de las normas vigentes en cada país.

En general, aunque los ingenieros egresados de las universidades de América Latina, tienen conocimientos prácticos sobre el tema de diseño sísmico, con la formación recibida no es

de esperar que tengan una comprensión exhaustiva del problema, ni que conozcan con profundidad las limitaciones y el basamento teórico de las normas y programas que utilizan. En nuestra región, los estudiantes que se inician en estos temas, es aconsejable que continúen con estudios de especialización y/o postgrado. En muchos casos se echan de menos manuales aclaratorios con ejemplos resueltos, por ejemplo, entre otros recursos de apoyo, a la hora de enfrentar las demandas del medio profesional.



Figura 6.7 Laboratorio de estructuras del instituto de ensayos de materiales. Ensayos sobre elementos de adobe (Fotografía: FACARTE, Universidad Nacional de Colombia).

http://www.facartes.unal.edu.co/portal/investigacion/tecno/arquitectura_tierra/Adobeusa/ADOBEUSA2007.htm



Figura 6.8 a) Placa y muro de reacción para ensayos con actuadores de 60 y 40 toneladas b) Mesa vibratoria de área 4,5 x 4,5 metros, para ensayos de estructuras de hasta 3 pisos (Fuente: Laboratorio Integrado de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad de los Andes, Colombia).

<http://laboratoriointegrado.uniandes.edu.co/index.php/component/content/article/78-laboratorio-ingenieria-civil/104-equipos>



Figura 6.9 Ensayo en muro de reacción del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (Fuente: Universidad Nacional de Ingeniería, Perú).
<http://www.cismid-uni.org/laboratorio-de-estructuras.html>

En la mayor parte de nuestros países, las principales universidades ofrecen cursos de especialización o maestría donde se pueden profundizar conocimientos en el área de la ingeniería sísmica. Sin embargo, en pocos de ellos se ofrecen formación a nivel doctoral en el área de la ingeniería sismorresistente.



Figura 6.10 Rehabilitación y readecuación sísmica de edificios en Venezuela (Fuente: ALCONPAT, 2010).
<http://ivconpatnacional.blogspot.com/>

Es necesario realizar un gran esfuerzo en los países de América Latina, por desarrollar las capacidades de universidades, postgrados y laboratorios a fin de apoyar la formación de profesionales e investigadores en estas áreas.

Para complementar las capacidades existentes es conveniente crear y fortalecer programas de postgrados integrados en la región, de redes de laboratorios de ensayos, de becas e intercambios de investigadores y profesionales, de organismos de certificación de calidad, entre otros. En la medida en que se estimule la cooperación e intercambio de la investigación y la enseñanza especializada, podrán aprovecharse más los esfuerzos que cada país haga.



Figura 6.11 Uso de aisladores sísmicos en Chile (Fotografía: TENSOCRET).
<http://www.tensocret.com>

Con el avance de las nuevas tecnologías, se facilita, por ejemplo, la implementación de cursos de especialización, maestría y doctorado en el espacio virtual, así como el desarrollo de contenidos técnicos y científicos (libros, manuales, artículos, foros de discusión), que pueden hacerse accesibles a estudiantes y profesionales de toda la región. Esta es una línea de desarrollo que no ha sido suficientemente atendida en América Latina.

6.4 Comentarios sobre proyectos de investigación y líneas prioritarias

En todos los países de la región existen recursos limitados o escasos, que puedan ser destinados a las actividades de investigación y desarrollo. En general, se trata de fondos

públicos, otorgados por organismos de promoción y fomento de las actividades científicas, dependientes de ministerios o secretarías, o fondos de universidades nacionales. La inversión del sector privado es muy pobre, o casi nula, en estas actividades. Algunos países (como Perú, Venezuela, Chile) cuentan con la ayuda de préstamos de organismos multilaterales que alimentan estos fondos destinados a la ciencia, la investigación y desarrollo de tecnología, (BID, Banco Mundial, CAF). No existen fondos particularmente destinados a la investigación en ingeniería sismorresistente.



Figura 6.12 Estaciones de registro de movimientos sísmicos (Fotografía: archivo FUNVISIS).

<http://www.funvisis.gob.ve/noticia.php?id=525>

En la mayoría de los países no existe un ente coordinador que fije prioridades claras y objetivos para la inversión de cada país en I+D. En algunos países, se han creado Ministerios de Ciencia y Tecnología con estas responsabilidades. En general, las propuestas provienen de investigadores o grupos de investigadores que presentan proyectos con el fin de optar a los fondos públicos disponibles.

La infraestructura de laboratorios y equipos de ensayos en la región, es insuficiente. Se requieren programas de inversión para crear uno o varios centros de excelencia en ingeniería sísmica para América Latina, y laboratorios actualizados con tecnología de punta, que permitan la realización de ensayos de gran escala, sobre componentes y estructuras completas. Al mismo tiempo es necesario crear programas de intercambio y acuerdos de cooperación internacionales para aprovechar las capacidades y las infraestructuras existentes o por desarrollar.

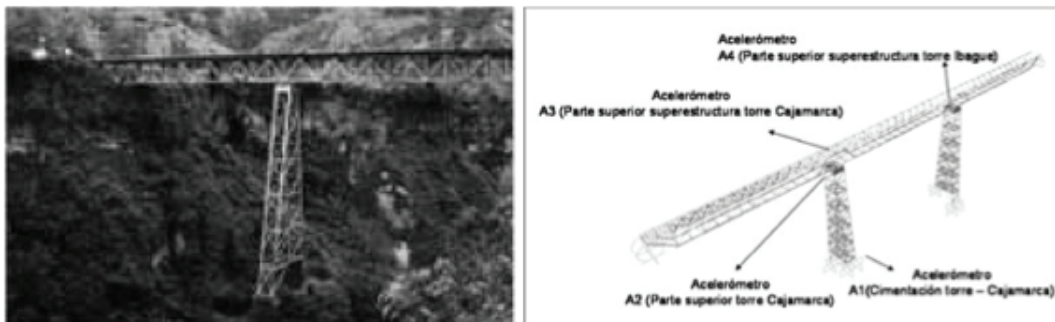


Figura 6.13 Instrumentación de puentes para estudios de comportamiento sísmico (Cajamarca, Colombia) (Fuente: MUÑOZ, Edgar et al., 2008).
http://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S071850732008000300001&lng=es&nrm=iso. ISSN 0718-5073.

Algunos temas y líneas de investigación prioritarias pueden ser identificados en la región:

- Amenaza sísmica a nivel regional y local. Zonas fronterizas.
- Amenaza y vulnerabilidad urbana en las principales ciudades
- Confiabilidad del diseño sismorresistente.
- Comportamiento sísmico de edificios de muros de concreto armado, altos y rígidos, que se han popularizado en varios países de la región (Chile, Perú, Colombia, por ejemplo). Particularmente, los problemas de modelado, las prescripciones normativas, la interacción suelo-estructura y la respuesta de estas estructuras sobre suelos muy blandos, son algunos de los aspectos a considerar.
- Uso de Aisladores y amortiguadores sísmicos.
- Utilización de nuevos materiales y sistemas constructivos.
- Rehabilitación y refuerzo de estructuras existentes.
- Viviendas de uno a dos pisos.



ANEXO A - Argentina
Francisco J. Crisafulli

Normas para el diseño sismorresistente Informe país: Argentina

A.1 Identificación de la norma sísmica

En este informe se presenta una revisión del siguiente reglamento:
INPRES-CIRSOC 103. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes

El reglamento está constituido por cuatro partes:

Parte I. Construcciones en general (2012)

Parte II. Construcciones de Hormigón Armado y Pretensado (2005)

Parte III. Construcciones de Mampostería (1991)

Parte IV. Construcciones de Acero (2005)

El presente informe se limita principalmente a comentar la última versión de la Parte I, que se encuentra en etapa de discusión pública y se espera que entre en vigencia en el año 2014.

A.2 Alcance

“Este Reglamento se aplica a todas las construcciones nuevas que se ejecuten dentro del territorio de la República Argentina. Además se aplica a la rehabilitación de las construcciones existentes y a la reparación de construcciones que resultaran dañadas por la acción de los sismos.”

“El presente Reglamento servirá de lineamiento fundamental en los aspectos pertinentes para aquellas construcciones u obras de extraordinaria importancia que por su naturaleza requieran estudios especiales.”

“Estos requerimientos se complementan con las prescripciones contenidas en los reglamentos INPRES CIRSOC 103/ PARTE II, PARTE III Y PARTE IV, correspondientes a construcciones de hormigón armado, mampostería y acero; y las correspondientes a los Reglamentos Argentinos CIRSOC 201, 301, 401, 501, 601 y 701; cuyos principios y requerimientos deberán aplicarse con carácter general, excepto aquellos que resulten específicamente modificados por las prescripciones contenidas en esta PARTE I.”

Se concluye que el reglamento es de aplicación para construcciones nuevas y también para la rehabilitación o reparación de las existentes. Los requerimientos están orientados principalmente a obras edilicias o similares, si bien sus criterios pueden aplicarse para otro tipo de construcciones que no cuentan con un reglamento específico.

Actualmente se prepara un reglamento para puentes.

Las construcciones de madera no cuentan con un reglamento específico para diseño sismorresistente, si bien es de aplicación la Parte I en lo que se refiere a evaluación de la acción sísmica, verificación de deformaciones, análisis, modelación, etc.

A.3 Filosofía general de la norma

El reglamento INPRES-CIRSCO define la acción sísmica a partir de un terremoto de diseño, el cual permite determinar las fuerzas sísmicas laterales equivalentes o las aceleraciones espectrales. Este terremoto se ha definido a partir de la escasa información instrumental disponible, con criterio ingenieril y tomando como referencia los reglamentos norteamericanos. A pesar de las incertidumbres, puede considerarse que el terremoto de diseño, se ha definido a partir de un terremoto máximo considerado (MCE) que presenta una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años. Se considera un factor de destino, el cual aumenta la acción sísmica a medida que se incrementa la importancia de la construcción.

La acción sísmica definida a partir del espectro de diseño elástico se reduce en consideración, como factores principales, de la sobrerresistencia estructural y de la ductilidad del sistema. Para ello se aplica un factor de respuesta o factor de reducción R , cuyos valores usuales varían entre 3 y 7, según el tipo de estructura.

El reglamento requiere la verificación de la distorsión de piso, para lo cual se determinan los desplazamientos laterales últimos (multiplicando los desplazamientos laterales elásticos por el factor de amplificación de desplazamientos C_d). Los valores límites de distorsión varían entre 1.0 y 2.52%, según el destino de la construcción y las características de los elementos no estructurales.

También se definen las dimensiones mínimas que tienen que tener las juntas de separación entre construcciones aledañas o entre bloques adyacentes de una misma construcción.

Para las estructuras de hormigón armado (Parte II) se considera explícitamente el método de diseño por capacidad. Esta parte del reglamento se basa en las normas neozelandesas.

Las estructuras consideradas explícitamente son pórticos, muros o tabiques y muros acoplados.

Las estructuras de mampostería (Parte III) se diseñan a partir de una serie de requerimientos que surgieron a nivel local a partir de la experiencia e investigación. Se incluyen dos tipos principales de muros resistentes: la mampostería encadenada o confinada (con vigas y columnas de hormigón armado que se construyen luego de levantar el muro de mampostería) y la mampostería reforzada con armadura distribuida. Se requiere la verificación de todos los muros de mampostería (resistentes o no) ante acciones sísmicas perpendiculares al plano del muro.

En el caso de estructuras de acero (Parte IV), se aplica indirectamente el método de diseño por capacidad, de acuerdo a los criterios indicados por el reglamento ANSI/AISC 341.

A.4 Objetivos de desempeño

Se transcriben los objetivos indicados por el reglamento:

“Este Reglamento establece los requisitos básicos a cumplir en el diseño, cálculo, ejecución, reparación y refuerzo de las construcciones y de sus partes componentes con el objeto de considerar en ellas el efecto sísmico.”

“Las acciones sísmicas de diseño, procedimientos de análisis estructural, requisitos de resistencia, rigidez y estabilidad, disposiciones constructivas y previsiones generales se establecen con el propósito principal de evitar colapso total o parcial de la construcción y pérdidas de vida, no de limitar los daños o mantener las funciones de las construcciones luego de la ocurrencia de un terremoto destructivo.”

De modo que puede concluirse que el objetivo principal es evitar el colapso total o parcial de las construcciones para proteger a las personas.

A.5 Resumen del contenido y aspectos resaltantes

El reglamento, dividido en cuatro partes, cubre detalladamente los siguientes aspectos: evaluación de la acción sísmica, métodos de análisis, criterios de modelación, control de distorsiones de pisos, fundaciones, partes de la construcción y elementos no estructurales, diseño de estructuras de hormigón armado, mampostería y acero. Se considera que el reglamento está actualizado y se ajusta a criterios modernos reconocidos internacionalmente.

A.6 Principales aportes, fortalezas, ventajas y aspectos novedosos

Como se mencionó previamente, la parte de acciones y de estructuras de acero se basan en reglamentos norteamericanos que han sido adaptados a la realidad del país, mientras que la parte de estructuras de hormigón armado sigue los criterios del diseño por capacidad desarrollado en Nueva Zelanda.

El aporte principal del reglamento se relaciona con el diseño de las estructuras de mampostería, en particular de la mampostería encadenada. Este tipo de estructuras se emplea en la zona oeste del país desde la década de 1930 (cuando fue introducido en el país por inmigrantes italianos) para construcciones bajas de 1 a 3 pisos. Los requerimientos reglamentarios se basan en una larga experiencia y en las investigaciones desarrolladas en las Universidades de Córdoba, Cuyo y San Juan con materiales y técnicas constructivas locales. La verificación considera no solo el muro de mampostería sino también los encadenados que lo rodean. Un aspecto distintivo es que debe diseñarse la viga de encadenado y las columnas deben verificarse para resistir parte del corte total resistido por el muro.

Otro aspecto interesante se relaciona con el cálculo de estructuras formadas por pórticos de hormigón armado con rellenos de mampostería. En este caso el reglamento considera que los paneles de relleno no son muros resistentes, sin embargo reconoce el efecto estructural que pueden tener y requiere una doble verificación en la que debe considerarse que inicialmente los rellenos tienen rigidez y pueden modificar el comportamiento estructural (para lo cual puede usarse el modelo de la biela equivalente) y luego los rellenos se degradan por la fisuración y debe considerarse que el pórtico solo debe resistir la acción del sismo. Esta doble verificación permite detectar casos desfavorables de piso flexible, columna corta, viga corta, irregularidades torsionales, etc, generados por la presencia de los rellenos de mampostería.

A.7 Limitaciones y debilidades de la norma.

La revisión del reglamento vigente indica que no se detectan limitaciones o debilidades de importancia. Como se indica en el punto 1.2.8) se considera conveniente avanzar con el desarrollo de nuevos requerimientos destinados a aumentar los alcances del reglamento actual.

A.8 Comparación con otras normas que se deseen resaltar

El actual reglamento es comparable con normas norteamericanas (SEI/ASCE 7 y ANSI/AISC 341) y neozelandesas (NZS 3101), dado que esos fueron los documentos de referencia para su elaboración.

A.9 Recomendaciones o comentarios sobre eventuales o necesarios cambios y actualizaciones

Se considera que la norma se encuentra debidamente actualizada y se basa en criterios modernos aceptados internacionalmente. No obstante ello es conveniente avanzar con las tareas para editar requerimientos específicos para el diseño sismorresistente de puentes y de estructuras de madera. Además, es recomendable incluir un procedimiento más completo y detallado para la rehabilitación y reparación de construcciones existentes.

A.10 Comentarios técnicos adicionales por país

A.10.1 Evaluación y readecuación de estructuras existentes

El tema de evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras no está contemplado en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte I, vigente, si bien se ha incorporado un método simplificado en la nueva versión que entrará en vigencia en el año 2014. No obstante ello, y dada la importancia del tema, actualmente el INPRES (Instituto Nacional de Prevención Sísmica) esta desarrollando conjuntamente con un grupo de universidades una propuesta para incluir en el reglamento un procedimiento completo de evaluación estructural y rehabilitación. La propuesta adopta como documento base de referencia: ASCE-SEI 41-06: *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers*.

A.10.2 Amenaza sísmica. Formas espectrales

El país se encuentra dividido en 5 zonas, de acuerdo a la amenaza sísmica propia de cada una de ellas, ver **Figura A.1**. La zona 0 comprende la mitad Oeste del país y se caracteriza por una aceleración máxima del terreno de 0.04g, mientras que la zona 4 abarca el Norte de Mendoza y el Sur de San Juan, con una aceleración máxima del terreno de 0.35g.

En la zona sísmica 4 es donde se han producido los terremotos más destructivos (ver **Figura A.2**) en los últimos 250 años. Los sismos más importantes fueron:

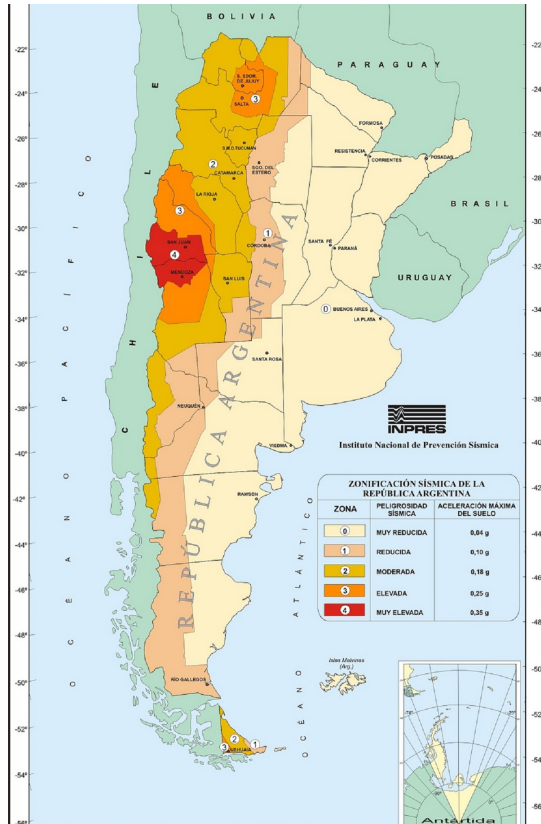


Figura A.1 Zonas sísmicas de Argentina (Fuente: Instituto Nacional de Prevención Sísmica).

- 22 de mayo de 1782: Se produjo el primer terremoto importante que afectó a la ciudad de Mendoza desde su fundación. Ocasiónó daños en varias construcciones sin producir víctimas. La intensidad máxima estimada alcanzó los VIII grados en la escala Mercalli modificada y tuvo una magnitud estimada $M=7.0$ grados en la escala de Richter.
- 20 de marzo de 1861: Se produjo el terremoto porcentualmente más destructivo de toda la historia Argentina. Destruyó a la ciudad de Mendoza y dejó alrededor de 6.000 muertos sobre una población total de 18.000 habitantes. La intensidad máxima estimada alcanzó los IX grados en la escala Mercalli modificada y tuvo una magnitud estimada $M=7.0$ grados en la escala de Richter.

- 15 de Enero de 1944. Epicentro en San Juan, tuvo una $M_s=7.4$ y produjo cuantiosos daños y heridos.
- 23 de Noviembre de 1977: Epicentro en Caucete, una zona rural de baja densidad poblacional, con magnitud $M_s=7.4$. Produjo daños en ciudades vecinas y se registraron numerosos casos de licuación de suelos.
- 6 de enero de 1985: Causó daños considerables en todo el Gran Mendoza, con epicentro en Barrancas, Maipú. Se reportaron 6 muertos, 238 heridos y 12.500 viviendas destruidas. Los departamentos más afectados fueron Godoy Cruz, Las Heras y Capital. La intensidad máxima estimada alcanzó los VIII grados en la escala Mercalli modificada y tuvo una magnitud $M_b=6.0$.

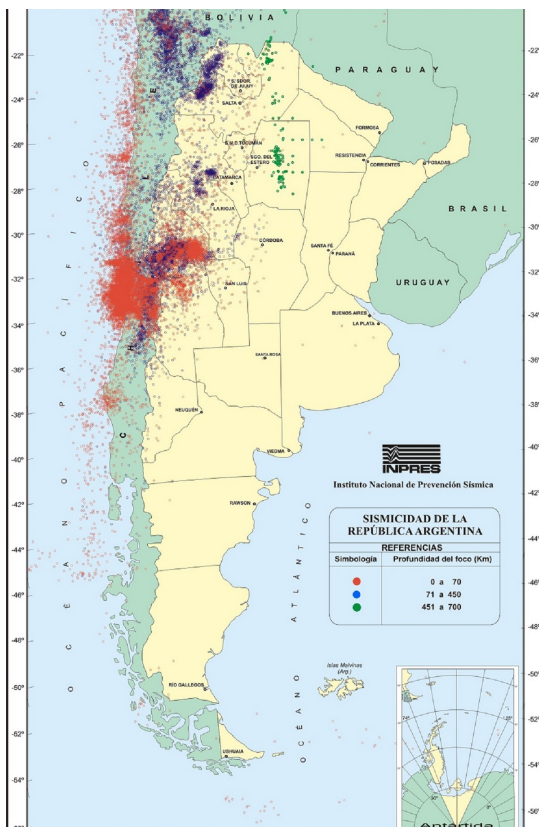
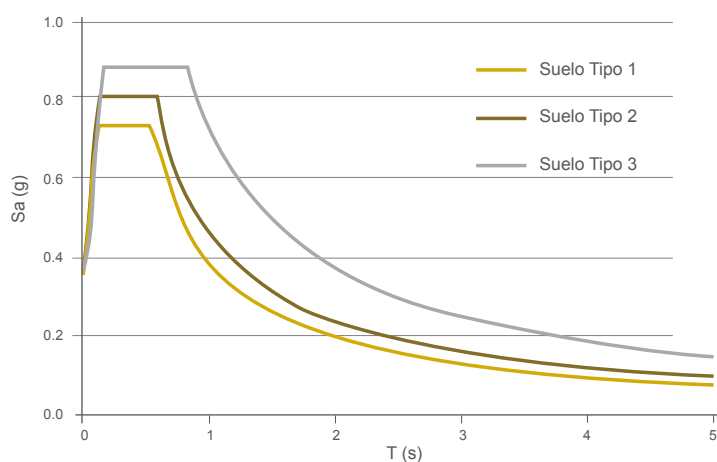


Figura A.2 Sismicidad histórica en Argentina (Fuente: Instituto Nacional de Prevención Sísmica).

El sitio de construcción se clasifica en 6 grupos según el tipo de suelo a partir de criterios que dependen de la velocidad de las ondas de corte, del número de golpes del ensayo SPT o de la resistencia del suelo. Los suelos dinámicamente inestables (peligro de licuación) requieren de estudios especiales.

Las curvas espectrales se definen para las distintas zonas sísmicas en la que se divide el país y para tres tipos de suelos. Cada curva espectral está formada por una poligonal de cuatro tramos (el primero lineal, el segundo constante y luego dos tramos decrecientes en forma inversamente proporcional a T y a T^2 , respectivamente). A modo de ejemplo, la **Figura A.3** presenta los espectros de aceleración para las zonas sísmicas 3 y 4. Las curvas de espectro de aceleración pueden utilizarse para derivar los espectros de desplazamientos.

Zona Sísmica 3



Zona Sísmica 4

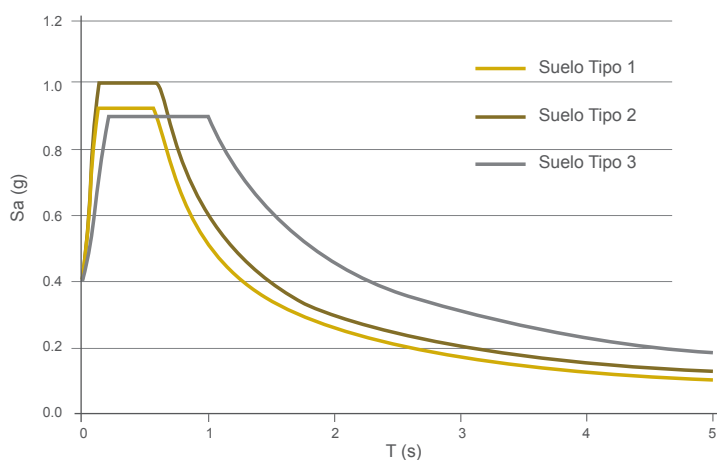


Figura A.3 Espectros de aceleración para zonas sísmicas 4 y 3 de Argentina (Fuente: F. Crisafulli).

El reglamento indica que la acción sísmica debe incluir el efecto de la componente vertical del sismo. Para ello define una aceleración vertical igual a la aceleración máxima del terreno

(PGA) dividido 2. Esta aceleración se aplica a las cargas permanentes (D) a los efectos de definir las fuerzas sísmicas verticales.

A.10.3 Viviendas de uno y dos pisos

Las viviendas de uno y dos pisos se construyen, casi en su totalidad, con estructura de mampostería confinada y hormigón armado. El uso de estructuras de acero es muy raro, mientras que la madera se usa principalmente para estructura de cubierta.

En las zonas urbanas la construcción se realiza bajo la supervisión de las municipalidades, quienes inspeccionan el proceso constructivo con distinto grado de rigurosidad.

En las zonas rurales, en general, el control es menor, debido principalmente a la falta de personal (inspectores) para recorrer extensas zonas.

El uso del adobe se encuentra prohibido, si bien en las zonas rurales aún se emplea para viviendas autoconstruidas. En los últimos años se observa que algunos grupos profesionales, liderados principalmente por arquitectos, están impulsando el uso de adobe a partir de consideraciones ambientales (bajo consumo energético para la fabricación, aislamiento térmico, etc). Estos grupos han realizados gestiones para que se permita el uso de este material, sin embargo la prohibición aún persiste.

A.10.4 Sistemas de disipación de energía y aislamiento sísmico

El uso de sistemas de protección sísmica, como aislamiento sísmico y la aplicación de disipadores de energía, es aún incipiente. El primer edificio con aisladores se construyó en Mendoza, en el año 2008 para una residencia de estudiantes universitarios (utilizando aisladores de resorte combinados con amortiguadores viscosos), y actualmente se construye otro destinado a un laboratorio que albergará microscopios electrónicos. En este último caso se usarán aisladores de goma.

Los disipadores de energía se han utilizado a nivel de investigación en diversas universidades del país (Universidad Nacional de San Juan, Universidad Nacional de Cuyo, Universidad Tecnológica Nacional), mediante la fabricación y ensayo de estructuras con disipadores por fluencia del acero (ADAS, TADAS y barras de pandeo restringido). Actualmente hay varios proyectos de investigación en desarrollo, con lo cual se espera que el uso de los sistemas de protección sísmica se incremente en el futuro.

A.10.5 Factores de reducción

La normativa vigente considera factores de reducción similares a los indicados por el reglamento ASCE/SEI 7-10. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, si bien los valores y tipos estructurales se han ajustado a las características propias del país. A modo de ejemplo se presenta la **Tabla A.1** (parcial) del INPRES-CIRSOC 103. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte I. Construcciones en general (2012) con los valores de los factores de comportamiento (factor de reducción, R , factor de amplificación de desplazamientos, C_d , y factor de sobrerresistencia, W_o) para construcciones de hormigón armado y mampostería.

Tabla A.1 Factores de comportamiento (parcial).

Mater.	No.	Tipo estructural	R	C_d	Ω_o
Estructuras de hormigón armado	1	Tabiques aislados y acoplados (a)	$5z < (3^a + 5)/z < 7$	R	2,5
	2	Pórticos con ductilidad completa (b), (c)	7	5,5	3
	3	Sistema dual Pórtico-Tabique	6	5	2,5
	4	Estructuras con diagonales concéntricas (d)	4	4	2,5
	5	Estructuras rigidizadas con diagonales excéntricas	6	4	2,5
	6	Columnas en voladizo	2,5	2,5	1,5
	7	Estructuras con ductilidad limitada (b)	3,5	3,5	2,5
Estructuras de mampostería	Ladrillos Cerámicos Macizos				
	8	Encadenada simple	3	2,3	2,5
	9	Encadenada armada	3,5	2,5	2,5
	10	Reforzada con armadura distribuida	4	3	2,5
	11	Sin encadenados	1,5	2	2
	Bloques Huecos Portantes Cerámicos				
	12	Encadenada simple	2	2,3	2,5
	13	Encadenada armada	2,5	2,5	2,5
	14	Reforzada con armadura distribuida	3	3	2,5
	Bloques Huecos Portantes de Hormigón				
	15	Encadenada simple	2,5	2,3	2,5
16	Encadenada armada	3	2,5	2,5	
17	Reforzada con armadura distribuida	3,5	3	2,5	

A.10.6 Problemas de modelado y aplicación de la norma

El procedimiento de análisis se debe seleccionar teniendo en cuenta las características de la construcción (destino y altura) y la regularidad estructural en planta y en elevación. Para el caso de estructuras de importancia o bien estructuras irregulares se requiere la aplicación de métodos dinámicos. El reglamento indica que en caso de estructuras con irregularidad muy severa, la misma debe re-diseñarse.

El reglamento presenta algunas pautas y criterios para la modelación que se usará en el análisis estructural para determinar solicitaciones y deformaciones. Entre los aspectos más relevantes se pueden mencionar los siguientes:

- El análisis se realiza considerando comportamiento lineal y elástico. Se debe considerar la rigidez de la sección fisurada en el caso de materiales como hormigón armado o mampostería. Se admite una redistribución del corte de hasta un 30% entre los elementos del sistema estructural, manteniendo el equilibrio. Se aceptan otros métodos para el análisis estructural (pushover, análisis dinámico no lineal), si bien en ese caso el proyectista debe presentar una justificación de los procedimientos y de la interpretación de los resultados a satisfacción de la Autoridad de Aplicación.
- Los modelos dinámicos deben representar el carácter espacial de la estructura, salvo cuando se trate de estructuras con simétricas en planta, en cuyo caso es posible utilizar modelos 2D.
- El modelo debe considerarse la deformabilidad del sistema de fundación. Para ello se recomienda, como procedimiento simple, representar las bases, cimientos y pilotes mediante resortes elásticos cuyas propiedades se determinan según los procedimientos de la mecánica de suelos.
- Los entrepisos pueden modelarse como diafragmas rígidos si se cumple criterios geométricos y mecánicos, caso contrario deben representarse como diafragmas flexibles en su plano.
- Los efectos P-Delta deben considerarse en el análisis cuando el coeficiente de estabilidad sea mayor que 0.10.
- El efecto de la mampostería en pórticos rellenos o en muros de mampostería encadenada puede representarse a partir del modelo de la biela equivalente.

A.10.7 Evaluación de la confiabilidad del diseño y de la estructura

El reglamento no indica un proceso de evaluación de la confiabilidad estructural. La misma dependerá no sólo de la adecuada aplicación del reglamento, sino también de la calidad de los materiales empleados, del proceso constructivo, detalles estructurales, etc.

A.11 Comentarios generales sobre otros aspectos, a ser incorporados en el informe:

A.11.1 Comentarios sobre la metodología y soporte institucional con que se desarrollan, se aprueban y se instrumentan las normas sísmicas en cada país

Los reglamentos vinculados a las construcciones civiles son preparados y editados por el Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales para la Seguridad de las Obras Civiles, CIRSOC, (<http://www.inti.gov.ar/cirsoc/>). Esta organización es de carácter gubernamental, si bien cuenta entre sus miembros con representantes del sector académico, industrial y profesional. De acuerdo con la misión de CIRSOC, un aspecto fundamental en el desarrollo de los reglamentos es la consideración de los aspectos técnicos y económicos propios del país y de sus regiones.

En el caso particular de los reglamentos de diseño sismorresistente, CIRSOC desarrolla su tarea en conjunto con el Instituto Nacional de Prevención Sísmica, INPRES (<http://www.inpres.gov.ar/>), de modo que esos reglamentos se denominan INPRES-CIRSOC.

El proceso general seguido para el desarrollo, aprobación y puesta en vigencia de los reglamentos se resume en la **Tabla A.2**.

Los reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSCO se basan en las normas IRAM (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, <http://www.iram.org.ar/>) para definir las características de los materiales estructurales y los procedimientos de ensayo de los mismos.

Argentina es un país republicano y federal, integrado por provincias, las cuales a su vez se dividen institucionalmente en municipalidades. Estas tienen autoridad para dictar sus propias reglamentaciones y realizar el control de las construcciones privadas, de modo que representan la autoridad competente para la aplicación de los reglamentos de diseño.

Este criterio general presenta ciertas excepciones, por ejemplo para el caso de presas, centrales nucleares, puentes, donde existen organismos gubernamentales que se desempeñan como autoridad competente. Algunas de estos organismos editaron reglamentos específicos, como es el caso del reglamento de puentes de la Dirección Nacional de Vialidad, si bien estos no cubren aspectos de diseño sismorresistente.

El control de los proyectos y seguimiento de las obras se realizan con un grado de efectividad que es variable en los distintos municipios. En general, se aplican criterios más estrictos en las zonas de mayor amenaza sísmica (Provincias de Mendoza y San Juan) y en las municipalidades de los mayores centros urbanos, que cuentan con un sistema de revisión y seguimiento más organizado (mayor disponibilidad de medios técnicos y recursos humanos).

Tabla A.2 Resumen del procedimiento de desarrollo de un reglamento.

Etapa	Paso	Acción principal	Duración
Inicial	1	Definición de criterios generales y selección del equipo de trabajo	2 meses
Propuesta del reglamento	2	Edición	12 meses
	3	Revisión	
	4	Aprobación por el Comité Ejecutivo de CIRSOC	
Desarrollo	5	Edición	6 meses
	6	Revisión	
	7	Aprobación por el Comité Ejecutivo de CIRSOC	
Revisión	8	Discusión pública y presentación de comentarios y sugerencia	9 meses
	9	Revisión de comentarios y sugerencias por parte del equipo de trabajo	4 meses
	10	Revisión a cargo de la Secretaría de Obras Públicas (Gobierno Nacional)	2 meses
	11	Aprobación por el Comité Ejecutivo de CIRSOC	
Publicación	12	Aprobación de la Secretaría de Obras Públicas (Gobierno Nacional)	1 mes
Distribución	13	Gobiernos provinciales y municipales adoptan el reglamento	

A.11.2 Comentarios sobre aspectos de formación y nivel educativo

Los ingenieros civiles son los profesionales habilitados legalmente para realizar el cálculo estructural de todas las obras civiles.

La ingeniería civil está comprendida entre las profesiones reguladas por el Estado (cuyo ejercicio pudiera comprometer el interés público poniendo en riesgo de modo directo la salud, la seguridad, los derechos, los bienes o la formación de los habitantes) según La Ley Nacional de Educación Superior Nro. 24.521 de 1995. Es por ello que se ha implementado un sistema obligatorio de acreditación de las carreras de ingeniería civil, a cargo de la Comisión Nacional de Evaluación y Acreditación Universitaria, CONEAU. El proceso de acreditación asegura el cumplimiento de requisitos tales como contenidos curriculares, carga horaria mínima, criterios para la formación práctica y estándares de acreditación.

El plan de estudios de las carreras de ingeniería civil tiene una duración de 5 años o 5 años y medio, en los cuales se brinda una fuerte formación básica incluyendo una práctica profesional obligatoria de 200 hs como mínimo.

La preparación en ingeniería sísmica es variable, dependiendo principalmente de la zona en la que se ubica la universidad. En las zonas de baja amenaza sísmica (zona Este del país), se cumple con los contenidos mínimos para la acreditación y estos temas se presentan resumidamente en asignaturas como Análisis Estructural, Hormigón Armado y Construcciones de Acero. En las zonas de alta sismicidad, cercanas a la Cordillera de los Andes, la formación es más intensa y usualmente los planes de estudio incluyen una asignatura específica, como Ingeniería Sismorresistente, más temas adicionales en otras asignaturas.

En la actualidad los arquitectos también están habilitados para realizar el cálculo de edificios, en cualquier parte del país, si bien en la práctica se limitan al proyecto arquitectónico, particularmente en la zona oeste y centro del país donde se requiere realizar la verificación sísmica.

A.11.3 Comentarios generales sobre proyectos de investigación y líneas de trabajo consideradas prioritarias

Las actividades de investigación en Argentina son impulsadas y financiadas por organismos nacionales, como la Agencia Nacional de Promoción Científica y Tecnológica y el Consejo

Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, y por las universidades (con fondos de su propio presupuesto). Se destaca el programa PICTO-Riesgo Sísmico.

El sector privado tiene una participación creciente en la financiación de tareas de investigación, sin embargo, en el caso particular de la ingeniería sísmica ese aporte es escaso. En general, el aporte se limita a la donación de materiales para la construcción de modelos para ensayos de laboratorio.

En la actualidad los proyectos en desarrollo abarcan temas como criterios generales de diseño sismorresistente, evaluación y rehabilitación de estructuras, sistemas de protección sísmica (aisladores y disipadores), estructuras de hormigón armado y mampostería, etc.

En relación con el proyecto Geópolis, y a modo de opinión personal, considero que el aspecto normativo es de fundamental importancia y representa un tema prioritario. Si bien es difícil pensar en un reglamento unificado para todos los países de Latinoamérica, es posible plantear criterios mínimos que deben contener los reglamentos de diseño sismorresistente. En particular, es muy necesario disponer de pautas y recomendaciones para la evaluación de estructuras existentes y para la eventual rehabilitación sísmica. Este es un tema que, si bien se le ha prestado menos atención que al diseño de construcciones nuevas, tiene gran impacto en el proceso de reducir la vulnerabilidad sísmica.

En segundo término considero que las estructuras de mampostería son un tema prioritario, dado que su uso está muy difundido en Latinoamérica. Dentro de este tema, los criterios de diseño y la modelación de muros de mampostería encadenada son aspectos que deben investigarse dado que aún hoy persisten dudas e incertidumbres al respecto. De igual modo, la modelación y evaluación de pórticos con rellenos de mampostería (aspecto que se vincula a la evaluación y rehabilitación de estructuras) representa un tema de interés.

Finalmente, considero conveniente incluir como tema prioritario el uso de construcciones de acero en estructuras sismorresistentes. Si bien puede argumentarse que este material tiene poca aplicación muchos países de Latinoamérica, las ventajas de su aplicación (principalmente por tratarse de un material industrializado) podrían contribuir en forma eficiente a reducir la vulnerabilidad. Los temas a investigar pueden acotarse, para considerar solamente algunos aspectos particulares, tales como la aplicación del acero a viviendas de 1 o 2 plantas y a la rehabilitación sísmica de estructuras existentes. Este último aspecto se relaciona también con el tema de rehabilitación sísmica mencionado previamente.

TABLA SÍNTESIS - ARGENTINA

NORMAS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE SÍNTESIS DE INFORMACIÓN (Argentina)	
Brevísima Historia:	
Norma Vigente: INPRES-CIRSOC 103. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes Parte I. Construcciones en general (2012).	
Estado Actual: la Parte I se encuentra en etapa de discusión pública y se espera que entre en vigencia en el año 2014.	
Normas y especificaciones relacionadas	“Estos requerimientos se complementan con las prescripciones contenidas en los reglamentos INPRES CIRSOC 103/ PARTE II, PARTE III Y PARTE IV, correspondientes a construcciones de hormigón armado, mampostería y acero; y las correspondientes a los Reglamentos Argentinos CIRSOC 201, 301, 401, 501, 601 y 701; cuyos principios y requerimientos deberán aplicarse con carácter general, excepto aquellos que resulten específicamente modificados por las prescripciones contenidas en esta PARTE I.”
Otras normas, reglamentos o especificaciones a las cuales se hace referencia en las normas sísmicas	El actual reglamento es comparable con normas norteamericanas (SEI/ASCE 7 y ANSI/AISC 341) y neozelandesas (NZS 3101), dado que esos fueron los documentos de referencia para su elaboración.
SÍNTESIS DE LA FILOSOFÍA DE DISEÑO O ESTRATEGIA PREVENTIVA	
Objetivos de desempeño: Las edificaciones que cumplan con la Norma deben satisfacer las siguientes limitaciones:	Las acciones sísmicas de diseño, procedimientos de análisis estructural, requisitos de resistencia, rigidez y estabilidad, disposiciones constructivas y previsiones generales se establecen con el propósito principal de evitar fallas estructurales importantes y pérdidas de vida. El terremoto de diseño, se ha definido a partir de un terremoto máximo considerado (MCE) que presenta una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años. Se considera un factor, según la importancia de la estructura, que incrementa la acción sísmica. Sólo se considera este sismo de diseño y sólo un nivel de desempeño. La versión 2012 del reglamento no considera el caso de sismos frecuentes de menor magnitud.
Cuantificación del desempeño	La norma argentina no contempla ni cuantificación ni verificación de las condiciones de desempeño, ya que sólo se hace un análisis asociado a las condiciones de sollicitación sísmica generadas por un sismo de diseño (no hay verificaciones explícitas de condiciones asociadas a sismos moderados).
Probabilidad de Excedencia aceptada, para el sismo de diseño	2% en 50 años de vida útil.
	Otras, función del factor de importancia.

Importancia de la estructura	Artículo 2.4. Las aceleraciones espectrales se afectan por un coeficiente que tiene en cuenta el destino y función de la obra. Se consideran 4 casos, con valores de decrecientes según la importancia de 1.5, 1.3, 1.0 y 0.8, para los tipos de estructuras Ao (estratégicas), A (uso público), B (viviendas), C (estructuras aisladas). No se dispone de información sobre la probabilidad de excedencia y el período de retorno asociados a dichos valores.
Sismo de Servicio	La versión 2012 del reglamento no considera el caso de sismos frecuentes de menor magnitud.
ALCANCE GENERAL	
<p>La norma se aplica a construcciones nuevas y también para la rehabilitación o reparación de las existentes. Está orientada principalmente a obras edilicias o similares.</p> <p>Sus criterios pueden aplicarse para otro tipo de construcciones que no cuentan con un reglamento específico.</p> <p>El reglamento, dividido en cuatro partes, cubre detalladamente los siguientes aspectos: evaluación de la acción sísmica, métodos de análisis, criterios de modelación, control de distorsiones de pisos, fundaciones, partes de la construcción y elementos no estructurales, diseño de estructuras de hormigón armado, mampostería y acero. .</p>	
CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA	
General	Las curvas espectrales se definen para las distintas zonas sísmicas en la que se divide el país, considerando tres casos (según la clasificación del suelo) y un factor de amortiguamiento del 5%. Cada curva espectral está formada por una poligonal de cuatro tramos (el primero lineal, el segundo constante y luego dos tramos decrecientes en forma inversamente proporcional a T y a T ² , respectivamente).
Mapas de Zonación	El país se encuentra dividido en 5 zonas, de acuerdo a la amenaza sísmica propia de cada una de ellas, ver Figura 1. La zona 0 comprende la mitad Oeste del país y se caracteriza por una aceleración máxima del terreno de 0.04g, mientras que la zona 4 abarca el Norte de Mendoza y el Sur de San Juan, con una aceleración máxima del terreno de 0.35g.
Clasificación de Terrenos de Fundación	El sitio de construcción se clasifica en 6 grupos según el tipo de suelo a partir de criterios que dependen de la velocidad de las ondas de corte, del número de golpes del ensayo SPT o de la resistencia del suelo (criterio similar al definido por el reglamento ASCE 7). Los suelos dinámicamente inestables (peligro de licuación) requieren de estudios especiales.
Factores que modifican el espectro	Para construir el espectro de diseño, se consideran, factores de importancia y el factor de modificación de respuesta o de reducción R (que depende del sistema estructural y se encuentra tabulado en el reglamento). La versión 2012 del reglamento no considera la influencia de la proximidad a fallas activas para la definición del espectro.
Espectros de Diseño	La definición del espectro de diseño para cada zona sísmica se realiza en forma similar a la ASCE 7. El procedimiento se ha simplificado mediante valores tabulados, una aceleración efectiva en suelo tipo B y dos parámetros espectrales (Ca y Cv). Se consideran 4 zonas sísmicas y 3 tipos de respuestas espectrales, según la clasificación del sitio de emplazamiento (influencia del suelo). El espectro de diseño elástico se reduce en consideración de la sobrerresistencia estructural y de la ductilidad del sistema. Para ello se aplica un factor de respuesta o factor de reducción R, cuyos valores usuales varían entre 3 y 7, según el tipo de estructura.

Espectros de desplazamiento	La norma no define explícitamente espectros de desplazamiento, si bien dichos espectros pueden derivarse en forma simple del espectro de aceleración.
Espectros de velocidades	La norma no los define ni utiliza.
Ductilidad	Se define un factor R (factor de reducción del espectro elástico normativo) que depende de la sobrerresistencia estructural Ω_o y la ductilidad del sistema $R\mu$. Estos valores son independientes del periodo estructural, de las irregularidades que pueda tener la construcción y del tipo de análisis que se va a aplicar. Son valores globales para toda la estructura, que la norma indica en tablas para cada tipología estructural. Para obtener los desplazamientos últimos, los desplazamientos elásticos determinados a partir de fuerzas o espectros reducidos por ductilidad deben multiplicarse por el factor de reducción: $d_u = d_e R$.
Estudios de Sitio	Los suelos dinámicamente inestables (peligro de licuación) requieren de estudios especiales. Para caracterizar el suelo es necesario realizar estudios geotécnicos, cuyos requisitos generales se definen en el CIRSCO 401 (en etapa de aprobación). La versión del año 2012 no considera la influencia de la proximidad a fallas activas.
Efectos de Interacción Suelo-Estructura	La norma no exige la consideración de la interacción suelo-estructura, ni presenta pautas para su realización, si bien requiere la consideración de la deformabilidad del suelo en casos de estructuras de los grupos de mayor importancia. Para ello se usan métodos simplificados, como el uso de resortes que representan las fundaciones. Para estimar la influencia de la deformabilidad del suelo se deben tomar valores del módulo de deformación transversal para acciones instantáneas correspondientes a condiciones dinámicas, G_s . Para acciones instantáneas correspondientes a condiciones dinámicas, G_s . Todas las solicitaciones calculadas considerando la influencia de la deformabilidad no deben resultar menores que el 70 % de las solicitaciones obtenidas considerando la base fija.
Componente vertical	El reglamento (versión 2012) indica que la acción sísmica debe incluir el efecto de la componente vertical del sismo. Para ello define una aceleración vertical igual a la aceleración máxima del terreno (PGA) por el factor de riesgo y dividido por 2. Esta aceleración se aplica a las cargas permanentes (D) a los efectos de definir las fuerzas sísmicas verticales. La componente vertical de la acción sísmica se superpondrá interactuando con las acciones sísmicas horizontales y acciones gravitatorias de acuerdo a lo establecido en las combinaciones de carga. Para ello, el estado carga por sismo, E, se define como la suma del efecto de la acción horizontal más la vertical, $E = E_v + E_h$.
TIPIFICACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES E IRREGULARIDADES	
General: El contenido de los criterios de diseño de la Norma, se sustenta en la tipificación de la respuesta de sistemas estructurales. Se definen 11 tipos.	
Sistemas Tipificados y Factores de Reducción (R)	Sistemas de pórticos de concreto armado. $12 r_v \leq 6$ (se define un método de diseño por capacidad: $r_v = 12$ veces la relación entre la capacidad al corte de las columnas elásticas y el corte total de piso a desarrollar).
	Sistemas de pórticos de acero. $5 \leq R \leq 6$.

	<p>Paneles de madera $R \leq 3$.</p> <p>Mampostería confinada, confinada y armada, refuerzo distribuido, ladrillos macizos o bloques de concreto rellenos $2.5 \leq R \leq 3,5$.</p> <p>Muros aislados de hormigón armado (R depende de la relación de aspecto y varía entre 2 y 4).</p> <p>Muros acoplados (R depende del grado de acoplamiento y relación de aspecto).</p> <p>Sistemas duales $3.5 \leq R \leq 6$.</p> <p>Columnas aisladas de hormigón o acero $R=3$.</p> <p>Columnas aisladas de madera $R=3$.</p>
Tipificación de Irregularidades	<p>Estructuras con tornapuntas (pórticos con barras diagonales que conectan el extremo de vigas y columnas para rigidizar el nudo) $R=3$.</p> <p>Las irregularidades se consideran para la selección del método de análisis (artículo 2.6). Para ello se definen una serie de criterios de clasificación, los cuales consideran tanto la irregularidad en planta como en altura (artículos 2.6.1 y 2.6.2). Las estructuras irregulares deben verificarse con métodos de análisis dinámico. Adicionalmente, en los casos de irregularidad más severa se requieren verificaciones especiales e incluso rediseñar la estructura para reducir la irregularidad.</p> <p>a) Se debe rediseñar la estructura para reducir la irregularidad en las construcciones y zonas indicadas en el artículo 8.3.1.1.</p> <p>b) Las columnas o elementos que soportan elementos discontinuos deben diseñarse para las solicitaciones que resultan de agotar la capacidad de los elementos interrumpidos (ver el artículo 8.3.1.2.).</p> <p>c) Se debe verificar la transferencia de esfuerzos entre el elemento interrumpido y él o los elementos que reciben los esfuerzos (ver el artículo 8.3.1.3.).</p> <p>d) La distorsión de piso se debe calcular con el máximo desplazamiento de borde en lugar del desplazamiento en el centro de gravedad del nivel o masa (ver el artículo 8.4.1.).</p> <p>Artículo 8.3.1.1: Para las zonas sísmicas y los grupos de destinos que se indican, las estructuras con irregularidad torsional extrema o con irregularidad de rigidez extrema deben ser rediseñadas de manera que presenten irregularidad torsional y de rigidez media o baja.</p>
Limitaciones de Altura Nivel de Base	<p>La norma incluye un capítulo especial para la verificación simplificada de construcciones de hasta 7 m de altura con muros estructurales, las cuales además deben cumplir criterios adicionales de regularidad geométrica. En este caso se aplica el método estático y el coeficiente sísmico se determina en forma simple mediante valores tabulados.</p>
CRITERIOS DE MODELADO	
<p>El procedimiento de análisis se debe seleccionar teniendo en cuenta las características de la construcción (destino y altura) y la regularidad estructural en planta y en elevación. Para el caso de estructuras de importancia o bien estructuras irregulares se requiere la aplicación de métodos dinámicos. El reglamento indica que en caso de estructuras con irregularidad muy severa, la misma debe re-diseñarse.</p> <p>El reglamento presenta algunas pautas y criterios para la modelación que se usará en el análisis estructural para determinar solicitaciones y deformaciones.</p>	

Nivel de Base	<p>Sección 3.4 de la norma: “Es el nivel de arriostramiento de las fundaciones. Si las fundaciones tuvieran niveles distintos es el nivel de arriostramiento de las fundaciones que transmiten al suelo el 80% de las cargas gravitatorias de la construcción. Si la construcción tiene subsuelos rodeados por muros de hormigón colados contra el suelo, o bien cuando el relleno entre los muros y el terreno se compacte adecuadamente, se admitirá que el nivel de referencia es aquel por debajo del cual el conjunto de la construcción y el suelo pueden desarrollar una reacción horizontal equivalente a la acción sísmica total. Esta condición puede ser diferente en cada dirección”.</p>
Fundaciones	<p>Para fundaciones profundas “El Proyectista Estructural determinará las solicitaciones mediante un análisis racional que considere la interacción del suelo con la estructura de fundación y la superestructura. Si los componentes del sistema de fundación atravesaran un estrato licuable, el análisis de la interacción suelo estructura deberá considerar esa condición” (artículo 9.2.2).</p>
Restricción de Grados de Libertad	<p>Los modelos dinámicos deben representar el carácter espacial de la estructura, salvo cuando se trate de estructuras con simétricas en planta, en cuyo caso es posible utilizar modelos 2D. Con el método de superposición modal, el modelo estructural será espacial. En estructuras con diafragmas rígidos incluirá dos grados de libertad traslacionales y un grado de libertad rotacional por diafragma. Las estructuras sin diafragmas rígidos deberán modelarse con grados de libertad adicionales para representar la influencia de los movimientos relativos entre las masas. Las masas en estructuras de edificios se podrán discretizar en los niveles de losas de entrepiso y cubierta</p>
Estimación del período fundamental de Vibración	<p>El período a considerar para la determinación del coeficiente sísmico es el período traslacional en la dirección considerada. Este período se determinará considerando las propiedades de la estructura en la dirección que se examina y aplicando los procedimientos de la dinámica estructural o mediante dos procedimientos alternativos para el caso de edificios regulares o con irregularidad media (según lo indica la versión 2012). El primer procedimiento estima el período fundamental T_a, en segundos, será determinado según la siguiente expresión: $T_a = Cr (H)^x$ donde los valores de Cr y x se obtienen de la Tabla 6.2, según la tipología estructural y H es la altura de la estructura. El segundo procedimiento se basa en una fórmula empírica, cuya validez se limita al caso de edificios regulares de muros de mampostería u hormigón armado.</p>
Estado de las Secciones de Miembros	<p>El análisis se realiza considerando comportamiento lineal y elástico. Se debe considerar la rigidez de la sección fisurada en el caso de materiales como hormigón armado o mampostería.</p>
Modelo Analizado	<p>Se admite una redistribución del corte de hasta un 30% entre los elementos del sistema estructural, manteniendo el equilibrio. Es decir que los resultados del análisis lineal se pueden modificar (redistribución plástica) según criterio del ingeniero estructural, siempre que se mantenga el equilibrio.</p>

Dirección de ataque de la acción sísmica	Para construcciones con sistemas sismorresistentes ubicados en dos direcciones perpendiculares, se puede considerar que las fuerzas especificadas actúan independientemente a lo largo de cada una de dichas direcciones horizontales. Cuando no se cumpla la condición anterior será suficiente aplicar la acción sísmica en dos direcciones perpendiculares y una tercera a 45° con las anteriores. Cualquiera sea el caso, se admite que la acción sísmica horizontal actúa en forma independiente en cada una de las direcciones de análisis y no se combinan (ni parcial ni totalmente) entre ellas.
Interacción con mampostería de cerramientos	<p>El reglamento considera que los paneles de relleno no son muros resistentes, sin embargo reconoce el efecto estructural que pueden tener y requiere una doble verificación en la que debe considerarse que inicialmente los rellenos tienen rigidez y pueden modificar el comportamiento estructural (para lo cual puede usarse el modelo de la biela equivalente) y luego los rellenos se degradan por la fisuración y debe considerarse que el pórtico sólo debe resistir la acción del sismo.</p> <p>Este criterio se indica en el Artículo 8.3.4.2, de la versión 2012. “Cuando los rellenos interfieran con la estructura principal, el conjunto estructural deberá analizarse con y sin la presencia de los rellenos y será diseñada para la envolvente de ambas situaciones. En las zonas próximas a los nudos de las piezas concurrentes se debe comprobar la capacidad a corte para soportar los esfuerzos provoque la acción del relleno”.</p> <p>”Esta doble verificación permite detectar casos desfavorables de piso flexible, columna corta, viga corta, irregularidades torsionales, etc, generados por la presencia de los rellenos de mampostería”.</p> <p>Art 8.3.4. “Sólo podrán considerarse las características dinámicas, la capacidad de absorción de energía, las solicitaciones y el dimensionamiento de pórticos libres cuando el relleno esté diseñado de modo que la deformación del pórtico sea completamente libre. En ese caso deberán preverse los vínculos entre el relleno y la estructura de modo que se asegure su estabilidad y que se cumplan las hipótesis de análisis”.</p>
Edificios de muros portantes de concreto armado	La norma incluye un capítulo (capítulo 4) especial para la verificación simplificada de construcciones de hasta 7 m de altura con muros estructurales, las cuales además deben cumplir criterios adicionales de regularidad geométrica. En este caso se aplica el método estático y el coeficiente sísmico se determina en forma simple mediante valores tabulados
Comentarios adicionales	<p>Para las estructuras de hormigón armado (Parte II) se considera explícitamente el método de diseño por capacidad. Esta parte del reglamento se basa en las normas neozelandesas. Las estructuras consideradas explícitamente son pórticos, muros o tabiques y muros acoplados.</p> <p>Las estructuras de mampostería (Parte III) se diseñan a partir de una serie de requerimientos que surgieron a nivel local a partir de la experiencia e investigación. Se incluyen dos tipos principales de muros resistentes: la mampostería encadenada o confinada (con vigas y columnas de hormigón armado que se construyen luego de levantar el muro de mampostería) y la mampostería reforzada con armadura distribuida. Se requiere la verificación de todos los muros de mampostería (resistentes o no) ante acciones sísmicas perpendiculares al plano del muro.</p> <p>En el caso de estructuras de acero (Parte IV), se aplica indirectamente el método de diseño por capacidad, de acuerdo a los criterios indicados por el reglamento ANSI/AISC 341.---</p>

MÉTODOS DE ANÁLISIS	
<p>El procedimiento de análisis se debe seleccionar teniendo en cuenta las características de la construcción (destino y altura) y la regularidad estructural en planta y en elevación. Para el caso de estructuras de importancia o bien estructuras irregulares se requiere la aplicación de métodos dinámicos. El reglamento indica que en caso de estructuras con irregularidad muy severa, la misma debe re-diseñarse.</p> <p>Se incluyen métodos estáticos y dinámicos. En el artículo 2.7.3. s establece: Se admite el empleo de métodos dinámicos en cualquier caso y se establece también obligatorio cuando el período fundamental de vibración T es mayor que el triple del valor de T_2 correspondiente al perfil de suelo y zona sísmica considerada: $T > 3 T_2$.</p>	
Análisis estático equivalente	<p>El método de las fuerzas estáticas equivalentes puede aplicarse en estructuras regulares o de baja irregularidad, que además tengan altura inferior a un cierto valor límite (dicho valor, comprendido entre 12 y 60m, depende de la zona sísmica y de la importancia de la estructura).</p> <p>Artículo 2.7.2: “El método estático consiste en la representación de la acción sísmica mediante un sistema de fuerzas estáticas equivalentes proporcionales a las cargas gravitatorias. Se admite para todas las construcciones hasta 3 niveles o de altura menor que 9 m. Se admite también para construcciones que cumplan las condiciones indicadas en la Tabla 2.5”.</p>
Análisis dinámico plano (1 gdl por planta)	<p>Los modelos dinámicos deben representar el carácter espacial de la estructura, salvo cuando se trate de estructuras con simétricas en planta, en cuyo caso es posible utiliza modelos 2D.</p>
Método de la torsión estática equivalente	<p>Los efectos de la vibración torsional deben considerarse tanto cuando se aplican métodos estáticos como dinámicos. Para ello, además de la excentricidad propia de la estructura debe considerarse una excentricidad accidental cuyo valor se determina como el 5 o 10 % de la longitud de la planta del edificio en la dirección perpendicular a la dirección analizada. Se adoptan distintos valores según sea el tipo de irregularidad torsional, asignando valores menores al caso de estructuras simétricas o poco irregulares.</p>
Análisis dinámico espacial (3 gdl por planta)	<p>El procedimiento modal espectral consiste en el análisis de un modelo matemático lineal de la estructura para determinar las máximas aceleraciones, fuerzas y desplazamientos máximos resultantes de la respuesta dinámica al movimiento del suelo representado por un espectro de respuesta de diseño. Para la determinación de los modos naturales de vibración, se admitirá que los materiales se comportan en forma lineal elástica. Para la rigidez de elementos de hormigón y mampostería se considerarán las secciones fisuradas de acuerdo con lo establecido en las Partes II y III del Reglamento.</p> <p>Las masas en estructuras de edificios se podrán discretizar en los niveles de losas de entrepiso y cubierta y, cuando se considere la interacción suelo estructura, a nivel de platea o manto de fundación.</p> <p>Los grados de libertad dinámicos asociados con rotaciones alrededor de ejes horizontales deberán ser especialmente tenidos en cuenta en las estructuras que requieran la consideración del acoplamiento dinámico entre desplazamientos verticales y horizontales para su evaluación. Se empleará la condición establecida en el artículo 6.4. para determinar esa necesidad.</p> <p>El modelo analítico debe incluir todos los elementos que puedan restringir la deformación de la construcción, sean reglamentariamente considerados estructurales o no. (Ver el artículo 8.3.)</p>

	Para obtener el efecto total en una dirección de análisis, se utilizará el procedimiento de superposición cuadrática completa (CQC). Si los períodos de los modos a superponer están separados más del 10% del valor sucesivo se puede aplicar la superposición cuadrática simple (SSRS: raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos modales).
Análisis dinámico espacial con diafragma flexible	Los entresijos pueden modelarse como diafragmas rígidos si se cumple criterios geométricos y mecánicos, caso contrario deben representarse como diafragmas flexibles en su plano.
Método de análisis dinámico con acelerogramas	<p>El procedimiento de respuesta lineal en el tiempo consiste en el análisis de un modelo matemático lineal de la estructura para determinar su respuesta en el tiempo, a través de la integración numérica como respuesta, a la excitación de acelerogramas compatibles con los espectros de diseño de cada sitio (artículo 7.2).</p> <p>Se aplicará un mínimo de tres acelerogramas. Los acelerogramas seleccionados para el análisis deben provenir de terremotos consistentes en magnitud, distancia a fallas y mecanismo de la fuente con el terremoto máximo considerado en la región donde se emplazará la obra. Cuando no se dispongan de registros de terremotos, podrán utilizarse acelerogramas obtenidos por simulación numérica que cumplan las mismas condiciones que los registros reales.</p> <p>Las solicitaciones resultantes surgirán de promediar las correspondientes a las obtenidas por la aplicación de cada acelerograma (donde se incluye γ_r) reducidas por el factor R.</p> <p>Las deformaciones elásticas se obtendrán promediando las obtenidas de cada acelerograma. Para el control de deformaciones se utilizarán los desplazamientos últimos de la construcción. Estos se obtienen a partir de los desplazamientos elásticos determinados con los acelerogramas multiplicados por el factor de amplificación de deformaciones y reducidos por el factor de riesgo y por el factor de reducción.</p> $d_u = C_d \cdot d_e / (g_r \cdot R)$
Análisis estático inelástico ("pushover")	No se considera en la norma
Otros métodos de análisis	<p>Se permite también el método de análisis dinámico no lineal, si bien en ese caso el proyectista debe presentar una justificación de los procedimientos y de la interpretación de los resultados a satisfacción de la Autoridad de Aplicación. Es decir que se requiere de un proceso de aprobación especial, dada la complejidad del método de análisis</p> <p>El procedimiento de respuesta no lineal en el tiempo consiste en el análisis de un modelo matemático que tiene implícito el comportamiento histerético no lineal de los componentes de la estructura para determinar la respuesta a acelerogramas compatibles con espectros de diseño de cada sitio, mediante métodos de integración numérica.</p>
VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD Y/O DESEMPEÑO	
Control de Cortantes Mínimos de Diseño	Cuando el corte basal obtenido mediante el análisis modal espectral sea inferior al 75 % del corte basal obtenido por el método estático, el corte de basal de diseño se obtendrá modificando los parámetros de respuesta por el factor: $(0,75 V_{EoE} / V_{DoD})$ (ecuación 7.2)

Deformabilidad de la Estructura	<p>Los efectos P-Delta deben considerarse en el análisis cuando el coeficiente de estabilidad sea mayor que 0.10 (según lo indicado en la versión 2012)</p> <p>Se admite un el uso de un método simplificado de considerar los efectos P-Delta, que consiste en amplificar los esfuerzos y las deformaciones provocados por las acciones sísmicas especificadas por un coeficiente de amplificación definido en 8.4.3.2. Este método puede aplicarse cuando el coeficiente de estabilidad es mayor que 0.10 pero inferior a un valor límite CE_{MAX}.</p> <p>Las máximas derivas de piso admisibles se establecen 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) y Condición ND (Cuando los elementos no estructurales están unidos a la estructura de forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta).</p> <p>Para la condición D los límites se fijan en 0.01 para estructuras Ao y A; y 0.015 para estructuras tipo B. Para la condición ND los límites son 0.015 para las primeras y 0,025 para las segundas.</p> <p>La verificación de la distorsión horizontal de piso no será exigible en estructuras del grupo C.</p> <p>Cuando la construcción se verifique para un estado límite de servicio las distorsiones máximas serán 30 % de las indicadas anteriormente.</p> <p>Ver artículo 8.4</p>
Límites de deformaciones torsionales	<p>Sólo se imponen límites a la deriva o distorsión de piso. Sin embargo, el valor de la excentricidad accidental a considerar en el análisis adopta valores de 0, 0.05 y 0.10 según la irregularidad torsional de la estructura (Tabla 6.3, versión 2012).</p>
Otros aspectos de interés	–
EVALUACIÓN Y READECUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	
Normativa	<p>El tema de evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras no está contemplado en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte I, vigente, si bien se ha incorporado un método simplificado en la nueva versión que entrará en vigencia en el año 2014. Este procedimiento simplificado se aplica a construcciones existentes cuando en ellas se realicen ampliaciones, reformas, consolidaciones o toda otra obra que modifique su seguridad estructural. La construcción se clasifica según su importancia y su calidad sismorresistente. Luego se determina la capacidad (resistencia) sismorresistente de la obra a partir de los criterios indicados por el reglamento según el material estructural. Posteriormente se calcula un índice de seguridad estructural (definido como la relación entre la resistencia nominal a corte en la base de la estructura y la demanda de corte basal definida por el reglamento). Finalmente, según la clasificación de la construcción y el índice de seguridad calculado se define la necesidad o no de realizar refuerzos y el nivel mínimo de seguridad que debe alcanzarse.</p> <p>Dada la importancia del tema, actualmente el INPRES (Instituto Nacional de Prevención Sísmica) está desarrollando conjuntamente con un grupo de universidades una propuesta para incluir en el reglamento un procedimiento completo de evaluación estructural y rehabilitación. La propuesta adopta como documento base de referencia: ASCE-SEI 41-06: Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers.</p>

APORTES NOVEDOSOS Y ASPECTOS VENTAJOSOS	
Comentarios	<p>Como se mencionó previamente la parte de acciones y de estructuras de acero se basan en reglamentos norteamericanos que han sido adaptados a la realidad del país, mientras que la parte de estructuras de hormigón armado sigue los criterios del diseño por capacidad desarrollado en Nueva Zelanda.</p> <p>El aporte principal del reglamento se relaciona con el diseño de las estructuras de mampostería, en particular de la mampostería encadenada. Este tipo de estructuras se emplea en la zona oeste del país desde la década de 1930 (cuando fue introducido en el país por inmigrantes italianos) para construcciones bajas de 1 a 3 pisos. Los requerimientos reglamentarios se basan en una larga experiencia y en las investigaciones desarrolladas en las Universidades de Córdoba, Cuyo y San Juan con materiales y técnicas constructivas locales. La verificación considera no solo el muro de mampostería sino también los encadenados que lo rodean. Un aspecto distintivo es que debe diseñarse la viga de encadenado y las columnas deben verificarse para resistir parte del corte total resistido por el muro.</p>
Direccionalidad	Sin aportes novedosos.
Componente Vertical	Sin aportes novedosos.
Los Estudios de Sitio	Sin aportes novedosos.
Evaluación de los Efectos Torsionales	<p>Los efectos de la vibración torsional deben considerarse tanto cuando se aplican métodos estáticos como dinámicos. Para ello, además de la excentricidad propia de la estructura debe considerarse una excentricidad accidental cuyo valor se determina como el 0, 5 o 10 % de la longitud de la planta del edificio en la dirección perpendicular a la dirección analizada, según el grado de irregularidad torsional. Se adoptan distintos valores según sea el tipo de irregularidad torsional, asignando valores menores al caso de estructuras simétricas o poco irregulares</p> <p>Para cada dirección de análisis, los efectos torsionales se tendrán en cuenta mediante el desplazamiento de las masas una distancia igual a la excentricidad accidental definida en el artículo 6.2.4.3.</p>
Instrumentación Sísmica	<p>En el Cap. 1 se requiere la instalación de acelerógrafos en las zonas 3 y 4, en los siguientes casos:</p> <ol style="list-style-type: none"> a) Construcciones edilicias o industriales de más de 3000 m² de superficie cubierta o más de 25 m de altura. b) Obras de infraestructura que requieran la aplicación de este Reglamento. <p>Cuando se trate de construcciones tipo Ao deberá instalarse acelerógrafo para el registro de sismos intensos en todas las zonas sísmicas del país.</p>
Dispositivos de reducción de respuesta sísmica	<p>No se incluye en la norma.</p> <p>El uso de sistemas de protección sísmica, como aislamiento sísmico y la aplicación de disipadores de energía, es aún incipiente. El primer edificio con aisladores se construyó en Mendoza, en el año 2008 para una residencia de estudiantes universitarios (utilizando aisladores de resorte combinados con amortiguadores viscosos), y actualmente se construye otro destinado a un laboratorio que albergará microscopios electrónicos. En este último caso se usarán aisladores de goma.</p>

	<p>Los disipadores de energía se han utilizado a nivel de investigación en diversas universidades del país (UNSan Juan, UNCuyo, UTN), mediante la fabricación y ensayo de estructuras con disipadores por fluencia del acero (ADAS, TADAS y barras de pandeo restringido).</p> <p>Actualmente hay varios proyectos de investigación en desarrollo, con lo cual se espera que el uso de los sistemas de protección sísmica se incremente en el futuro.</p>
Método simplificado de análisis y diseño para viviendas de 1 y 2 pisos	Se incluye en el Cap. 4 un procedimiento simplificado para construcciones de 1 y 2 pisos (con altura inferior a 7m), con estructura de muros y que además cumplen una serie de requerimientos dimensionales.
Otros aspectos ventajosos	Otro aspecto interesante se relaciona con el cálculo de estructuras formadas por pórticos de hormigón armado con rellenos de mampostería. En este caso el reglamento considera que los paneles de relleno no son muros resistentes, sin embargo reconoce el efecto estructural que pueden tener y requiere una doble verificación en la que debe considerarse que inicialmente los rellenos tienen rigidez y pueden modificar el comportamiento estructural (para lo cual puede usarse el modelo de la biela equivalente) y luego los rellenos se degradan por la fisuración y debe considerarse que el pórtico solo debe resistir la acción del sismo. Esta doble verificación permite detectar casos desfavorables de piso flexible, columna corta, viga corta, irregularidades torsionales, etc, generados por la presencia de los rellenos de mampostería.
LIMITACIONES O DEBILIDADES	
Autoridad Competente	No se detectan limitaciones o debilidades de importancia al respecto
Mapa de Fallas Activas	No se incluyen en el reglamento. Este es un aspecto que podría mejorarse en caso de contar con información detallada sobre ubicación de fallas activas en todos los centros urbanos.
Factores de Modificación de Espectros de Respuesta	No se detectan limitaciones o debilidades de importancia al respecto
Presencia de Irregularidades Topográficas	El reglamento no considera este aspecto, lo cual representa una limitación.
Factores de reducción de espectros	No se detectan limitaciones o debilidades de importancia al respecto
Espectros en Suelos Licuables que han sido mejorados	En el caso de suelos licuables el reglamento no define los espectros, pero indica que se requieren estudios especiales para el sitio de la obra.

Interacción de la estructura portante con los elementos de mampostería no reforzada	No se detectan limitaciones o debilidades de importancia al respecto
Limites en la Deriva Tolerada	No se detectan limitaciones o debilidades de importancia al respecto
Viviendas de una o dos plantas	No se detectan limitaciones o debilidades de importancia al respecto
Evaluación del desempeño esperado	El reglamento no considera niveles de desempeño.
Sistemas de Aislamiento Sísmico o de Disipadores de Energía	El uso de aislamiento sísmico o disipadores de energía no está contemplado en el reglamento.
Limitaciones en la Formación del Usuario	No se detectan limitaciones o debilidades de importancia al respecto
Otras limitaciones o debilidades	



ANEXO B - Chile
Rubén Luis Boroschek

Normas para el diseño sismorresistente Informe país: Chile

B.1 Historia de los Códigos Sísmicos en Chile

Chile es uno de los países más sísmicos del planeta, motivo por el cual se ha desarrollado una cultura de diseño sísmico muy extendida y en raizada, tanto en ingenieros como arquitectos y constructores. Los alumnos de ingeniería civil, de la gran mayoría de las universidades del país, han realizado al menos un curso de dinámica estructural y de diseño sísmico en el cual se explican los conceptos básicos de las normas vigentes de diseño sísmico. Sumado a esto existe y se ha verificado un cumplimiento relativamente estricto de la aplicación de las normas sísmicas en todas las construcciones que tienen mano de ingeniero y una revisión por pares (Peer Review) de todas las estructuras públicas y aquellas de más de cuatro pisos.

Hasta los años 1930 el diseño sísmico en Chile se desarrolla esencialmente a partir de conocimientos de oficinas privados, sin existir una legislación nacional de referencia. La ocurrencia de dos terremotos, en los años 1922 y 1928, con un gran número de heridos y muertos, obliga al estado a establecer un requisito obligatorio de diseño sismorresistente. Este se incorpora como una fuerza estática mínima horizontal en la Ordenanza de Urbanismo y Construcción del año 1933. Estos requisitos prácticamente no cambiaron sino hasta el año 1965 que aparece el primer borrador de una norma de diseño. Esta normativa se oficializaría recién en el año 1972. Es desde este momento que el país cuenta por primera vez con requisitos formales de diseño sismorresistente. La norma del 1972 con nombre NCh433 Of 1972 Diseño Sísmico de Edificios, estuvo en vigencia hasta el año 1993 en la cual se actualizó con información de demanda asociada al conocimiento de los sismos fuertes ocurridos en el período, principalmente el terremoto de la zona central de Chile del 3 de marzo de 1985. Esta norma ha sido modificada, desde su fecha de emisión, en los años 1996 y 2009. Además ha sido recientemente modificada por los Decretos Supremos DS 177 y DS 61, los cual están aún en vigencia.

La norma NCh433 de Diseño Sísmico de Edificios no es la única normativa sísmica vigente en el país.

Existen normas variadas de diseño como las siguientes:

- NCh2369 Diseño de Estructuras e Instalaciones Industriales
- NCh2745 Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica

Y normas complementarias como:

- a. NCh1537 Diseño estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de Uso.
- b. NCh3171 Diseño Estructural – Disposiciones Generales y Combinaciones de Cargas.
- c. NCh430 Norma de Hormigón Armado

También existen requisitos de diseño adicionales establecidos por instituciones públicas y privadas dirigidas a proteger instalaciones eléctricas, mineras o carreteras.

Un aspecto importante es que las normas de diseño sísmico de edificios, industrias, edificaciones aisladas, instalaciones eléctricas, manual de carreteras presentan objetivos de desempeño, demandas sísmicas, clasificación de estructuras y de tipos de suelo y procedimientos de análisis y diseños muy distintos. Es decir la sismicidad del país y la representación de la demanda dependen del tipo de estructura a diseñar.

Esta situación genera dificultades en procesos de diseño de instalaciones mixtas y se ha ido agudizando. Situación por la cual los grupos de interés de cada una de estas normas han deseado el interés de homogenizar los parámetros comunes. Esta labor está en proceso.

En este capítulo se describe esencialmente la norma de diseño sísmico de edificios NCh433 dado que su uso es el más amplio en el país.

B.2 Alcance de la norma

La norma NCh 433 establece requisitos mínimos para el diseño sísmico de edificios y también se refiere a las exigencias sísmicas que deben cumplir los equipos y otros elementos no estructurales de edificios.

Formalmente la norma excluye el diseño sísmico de puentes, presas, túneles, acueductos, muelles, canales, edificios industriales e a instalaciones industriales. El diseño de estas obras debe regirse por otros documentos.

Un aspecto a resalta es que la norma solo aplica a materiales y sistemas estructuras “que tengan una norma técnica de diseño sísmico o que en su defecto se pueda demostrar mediante ensayos cíclicos no lineales, que tienen resistencia y ductilidad equivalente a los requerimientos de esta norma para materiales sísmicos convencionales”. Esta cláusula limita y excluye finalmente elementos como adobe tradicional, albañilería sin refuerzo y sistemas no ingenieriles.

En general se considera que esta norma es aplicable a usos residenciales, uso público, comerciales, oficinas, cuarteles, educación, salud, emergencia, cárceles, infraestructura de utilidad pública (centrales eléctricas y telefonía, correos, radioemisoras, televisión agua potable y bombeo), instalaciones agrícolas, instalaciones provisionales y de almacenaje menores.

B.3 Filosofía general de la norma

La norma establece los requisitos exigibles para el diseño sísmico de estructuras y elementos no estructurales. La norma no contiene los requisitos mínimos de diseño. En particular se establece la demanda sísmica en todo el territorio nacional, el efecto del tipo de suelo en la demanda, como considerar el uso de la edificación en el establecimiento de la demanda sísmica y los procedimientos de análisis.

En general los procedimientos de análisis para determinar los esfuerzos debido a la acción sísmica se basan solo en modelos y comportamientos lineal y elástico.

Se establecen criterios para la reducción de la acción sísmica a través de un parámetro R el cual reconoce un comportamiento no lineal sísmico del sistema. El diseño finalmente se realiza de acuerdo a normas específicas del material utilizado, por ejemplo hormigón armado o acero y los cuales no se presentan en esta norma.

B.4 Objetivos de desempeño

La norma establece en su texto como objetivos de desempeño que las estructuras diseñadas bajo sus alcances:

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

Sin embargo la norma no establece los niveles de demanda para los tres casos anteriores ni tampoco como realizar su análisis, diseño y verificación. Los conceptos de intensidad moderada, mediana o severa no se encuentran definidos en ningún documento del Estado de Chile.

En la práctica la norma establece un procedimiento de análisis y diseño único, sin verificación de desempeño. Esto se basa en la creencia de que la aplicación de los criterios esbozados son suficientes por si mismo y no requieren verificación.

B.5 Contenidos generales de la norma

B.5.1 La demanda sísmica

La demanda sísmica se establece en la normativa a través de un coeficiente sísmico para el análisis estático y de un espectro de diseño para el análisis modal.

6.2.3 El esfuerzo de corte basal está dado por:

$$Q_o = CIP$$

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

$$C = \frac{2,75 A_o}{gR} \left(\frac{T'}{T_o} \right)^n$$

Figura B.1 Método estático.

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

$$S_a = \frac{IA_o\alpha}{R'}$$

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

$$R' = 1 + \frac{T'}{0,10T_o + \frac{T'}{R_o}}$$

Figura B.2 Método dinámico.

Las formulas básicas utilizadas son las indicadas en las **Figura B.1** y **Figura B.2**.

La formulación básica se establece a través de cinco conceptos y sus respectivos indicadores:

- a. Uso, Categoría Estructural o Factor de Importancia (I)
- b. Tipo de Suelo y Parámetros de Suelo (S, n, p, T_0)
- c. Zona Sísmica (A_0)
- d. Factor de Reducción de Respuesta (R y R_0)
- e. Forma Paramétrica Espectral (a)

Uso, categoría estructural o factor de importancia

Se establecen cuatro Categorías de uso típicos. Siendo el típico residencial y oficina Categoría II. Estructuras esenciales se clasifican con Categoría IV.

De acuerdo al uso se establece el factor de importancia I que modifica la demanda de acuerdo a la **Tabla B.1**.

Tabla B.1 Factor de importancia a considerar según categoría estructural.

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

Tipo de Suelo

Se establecen seis tipos de suelo, los cuales se presentan en la **Tabla B.2**. La clasificación se debe realizar con al menos dos parámetros distintos y en al menos los 30 primeros metros desde la superficie. En la clasificación de todos los tipos de suelo se debe priorizar el uso de la medición directa de la velocidad de onda de corte en el sitio de emplazamiento de la estructura.

Los suelos F son aquellos que pueden sufrir un asentamiento o modificación sustancial durante un sismo y requieren estudios específicos no establecidos en la normativa.

De acuerdo al Tipo de Suelo se establecen los parámetros que modifican la demanda sísmica. Estos se muestran en la **Tabla B.3**.

La normativa además establece que la demanda especificada no es aplicable en zonas de amplificación topográfica, alteraciones geológicas, estratigrafía no horizontal, entre otras. La norma no establece que hacer en estos casos ni como reconocerlos. Tampoco establece una salida normativa en estos casos.

Tabla B.2 Clasificación sísmica de suelo.

Suelo Tipo		V_{s30} (m/s)	RQD	Q_u (MPa)	(N_1) (golpes/pie)	S_u (MPa)
A	Roca, suelo cementado	≥ 900	$\geq 50\%$	≥ 10 ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)		
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	≥ 500		≥ 0.40 ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 50	
C	Suelo denso o firme	≥ 350		$\geq 0,30$ ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 40	
D	Suelo medianamente denso firme	≥ 180			≥ 30	$\geq 0,05$
E	Suelo de compacidad o consistencia mediana	< 180			≥ 20	$< 0,05$
F	Suelos especiales	*	*	*	*	*

Tabla B.3 Coeficiente de modificación de la demanda.

Tipo de suelo	S	T_0	T'_{seg}	n	p
A	0.90	0.15	0.20	1.00	2.0
B	1.00	0.30	0.35	1.33	1.5
C	1.05	0.40	0.45	1.40	1.6
D	1.20	0.75	0.85	1.80	1.0
E	1.30	1.20	1.35	1.80	1.0
F	*	*	*	*	*

Zona Sísmica

El país se ha dividido en tres zonas sísmicas de acuerdo a las figuras adjuntas.



Figura B.3 Zonificación Sísmica de Chile (Fuente: normas Nch433 de diseño sísmico de edificios).

Para cada zona sísmica corresponde un valor de referencia de intensidad sísmica, llamado Aceleración Efectiva (A_0). Este valor no corresponde a la aceleración máxima del suelo o a la aceleración que se obtiene de dividir los valores de Pseudo aceleración espectral entre periodos 0.1 y 0.5 segundos.

El valor correspondiente a A_0 se presenta en la **Tabla B.4**.

Tabla B.4 Valores de aceleración efectiva para cada zona sísmica.

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

Factor de Reducción de Respuesta

La demanda sísmica de diseño se permite reducir por un coeficiente de Reducción (R y R_0) que dependen del método de análisis utilizado (estático (R) o dinámico (R_0)) y el sistema estructural predominante.

La **Tabla B.5** presenta los valores de reducción típicamente utilizados.

Además en el caso dinámico, el factor se modifica según el período predominante estructural. La variación de R_0 con el período se presenta en la **Figura B.4**.

En los valores Reducción para sistemas estructurales no clasificados poseen un valor de 2. Esto limita considerablemente el diseño de estructuras no clasificadas, considerando que el espectro tiene un plateau típico de 1.0 a 1.3 g y que en las combinaciones de carga debe ser multiplicado por un factor de 1.4.

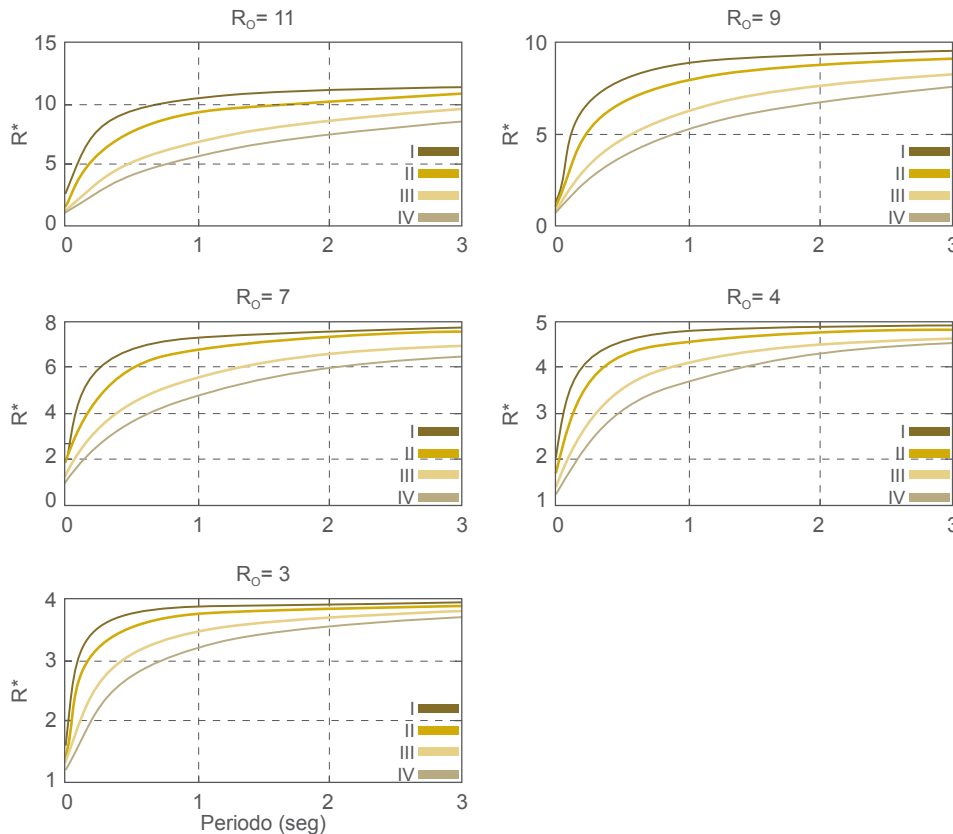


Figura B.4 Variación de R^* en función del periodo estructural fundamental (Fuente: R. Boroschek).

B.5.2 Forma Paramétrica Espectral

La forma espectral depende del tipo de suelo y se presenta en la **Figura B.5**. Esta forma espectral se ha derivado en forma empírica utilizando diversos criterios. La forma en si es el promedio de espectros normalizados a un valor de aceleración máxima de uno. El valor promedio ha sido ajustado de acuerdo a las ecuaciones siguientes:

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

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

Esta situación genera situaciones típicas como las que se presentan en la **Figura B.5**:

- Los espectros se cruzan en 1.5 y 4 segundos generando demandas mayores en suelos más duros que blandos en periodos altos.
- El suelo tipo D envuelve la demanda de los suelos más duros sin embargo el suelo tipo E no ocurre lo mismo.
- La forma del espectro de suelo tipo E, que asimila a suelos muy blandos tiene un periodo predominante equivalente de suelo de 1.2 segundos. Valor considerablemente menor que lo observado en evaluaciones experimentales.
- La forma del espectro genera demandas de desplazamientos muy baja en periodos altos. Dado que este fue uno de los motivos del daño observado en edificios el año 2010, en el Decreto Supremo 61 se corrige la forma de estimar desplazamientos para el cálculo de longitudes de confinamientos de muros de hormigón armado de acuerdo a lo indicado en la **Tabla B.7**. El producto del espectro de la **Figura B.5** con los polinomios han sido graficados en la **Figura B.6**.

Tabla B.5 Valores de Reducción R .

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

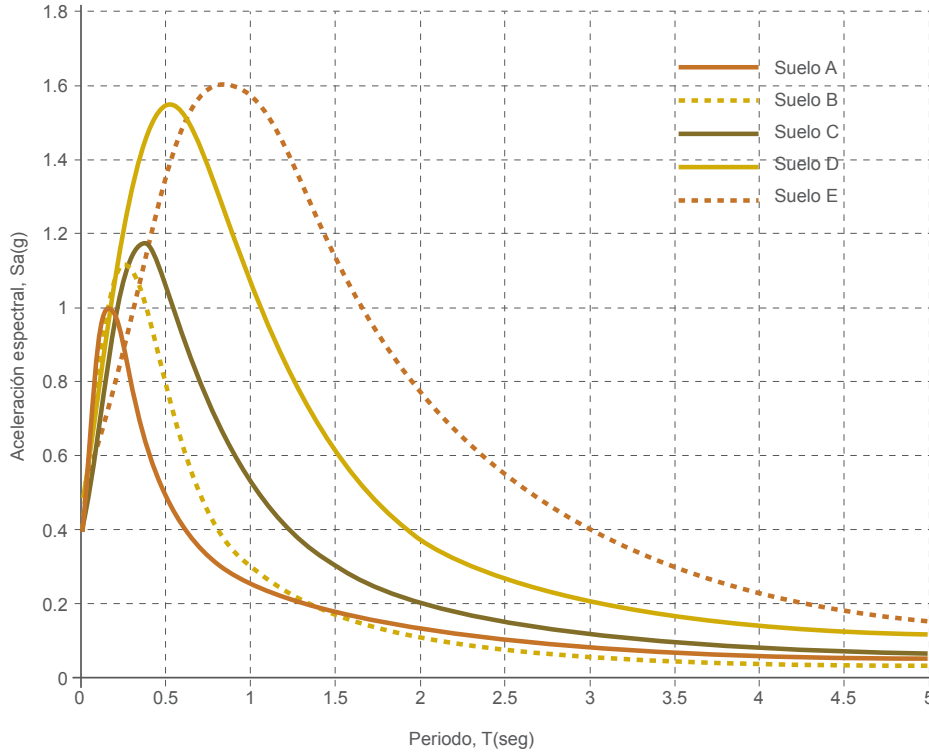


Figura B.5 Formas espectrales escaladas para Zona Sísmica 3 (Fuente: R. Boroschek y V. Contreras).

Tabla B.6 Coeficiente de modificación del espectro de desplazamientos.

Tipo de suelo	C_d^*	Rango Períodos
A	1.0	$T_n \leq 0.23 \text{ seg}$
	$-0.055 T_n^2 + 0.36 T_n + 0.92$	$0.23 \text{ seg} < T_n \leq 2.52 \text{ seg}$
	$0.08 T_n^2 - 0.9 T_n + 3.24$	$2.52 \text{ seg} < T_n \leq 5.00 \text{ seg}$
B	1.0	$T_n \leq 0.47 \text{ seg}$
	$0.95 T_n + 0.55$	$0.47 \text{ seg} < T_n \leq 2.02 \text{ seg}$
	$0.065 T_n^2 - 0.75 T_n + 3.72$	$2.02 \text{ seg} < T_n \leq 5.00 \text{ seg}$
C	1.0	$T_n \leq 0.65 \text{ seg}$
	$0.57 T_n + 0.63$	$0.65 \text{ seg} < T_n \leq 1.75 \text{ seg}$
	$0.055 T_n^2 - 0.63 T_n + 2.83$	$2.02 \text{ seg} < T_n \leq 5.00 \text{ seg}$
D	1.0	$T_n \leq 0.65 \text{ seg}$
	$1.1 T_n$	$0.90 \text{ seg} < T_n \leq 1.75 \text{ seg}$
	193	$1.75 \text{ seg} < T_n \leq 5.00 \text{ seg}$

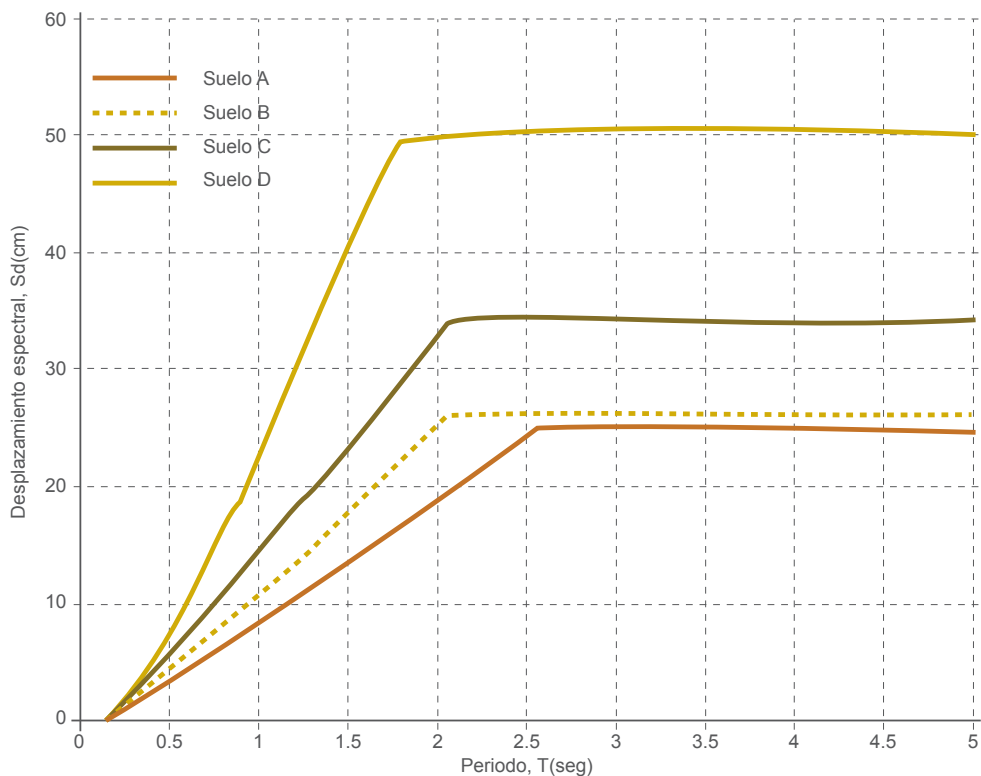


Figura B.6 Demanda de Desplazamiento Espectral para ser utilizada solo en el cálculo de área de confinamiento de extremos de muros (Fuente: R. Boroschek y V. Contreras).

B.5.3 Método de análisis

El método de análisis puede ser el estático o el dinámico. El método estático está limitado a estructuras de no más de cinco pisos o 20 metros. En la práctica el método estático no se utiliza extensamente dado que en varias situaciones debe ser verificado contra el método dinámico, que controla.

Para la modelación en general se utilizan programas de análisis estructural. Se requiere la modelación en tres dimensiones y en el caso en que se realicen análisis planos se deben compatibilizarse los grados de libertad vertical de ejes resistentes ortogonales.

Se considera que todas las estructuras tienen un 5 por ciento de razón de amortiguamiento crítico en todos sus modos y no se considera amortiguamiento por interacción suelo estructura. Tampoco se considera aportes de amortiguamiento asociados a sistemas pasivos o activos adicionales.

Para el análisis modal espectral se requiere ordenar los modos de mayor período al menor y considerar en el análisis al menos el 90% de la masa modal efectiva.

Los modos son combinados obligatoriamente por el método de Combinación Cuadrática Completa (CQC), considerando 5% de amortiguamiento crítico.

B.5.4 Limitaciones de la demanda

La norma establece un límite mínimo al cortante basal. Si la componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que, $IA_oSP/6g$, los esfuerzos, desplazamientos y rotaciones de los diafragmas se deben multiplicar por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte alcance el valor señalado, como mínimo.

Además permite limitar el corte basal aun valor que no necesita ser mayor que $IC_{max}P$. El valor de IC_{max} se presenta en la **Tabla B.7**. En caso que dicha componente sea mayor que la cantidad anterior, las solicitaciones de los elementos estructurales se pueden multiplicar por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor $IC_{max}P$. Esta disposición no rige para el cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso.

Tabla B.7 Valores del coeficiente sísmico máximo en función del coeficiente de reducción.

R	C_{max}
2	0.90 SA_o/g
3	0.60 SA_o/g
4	0.55 SA_o/g
5.5	0.40 SA_o/g

B.6 Aspectos Adicionales

B.6.1 Evaluación y readecuación de estructuras existentes

Existe un capítulo de referencia y por tanto no normativo en el cual se recomienda realizar revisiones periódicas de estructuras críticas. No establece procedimientos, límites o referentes para la ejecución de estas labores. No existe una normativa en estos aspectos.

B.6.2 Viviendas de uno y dos pisos

La norma no establece requisitos especiales para viviendas de uno o dos pisos. Estas estructuras finalmente se desarrollan utilizando las demandas sísmicas de la Norma NCh433 en conjunto con las normas técnicas de los materiales respectivos.

No existen recomendaciones mínimas, ni opción de estructuración y detalles típicos, sin requerimiento de análisis o diseño.

B.6.3 Sistemas de disipación de energía y aislamiento sísmico

No están incluidos en esta normativa.

Existe una norma alternativa para el diseño de edificios con aislamiento sísmico. Esta norma regula completamente el diseño de estructuras aisladas y hace referencia extensa a la Norma NCh433. La demanda sísmica, los procedimientos de análisis y diseño de la norma de aislación no coinciden con lo establecido en la Norma NCh433. Sin embargo se establece que la estructura debe resistir al menos el cortante mínimo establecido en la NCh433 con el período de la estructura aislada.

B.6.4 Evaluación de la confiabilidad del diseño y de la estructura

La norma no posee procedimiento de verificación del diseño o la confiabilidad estructural.

B.7 Fortalezas y Debilidades

En Chile ocurre un terremoto Magnitud 8 cada 10 o 15 años y uno Magnitud 7 cada 5 años aproximadamente. Dada esta alta tasa de eventos sísmicos los usuarios, ingenieros, arquitectos y constructores han dejado su manifiesto deseo de no tener daños estructurales y no estructurales en eventos recurrentes (Magnitud 7) y que los daños sean reparables en eventos mayores. Esta situación ha impulsado el desarrollo de la estructura sísmica chilena o edificio chileno que tiene como característica una gran densidad de muros de hormigón armado. Esta alta densidad (entre 2 y 6% del área de muro a área de planta del piso típico) ha generado estructuras de gran resistencia y rigidez. Estas dos cualidades permiten el control del daño estructural y limitan considerablemente el daño no estructural asociado a distorsión de pisos.

En las primeras versiones de la normativa y recomendaciones sísmica de diseño se encontraba explícito este requisito, estableciendo que si la magnitud del esfuerzo de corte en un muro superaba los 5kg/cm/cm debería incrementarse el número de muros o se debiese agregar refuerzo estructural. Como el refuerzo estructural era muy caro en esa época se optaba por la primera alternativa.

En las versiones modernas del código este requisito es indirecto, requiriendo el control estricto de la deriva de piso a valores menores a 0.002 en el centro de masa y bajo cargas reducidas; además se incorpora un cortante mínimo.

La profesión consideraba que estos requisitos parecían suficientes para cumplir con las expectativas de los usuarios. Sin embargo en el terremoto de año 2010, 40 edificios de entre 15 y 25 pisos, de un universo de cerca de 2000, sufrieron daño severo y uno colapsó.

En general la población chilena se siente segura en una edificación construida bajo la normativa actual. Mejoras son siempre posibles pero el porcentaje de daño observado muestra que los objetivos de desempeño esperado fueron ampliamente cumplidos.

A pesar de esto, la población observó en el terremoto del 2010, que es posible limitar considerablemente el daño a uno fácilmente reparable. Motivo por lo cual se han desarrollado una serie de modificaciones y requisitos adicionales a los procedimientos de análisis y diseño, que empezaran a regir desde el año 2013 para disminuir adicionalmente la probabilidad de daño.

En general la normativa nacional ha demostrado generar estructuras seguras y con niveles de control de daño aceptables. La normativa es relativamente simple lo que permite su aplicación por un ingeniero con conocimientos adquiridos en sus años de estudios de pregrado. Esto permite su aplicación amplia. Adicionalmente el sistema de control existente, en el proceso de desarrollo de nueva infraestructura (Peer Review) para diseño y en el de construcción (Inspección Técnica de Obra) disminuye la probabilidad de incumplimientos.

A pesar de lo anterior la normativa presenta vacíos e inconsistencias importantes los cuales listamos a continuación:

- a. La amenaza sísmica no corresponde a un período de retorno dado. La demanda sísmica normativa está definida para generar una estructura que sabemos que funciona. Es decir esta calibrada sus factores para obtener estructuras que han demostrado buenos resultados.
- b. No considera la presencia de fallas activas superficiales.

- c. La clasificación de suelo de solo los 30 metros superiores es insuficiente para caracterizar la modificación de la amenaza, en particular en terremotos de gran magnitud.
- d. No establece procedimientos para atacar situaciones fuera de norma.
- e. No considera en forma directa, ni permite la verificación de objetivos de desempeño.
- f. No permite considerar efectos de interacción suelo estructuras
- g. No toma en cuenta la gran sobre resistencia y bajo nivel de daño en el nivel de amortiguamiento. Es por esto que edificios altos son diseñados con el corte mínimo aun se mantiene con valores del 5%, siendo que debiese ser menores.
- h. No existe una compatibilidad del espectro de diseño para cálculo de resistencia de los elementos estructurales, con el espectro de diseño para desplazamientos.
- i. No existe una consideración directa de la no linealidad, mecanismos de colapso, reconocimiento de demandas de ductilidad esperada.
- j. Los factores de Reducción han sido estimado en forma empírica sin verificación.
- k. No considera los efectos del sismo en la dirección vertical o combinación de direcciones ortogonales horizontales.
- l. No considera la evaluación de irregularidades en forma directa. Esta se desarrolla a partir de las derivas permitidas en el centro de masa y en una esquina con respecto al centro de masa.
- m. No considera fenómenos secundarios como el efecto P-Delta.
- n. Los requisitos para la protección no estructural están obsoletos. Motivo por el cual se ha generado una normativa alternativa que está en proceso de revisión.
- o. No fomenta la instrumentación y evaluación de estructuras.

B.8 Comentarios generales sobre otros aspectos

B.8.1 Metodología y soporte institucional

Las normas en Chile se desarrollan bajo el amparo del Instituto Nacional de Normalización, organización privada sin fines de lucro. A esta institución llegan propuestas normativas de organizaciones públicas y privadas interesadas en normalizar o codificar productos o procedimientos.

En general las normas de diseño sísmico han sido propuestas por la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA) a través de distintos grupos de trabajo. La asociación agrupa a sismólogos e ingenieros civiles con experiencia en diseño sismorresistente.

Los borradores de norma o modificaciones, son sometidas a un grupo abierto de personas que desean discutir la norma. Estos grupos son profesionales o grupos de interés como empresas de productos o materiales. Los acuerdos deben ser tomados por mayoría. Esta situación obliga a largas discusiones.

Posteriormente el borrador final es puesto en observación o marcha blanca en la comunidad profesional por un período de aproximadamente seis meses. Posteriormente se reciben observaciones y propuestas de modificación. Estas observaciones son analizadas en su mérito por un comité abierto. Finalizada la discusión y aprobado el documento, este es enviado a la revisión de la Organización Mundial del Comercio. Las observaciones realizadas por la OMC son analizadas y se genera el documento final. El procedimiento tiene una duración mínima de un año y ha llegado a durar los procesos de modificación hasta 10 años.

Conjuntamente con la aplicación de la normativas por parte de diseñador y constructor. Todo proceso de diseño y construcción es sometido a revisión de acuerdo a los criterios de la ley. En particular estructuras de más de cuatro pisos y de uso público deben ser revisadas por una persona independiente previamente calificada por el Ministerio de la Vivienda como capaz. Esta persona es corresponsable en aspectos del diseño y debe firmar que el diseño cumple con la normativa nacional.

El proceso constructivo requiere de una inspección independiente llamada Inspección Técnica de Obra.

En general el cumplimiento normativo es amplio y no se registran falencias masivas por temas de calidad o incumplimiento de los contenidos de planos y especificaciones técnicas.

Esto también está justificado por la alta tasa sísmica que prácticamente garantiza que una estructura se verá sometida a un sismo severo durante su vida útil y muy probablemente durante el período de responsabilidad del diseñador (diez años).

B.8.2 Formación profesional

En Chile pueden firmar planos estructurales todos los Ingenieros Civiles (Estructurales, Hidráulicos, Eléctricos, etc.). La educación del Ingeniero Civil tiene como mínimo 6 años,

los cuales se consideran de pregrado. En el transcurso de la carrera en las universidades se estudia dinámica estructural, suficiente para resolverse problemas sísmicos de sistema lineales y elásticos de varios grados de libertad y diseño sismorresistente (en particular la aplicación de la normativa vigente). Adicionalmente como parte de la carrera existen cursos de aplicación en proyectos de hormigón armado, acero y obras como puentes y muelles de las normas nacionales.

En las Universidad de primer nivel, como la Universidad de Chile, se ofertan cursos electivos adicionales como son: diseño sísmico de albañilería, diseño de sistemas pasivos de control de vibraciones, dinámica avanzada de estructuras, análisis no lineal, entre varios otros. Estos son normalmente tomados por la mayoría de los estudiantes con orientación estructural.

El término del proceso de estudio se realiza mediante una Memoria de Título, en la cual el estudiante se enfrenta a la investigación de un tema específico.

Una vez egresado y con el título Universitario, el individuo esta autorizado a ejercer profesionalmente. No requiere pertenecer a un colegio profesional, solo se requiere cumplir con las leyes de la Republica.

No existe el requisito de mantenerse al día en el conocimiento del área ni dar exámenes de validación de conocimientos. Tampoco existen categorías de ingenieros de acuerdo a la experiencia, con excepción del caso de los revisores independientes, los cuales son previamente aprobados por el Ministerio de la Vivienda.

En general el profesional sale con una formación teórica bastante robusta y su experiencia práctica la gana a través de su trabajo en empresas existentes.

B.8.3 Desarrollo futuro e investigación

La modificación de normas en Chile es un proceso lento motivo por el cual distintos ministerios han desarrollado en forma paralela Decretos Supremos, Decretos Ministeriales y Criterios de Diseño Específicos que modifican o remplazan conceptos normativos.

En estos momentos existen un número importante de modificaciones que están en trámite administrativo y que tendrán un impacto en los procedimientos de diseño.

La investigación en Ingeniería Sísmica en Chile es llevada a cabo en las Universidades. El principal fondo de investigación es llamado Fondecyt y depende de la Comisión Nacional de Investigación Científica y Tecnológica de Chile. Este fondo financia investigaciones por

montos de hasta los 250.000 dólares americanos. Existen fondos adicionales como FONDEF, FONDAP y fondos de innovación ministeriales.

NO existe un ente coordinador de los temas de investigación necesarios. Las propuestas provienen de la motivación de los investigadores y por tanto no se presenta una acción conjunta o coordinada.

Existen laboratorios de investigación en las principales Universidad del país. Estos laboratorios permiten realizar ensayos a nivel de componentes y no de estructuras completas. No existen en el país mesas vibratorias para el ensayo estructural de gran escala y en general los actuadores existente son muy reducidos y las cargas que pueden ejercer se limitan bajo las 100 toneladas en forma estática.

TABLA SÍNTESIS - CHILE

NORMAS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE SÍNTESIS DE INFORMACIÓN (Chile)

Brevísima Historia:

Hasta los años 1930 el diseño sísmico en Chile se desarrolla esencialmente a partir de conocimientos de oficinas privados, sin existir una legislación nacional de referencia. La ocurrencia de dos terremotos, en los años 1922 y 1928, con un gran número de heridos y muertos, obliga al estado a establecer un requisito obligatorio de diseño sismorresistente. Este se incorpora como una fuerza estática mínima horizontal en la Ordenanza de Urbanismo y Construcción del año 1933. Estos requisitos prácticamente no cambiaron si no hasta el año 1965 que aparece el primer borrador de una norma de diseño. Esta normativa se oficializaría recién en el año 1972. Es desde este momento que el país cuenta por primera vez con requisitos formales de diseño sismorresistente. La norma del 1972 con nombre NCh433 Of 1972 Diseño Sísmico de Edificios, estuvo en vigencia hasta el año 1993 en la cual se actualizó con información de demanda asociada al conocimiento de los sismos fuertes ocurridos en el período, principalmente el terremoto de la zona central de Chile del 3 de marzo de 1985. Esta norma ha sido modificada, desde su fecha de emisión, en los años 1996 y 2009. Además ha sido recientemente modificada por los Decretos Supremos DS 177 y DS 61, los cual están aún en vigencia.

Norma Vigente: NCh433 de Diseño Sísmico de Edificios

Estado Actual: Modificada por decretos presidenciales DS177 y DS61

Normas y Especificaciones Relacionadas

NCh2369 Diseño de Estructuras e Instalaciones Industriales
NCh2745 Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica
Y normas complementarias como:

- a. NCh1537 Diseño estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de Uso.
- b. NCh3171 Diseño Estructural – Disposiciones Generales y Combinaciones de Cargas.
- c. NCh430 Norma de Hormigón Armado

También existen requisitos de diseño adicionales establecidos por instituciones públicas y privadas dirigidas a proteger instalaciones eléctricas, mineras o carreteras.

Otras normas, reglamentos o especificaciones a las cuales se hace referencia en las normas sísmicas

SÍNTESIS DE LA FILOSOFÍA DE DISEÑO O ESTRATEGIA PREVENTIVA

Objetivos de desempeño: Las edificaciones que cumplan con la Norma deben satisfacer las siguientes limitaciones:

Resistir sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada

Limitar a daños reparables, los que puedan sufrir los elementos no estructurales o estructurales bajo la acción de sismos de mediana intensidad.

Aun cuando se generen daños irreparables, evitar el colapso de la estructura para eventos de más intensidad.

La norma no define los sismos de intensidad moderada ni mediana

	Al igual que muchas de las normas de la región, no se realiza una verificación de distintos objetivos de desempeño
Cuantificación del desempeño	La norma chilena no contempla ni cuantificación ni verificación de las condiciones de desempeño, ya que sólo se hace un análisis asociado a las condiciones de sollicitación sísmica generadas por un sismo de diseño (no hay verificaciones explícitas de condiciones asociadas a sismos moderados).
Probabilidad de Excedencia aceptada, para el sismo de diseño	La norma chilena trabaja con espectros de diseño ajustados a partir de datos empíricos. No se asocian con valores probabilísticos de ocurrencia de sismos.
Importancia de la estructura	Se establecen cuatro Categorías de uso típicos. Siendo el típico residencial y oficina Categoría II. Estructuras esenciales se clasifican con Categoría IV. De acuerdo al uso se establece el factor de importancia I que modifica la demanda (el factor I vale 0,6 para tipo I; 1 para tipo II; y 1,2 para tipos III y IV).
Sismo de servicio	No está definido en la norma.
ALCANCE GENERAL	
<p>La norma NCh 433 establece requisitos mínimos para el diseño sísmico de edificios y también se refiere a las exigencias sísmicas que deben cumplir los equipos y otros elementos no estructurales de edificios.</p> <p>Formalmente la norma excluye el diseño sísmico de puentes, presas, túneles, acueductos, muelles, canales, edificios industriales e a instalaciones industriales. El diseño de estas obras debe regirse por otros documentos.</p> <p>En general se considera que esta norma es aplicable a usos residenciales, uso público, comerciales, oficinas, cuarteles, educación, salud, emergencia, cárceles, infraestructura de utilidad pública (centrales eléctricas y telefonía, correos, radioemisoras, televisión, agua potable y bombeo), instalaciones agrícolas, instalaciones provisorias y de almacenaje menores.</p>	
CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA	
General	<p>La demanda sísmica se establece en la normativa a través de un coeficiente sísmico para el análisis estático y de un espectro de diseño para el análisis modal. La formulación básica se establece a través de cinco conceptos y sus respectivos indicadores:</p> <ol style="list-style-type: none"> a. Uso, Categoría Estructural o Factor de Importancia (I) b. Tipo de Suelo y Parámetros de Suelo (S, n, p, T_o) c. Zona Sísmica (A_o) d. Factor de Reducción de Respuesta (R y R_o) e. Forma Paramétrica Espectral (α)
Mapas de Zonación	Tres zonas sísmicas. A cada una corresponde un valor de referencia de intensidad sísmica, llamado Aceleración Efectiva (A _o) igual a 0.2g; 0.3g y 0.4g. Este valor no corresponde a la aceleración máxima del suelo o a la aceleración que se obtiene de dividir los valores de Pseudo aceleración espectral entre periodos 0.1 y 0.5 segundos.
Clasificación de Terrenos de Fundación	Se establecen seis tipos de suelos. La clasificación se debe realizar con al menos dos parámetros distintos y en al menos los 30 primeros metros desde la superficie. En la clasificación de todos los tipos de suelo se debe priorizar el uso de la medición directa de la velocidad de onda de corte en el sitio de emplazamiento de la estructura.

	<p>Los suelos F son aquellos que pueden sufrir un asentamiento o modificación sustancial durante un sismo y requieren estudios específicos no establecidos en la normativa.</p> <p>De acuerdo al Tipo de Suelo se establecen los parámetros que modifican la demanda sísmica (S, T_0, T_1, n y p) y definen el espectro.</p> <p>La normativa además establece que la demanda especificada no es aplicable en zonas de amplificación topográfica, alteraciones geológicas, estratigrafía no horizontal, entre otras. La norma no establece que hacer en estos casos ni como reconocerlos. Tampoco establece una salida normativa en estos casos.</p>
Factores de Corrección	No se establecen en la norma factores de modificación de los espectros, distintos a los ya mencionados.
Espectros de Diseño	La demanda sísmica de diseño se permite reducir por un coeficiente de Reducción R y R_0 que dependen del método de análisis utilizado (estático R o dinámico R_0) y el sistema estructural predominante. Los factores de Reducción han sido estimados en forma empírica sin verificación. En la tabla 5.1 se dan los valores máximos de reducción permitidos, en función del tipo estructural y los materiales de construcción. En el caso dinámico, el factor R_0 se modifica según el período predominante estructural. El valor del factor de Reducción para sistemas estructurales no clasificados, es de 2. Esto limita considerablemente el diseño de estructuras no clasificadas, considerando que el espectro tiene un plateau típico de 1.0 a 1.3 g y que en las combinaciones de carga debe ser multiplicado por un factor de 1.4.
Espectros de desplazamiento	No se incluyen en la norma. Otras normas sí prevén su uso (como la norma ecuatoriana)
Espectros de velocidades	No se incluyen en la norma.
Ductilidad	No existe una consideración directa de la no linealidad, mecanismos de colapso, reconocimiento de demandas de ductilidad esperada.
Estudios de Sitio	<p>La norma no incluye procedimientos normativos o sugeridos para los casos en los que se requieran estudios de sitio.</p> <p>Una norma adicional, la NCh1508, incluye las consideraciones correspondientes a los estudios geotécnicos, y considera los casos de plasticidad en los suelos. La Norma deja abierta la posibilidad de estudios de sitio, que cuantifiquen las tasas de excedencia de los movimientos máximos del terreno y sus contenidos de frecuencia. Se toleran reducciones hasta de un 20% de los valores normativos. Estos estudios de sitio son indispensables para la evaluación de la confiabilidad.</p>
Efectos de Interacción Suelo-Estructura	No hay consideraciones en la norma sobre este aspecto. No se permiten reducciones de la demanda por este efecto. Tampoco variaciones en el amortiguamiento.
Componente vertical	No consideran los efectos del sismo en la dirección vertical. Solamente se incluyen consideraciones para el cálculo de los voladizos o elementos sensibles a la carga vertical, para los cuales se usan cargas mayoradas: "las marquesinas, balcones, aleros y otros elementos vulnerables a la acción vertical del sismo, se deben diseñar para una fuerza vertical igual a las cargas permanentes más la totalidad de la sobrecarga de uso, aumentadas ambas en un 30%". Para las combinaciones de cargas, se siguen los criterios de la norma NCh3171. Pero no se incluye la componente vertical del sismo.

TIPIFICACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES E IRREGULARIDADES	
General:	
Sistemas Tipificados y Factores de Reducción (estático R y dinámico R_0)	<ul style="list-style-type: none"> - Sistemas de pórticos de concreto armado. $R = 7$ y $R_0 = 11$ - Sistemas de pórticos de acero. $4 \leq R \leq 6$ y $5 \leq R_0 \leq 10$ - Muros y sistemas arriostrados de acero $3 \leq R \leq 6$ y $5 \leq R_0 \leq 10$ - Muros y sistemas arriostrados de concreto armado $R = 7$ y $R_0 = 11$
Tipificación de Irregularidades	La norma chilena no considera la evaluación de irregularidades en forma directa. De manera indirecta, se toman en cuenta a partir de las derivas permitidas en el centro de masa, y en una esquina con respecto al centro de masa de cada planta.
Limitaciones de Altura	En la Norma no se establecen limitaciones de altura para los diferentes sistemas estructurales. La altura solo es limitante en la aplicación del método estático equivalente (aplicable a edificaciones de hasta 5 pisos y a algunas edificaciones de mayor altura). El método estático equivalente incluye muchas limitaciones para su uso, por lo que, en la práctica, en casi todos los casos, se usa el método dinámico de 3 gdl.
CRITERIOS DE MODELADO	
Nivel de Base	<p>Cota o nivel en el cual se supone que la acción sísmica actúa sobre la estructura. Generalmente se restringen todos los grados de libertad de los miembros de la estructura que llegan al nivel de base. La norma no incluye recomendaciones en relación con el modelado de los sistemas de fundaciones ni para la representación del suelo.</p> <p>Art. 7.2.5: "El nivel basal del edificio se debe considerar en la base de sus fundaciones. La consideración de otra posición del nivel basal se debe justificar mediante un análisis".</p>
Fundaciones	<p>7.2.3 y 7.2.4. Se puede considerar la restricción lateral del suelo que rodea la fundación siempre que las características de rigidez y resistencia de dicho suelo garanticen su colaboración y que la fundación se haya hormigonado contra suelo natural no removido. En caso de colocar rellenos en torno a las fundaciones, la restricción lateral que se considere se debe justificar adecuadamente y la colocación de dichos rellenos se debe hacer siguiendo procedimientos de compactación y de control claramente especificados.</p> <p>Para calcular las fuerzas sísmicas que se desarrollan en la base de fundaciones enterradas en terreno plano, se pueden desprestigiar las fuerzas de inercia de las masas de la estructura que queden bajo el nivel de suelo natural y los empujes sísmicos del terreno, siempre que exista la restricción lateral</p> <p>7.3.1. En la evaluación de la posibilidad de deterioro temporal o permanente de las características de resistencia o de deformación de los suelos de fundación como resultado de la acción sísmica; se deben incluir los suelos que pueden ser afectados por pilotes aislados o grupos de pilotes.</p>
Restricción de Grados de Libertad	6.1.1 Cualquiera sea el método de análisis usado, se debe considerar un modelo de la estructura con un mínimo de tres grados de libertad por piso: dos desplazamientos horizontales y la rotación del piso en torno a la vertical.

	5.5.2.1. Si existen dudas sobre la rigidez del diafragma, se debe tomar en cuenta su flexibilidad agregando los grados de libertad que sea necesario o introduciendo separaciones estructurales.
Estimación del período fundamental de Vibración	No se sugiere en la norma un método específico para estimarlo. Se especifica que el valor del período de vibración T^* (período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis) “en cada una de las direcciones de acción sísmica consideradas en el análisis, se debe calcular mediante un procedimiento fundamentado”.
Estado de las Secciones de Miembros	La norma establece el uso de secciones llenas (no fisuradas) y permite también el uso de secciones fisuradas, siguiendo los criterios del ACI 318.
Modelo Analizado	5.5.1 Para el cálculo de las masas se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no puede ser inferior a 25 % en construcciones destinadas a la habitación privada o al uso público donde no es usual la aglomeración de personas o cosas, ni a un 50% en construcciones en que es usual esa aglomeración. La norma no incluye recomendaciones en relación con el modelado de los sistemas de fundaciones ni para a representación del suelo. La norma no incluye recomendaciones en relación con el modelado de los muros.
Dirección de ataque de la acción sísmica	La norma no considera los efectos del sismo en la dirección vertical ni la combinación de direcciones ortogonales horizontales En relación con las acciones sísmicas en el plano horizontal, la norma establece: “5.9.1: la estructura debe ser analizada como mínimo para acciones sísmicas independientes, según cada una de dos direcciones horizontales perpendiculares o aproximadamente perpendiculares”. Sólo se considera una mayoración del 30% de las cargas permanentes y transitorias sobre apéndices y voladizos sensibles a la componente vertical del sismo.
Interacción con mampostería de cerramientos	La norma establece que si la deformación de entrepiso en la zona de contacto con el tabique (no flotante) es superior a $0,001h$, debe incorporarse el comportamiento del tabique en el modelo de análisis. No sugiere ningún tipo de procedimiento para hacerlo
Edificios de muros portantes de concreto armado	La norma no incluye recomendaciones en relación con el modelado de muros.
Comentarios adicionales	Para la modelación en general se utilizan programas de análisis estructural. Se requiere la modelación en tres dimensiones y en el caso en que se realicen análisis planos se deben compatibilizar los grados de libertad vertical de ejes resistentes ortogonales.
MÉTODOS DE ANÁLISIS	
Análisis estático equivalente	El método estático está limitado a estructuras de no más de cinco pisos o 20 metros. Para estructuras de 6 a 15 pisos que cumplen ciertas condiciones, se permite su uso. En la práctica, no se utiliza extensamente dado que en varias situaciones debe ser verificado contra el método dinámico, que controla.

	En el método estático se utiliza una única expresión de distribución vertical de las fuerzas, la cual incluye la influencia de los modos superiores.
Análisis dinámico plano (1 gdl por planta)	No se contempla expresamente. La norma requiere la modelación en tres dimensiones y en el caso en que se realicen análisis planos se deben compatibilizar los grados de libertad vertical de ejes resistentes ortogonales.
Método de la torsión estática equivalente	Para el caso en que se utilice el análisis estático simplificado, debe ser aplicado también el método del momento torsor estático equivalente (sección 6.2.8).
Análisis dinámico espacial (3 gdl por planta)	Para el análisis modal espectral se requiere ordenar los modos de mayor período al menor y considerar en el análisis al menos el 90% de la masa modal efectiva. Los modos son combinados obligatoriamente por el método de Combinación Cuadrática Completa (CQC), considerando 5% de amortiguamiento crítico.
Análisis dinámico espacial con diafragma flexible	En relación con la flexibilidad del diafragma, la norma establece “se debe verificar la rigidez y la resistencia, de manera que sean capaces de transmitir las cargas inerciales a los planos verticales resistentes. Si existen dudas sobre la rigidez del diafragma, se debe tomar en cuenta su flexibilidad, agregando los grados de libertad que sean necesarios, o introduciendo separaciones estructurales”. Para el caso de diafragmas flexibles, se limita la deriva en cada cadena al valor de 0,002h.
Método de análisis dinámico con acelerogramas	No se contempla en la norma chilena.
Análisis estático inelástico (“pushover”)	No se contempla en la norma chilena
Otros métodos de análisis	La norma no contempla el uso de otros métodos. Sólo considera dos métodos de análisis: estático y dinámico espectral. Sólo menciona modelos y métodos lineales.
VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD Y/O DESEMPEÑO	
La norma no posee procedimiento de verificación del diseño o la confiabilidad estructural.	
Control de Cortantes Mínimos de Diseño	La norma establece un límite mínimo al cortante basal. Si la componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que, $I A_o P / 6 g$, los esfuerzos, desplazamientos y rotaciones de los diafragmas se deben multiplicar por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte alcance el valor señalado, como mínimo. I es el coeficiente de importancia, A_o la aceleración del terreno, P el peso del edificio y g la aceleración de la gravedad.
Deformabilidad de la Estructura	La norma no considera fenómenos secundarios como el efecto P-Delta. Se fijan valores máximos permitidos, tanto para la deriva en el centro de masa, como en los extremos del piso. (Sección: 5.9.2: “La deriva, medida en el centro de masas, no debe ser mayor que 0.002h” y la sección 5.9.3 “El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta, no debe exceder en más del 0,001h al desplazamiento relativo correspondiente, medido en el centro de masa”).

Límites de deformaciones torsionales	El artículo 5.9.3 expresa: “El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0,001 h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso”.
Otros aspectos de interés	La norma recomienda un límite máximo para el corte basal de $IC_{max}P$. P es el peso e I es el coeficiente de importancia de la estructura. El valor de C_{max} (coeficiente sísmico) se presenta en la Tabla 6.4 de la norma y varía según el coeficiente de reducción R. En caso en que el corte basal resulte mayor que este valor, las solicitaciones de los elementos estructurales se pueden multiplicar por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor $IC_{max}P$. Esta disposición no rige para el cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso.
EVALUACIÓN Y READECUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	
Normativa	Existe un anexo de referencia (Anexo A, de carácter informativo: “Daño sísmico y recuperación estructural”). Este anexo no tiene carácter normativo. Se dan lineamientos generales. En él se recomienda realizar revisiones periódicas de estructuras críticas. No establece procedimientos, límites o referentes para la ejecución de estas labores. No existe una normativa chilena en estos aspectos.
APORTES NOVEDOSOS Y ASPECTOS VENTAJOSOS	
Comentarios	En general la normativa nacional ha demostrado generar estructuras seguras y con niveles de control de daño aceptables. La normativa es relativamente simple lo que permite su aplicación por un ingeniero con conocimientos adquiridos en sus años de estudios de pregrado. Esto permite su aplicación amplia. Adicionalmente el sistema de control existente, en el proceso de desarrollo de nueva infraestructura (Peer Review) para diseño y en el de construcción (Inspección Técnica de Obra) disminuye la probabilidad de incumplimientos.
Direccionalidad	No hay consideraciones especiales que comentar aparte de las mencionadas más arriba.
Componente Vertical	La norma no la considera. Se especifican mayoraciones de carga del 30% para elementos como voladizos y otros sensibles a la componente vertical.
Los Estudios de Sitio	La norma no incluye procedimientos normativos o sugeridos para los casos en los que se requieran estudios de sitio.
Evaluación de los Efectos Torsionales	Sólo se incluyen limitaciones de derivas de piso que engloban los efectos de la torsión accidental. El análisis de la torsión accidental se puede realizar de dos maneras: desplazando el centro de masas, según lo indica la norma, o aplicando momentos estáticos torsores (artículo 6.3.4.a). Se pueden desprestigiar los efectos de la torsión accidental en el diseño de los elementos estructurales si, al realizar el análisis indicado en 6.3.4 a), se obtienen variaciones de los desplazamientos horizontales en todos los puntos de las plantas del edificio iguales o inferiores al 20%, respecto del resultado obtenido del modelo con los centros de masas en su ubicación natural.
Instrumentación Sísmica	No se contempla en la norma.

Dispositivos de reducción de respuesta sísmica	No está incluido en esta norma. Pero en Chile existe otra norma: NCh2745. Esta norma regula completamente el diseño de estructuras aisladas y hace referencia extensa a la Norma NCh433. La demanda sísmica, los procedimientos de análisis y diseño de la norma de aislación no coinciden con lo establecido en la Norma NCh433. Sin embargo se establece que la estructura debe resistir al menos el cortante mínimo establecido en la NCh433 con el período de la estructura aislada.
Método simplificado de análisis y diseño para viviendas de 1 y 2 pisos	No se contempla específicamente. Existe un método simplificado (estático equivalente) que puede ser utilizado para estructuras de hasta cinco pisos.
Otros aspectos ventajosos	
LIMITACIONES O DEBILIDADES	
Autoridad Competente	Las normas en Chile se desarrollan bajo el amparo del Instituto Nacional de Normalización, organización privada sin fines de lucro. A esta institución llegan propuestas normativas de organizaciones públicas y privadas interesadas en normalizar o codificar productos o procedimientos. En general las normas de diseño sísmico han sido propuestas por la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA). Los borradores de norma son discutidos en grupos abiertos de profesionales y grupos de interés. El proceso es engorroso y culmina con la aprobación de la OMC. Puede tomar unos diez años. Todo proceso de diseño y construcción de edificios de más de 4 pisos y uso público, debe ser revisado por una persona independiente, calificada por el Ministerio de Vivienda. Se considera que hay un cumplimiento adecuado de la normativa vigente.
Mapa de Fallas Activas	No se incluyen en la norma.
Factores de Modificación de Espectros de Respuesta	
Presencia de Irregularidades Topográficas	No se contemplan. Para la aplicación de la norma, se supone que los terrenos son de topografía y estratificación horizontal, y las estructuras afectadas se encuentran lejos de singularidades geomorfológicas y topográficas. La norma no incluye procedimientos normativos o sugeridos para los casos en los que se requieran estudios de sitio.
Factores de reducción de espectros	Se consideran dos tipos de factores de reducción, para análisis estático y dinámico. Los factores de Reducción han sido estimados en forma empírica sin verificación.
Espectros en Suelos Licuables que han sido mejorados	Una norma adicional, la NCh1508, incluye las consideraciones correspondientes a los estudios geotécnicos, y considera los casos de plasticidad en los suelos.

Interacción de la estructura portante con los elementos de mampostería no reforzada	Ver más arriba
Limites en la Deriva Tolerada	Ver más arriba
Viviendas de una o dos plantas	Aun cuando las viviendas de cualquier número de niveles pueden ser diseñadas con los lineamientos de esta norma, no hay un articulado específico con recomendaciones simplificadas para su diseño o evaluación.
Evaluación del desempeño esperado	No se incluye explícitamente.
Sistemas de Aislamiento Sísmico o de Disipadores de Energía	Ver más arriba.
Limitaciones en la Formación del Usuario	Como la norma es de uso simple, es utilizada sin mayores problemas por los ingenieros graduados de universidades chilenas. Se considera que en las mejores universidades chilenas la formación es de alto nivel.
Otras limitaciones o debilidades	<ul style="list-style-type: none"> - La amenaza sísmica no corresponde a un período de retorno dado. La demanda sísmica normativa está definida para generar una estructura que sabemos que funciona. Es decir esta calibrada sus factores para obtener estructuras que han demostrado buenos resultados. - La clasificación de suelo de solo los 30 metros superiores es insuficiente para caracterizar la modificación de la amenaza, en particular en terremotos de gran magnitud. - No permite considerar efectos de interacción suelo estructuras - No toma en cuenta la gran sobre resistencia y bajo nivel de daño en el nivel de amortiguamiento. Es por esto que edificios altos son diseñados con el corte mínimo aun se mantiene con valores del 5%, siendo que debiese ser menores. - No existe una compatibilidad del espectro de diseño para cálculo de resistencia de los elementos estructurales, con el espectro de diseño para desplazamientos. - No existe una consideración directa de la no linealidad, mecanismos de colapso, reconocimiento de demandas de ductilidad esperada. - Los factores de Reducción han sido estimado en forma empírica sin verificación. - No considera la evaluación de irregularidades en forma directa. Esta se desarrolla a partir de las derivas permitidas en el centro de masa y en una esquina con respecto al centro de masa. - Los requisitos para la protección no estructural están obsoletos. Motivo por el cual se ha generado una normativa alternativa que está en proceso de revisión. - No fomenta la instrumentación y evaluación de estructuras.



ANEXO C - Colombia
Alberto Sarría y Luis G. Aycardi

Normas para el diseño sismorresistente

Informe país: Colombia

C.1 Introducción

C.1.1 Identificación de la norma sísmica

Este documento se acoge a los lineamientos generales establecidos durante la reunión de Geópolis realizada en Caracas, Venezuela, los días 2 y 3 de julio de 2012. Para su preparación el autor se apoya en el documento más reciente conocido como NSR-10 y además en varios documentos escritos al respecto de la NSR en general.

En Colombia la normativa sismo resistente se conoce con el nombre del documento NSR, que en su expresión corta equivale a Norma Sismo Resistente Colombiana. El número que sigue a las letras NSR corresponde al año en el cual se actualizó y fue aprobada la actualización siguiendo el mecanismo legal que tiene la normativa sismo resistente de Colombia. La Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS, ha tenido una participación permanente y decisiva en todo lo relacionado con la normativa sismo resistente de Colombia.

La NSR es un documento que tiene carácter de Ley de la República y es de obligatorio cumplimiento en todo el territorio nacional de Colombia.

Para su actualización la normativa dispone de un mecanismo conformado por una Comisión Asesora Permanente con mecanismos establecidos para cumplir con dicha tarea. Esta comisión depende directamente de la Presidencia de la República y está conformada por personas destacadas en el mundo de la ingeniería del diseño, de la construcción y diferentes componentes del gobierno nacional y del sector privado. La Comisión Asesora Permanente recoge las inquietudes de todos los usuarios de la NSR que hayan hecho consultas, críticas o que en general, de manera oficial y escrita se pronuncien sobre temas que le competan a la normativa.

La actualización de la normativa implica la participación de una gran cantidad de profesionales vinculados a los diferentes comités de la AIS. Las propuestas de cambio deben ser estudiadas y luego sometidas a votación hasta que se llega por adición a un documento general que debe ser aprobado por el Comité AIS-100 que lo presenta a la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes. Discutido y aprobado allí, la Comisión lo presenta para una discusión de orden nacional ubicando el documento en una página de

Internet. En el caso de la NSR-10 hubo más de 600 observaciones todas y cada una de las cuales fueron contestadas.

La primera edición de la normativa colombiana apareció en diciembre de 1984 y se denominó Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, CCCSR. Aproximadamente trece años después apareció la versión NSR-98 correspondiente a un documento muy ampliado y corregido del CCCSR; este documento tuvo que ser aprobado por el Congreso Nacional para lo cual la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica sirvió como conexión entre el mundo político y el mundo de la industria de la construcción. En el año 2010 apareció el documento NSR-10 al cual hubo que hacerle una serie de correcciones. En la actualidad la versión definitiva de la NSR-10 ya está en uso.

La normativa sismo resistente es un viejo anhelo de muchos ingenieros colombianos. Su origen se debió a una serie de conversaciones y reuniones realizadas entre los miembros de la AIS. De esas reuniones surgieron estudios básicos que permitieron llegar a proponer borradores avanzados sobre una normativa a finales de la década de los años 70 del siglo pasado. Se consideraron aproximaciones como los de SEAOC, reglamentaciones de Nueva Zelanda, de Japón y posteriormente el denominado ATC-3.

El 31 de marzo de 1983 ocurrió un sismo que causó muy graves daños a la vieja e histórica ciudad de Popayán, localizada al sur occidente del país. El Gobierno Nacional decidió que era el momento de actuar sobre la reglamentación de la construcción y encargó a la AIS de la preparación de lo que fue llamado el CCCSR, el cual fue expedido en forma de Decreto LEY por las atribuciones extraordinarias que le había conferido el Congreso Nacional al Presidente de la República, doctor Belisario Betancur.

La normativa se ha desarrollado bajo el auspicio de la AIS y en la actualidad está conformada por una extensa publicación presentada en cuatro volúmenes. El soporte nacional a ese gran documento lo ha conformado no solamente una gran cantidad de estudios experimentales y analíticos. Además de los muy importantes y sostenidos trabajos del antiguo Ingeominas, también ha sido soportado mediante la recopilación de muchos estudios de geología de campo realizados para centrales hidroeléctricas, vías de comunicación y otros proyectos de infraestructura. Algunos de los estudios geológicos han incluido reconocimiento e investigaciones detalladas de neo tectónica en algunos puntos del país.

En la parte sismológica, el aporte principal lo han suministrado la Red Sismológica Nacional de Colombia, RSNC, manejada por el antiguo Ingeominas, la red sismológica del Antiguo Instituto Geofísico de la Universidad Javeriana, varias redes sismológicas y vulcanológicas de cubrimiento regional y además una serie de estudios de micro sismicidad adelantados

durante varios lustros en el país. En cuanto a la información sismológica nacional resulta indispensable anotar que la calidad de la ubicación de epicentros e hipocentros y la asignación de magnitudes ha mejorado al pasar de las cinco estaciones del antiguo Instituto Geofísico de los Andes a las 26 estaciones actuales de la RSNC que complementan a menudo su información con aquella de las redes regionales.

En sus inicios la normativa desató fuertes polémicas en la industria de la construcción colombiana. Hubo opiniones que afirmaban que el empleo de la normativa elevaría los costos de las nuevas edificaciones a niveles tan altos que podrían causar casi una parálisis en la construcción. En el otro extremo, muchas voces recomendaban confiar en que el documento había sido elaborado por gente seria y conocedora del tema y que su aplicación aunque pudiese representar un incremento menor en la construcción a la larga resultaría benéfico para el país. Con el paso de los años las cosas fueron tomando su cauce normal hasta que la normativa se convirtió en algo que hace parte de la vida nacional.

Aunque el cumplimiento de la norma no se puede dar por un hecho cierto, puede decirse con certeza que la calidad de la construcción colombiana en la actualidad es muy superior a la que se hacía previamente a su aparición y evolución. Sismos recientes han mostrado su bondad y edificaciones diseñadas y construidas cumpliendo la norma han resultado incólumes en cuanto al sistema estructural o con daños muy menores. En la actualidad varias empresas de la industria aseguradora nacional consideran de una u otra forma la normativa como una componente importante y confiable para la evaluación de sus pérdidas probables frente a escenarios sísmicos futuros.

En un país con las limitaciones propias de Colombia es difícil que una normativa mantenga una coherencia y una dinámica que le permitan actualizarse y modernizarse si no existe una institución que lo logre. Tal es el caso de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS. Sin embargo, sin un hilo conductor con suficiente conocimiento y capacidad de convicción, la AIS no lo hubiera logrado. En el caso colombiano el hilo conductor, el líder de la innovación y la modernización de la normativa, ha sido desde el principio el ingeniero Luis Enrique García Reyes que en épocas recientes fue presidente internacional del American Concrete Institute, ACI.

Hacia el futuro, la NSR-10 actualmente vigente, ha de enfrentar cambios; posiblemente no podrá seguir ampliándose aunque sí tendrá que adecuarse a nuevos materiales, nuevos conceptos y nuevas técnicas constructivas y posiblemente en algún momento se complementará con un código colombiano de construcciones que regule muchos aspectos hoy sueltos en la industria de la construcción y el urbanismo básico. Es de esperarse que las nuevas generaciones sean capaces de asumir esas responsabilidades.

C.2 Alcance de la norma

Las construcciones que se adelanten en el territorio nacional de la República de Colombia deberán ajustarse a las normas establecidas en la NSR-10 en las disposiciones que la reglamenten. Corresponde a las oficinas o dependencias distritales o municipales encargadas de conceder las licencias de construcción, la exigencia y vigilancia de su cumplimiento. Estas se abstendrán de aprobar proyectos o planos de construcciones que no cumplan con las normas señaladas en esta Ley o sus reglamentos.

Las construcciones deberán sujetarse estrictamente al correspondiente proyecto o planos aprobados.

Las disposiciones de la NSR-10 y sus reglamentos no comprenden el diseño y construcción de estructuras especiales como puentes, torres de transmisión, torres y equipos industriales, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas estructuras cuyo comportamiento dinámico difiera del de edificaciones convencionales, o no estén cubiertas dentro de las limitaciones de cada uno de los materiales estructurales prescrito.

La NSR-10 contiene además una serie de regímenes especiales para la expedición de licencias de construcción que se refieren a la obras de infraestructura como aeropuertos redes viales e instalaciones de diverso orden.

C.3 Filosofía general de la norma NSR-10

La NSR-10 presenta requisitos mínimos de diseño con el fin primordial de proteger en primer lugar la vida de los ocupantes y en segundo lugar, como una consecuencia, intentar proteger el patrimonio garantizando que el sistema estructural sobreviva a los sacudimientos máximos establecidos para escenarios sísmicos compatibles con la sismo tectónica nacional, propuestos para una probabilidad de excedencia de los parámetros de diseño obtenidos dentro de un periodos de retorno establecido.

La protección del patrimonio no establece la supervivencia de los elementos no estructurales, aunque hace consideraciones para que los eventuales daños sobre estos elementos se minimicen. La probabilidad de excedencia y el periodo de retorno de la NSR-10 son esencialmente los mismos que la mayoría de las normativas internacionales actuales, 10% de probabilidad de excedencia para la aceleración horizontal local en terreno firme en un lapso de vida útil de 50 años que a la luz de la probabilidad anotada conduce a un periodo de retorno de 475 años.

La normativa toma como meta implícita el mejoramiento colectivo de la industria de la construcción y los actores allí involucrados, sean profesionales de diseño o construcción o sean fabricantes de materiales. Una parte esencial de esto corresponde al alto porcentaje de la población colombiana, más del 95%, que habita en regiones que pueden verse sacudidas por futuros sismos localmente intensos.

Para cumplir con este objetivo, la NSR-10 ha tenido que tomar en cuenta de manera cuidadosa las características sismo tectónicas de Colombia, se ha apoyado en estudios analíticos y experimentales sobre las construcciones nacionales, ha recopilado y analizado los estudios geotécnicos de las principales ciudades del país. Además, ha recopilado y analizado los registros de aceleración obtenidos en acelerógrafos calibrados instalados en zonas urbanas del país con énfasis especial en suelos de características muy particulares, no solo desde el punto de vista de sus relaciones constitutivas sino desde el punto de vista del espesor, como es el caso de los suelos blandos y gruesos de Bogotá, ciudad capital con cerca de ocho millones de habitantes.

Como regla general, quienes han tenido la responsabilidad de la ejecución y modernización de la normativa colombiana siempre han estado al tanto de lo que ocurre en otros países y la forma como ellos abordan sus propios problemas en sus propias normativas. La consecuencia de estas acciones colectivas y la comparación con reglamentos extranjeros es que la NSR-10 comparte aproximaciones similares a los de otras normativas en varios aspectos del diseño de edificaciones resistentes a la acción sísmica.

Muchos congresos y seminarios técnicos se han desarrollado en Colombia con el fin de que profesores universitarios e ingenieros en la práctica del diseño estructural, del diseño de cimentaciones comunes y complejas y los constructores, analicen y discutan características propias de las construcciones, los materiales y la sismicidad y la tectónica nacional. En pocas palabras, una importante componente de la filosofía de la normativa ha sido apoyarse en realidades nacionales sin intentar ser demasiado innovadora en temas que pueden implicar la seguridad de la vida y el patrimonio. En estos casos la prudencia ha sido una guía.

Como componente fundamental de la filosofía general de la norma está el mejoramiento del bienestar de la sociedad dado que la construcción es una de las industrias más importantes del país. Una mejora en la construcción implica necesariamente una mejora en el bienestar de la población porque incrementa la seguridad colectiva.

Una componente filosófica de la normativa que no figura explícitamente en su texto, es servir como un medio de educación complementaria a los ingenieros que de una u otra forma participan en la industria de la construcción nacional. Así mismo, servir de guía a funcionarios

públicos que deben cumplir funciones de control sobre los documentos que se entregan para expedir las licencias de construcción.

C.4 Objetivos de desempeño

Se ha anotado que la NSR ha sido cautelosa en determinados componentes de los temas que cubren o cubrirían al respecto del comportamiento estructural. Aspectos relacionados con el desempeño estructural durante los sacudimientos sísmicos no son tratados de manera explícita por NSR-10.

Hay un aparte que se refiere a las consideraciones del umbral de daño y su periodo de retorno pero no hay una aproximación global e integrada a las nociones de espectros de daño uniforme o aproximaciones similares.

C.5 Resumen del contenido

En su concepción general la normativa sismo resistente colombiana está dividida en Títulos que cubren temas especiales. Hay un prefacio de la normativa que en sí mismo se convierte en un excelente resumen del documento. Como ha sido anotado, la normativa actualmente vigente corresponde a la NSR-10. De acuerdo con la experiencia de lo ocurrido en la historia de la normativa, pasarán varios lustros antes de que este documento se convierta en una versión nueva y actualizada.

Los siguientes son los Títulos de la NSR-10:

- **Título A: Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente**
Los principales apartes son los siguientes:
Introducción. Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño. Requisitos generales de diseño sismo resistente. Método de la fuerza horizontal equivalente. Método del análisis dinámico. Requisitos de la deriva. Interacción suelo-estructura. Efectos sísmicos sobre elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica. Elementos no estructurales. Evaluación e intervención de edificaciones construidas antes de la vigencia de la NSR-10. Instrumentación sísmica. Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos de usos III y IV. Definiciones y nomenclatura del Título A. Apéndice A.1: Recomendaciones sísmicas para algunas estructuras que se salen del alcance del reglamento. Apéndice A.2 Recomendaciones para el cálculo de los efectos de interacción dinámica suelo-estructura. Apéndice A.3. Procedimiento no lineal estático de plastificación progresiva “push over”. Apéndice A.4 Valores de Aa, Av, Ae y Ad. Como en todos los títulos, cada uno de los apartes se subdivide; esta

subdivisión se puede apreciar en el Título E, correspondiente a casas de uno y dos pisos cuyo temario se presenta más adelante. El Título A y sus apéndices ocupan 174 páginas de la normativa sismo resistente.

- **Título B: Cargas**

Los principales apartes son los siguientes:

Requisitos generales. Combinación de cargas. Cargas muertas. Cargas vivas. Fuerzas de viento. Empuje de tierras y presión hidrostática. El Título B ocupa 82 páginas de la normativa sismo resistente.

- **Título C: Concreto Estructural**

Los principales apartes son los siguientes:

Requisitos generales. Notación y definiciones. Materiales. Requisitos de durabilidad. Calidad del concreto, mezclado y colocación. Cimbras y encofrados. Detalles del refuerzo. Análisis y diseño- consideraciones generales. Requisitos de resistencia y funcionamiento. Cimbras y encofrados, embebidos y juntas de construcción. Detalles del refuerzo. Análisis y diseño-consideraciones generales. Requisitos de resistencia y funcionamiento. Flexión y cargas axiales. Cortante y torsión. Longitudes de desarrollo y empalmes del refuerzo. Sistemas de losa en una y dos direcciones. Muros. Cimentaciones. Concreto prefabricado. Elementos compuestos, concreto-concreto sometidos a flexión. Concreto pre esforzado. Cáscaras y losas plegadas. Evaluación de la resistencia de estructuras existentes. Requisitos de diseño sismo resistente. Concreto estructural simple. Tanques y estructuras de ingeniería ambiental de concreto. Apéndice C-A modelos puntal-tensor. Apéndice C-B, Disposiciones alternativas de diseño para elementos de concreto reforzado y pre esforzado sometidos a flexión y a compresión. Apéndice C-C, factores de carga y reducción de la resistencia alternativa. Apéndice C-D, anclaje al concreto. Apéndice C-F, equivalencia entre el sistema SI y el sistema inglés de las ecuaciones no homogéneas del Título C de la NSR-10. Apéndice C-G, Procedimiento alternativo de diseño para el método de los esfuerzos admisibles. Referencias del comentario. Glosario de términos usados en el Título C de la NSR-10. El Título C ocupa 575 páginas de la normativa sismo resistente.

- **Título D: Mampostería estructural**

Los principales apartes son los siguientes:

Requisitos generales. Clasificación, usos, normas, nomenclatura y definiciones. Calidad de los materiales en la mampostería estructural. Requisitos constructivos para mampostería estructural. Requisitos generales de análisis y diseño. Mampostería de cavidad reforzada. Muros de mampostería reforzada construidos

con unidades de perforación vertical. Muros de mampostería parcialmente reforzada construidos con unidades de perforación vertical. Muros de mampostería no reforzada. Mampostería de muros confinados. Muros de diafragma. Mampostería reforzada externamente. Apéndice D-1, diseño de mampostería estructural por el método de los esfuerzos de trabajo admisibles. El título D ocupa 73 páginas de la normativa sismo resistente.

- **Título E: Casas de uno y dos pisos**

Los principales apartes son los siguientes:

Alcance. Clasificación, usos, normas, nomenclatura y definiciones. Calidad de los materiales en la mampostería estructural. Requisitos constructivos para mampostería estructural. Requisitos generales de análisis y diseño. Mampostería de cavidad reforzada. Muros de mampostería reforzada construidos con unidades de perforación vertical. Muros de mampostería parcialmente reforzada construidos con unidades de perforación vertical. Muros de mampostería no reforzada. Mampostería de muros confinados. Muros diafragma. Mampostería reforzada externamente. El Título D ocupa 68 páginas de la normativa sismo resistente.

- **Título F: Estructuras Metálicas**

Los principales apartes son los siguientes:

Requisitos generales. Estructuras de acero con perfiles laminados y tubulares estructurales. Provisiones sísmicas para estructuras de acero con perfiles laminados, armados y tubería estructural. Estructuras de acero con perfiles de lámina formada en frío. Estructuras de aluminio. Apéndice F.5-A, nomenclatura de productos de aluminio. Apéndice F.5-B, valores típicos de vida para diseño. Apéndice F.5-C, derivación de esfuerzos límite del material en el diseño. Apéndice F.5 D, cálculo del momento elasto-plástico. Apéndice F.5-E, regiones afectadas por el calor-adyacentes a soldaduras. Apéndice F.5-F, fórmula general para las propiedades torsionales de secciones abiertas de pared delgada. Apéndice F.5-G, pandeo torsional lateral de vigas. Apéndice F.5-I ecuaciones de curvas de diseño. Apéndice F.5-J, datos de resistencia a la fatiga. El Título F ocupa 599 páginas de la normativa sismo resistente.

- **Título G: Estructuras de madera y estructuras de guadua**

Los principales apartes son los siguientes:

Requisitos generales. Bases para el diseño estructural. Diseño de elementos solicitados por flexión. Diseño de elementos solicitados por fuerza axial. Diseño de elementos solicitados por flexión y carga axial. Uniones. Diafragmas horizontales y muros de corte. Armaduras. Sistemas estructurales Aserrado. Reparación, fabricación, construcción, montaje y mantenimiento. Estructuras de guadua. Apéndice G-A,

Metodología para la obtención de esfuerzos admisibles. Apéndice G-B, parámetros para estructuración del reglamento. Apéndice G-C, Contracciones. Apéndice G-D, equilibrio de contenido de humedad. Apéndice G-E, Normas expedidas por el ICONTEC complementarias del Título G. Apéndice G-F, propiedades de secciones preferenciales medidas nominales. Apéndice G-G, cargas admisible para el diseño de entablados. El Título G ocupa 156 páginas de la normativa sismo resistente.

- **Título H: Estudios geotécnicos**

Los principales apartes son los siguientes:

Introducción. Definiciones. Caracterización geotécnica del subsuelo. Cimentaciones. Excavaciones y estabilidad de taludes. Estructuras de contención. Evaluación geotécnica de efectos sísmicos. Sistema constructivo de cimentaciones, excavaciones y muros de contención. Condiciones geotécnicas especiales. Rehabilitación sísmica de edificios: amenaza de origen sísmogeotécnico y reforzamiento de cimentaciones. El Título H ocupa 64 páginas de la normativa sismo resistente.

- **Título I: Supervisión técnica**

Los principales apartes son los siguientes:

Generalidades. Alcance de la supervisión técnica. Idoneidad del supervisor técnico y su personal auxiliar. Recomendaciones para el ejercicio de la supervisión técnica. El Título I ocupa 20 páginas de la normativa sismo resistente.

- **Título J: Requisitos de protección contra el fuego en edificaciones**

Los principales apartes son los siguientes:

Generalidades. Requisitos generales para protección contra incendios en las edificaciones. Requisitos de resistencia contra incendio en las edificaciones. Detección y extinción de incendios. El Título J ocupa 34 páginas de la normativa sismo resistente.

- **Título K: Otros requisitos complementarios**

Los principales apartes son los siguientes:

Generalidades, propósito y alcance. Requisitos para zonas comunes. Requisitos especiales para vidrios, productos de vidrio y sistemas variados. El Título K ocupa 61 páginas de la normativa sismo resistente.

La NSR-10 es un documento profusamente ilustrado. Cada uno de los apartes descritos en los Título A hasta K, se dividen en grupos que cubren los detalles y especialidades del título. Hay gráficas, tablas y figuras especiales que ilustran detalles al usuario.

C.6 Principales aportes, fortalezas, ventajas y aspectos novedosos

La NSR-10 es una actualización y modernización de la normativa cuya anterior versión correspondía a la NSR-98, vigente entre 1998 y 2010. Varios de los títulos de la NSR-10 tuvieron actualizaciones a fondo con respecto al contenido de la NSR-98.

Un importante aporte de la NSR-10, desde el punto de vista del diseño sísmico, corresponde a la evaluación de las derivas empleando el espectro total y la aplicación del factor de reducción R a las fuerzas obtenidas de este análisis. Esta actualización permite el empleo de un valor de R particular para cada elemento. Por ejemplo un R mayor para las vigas que para las columnas.

Otro aporte con respecto a la NSR-98 consistió en la mayor generalización de aspectos que por su presentación pueden convertirse en elementos didácticos para ingenieros que llegan al empleo de la normativa.

Otro aporte corresponde a requisitos especiales para zonas de riesgo sísmico moderado con algunas variantes con respecto a los del ACI puesto que en Colombia las dos ciudades más grandes del país, Bogotá y Medellín, se hallan ubicadas en zonas de riesgo sísmico moderado pero cerca de la frontera de zona de riesgo sísmico alto.

En cuanto a las fortalezas de la norma debe mencionarse que su empleo es generalizado y se toma en cuenta en muchas actividades de la vida económica nacional, lo cual indica que la normativa se ha imbricado de manera decisiva dentro de la construcción del país. El empleo de la normativa en Colombia es tomado ahora como algo favorable y hace ya mucho tiempo que en lugar de rechazarla, la normativa se acoge como algo que beneficia a todo el mundo.

Entidades del sector asegurador toman en cuenta la norma, o partes de la normativa, para las modelaciones de la estimación de sus posibles pérdidas en escenarios sísmicos con períodos de retorno acordes con sus necesidades y de acuerdo con las recomendaciones de la Superintendencia Financiera de Colombia que tiene una reglamentación al respecto.

Una de las ventajas de la normativa colombiana es su evolución hacia la incorporación progresiva de las particularidades de la sismotectónica nacional y las características de los materiales más empleados en el país, procurando depender cada vez menos de características tomadas de otros países.

Como ventajas, está claro que la normativa organiza a los ingenieros diseñadores y su cabal cumplimiento los libera de responsabilidades en caso de ocurrir una catástrofe

sísmica. El cumplimiento a cabalidad de la normativa implica que en caso de una catástrofe las responsabilidades de los posibles daños recaen sobre la misma sociedad, la sociedad colombiana, que a través de personas especializadas prepararon las sucesivas versiones por encargo de la misma sociedad.

C.7 Limitaciones y debilidades de la norma

Una de las principales limitaciones de la NSR-10 está centrada en su incapacidad para prevenir el daño por la acción sísmica sobre los muros divisorios y fachadas de edificaciones en las cuales se usa el ladrillo con este propósito. Es conocido que un muro de ladrillo inicia su fracturación a una deriva horizontal mucho menor que la deriva que inicia la fracturación anómala de un sistema estructural de concreto reforzado.

El cubrimiento de primas de seguro contra terremoto en recientes sismo que han ocurrido en Colombia indica que un alto porcentaje de esas primas se debe a indemnizaciones por daños en muros y fachadas de ladrillo y las consecuencias que ello implica como el tener que cubrir arriendos mientras se reparan los daños. Muchos ingenieros y empresarios colombianos con diversas actividades en la industria de la construcción consideran que es conveniente un cambio hacia sistemas de muros divisorios y fachadas que sufran menos daños, por ejemplo que no sean tan frágiles como el ladrillo, y cuya reparación también resulte más sencilla y más económica y rápida que intervenir muros de ladrillo seriamente afectados por la acción sísmica.

Una debilidad de la NSR-10 y en general de la normativa colombiana gira alrededor de la sismo tectónica. En Colombia hay regiones con estudios geológicos bastante elaborados desde el punto de vista de la geología de campo, en ocasiones con estudios de neo tectónica mediante la excavación de trincheras inspeccionadas por expertos en el tema. También hay regiones donde se han hecho estudios con redes de micro sismo. También hay en Colombia regiones en las cuales los estudios para definir la actividad sísmica nunca llega a parecerse a los correspondientes a las regiones mejor estudiadas. La diferencia de calidades de la información de todos modos genera particularidades desfavorables que deben mejorarse. Esta situación tomará tiempo en resolverse puesto que los estudios de campo no han incrementado su ritmo y a pesar de que en la actualidad se cuenta con una aceptable red sismológica y en total con más de 250 acelerógrafo en operación, no es suficiente para un territorio tan amplio y con características físicas tan complejas como el quedar en la zona de interacción de tres placas tectónicas.

Otra debilidad de la NSR-10 se refiere a la actualización del valor del módulo de elasticidad del concreto corrientemente empleado en el país. Estudios recientes indican que es necesario

que los ingenieros expertos en el tema analicen la conveniencia de actualizar un componente que tiene incidencia en la rigidez estructural.

Otra debilidad de la normativa colombiana y posiblemente de la mayoría de las normativas de la región, es la incongruencia de las zonificaciones limítrofes en relación con las que tienen los países vecinos. Este tema debe corregirse y puede hacerse mediante la colaboración internacional, por ejemplo mediante acciones de concertación desarrolladas por Geópolis.

C.8 Comparación con otras normas

Un aspecto que ya se ha mencionado en cuanto a la normativa colombiana se refiere a su implícita característica didáctica. La gran cantidad de gráficas, esquemas estructurales y figuras especiales, la convierten en un documento que le resulta muy útil al ingeniero que guarda una relación con el diseño o la construcción de edificaciones. Pero esta ayuda es más marcada para el caso del joven ingeniero que comienza dar sus primeros pasos en el diseño estructural.

Las definiciones, los apéndices y las notas explicando ciertas limitaciones, aunque cortas y concisas, sirven para que estos jóvenes profesionales organicen y mejoren lo recién aprendido en la universidad, inicialmente bajo la guía de profesionales de mayor trayectoria y experiencia, pero siempre con el documento normativo como un gran apoyo.

Aunque es difícil hacer comparaciones, hay una situación que en el caso colombiano se aprecia claramente en especial por parte de los ingenieros de mayor edad. La normativa sismo resistente colombiana ha mejorado sustancialmente la construcción. Cualquier observador que pase por regiones rurales o urbanas a lo largo y ancho del país y compara lo que ahora ve con lo que antes veía, concluye que a primera vista se nota una mejora en la construcción.

Es conveniente destacar el Título E correspondiente a las previsiones de diseño para casas de uno y dos pisos, que en el caso colombiano corresponden a un apreciable porcentaje de la inversión anual en edificaciones para vivienda, dado el elevado déficit habitacional que es un mal crónico en el país.

C.9 Comentarios técnicos adicionales sobre la NSR-10

Como ha sido ya anotado, la presencia de la Comisión Asesora de la normativa recoge las inquietudes que en la industria de la construcción van surgiendo. Esas inquietudes se van analizando en la medida en que van llegando y hasta la fecha, aproximadamente cada trece años implican una actualización y modernización de la normativa sismo resistente de Colombia.

Desde su concepción original, se pensó que la normativa debía ser un documento dinámico, con la organización apropiada para que con el paso del tiempo se fuese actualizando. Así ha ocurrido en los ya casi treinta años de su existencia y es previsible que lo mismo ocurra en el futuro. Sin lugar a dudas, esa organización es algo muy conveniente y útil.

C.10 Evaluación y readecuación de estructuras existentes

Desde el inicio de la normativa colombiana, en el año 1984, quienes tuvieron y han tenido a su cargo el desarrollo y las actualizaciones tanto del CCCSR, la NSR-98 y finalmente NSR-10, analizaron y continúan analizando la situación de la actualización y reforzamiento de edificaciones antiguas, tanto las que son decisivas para la administración pública como aquellas que hacen parte del patrimonio histórico y cultural de la Nación. Tal como ha sido planteado por muchos autores desde hace décadas, en general preocupa la readecuación y reforzamiento de edificaciones cuyo funcionamiento es crítico después de la ocurrencia de un sismo, tales como los hospitales, edificios gubernamentales, edificaciones educativas, estaciones de policía, estaciones de bomberos y cuarteles de la fuerza pública.

Una inquietud permanente de todos los profesionales que han intervenido en el análisis del problema global de la reparación de edificaciones existentes y su vulnerabilidad frente a la acción de sismos futuros, tiene que ver con los elevados costos que estas acciones imponen. Surgen entonces consideraciones similares a las siguientes: qué es preferible, remodelar y reforzar un hospital antiguo o construir uno nuevo. Una consideración similar surge con las construcciones escolares y en otras situaciones.

El problema, como la normativa misma, ha evolucionado y en la actualidad la NSR-10 tiene un completo tratamiento del tema el cual se presenta en el Título A, Capítulo A.10 de la NSR-10, denominado “Evaluación e intervención de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del reglamento”.

A continuación se presenta el Capítulo A-10 de la NSR-10 denominado “Evaluación e intervención de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del reglamento”. Debe tomarse en cuenta que las referencias cruzadas que se han dejado en este capítulo pueden conducir a partes de la norma no descritas en este documento. Se anota de nuevo que la NSR-10 es un documento muy extenso.

A.10.0 – Nomenclatura

A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva para diseño, de acuerdo con A.2.2.

A_e = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada, dado en A.10.3.

A_v = coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva para diseño, de acuerdo con A.2.2.

E = fuerzas sísmicas reducidas para revisión de la estructura existente y diseño de la ampliación ($E = F_s / R'$).

F_s = fuerzas sísmicas equivalentes, véase A.10.4.2.5.

N_{ef} = resistencia efectiva.

N_{ex} = resistencia existente.

R = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0 , multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica ($R = \Phi_a \Phi_p \Phi_r R_0$). Véase el Capítulo A.3.

R' = coeficiente de capacidad de disipación de energía que se le asigna a la edificación existente de acuerdo con lo prescrito en el Capítulo A.10.

Φ_a = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación. Véase A.3.3.3.

Φ_c = coeficiente de reducción de resistencia por calidad del diseño y construcción de la estructura. Véase A.10.4.3.4.

Φ_e = coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura. Véase A.10.4.3.4.

Φ_p = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. Véase A.3.3.3.

Φ_r = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica. Véase A.3.3.8.

A.10.1 – Propósito y alcance

A.10.1.1 – General – El presente Capítulo establece los criterios y procedimientos que se deben seguir para evaluar la vulnerabilidad sísmica y adicionar, modificar o remodelar el sistema estructural de edificaciones existente diseñadas y construidas con anterioridad a la vigencia de la presente versión del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes.

A.10.1.2 – Propósito – Una edificación que se intervenga siguiendo los requisitos aquí presentados debe ser capaz de resistir temblores pequeños sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero con algún daño en elementos no estructurales, y temblores fuertes sin colapso.

A.10.1.3 – Alcance – Los requisitos dados en este Capítulo deben ser utilizados para llevar a cabo la evaluación

del comportamiento sísmico y el diseño de la intervención, reparación o refuerzo de la estructura de edificaciones existentes antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes que se modifiquen o rehabiliten en el territorio nacional.

A.10.1.3.1 – Reparaciones y cambios menores – Se considera que el sistema estructural de la edificación no sufre modificación cuando se hacen reparaciones y cambios menores que no afecten el sistema de resistencia sísmica ni la integridad estructural de la edificación. En este caso no hay necesidad de llevar a cabo los estudios a que hace referencia el presente Capítulo, con la excepción anotada en A.10.1.3.2.

A.10.1.3.2 – Cambio de uso – Cuando se modifique el uso de una edificación, aun en los casos que menciona A.10.1.3.1, entendido el cambio de uso como una modificación de acuerdo a normas urbanísticas (de residencial a multifamiliar, de alguno de ellos a comercial, entre otros), así como cambio de uno de los Grupos de Uso descritos en A.2.5.1 a otro superior dentro de ese numeral, deben evaluarse las implicaciones causadas por este cambio de uso, ante cargas verticales, fuerzas horizontales y especialmente ante efectos sísmicos.

A.10.1.3.3 – Vulnerabilidad sísmica – Los criterios presentados en este Capítulo se pueden utilizar en el

diagnóstico o evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento.

A.10.1.3.4 – Modificaciones – Los criterios presentados en este Capítulo deben ser empleados para el diseño y construcción de ampliaciones adosadas o ampliaciones en altura, actualizaciones al reglamento y/o alteraciones, entendidas como cualquier construcción o renovación de una construcción distinta de una ampliación.

A.10.1.3.5 – Reforzamiento estructural – Los requisitos del Capítulo A.10 y en especial los de A.10.9 deben ser empleados en actualización y rehabilitación sísmica de edificaciones existentes.

A.10.1.3.6 – Reparación de edificaciones dañadas por sismos – Los requisitos del Capítulo A.10 y en especial los de A.10.10 deben ser empleados en la reparación de edificaciones que hayan sufrido daños moderados a severos en su estructura, o daños moderados a severos en sus elementos no estructurales, o ambos, y que no hayan sido designadas como de obligatoria demolición total por la autoridad competente o por el censo que se realice para ese efecto con posterioridad a la ocurrencia del sismo, según sea el caso.

A.10.1.3.7 – Cumplimiento de los Títulos J y K del Reglamento – En la intervención estructural de edificaciones construidas antes de la vigencia del presente Reglamento el cumplimiento de los requisitos contenidos en los Títulos J y K se deja a voluntad del propietario de la edificación con excepción de los casos contemplados en A.10.1.3.2 y A.10.1.3.4 donde la intervención debe cumplir lo requerido por los Títulos J y K del Reglamento vigente.

A.10.1.4 – Procedimiento de evaluación de la intervención – En la aplicación del presente Capítulo debe seguirse las siguientes etapas:

Información preliminar

Etapas 1 – Debe verificarse que la intervención esté cubierta por el alcance dado en A.10.1.3.

Etapas 2 – Debe recopilarse y estudiarse la información existente acerca del diseño geotécnico y estructural así como del proceso de construcción de la edificación original y sus posteriores modificaciones y deben hacerse exploraciones en la edificación, todo esto de acuerdo con A.10.2.

Etapas 3 – El estado del sistema estructural debe calificarse con respecto a: (a) la calidad del diseño de la estructura original y su sistema de cimentación y de la construcción de la misma y (b) el estado de mantenimiento y conservación. Esta calificación debe hacerse de acuerdo con los requisitos de A.10.2.

Evaluación de la estructura existente

Etapas 4 – Deben determinarse unas solicitaciones equivalentes de acuerdo con los requisitos de A.10.4.2.

Etapas 5 – Debe llevarse a cabo un análisis elástico de la estructura y de su sistema de cimentación para las solicitaciones equivalentes definidas en la Etapa 4.

Etapas 6 – La resistencia existente de la estructura debe determinarse utilizando los requisitos de A.10.4.3.3.

Etapas 7 – Se debe obtener una resistencia efectiva de la estructura, a partir de la resistencia existente, afectándola por dos coeficientes de reducción de resistencia obtenidos de los resultados de la calificación llevada a cabo en la Etapa 3.

Etapas 8 – Debe determinarse un índice de sobre esfuerzo como el máximo cociente obtenido para cualquier elemento o sección de éste, entre las fuerzas internas solicitadas obtenidas del análisis estructural realizado en la Etapa 5 para las solicitaciones equivalentes definidas en la Etapa 4 y la resistencia efectiva obtenida en la Etapa 7.

Etapas 9 – Utilizando los desplazamientos horizontales obtenidos en el análisis de la Etapa 5 deben obtenerse las derivas de la estructura.

Etapas 10 – Debe determinarse un índice de flexibilidad por efectos horizontales como el máximo cociente entre las derivas obtenidas en la Etapa 9 y las derivas permitidas por el Reglamento en el Capítulo A.6.

Igualmente debe determinarse un índice de flexibilidad por efectos verticales como el máximo cociente entre las deflexiones verticales medidas en la edificación y las deflexiones permitidas por el presente Reglamento.

Intervención del sistema estructural

Etapa 11 – La intervención estructural debe definirse de acuerdo con el tipo de modificación establecida en A.10.6 dentro de una de tres categorías: (a) Ampliaciones adosadas, (b) Ampliaciones en altura y (c) Actualización al Reglamento.

Etapa 12 – El conjunto debe analizarse nuevamente incluyendo la intervención propuesta, la cual debe diseñarse para las fuerzas y esfuerzos obtenidos de este nuevo análisis. El diseño geotécnico y estructural y la construcción deben llevarse a cabo de acuerdo con los requisitos que para cada tipo de modificación establece el presente Capítulo.

A.10.1.5 – Cálculos, memorias y planos – Debe elaborarse una memoria justificativa de cálculos en la cual deben quedar claramente consignados los siguientes aspectos:

(a) Una relación de los documentos de diseño y construcción de la edificación original que fueron utilizados en la evaluación y diseño de las modificaciones, tales como: planos arquitectónicos y estructurales, memorias de cálculo, estudios de suelos y diseño de las cimentaciones, registros de la interventoría, libros de obra, consultas personales a profesionales que participaron en el diseño o construcción, etc.

(b) Una descripción de la evaluación del estado actual de la edificación y de su sistema de cimentación llevada a cabo como lo exige A.10.2.

(c) Una descripción muy clara justificando la definición de los parámetros de evaluación y diseño que provienen del estudio de la situación actual de la edificación.

(d) Memoria de cálculos del diseño de la modificación a la estructura con la correspondiente justificación de que la estructura final tendrá la resistencia y comportamiento esperados, cuando actúa en conjunto con la estructura original. (e) Los otros documentos apropiados, a juicio del diseñador, de aquellos que exige el presente Reglamento para edificaciones nuevas.

A.10.1.5.1 – Esta memoria debe ir firmada por un Ingeniero Civil debidamente matriculado, que cumpla las condiciones establecidas en los Artículos 26 y 27 de la Ley 400 de 1997.

A.10.1.6 – Supervisión técnica – La construcción de la intervención del sistema estructural existente debe someterse, en todos los casos, a una supervisión técnica dentro del alcance que se da en el Título I del presente Reglamento.

A.10.1.6.1 – El Supervisor Técnico debe dejar constancia en los registros de la supervisión de que las hipótesis en que se basó el diseñador fueron confirmadas en la obra. En caso de presentarse discrepancias debe quedar constancia escrita de que el diseñador fue informado de ellas y de las acciones correctivas que él fijó.

A.10.1.7 – Criterio y responsabilidad del ingeniero – El tipo de diseño a que hace referencia en su alcance este documento exige el mejor criterio y experiencia por parte del ingeniero que lo lleva a cabo, dado que el diseñador se hace responsable, dentro del mismo alcance que tiene esa responsabilidad en el presente Reglamento, de la correcta aplicación de los requisitos del Reglamento y del comportamiento de la edificación en el futuro.

A.10.2 – Estudios e investigaciones requeridas

A.10.2.1 – Información previa – Deben realizarse investigaciones sobre la construcción existente, tendientes a determinar los siguientes aspectos acerca de ella:

(a) Cuando se disponga de documentos descriptivos del diseño de la estructura y su sistema de cimentación original, debe constatarse en el sitio su concordancia con la construcción tal como se encuentra en el momento. Deben hacerse exploraciones en lugares representativos y dejar constancia del alcance de estas exploraciones.

(b) La calidad de la construcción de la estructura original debe determinarse de una manera cualitativa.

(c) El estado de conservación de la estructura debe evaluarse de una manera cualitativa.

(d) Debe investigarse la estructura con el fin de determinar su estado a través de evidencia de fallas locales, deflexiones excesivas, corrosión de las armaduras y otros indicios de su comportamiento.

- (e) Debe investigarse la ocurrencia de asentamientos de la cimentación y su efecto en la estructura.
- (f) Debe determinarse la posible ocurrencia en el pasado de eventos extraordinarios que hayan podido afectar la integridad de la estructura, debidos a explosión, incendio, sismo, remodelaciones previas, colocación de acabados que hayan aumentado las cargas, y otras modificaciones.

A.10.2.2 – Estado del sistema estructural – Debe calificarse el estado del sistema estructural de la edificación de una manera totalmente cualitativa con base en la calidad del diseño y construcción de la estructura original y en su estado actual. Esta calificación se debe realizar de la manera prescrita a continuación:

A.10.2.2.1 – Calidad del diseño y la construcción de la estructura original – Esta calificación se define en términos de la mejor tecnología existente en la época en que se construyó la edificación. Al respecto se puede utilizar información tal como: registros de interventoría la construcción y ensayos realizados especialmente para ello. Dentro de la calificación debe tenerse en cuenta el potencial de mal comportamiento de la edificación debido a distribución irregular de la masa o la rigidez, ausencia de diafragmas, anclajes, amarres y otros elementos necesarios para garantizar su buen comportamiento de ella ante las distintas sollicitaciones. La calidad del diseño y la construcción de la estructura original deben calificarse como buena, regular o mala.

A.10.2.2.2 – Estado de la estructura – Debe hacerse una calificación del estado actual de la estructura de la edificación, basada en aspectos tales como: sismos que la puedan haber afectado, fisuración por cambios de temperatura, corrosión de las armaduras, asentamientos diferenciales, reformas, deflexiones excesivas, estado de elementos de unión y otros aspectos que permitan determinar su estado actual. El estado de la estructura existente debe calificarse como bueno, regular o malo.

A.10.3 – Movimientos sísmicos de diseño con seguridad limitada

A.10.3.1 – Para las situaciones cuando según A.10.9 este Reglamento lo permite para efectos de evaluación e intervención de edificaciones existentes, los movimientos sísmicos de diseño con seguridad limitada se definen para una probabilidad del veinte por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, en función de la aceleración pico efectiva reducida, representada por el parámetro A_e . El valor de este coeficiente, para efectos del presente Reglamento, debe determinarse de acuerdo con A.10.3.2 y A.10.3.3. Los movimientos sísmicos de diseño de seguridad limitada no son aplicables a edificaciones nuevas y no se pueden utilizar en el diseño de edificaciones nuevas bajo ninguna circunstancia.

A.10.3.2 – Se determina el número de la región en donde está localizada la edificación usando el mapa de la **Figura C.1** (Figura A.10.3.1 de la NSR-10). El valor de A_e se obtiene de la **Tabla A.10.3-1**, en función del número de la región, o para las ciudades capitales de departamento utilizando la **Tabla A.10.3-2** y para los municipios del país en el Apéndice A-4, incluido al final del presente Título.

A.10.3.3 – Alternativamente cuando el municipio o distrito, realice un estudio de microzonificación sísmica, o disponga de una red acelerográfica local, con base en el estudio de microzonificación o en los registros obtenidos, es posible modificar, por medio de un acuerdo municipal, el valor de A_e , con respecto a los valores dados aquí, pero en ningún caso este valor podrá ser menor al dado en el presente Reglamento. Véase A.2.9.3.6.

A.10.3.4 – La forma de los espectros de diseño para la evaluación y la intervención de edificaciones existentes con seguridad limitada se obtiene de la sección A.2.6, sustituyendo allí los valores de A_a y A_v por el valor de A_e dado en A.10.3.2 y A.10.3.3.

A.10.3.5 – Cuando se realice un estudio particular de sitio y se utilice el procedimiento de diseño con seguridad limitada, se deben cumplir los requisitos de A.2.10.2.6.

A.10.4 – Criterios de evaluación de la estructura existente

A.10.4.1 – General – Debe determinarse si la edificación en su estado actual está en capacidad de resistir adecuadamente las cargas prescritas por el presente Reglamento.

Tabla C.1 Valor de Ae según las regiones de los mapas de la **Figura C.1** (Fuente: Tabla A.10.3.1 de la NSR-10)

Región	Nº Ae
7	0.25 – 0.28
6	0.21 – 0.24
5	0.17 – 0.20
4	0.13 – 0.16
3	0.09 – 0.12
2	0.05 – 0.08
1	0.00 – 0.04

Nota: Las regiones representan rangos de valores. Debe consultarse el Apéndice A-4 para determinar el valor de Ae en cada municipio.

Tabla C.2 Valor de Ae para las ciudades capitales de departamento (**Figura C.1**) (Fuente: Tabla A.10.3-2 de la NSR-10)

Ciudad Ae	Ciudad Ae
Arauca 0.10	Neiva 0.20
Armenia 0.15	Pasto 0.15
Barranquilla 0.05	Pereira 0.20
Bogotá 0.13	Popayán 0.15
Bucaramanga 0.15	Puerto Carreño 0.04
Cali 0.15	Puerto Inírida 0.04
Cartagena 0.05	Quibdó 0.25
Cúcuta 0.25	Riohacha 0.07
Florencia 0.10	San Andrés, Isla 0.05
Ibagué 0.15	San José del Guaviare 0.04
Leticia 0.04	Santa Marta 0.10
Manizales 0.20	Sincelejo 0.07
Medellín 0.13	Tunja 0.15
Mitú 0.04	Valledupar 0.05
Mocoa 0.20	Villavicencio 0.20
Montería 0.07	Yopal 0.15

A.10.4.2 – Solicitaciones equivalentes – Debe establecerse una equivalencia entre las solicitaciones que prescribe este Reglamento y las que la estructura está en capacidad de resistir en su estado actual. Al respecto se deben utilizar los siguientes criterios:

A.10.4.2.1 – Movimientos sísmicos para un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva– Se deben utilizar los movimientos sísmicos de diseño que prescribe el Capítulo A.2 para el lugar en que se encuentre la edificación, para el Grupo de Uso que va a tener una vez se lleve a cabo la modificación, con el fin de analizar la estructura como si fuera una edificación nueva.

A.10.4.2.2 – Movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitada – Se deben utilizar los movimientos sísmicos de diseño que prescribe A.10.3 para el lugar en que se encuentre la edificación, para el Grupo de

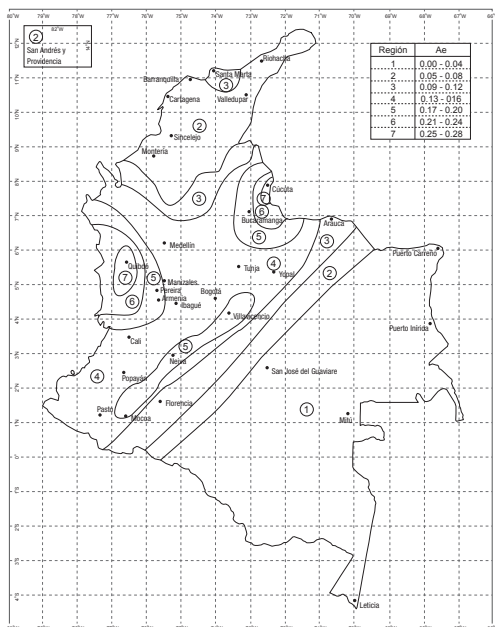


Figura C.1 Mapa de valores A_e (Fuente: Normas NSR-10)

Uso que va a tener una vez se lleve a cabo la modificación, cuando de acuerdo al A.10.9 este Reglamento explícitamente permita que el análisis de la estructura se realice para un nivel de seguridad limitada.

A.10.4.2.3 – Clasificación del sistema estructural – El sistema estructural debe clasificarse dentro de uno de los sistemas estructurales que define el Capítulo A.3.

A.10.4.2.4 – Coeficiente de capacidad de disipación de energía, R' – De acuerdo con el sistema estructural a que corresponda la edificación y a los requisitos constructivos y de diseño que se hayan seguido en la ejecución de la estructura original debe asignarse un valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, $R(R = \Phi_a \Phi_\pi \Phi_r R_0)$ el cual se denominará R' dentro del presente Capítulo. La asignación debe hacerse de acuerdo con la información disponible sobre la estructura.

(a) Cuando se disponga de buena información sobre el diseño original, tal como planos y memorias, se permite, de acuerdo con el mejor criterio del ingeniero que lleva a cabo la evaluación, determinar un valor de coeficiente de capacidad de disipación de energía, R' , por comparación con los requisitos que para el material y el sistema estructural fija el Reglamento. La selección del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R' , cuando haya cumplimiento parcial de los requisitos puede aproximarse interpolando entre los valores de R que da el Capítulo A.3.

(b) Cuando no se disponga de buena información sobre el diseño original, o ésta sea incompleta o fragmentaria, el ingeniero que lleva a cabo la evaluación debe definir un valor de R' de acuerdo con su mejor criterio. Este valor no puede ser mayor que el valor que el Capítulo A.3 establezca para mismo sistema estructural y el mismo material.

(c) Cuando no exista ningún tipo de información, se permite utilizar un valor de R' correspondiente a tres cuartos del valor que fija el Capítulo A.3 para el mismo sistema estructural y el mismo material. El valor así obtenido no hay necesidad de que sea menor que la unidad.

(d) Cuando se trate de edificaciones de mampostería no reforzada, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R' , debe ser igual a la unidad.

A.10.4.2.5 – Fuerzas sísmicas – Las fuerzas sísmicas, F_s , que el sismo de diseño impone a la edificación

se deben determinar por medio del método de la fuerza horizontal equivalente, tal como lo prescribe el Capítulo A.4. Estas fuerzas sísmicas deben distribuirse en la altura de acuerdo con el mismo método de la fuerza horizontal equivalente. Se permite utilizar el método del análisis dinámico dado en el Capítulo A.5, si a juicio del diseñador hay suficiente información para permitir su uso.

A.10.4.2.6 – Cargas diferentes a las solicitaciones sísmicas – Las otras solicitaciones diferentes a las solicitaciones sísmicas deben determinarse siguiendo los requisitos del Título B, con excepción de las cargas muertas, las cuales deben evaluarse con base en observaciones y mediciones de campo. Las cargas muertas en ningún caso, para efectos de determinar las solicitaciones equivalentes, pueden ser menores a las prescritas en el Título B.

A.10.4.2.7 – Análisis estructural – Con el fin de determinar las fuerzas y esfuerzos internos de la estructura debe llevarse a cabo un análisis estructural por medio de uno de los modelos matemáticos permitidos por este Reglamento.

A.10.4.2.8 – Obtención de las solicitaciones equivalentes – Las diferentes solicitaciones que se deben tener en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas equivalentes que se emplean en la evaluación de la estructura existente. Esta combinación debe realizarse de acuerdo con los requisitos del Capítulo B.2 del Reglamento, por el método de diseño propio de cada material estructural. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación en el Capítulo B.2 del Reglamento. En los efectos causados por el sismo de diseño se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos de revisión, E , obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas F_S , por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R' ($E = F_S / R'$).

A.10.4.3 – Relación entre demanda y capacidad – Deben determinarse unos índices de sobre esfuerzo y de flexibilidad, que permitan definir la capacidad de la estructura existente de soportar y responder adecuadamente ante las solicitaciones equivalentes definidas en A.10.4.2.

A.10.4.3.1 – Definición del índice de sobre esfuerzo – El índice de sobre esfuerzo se expresa como el cociente entre las solicitaciones equivalentes, calculadas de acuerdo con A.10.4.2 y la resistencia efectiva. Tiene dos acepciones:

(a) Índice de sobre esfuerzo de los elementos – el cual se refiere al índice de sobre esfuerzo de cada uno de los elementos estructurales individuales, y (b) Índice de sobre esfuerzo de la estructura – cuando se determina para toda la estructura, evaluando los elementos con un mayor índice de sobre esfuerzo individual y tomando en consideración su importancia dentro de la resistencia general de la estructura como un conjunto.

A.10.4.3.2 – Determinación del índice de sobre esfuerzo – Para todos los elementos de la estructura y para todos los efectos tales como cortante, flexión, torsión, etc., debe dividirse la fuerza o esfuerzo que se le exige al aplicarle las solicitaciones equivalentes, mayoradas de acuerdo con el procedimiento dado en el Título B del Reglamento y para las combinaciones de carga dadas allí, por la resistencia efectiva del elemento. El índice de sobre esfuerzo para toda la estructura corresponderá al mayor valor obtenido de estos cocientes, entre los elementos que puedan poner en peligro la estabilidad general de la edificación.

A.10.4.3.3 – Resistencia existente de los elementos – La resistencia existente de los elementos de la estructura, N_{ex} , debe ser determinada por el ingeniero que hace la evaluación con base en la información disponible y utilizando su mejor criterio y experiencia. Por resistencia se define el nivel de fuerza o esfuerzo al cual el elemento deja de responder en el rango elástico o el nivel al cual los materiales frágiles llegan a su resistencia máxima o el nivel al cual los materiales dúctiles inician su fluencia. En general la resistencia existente corresponde a los valores que se obtienen para cada material estructural al aplicar los modelos de resistencia que prescribe el Reglamento en los títulos correspondientes.

A.10.4.3.4 – Resistencia efectiva – La resistencia efectiva N_{ef} de los elementos, o de la estructura en general, debe evaluarse como el producto de la resistencia existente N_{ex} , multiplicada por los coeficientes

de reducción de resistencia Φ_c y Φ_e , así: $N_{ef} = \Phi_c \Phi_e N_{ex}$ (A.10-1) donde a Φ_c y Φ_e se les asigna el valor dado en la Tabla A.10.4-1, dependiendo de la calificación de la calidad y estado de la estructura definidas en A.10.2.2.1 y A.10.2.2.2.

Tabla C.3 Valores de Φ_c o Φ_e (Fuente: Tabla A.10.4-1 de la NSR-10)

Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación			
	Buena	Regular	Mala
Φ_c o Φ_e	1.0	0.8	0.6

A.10.4.3.5 – Definición del índice de flexibilidad – Debe determinarse un índice de flexibilidad, el cual indica la susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas excesivas, con respecto a las permitidas por el Reglamento. Tiene dos acepciones:

- Índice de flexibilidad del piso – el cual se define como el cociente entre la deflexión o deriva obtenida del análisis de la estructura, y la permitida por el Reglamento, para cada uno de los pisos de la edificación, y
- Índice de flexibilidad de la estructura – definido como el mayor valor de los índices de flexibilidad de piso de toda la estructura. Se debe evaluar para las deflexiones verticales y para las derivas.

A.10.4.4 – Metodologías alternas – Para la evaluación de edificaciones existentes, en reemplazo en lo prescrito en A.10.4, siempre y cuando se garanticen los criterios de resistencia y capacidad de funcionamiento establecidos en A.10.9, se permite alternativamente el uso de las recomendaciones que se presentan en los siguientes documentos:

- “Seismic Evaluation of Existing Buildings”, ASCE/SEI 31-03, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2003.
- “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, ATC-40, Vol 1, Appendices, Vol 2, Applied Technology Council, Redwood City, CA, USA, 1996.
- “NEHRP Handbook for Seismic Evaluation of Existing Buildings”, FEMA 178, Federal Emergency Management Agency / Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1992

A.10.5 – Análisis de vulnerabilidad

A.10.5.1 – General – El análisis de vulnerabilidad sísmica de una edificación existente consiste en los siguientes aspectos:

- Determinación de los índices de sobre esfuerzo individual de todos los elementos estructurales de la edificación, considerando las relaciones entre la demanda sísmica de esfuerzos y la capacidad de resistirlos,
- Formulación de una hipótesis de secuencia de falla de la edificación con base en la línea de menor resistencia, identificando la incidencia de la falla progresiva de los elementos, iniciando con aquellos con un mayor índice de sobre esfuerzo,
- Definición de un índice de sobre esfuerzo general de la edificación, definido con base en los resultados de (b). El inverso del índice de sobre esfuerzo general expresa la vulnerabilidad de la edificación como una fracción de la resistencia que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos de la presente versión del Reglamento, y
- Obtención de un índice de flexibilidad general de la edificación, definido con base en el procedimiento definido en A.10.4.3.5. El inverso del índice de flexibilidad general expresa la vulnerabilidad sísmica de la edificación como una fracción de la rigidez que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos de la presente versión del Reglamento.

A.10.5.2 – Edificaciones indispensables – En la verificación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones indispensables existentes se debe incluir, además de lo indicado en A.10.5.1, al menos los siguientes aspectos:

- (a) Identificar la influencia de los movimientos sísmicos de diseño de Capítulo A.2, y de los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño del Capítulo A.12,
- (b) Determinar el cortante basal resistente de la edificación en su totalidad, ya sea por flexión o por esfuerzos cortantes, teniendo en cuenta los diferentes mecanismos de colapso posibles. Esta evaluación puede realizarse utilizando el procedimiento definido en el Apéndice A-3. Esta verificación puede realizarse para la distribución, en la altura de la edificación, de las fuerzas sísmicas horizontales que prescribe el método de la fuerza horizontal equivalente, Capítulo A.4, o el método del análisis dinámico, Capítulo A.5, y
- (c) Debe, por medio de metodologías inelásticas adecuadamente sustentadas como la presentada en el Apéndice A-3, llevar a cabo la identificación del modo de falla prevaleciente, ya sea por flexión o por cortante. El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R a emplear, debe ser concordante con la sustentación indicada, con la secuencia de degradación de rigidez y resistencia esperadas, y con su influencia en la vulnerabilidad sísmica de la edificación.

A.10.6 – Tipos de modificación

Se consideran los siguientes tipos de modificación a la estructura existente:

A.10.6.1 – Ampliaciones – Cubre aquellas edificaciones donde se amplía su área con o sin modificación en su altura. Se dividen en:

- (a) Ampliación adosada – Es aquella en que se amplía el área sin modificar su altura. La ampliación debe diseñarse y construirse siguiendo los requisitos de A.10.7.
- (b) Ampliación en altura – Es aquella en que se modifica la altura de la edificación con o sin aumento en planta del área construida. El diseño y la construcción de este tipo de ampliación debe llevarse a cabo siguiendo los requisitos de A.10.8.

A.10.6.2 – Actualización del reglamento – Cubre aquellas edificaciones donde no hay ampliación ni en el área ni en su altura y donde voluntariamente el propietario desea modificar la capacidad del sistema estructural para que sea capaz de resistir las solicitaciones que exige la presente versión del Reglamento y así obtener un mejor comportamiento sísmico de la edificación. La actualización debe hacerse siguiendo los requisitos que se dan en A.10.9.

A.10.6.3 – Modificaciones – Cubre aquellas construcciones o renovaciones en una edificación distintas de una ampliación adosada o en su altura. Las modificaciones se permiten en una construcción sin requerir validar la capacidad resultante de la estructura, en la medida que la modificación en sí cumpla con el presente reglamento y la modificación no incremente la solicitación sísmica en cualquier elemento de la estructura existente en más de un 10% ni reduzca la capacidad estructural de cualquier elemento en más de un 10%. En caso que alguna de estas condiciones sea superada, deberá revisarse la capacidad estructural ante cargas sísmicas de la totalidad de la construcción incluyendo la modificación propuesta según los requerimientos del presente Reglamento.

A.10.7 – Ampliación adosada

A continuación se dan los requisitos que se deben cumplir en el diseño y construcción de una ampliación adosada:

A.10.7.1 – Necesidad de intervención de la estructura existente – Cuando los índices de sobre esfuerzo y flexibilidad de la estructura existente son menores que la unidad no hay necesidad de intervenir el sistema estructural existente, siempre y cuando la porción nueva de la edificación se separe de la antigua con una junta apropiada de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.6 del Reglamento. En este caso la porción nueva debe diseñarse y construirse de acuerdo con los requisitos del Reglamento para edificaciones nuevas.

A.10.7.1.1 – En aquellos casos en que para la edificación existente el índice de sobre esfuerzo o el índice de flexibilidad sea mayor que la unidad, hay necesidad de intervenir el sistema estructural de la porción existente hasta el punto en que el índice de sobre esfuerzo y el de flexibilidad sean menores que la unidad, aún en aquellos casos en que se separe la porción antigua de la nueva por medio de una junta.

A.10.7.2 – Resistencia y capacidad de funcionamiento requeridas – La edificación resultante de la modificación, incluyendo la parte nueva y la antigua, debe ser analizada nuevamente y los elementos estructurales nuevos deben diseñarse de tal manera que la edificación quede con un índice de sobre esfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad.

A.10.7.2.1 – Cuando la porción nueva se separe de la porción existente por medio de una junta apropiada, la porción nueva debe diseñarse en su totalidad siguiendo los requisitos del Reglamento. La porción existente debe modificarse de tal manera que su índice de sobre esfuerzo y su índice de flexibilidad sean menores o iguales a la unidad. Sólo en aquellos casos en que la licencia de construcción de la ampliación no cubra la porción antigua puede dejarse esta porción sin intervención y se debe marcar claramente en los planos y documentos el hecho de que esta porción no fue intervenida, y que por lo tanto su comportamiento esperado puede ser diferente al de la porción nueva.

A.10.7.2.2 – Cuando las dos edificaciones, antigua y nueva, trabajen en conjunto ante las solicitaciones requeridas, las fuerzas horizontales deben distribuirse en proporción a las rigideces relativas de las dos porciones teniendo especial cuidado en evitar efectos torsionales nocivos al unir las porciones antigua y nueva de la edificación. El diseñador debe demostrar que el efecto torsional fue tomado en cuenta. Cuando la porción antigua se intervenga adecuadamente, se permite modificar el valor de R' así como la clasificación del estado de la edificación y utilizar el nuevo valor del coeficiente de reducción de resistencia por estado de la edificación, Φ_e en el cálculo del índice de sobre esfuerzo.

A.10.7.3 – Requisitos constructivos – La porción nueva debe diseñarse y construirse siguiendo los requisitos propios para el material y el sistema estructural que el Reglamento fije para la zona de amenaza sísmica donde se encuentre localizada la edificación.

A.10.7.4 – Efectos en la cimentación – Debe demostrarse que la cimentación de la porción nueva no afecta la cimentación de la parte antigua y que el conjunto se comportará adecuadamente desde el punto de vista de asentamientos y capacidad portante del suelo. En aquellos casos en que la cimentación antigua deba soportar cargas de la porción nueva, debe hacerse una exploración de la cimentación antigua, supervisada por un ingeniero geotecnista, que demuestre que existe la capacidad adecuada para resistir las nuevas cargas que se le imponen sin efectos nocivos.

A.10.8 – Ampliación en altura

A continuación se dan los requisitos que deben cumplirse en el diseño y construcción de ampliaciones en la altura:

A.10.8.1 – Trabajo conjunto – En este tipo de modificaciones las dos porciones de la edificación trabajan en conjunto tanto para fuerzas horizontales como para cargas verticales, por lo tanto todo análisis y diseño debe tener en cuenta de una manera integrada la porción antigua y la porción nueva; y se deben tomar todas las precauciones necesarias para que la acción en conjunto ocurra, disponiendo elementos de amarre adecuados.

A.10.8.2 – Resistencia y capacidad de funcionamiento requeridas – La edificación en conjunto debe analizarse nuevamente y utilizando las fuerzas y esfuerzos obtenidos de este nuevo análisis debe demostrarse que es capaz de resistir las solicitaciones que exige el Reglamento tanto para cargas verticales como para fuerzas horizontales. Además debe demostrarse que la cimentación, incluyendo las modificaciones que se le hagan, es capaz de resistir las cargas que fija el Reglamento. La resistencia se debe evaluar de acuerdo con lo siguiente:

A.10.8.2.1 – Cargas verticales – La estructura en su totalidad debe ser capaz de resistir las cargas verticales

que fija el Reglamento. La resistencia que se utilice en la evaluación de los elementos de la porción antigua no puede tenerse en un valor mayor que la resistencia efectiva calculada de acuerdo con A.10.4.3.4. Para efectos de esta evaluación el coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura, Φ_e , puede actualizarse al nivel del estado que se obtiene después de la intervención.

A.10.8.2.2 – Fuerzas horizontales – Las solicitaciones sísmicas deben determinarse utilizando el mismo coeficiente de capacidad de disipación de energía, R' , utilizado en la determinación del índice de sobre esfuerzo, calculado de acuerdo con A.10.4.3.4. Estas solicitaciones deben calcularse para toda la edificación, incluyendo la parte nueva y la antigua. La resistencia de los elementos de la porción antigua no puede sobrepasar la resistencia efectiva evaluada de acuerdo con las prescripciones de A.10.4.3.3. Para efectos de esta evaluación el coeficiente de reducción de resistencia por el estado de la estructura, Φ_e , puede actualizarse al nivel del estado que se obtiene después de la intervención.

A.10.8.3 – Elementos estructurales adicionales en la porción antigua – En caso de que al calcular, para el conjunto, el índice de sobre esfuerzo o de flexibilidad, se encuentre que la porción antigua no tiene suficiente resistencia o rigidez para garantizar un buen comportamiento, deben proveerse elementos adicionales que den suficiente resistencia y rigidez para obtener un índice de sobre esfuerzo y un índice de flexibilidad menor que la unidad.

A.10.8.4 – Empalme de elementos nuevos con elementos antiguos – Debe demostrarse por análisis o ensayo que los empalmes entre elementos nuevos y antiguos son capaces de transferir las fuerzas resultado de las solicitaciones.

A.10.8.5 – Requisitos constructivos – Todos los elementos estructurales nuevos, colocados en la porción nueva o antigua, deben cumplir los requisitos que para el material estructural exija el Reglamento, para el grado de capacidad de disipación de energía apropiado.

A.10.8.6 – Efectos en la cimentación – El efecto de las fuerzas horizontales y verticales en la cimentación de la estructura, tomada en conjunto, debe ser investigado bajo la supervisión de un ingeniero geotecnista. Debe demostrarse que la cimentación es capaz de comportarse adecuadamente desde el punto de vista de capacidad portante, asentamientos y especialmente para el efecto de vuelco producido por la fuerzas horizontales trabajando con una nueva altura mayor de la edificación.

A.10.9 – Rehabilitación sísmica

A continuación se establecen los requisitos que se deben cumplir en la intervención de estructuras de edificaciones que deben ser reforzadas o actualizadas a la presente versión del Reglamento.

A.10.9.1 – Alcance – Los requisitos de la presente sección aplican para las siguientes edificaciones:

(a) Las designadas por el Artículo 54 de la Ley 400 de 1997, por el Parágrafo 2° del Artículo 54 de la Ley 715 de 2001, y por el Artículo 35 de la Ley 1151 de 2007, y sus correspondientes decretos reglamentarios, como de obligatoria actualización.

(b) Las que deben ser reforzadas por cambio de uso o modificaciones que exigen intervención estructural.

(c) Las que hayan sido dañadas por sismos, y

(d) Las que su propietario desee actualizar voluntariamente, conforme al presente Reglamento, y

(e) Las que en la sección A.2.5 del presente Reglamento NSR-10 pertenezcan a los grupos de uso III o IV y en el anterior Reglamento NSR-98 no pertenecían a alguno de ellos, como es el caso de las edificaciones escolares y educativas, y otras. Para realizar la actualización de estas edificaciones se contará con los mismos plazos que la Ley 400 de 1997 concedió en su Artículo 54 de tres (3) años para realizar los estudios de vulnerabilidad y de seis (6) para realizar la actualización o reforzamiento. Por lo tanto, para las edificaciones cubiertas por el presente literal, estos plazos vencerán el día 15 de diciembre de 2013 y el día 15 de diciembre de 2016, respectivamente. Para las edificaciones a que hace referencia el presente literal, diseñadas y construidas con posterioridad al 19 de febrero de 1998, durante la vigencia del Reglamento NSR-98, o que fueron intervenidas durante la vigencia del Reglamento NSR-98, no hay necesidad que su vulnerabilidad sea evaluada ni que sean intervenidas.

A.10.9.2 – Resistencia y capacidad de funcionamiento requeridas según el uso y la edad de la edificación – A continuación se definen los requisitos mínimos que se deben cumplir para el refuerzo y rehabilitación sísmica, según el uso y la edad de las edificaciones:

A.10.9.2.1 – Intervención de edificaciones indispensables y de atención a la comunidad – Grupos de Uso III y IV del Reglamento NSR-10 – El diseño del refuerzo y la rehabilitación sísmica de las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso III y IV, tal como los define A.2.5, independientemente de la época de construcción de la edificación, debe cumplir los requisitos establecidos en A.10.4.2.1, con el fin de lograr un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva, y de acuerdo con los criterios y requisitos del presente Reglamento, de tal manera que la edificación una vez intervenida quede con un índice de sobre esfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad. La intervención de los elementos no estructurales puede limitarse a elementos de fachada y columnas cortas o cautivas y a aquellos que se encuentren en mal estado y representen un peligro para la vida ante la ocurrencia de un sismo en el futuro. Al respecto debe consultarse A.9.5.2. Como excepción a lo anterior, si la edificación perteneciente a los grupos de uso III o IV del Reglamento NSR-10 fue diseñada y construida con posterioridad al 19 de febrero de 1998 durante la vigencia del Reglamento NSR-98 o ya fue intervenida durante la vigencia del Reglamento NSR-98 para cumplir con él y si en un caso o en el otro se mantiene el mismo grupo de uso, no requieren obligatoriamente ser intervenidas de nuevo para cumplir los requerimientos del presente Reglamento NSR-10. Para edificaciones incorporadas en los grupos III y IV por el Reglamento NSR-10, no perteneciendo a ellos en el anterior Reglamento NSR-98, y diseñadas y construidas con posterioridad al 19 de febrero de 1998, véase el literal (e) de A.10.9.1.

A.10.9.2.2 – Intervención de edificaciones diseñadas y construidas dentro de la vigencia del Reglamento NSR-98 de la Ley 400 de 1997 – Grupos de Uso I y II del Reglamento NSR-10 – Las estructuras requeridas según A.10.9.1, literales (b), (c), o (d), como de obligatoria evaluación de vulnerabilidad y rehabilitación, diseñadas y construidas con posterioridad al 19 de febrero de 1998, dentro de la vigencia de la Ley 400 de 1997, deben intervenir cumpliendo los requisitos establecidos en A.10.4.2.1 con el fin de lograr un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva y tratarse de acuerdo con los criterios y requisitos del presente Reglamento, de tal manera que la edificación una vez intervenida quede con un índice de sobre esfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad.

A.10.9.2.3 – Intervención de edificaciones diseñadas y construidas dentro de la vigencia del Decreto 1400 de 1984 – Grupos de Uso I y II del Reglamento NSR-10 – En la intervención de edificaciones según A.10.9.1 diseñadas y construidas después del 1° de diciembre de 1984 y antes del 19 de febrero de 1998, dentro de la vigencia del Decreto 1400 de 1984, se permite cumplir con los siguientes requisitos, sustitutos de los requisitos correspondientes contenidos en el presente Reglamento:

(a) En el caso de diseñarse la intervención cumpliendo los requisitos establecidos en A.10.4.2.1, con el fin de lograr un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva, se permite que el índice de flexibilidad evaluado para la edificación reparada alcance, sin exceder, valores hasta de 1.5. El índice de sobre esfuerzos no puede exceder la unidad.

(b) Alternativamente, el diseño de la intervención se podrá hacer cumpliendo los requisitos para el nivel de seguridad limitada, establecidos en A.10.4.2.2, y tratarse de acuerdo con los criterios y requisitos del presente Reglamento, de tal manera que la edificación una vez intervenida quede con un índice de sobre esfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad. Se permitirá este nivel de seguridad limitada siempre y cuando se acepte por parte del propietario y se incluya, dentro de los documentos que se presentan para obtener las licencias y permisos correspondientes, un memorial firmado por el diseñador estructural y el propietario en el cual se declare que se utilizó el nivel de seguridad limitada. Este memorial se debe protocolizar mediante escritura pública en Notaría.

(c) La intervención de los elementos no estructurales puede limitarse a elementos de fachada y columnas cortas o cautivas y a aquellos que se encuentren en mal estado y representen un peligro para la vida ante la

ocurrencia de un sismo en el futuro. Al respecto debe consultarse A.9.5.2.

A.10.9.2.4 – Intervención de edificaciones diseñadas y construidas antes de la vigencia del Decreto 1400 de 1984 – Grupos de Uso I y II del Reglamento NSR-10 – Las estructuras según A.10.9.1, diseñadas y construidas antes del 1° de diciembre de 1984, fecha en que entró en vigencia el Decreto 1400 de 1984, deben obtener, como mínimo, al ser intervenidas, el nivel de seguridad limitada prescrito en A.10.4.2.2 y tratarse de acuerdo con los criterios y requisitos del presente Reglamento, de tal manera que la edificación una vez intervenida quede con un índice de sobre esfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad. Se permitirá este nivel de seguridad limitada siempre y cuando se acepte por parte del propietario y se incluya, dentro de los documentos que se presentan para obtener las licencias y permisos correspondientes, un memorial firmado por el diseñador estructural y el propietario en el cual se declare que se utilizó el nivel de seguridad limitada. Este memorial se debe protocolizar mediante escritura pública en Notaría.

A.10.9.2.5 – Edificaciones declaradas como patrimonio histórico, de conservación arquitectónica o de interés cultural – Cuando se trate de intervenciones estructurales de edificaciones declaradas por la autoridad competente como patrimonio histórico, de conservación arquitectónica o de interés cultural, donde existan restricciones severas para lograr un nivel de seguridad equivalente al que el Reglamento exigiría a una edificación nueva o al que se obtendría al utilizar lo prescrito en A.10.4.2.2 para movimientos sísmicos de seguridad limitada, excepto que se trate de edificaciones pertenecientes al grupo de uso IV o cubiertas por los literales (a), (b), o (c) del grupo de uso III, tal como los define A.2.5, se permitirá un nivel menor de seguridad sísmica siempre y cuando este menor nivel se justifique por parte del ingeniero diseñador y se acepte por parte del propietario, incluyendo dentro de los documentos que se presentan para solicitar la respectiva licencia de construcción, un memorial firmado en conjunto en el cual se incluyan las razones que motivan la reducción, el nivel de seguridad sísmica propuesto, y las medidas que se adoptarán para restringir el acceso al público en general o los procedimientos colaterales que se adoptarán para proveer seguridad apropiada a los ocupantes. Este memorial se debe protocolizar mediante escritura pública en Notaría.

A.10.9.3 – Requisitos constructivos – La modificación debe llevarse a cabo cumpliendo los requisitos, para el material y sistema estructural de la edificación, exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía utilizado en la determinación de índice de sobre esfuerzo de la edificación existente.

A.10.9.4 – Metodologías alternas – Exclusivamente en la evaluación de vulnerabilidad de edificaciones existentes, en re emplazo de lo prescrito en A.10.4, siempre y cuando se garanticen los criterios de resistencia y capacidad de funcionamiento, establecidos en A.10.9, alternativamente se permite el empleo de las secciones correspondientes a rehabilitación de edificios existentes de los siguientes documentos:

(a) “Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”, ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2006.

(b) “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, American Society of Civil Engineers for Federal Emergency Management Agency, FEMA 356, Washington, D.C., USA, 2000

(c) “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, ATC-40, Vol 1, Appendices, Vol 2, Applied Technology Council, Redwood City, CA, USA, 1996.

A.10.10 – Reparación de edificaciones dañadas por sismos

A.10.10.1 – General – Con posterioridad a la ocurrencia de un sismo, las edificaciones que hayan sufrido daños moderados a severos en su estructura, o daños moderados a severos en sus elementos no estructurales, o ambos, deberán ser evaluadas con base en los estudios e investigaciones como las estipuladas en la sección A.10.10.2, lo que permitirá establecer si es técnicamente factible adelantar su reparación. Ello proveerá criterios básicos para orientar la decisión del dueño o de la autoridad competente para, de ser el caso, designar la estructura para demolición total, o para apelar la decisión de demolición si ella ha sido tomada por la autoridad competente o el censo que se hay realizado para el efecto, antes de contar

con el estudio referido. La reparación de aquellas edificaciones que finalmente no hayan sido designadas como de obligatoria demolición total, debe ser adelantada de acuerdo con las exigencias y criterios que a continuación se establecen:

A.10.10.1.1 – Objeto – Una edificación reparada de acuerdo con los requisitos establecidos aquí, debe cumplir el propósito mismo de las normas sismo resistentes como se indica en el artículo 1° de la Ley 400 de 1997 y en A.1.2.2 del presente Reglamento.

A.10.10.1.2 – Alcance de la reparación – De acuerdo con el tipo de daños presentados, con excepción de las edificaciones de los grupos de uso III y IV las cuales deben cumplir con lo establecido en A.10.9.2.1, el alcance de la reparación se podrá enfocar de una de las siguientes maneras:

1. Daños en los elementos no estructurales, sin daño en los elementos estructurales – La reparación se limitará a intervenir los elementos no estructurales afectados, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.9 del Reglamento.

2. Daños estructurales imputables a interacción adversa con elementos no estructurales – El alcance de la reparación se puede limitar a reparar los elementos estructurales afectados, eliminando la interacción adversa de los elementos no estructurales, siguiendo los requisitos del Capítulo A.9.

3. Otro tipo de daños – El alcance de la reparación estará dictado por la capacidad de cumplir los objetivos estructurales primordiales del diseño sismo resistente de proveer resistencia adecuada ante las sollicitaciones impuestas por el sismo sin que la estructura tenga deflexiones horizontales (derivas) excesivas al verse afectada por ellas. Para garantizar el cumplimiento de estos objetivos debe realizarse una evaluación de la estructura en general y de acuerdo con los resultados de esta evaluación determinar los elementos de la edificación que deben intervenir, los cuales en muchos casos comprenden más de los que simplemente hay que reparar. El alcance de la intervención debe cubrir como mínimo:

(a) Los elementos estructurales que sufrieron daño,

(b) Los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica necesarios para dar la resistencia sísmica mínima requerida,

(c) Los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica necesarios para cumplir los requisitos de deriva, y

(d) Los elementos no estructurales que sufrieron daño.

A.10.10.1.3 – Ocupación de la edificación durante su reparación – La edificación puede ser ocupada durante la ejecución de la reparación, si los profesionales encargados de su diseño y dirección emiten un concepto positivo al respecto, con base en que no haya peligro para la vida de los ocupantes.

A.10.10.2 – Estudios e investigaciones requeridas – Para efectos de establecer si la reparación es viable o no, deben realizarse, como mínimo, los estudios e investigaciones que se describen a continuación:

A.10.10.2.1 – Procedimiento de evaluación de los daños y del diseño de la reparación – Debe seguirse el procedimiento indicado en A.10.1.4, y en las etapas 11 y 12 se deben seguir los requisitos de la presente sección A.10.10.

A.10.10.2.2 – Información sobre la estructura y su estado – Deben seguirse los requisitos de A.10.2.

A.10.10.2.3 – Criterios para diseñar la reparación – Los criterios que se deben emplear para identificar la causa de los daños y su reparación, son los establecidos en A.10.4, modificados de acuerdo con lo indicado en A.10.9.2 según la edad de la edificación. Para edificaciones de concreto estructural y mampostería, en la parte metodológica para la evaluación y el diseño de la reparación se permite el empleo de las recomendaciones contenidas en los documentos:

(a) “Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings – Basic Procedures Manual”, FEMA 306, Federal Emergency Management Agency, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1999.

(b) “Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings – Technical Resources”, FEMA 307, Federal Emergency Management Agency, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1999.

(c) “Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings”. FEMA 308, Federal Emergency Management Agency, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1999

(d) “Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”, ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston Virginia, USA, 2006. 24

A.10.10.2.4 – Cálculos memorias y planos de la reparación – Los cálculos, memorias y planos de la reparación deben ajustarse a lo requerido en A.10.1.5.

A.10.10.2.5 – Supervisión técnica – La reparación debe someterse a una supervisión técnica cuando la Ley 400 de 1997 y sus reglamentos la requieran.

C.11 Amenaza sísmica y formas espectrales en la NSR-10

La amenaza sísmica en Colombia tiene origen en la convergencia de las placas Nazca, Sur América y Caribe. Esta unión triple trae como consecuencia el que en el pasado en el país o su zona del Océano Pacífico hayan ocurrido sismos con magnitudes que varían entre similares o superiores a 8 y tan pequeños que son inofensivos desde el punto sísmico. La profundidad focal de estos eventos varía entre más de 600 kilómetros para unos pocos eventos con epicentro en la región amazónica y pocos kilómetros, correspondiente a la ruptura de fallas geológicas activas o a la zona de subducción del Pacífico. En pocas palabras puede decirse que el contexto sismo tectónico del país es complejo y que los límites de la placa Caribe en el territorio nacional sea un tema de discrepancia entre algunos geólogos.

Tal como ha sido anotado, la información geológica básica para establecer la amenaza sísmica en el territorio colombiano es de calidad variable. Hay ciertas áreas con una buena información mientras que en otras la información es insuficiente e inclusive precaria. En términos generales las trazas de las fallas geológicas activas tienen una dirección aproximada norte-sur, pero hay variantes importantes en esto. En la **Figura C.2** se aprecian las principales fallas geológicas activas del territorio nacional. Este mapa preparado por el antiguo Ingeominas sirvió de base para la determinación de la amenaza sísmica en el territorio nacional. Otros mapas regionales ayudaron a establecer la amenaza.

El Instituto Colombiano de Geología y Minería, antiguo Ingeominas, es la entidad gubernamental que debe adelantar la investigación y la preparación de la información geológica del país, como parte de una de las misiones que debe cumplir. Además, este Instituto maneja la Red Sismológica Nacional de Colombia, RSNC, y la Red Nacional de Acelerógrafos. En instrumentación la RSNC cuenta con 26 estaciones las cuales reciben el mantenimiento apropiado; muchas de ellas con sensores de banda ancha. La red de acelerógrafos cuenta con más de 250 instrumentos instalados en zonas rurales y urbanas. Existen varias redes sismológicas regionales algunas especializadas en el monitoreo de la actividad volcánica. También hay algunos acelerógrafos operados por entidades diferentes al Instituto Colombiano de Geología y Minería.

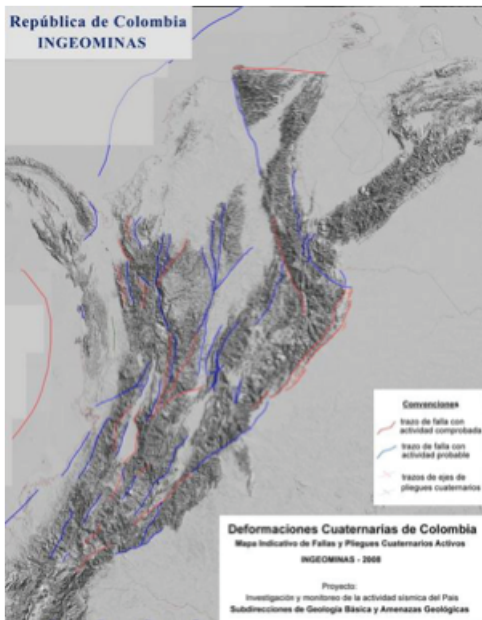


Figura C.2 Fallas geológicas principales de Colombia empleadas en la NSR-10. (Fuente: INGEOMINAS,2008)

Otras entidades del Estado Colombiano que desarrollan proyectos de infraestructura, de minería o de investigación petrolera, también investigan el terreno y producen informaciones geológicas de gran importancia para identificar fallas geológicas y postular su posible actividad. En consecuencia, los estudios de amenaza sísmica para la normativa sismo resistente han ido mejorando poco a poco a partir de los primeros realizados en el país, a comienzos de la década de los años 1970 a 1980.

De los estudios de la sismicidad y la tectónica nacional de Colombia ha resultado el mapa mostrado en la **Figura C.3**. Este mapa define las zonas de amenaza sísmica idealizadas en el territorio nacional y hace parte fundamental en la determinación de los parámetros de diseño de construcciones resistentes a la acción sísmica que regula la NSR-10. Como en la mayoría de las normativas de los países con actividad sísmica, hay cuatro zonas de amenaza sísmica: La zona de amenaza alta cubre una parte importante del Territorio Andino nacional. La zona de amenaza intermedia también cubre parte del territorio andino. La zona de amenaza sísmica baja tiene dos dominios en la parte norte del país y otro que se extiende a toda la Orinoquía y la Amazonía colombiana.

Los estudios integrados de la actividad de las fallas geológicas con la sismicidad se han desarrollado en el país siguiendo métodos conocidos desde hace décadas, estableciendo un escenario con una probabilidad de excedencia del parámetro de aceleración horizontal pico

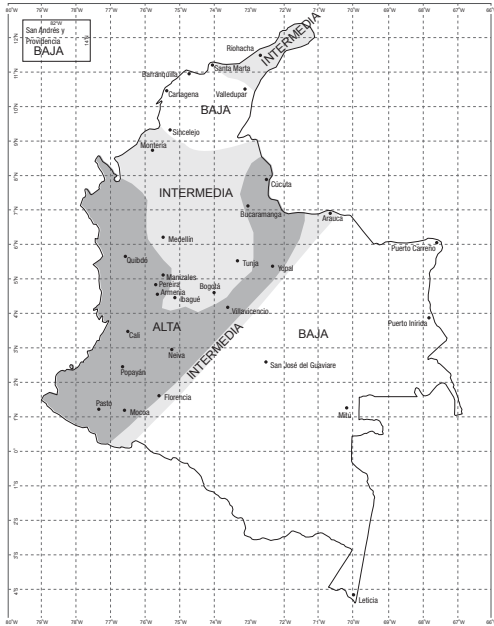


Figura C.3 Zonas de amenaza sísmica. (Fuente: normas NSR-10)

efectiva, A_a , en terreno firme para un periodo de cincuenta años. Aquí intervienen fallencias ya anotadas en cuanto a la necesidad de mezclar informaciones de calidad que varía de una región a otra. En la **Figura C.4** se muestra el mapa de valores de A_a . En la **Figura C.5** se muestra el mapa de valores de A_v .

En la NSR-10 las consideraciones de análisis y diseño sísmico en cuanto a la determinación de la fuerza cortante en la base de la edificación, están dadas en términos de los espectros elásticos de aceleración horizontal para un amortiguamiento del 5% con respecto al crítico. El espectro elástico general se muestra en la **Figura C.6**, el cual es modificado por una serie de factores que se mencionan más adelante. También interviene el espectro de velocidad del terreno, mostrado en la **Figura C.7** y el espectro de desplazamiento que se muestra en la **Figura C.8**.

Los parámetros que modifican los espectros para tomar en cuenta aspectos como la respuesta sísmica local, la ductilidad de las construcciones y sus propiedades de rigidez son los siguientes:

- A_a : es un coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva para diseño, la cual se presenta en el numeral A.2.2.
- A_v : es un coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva para diseño, la cual se presenta en el numeral A.2.2.

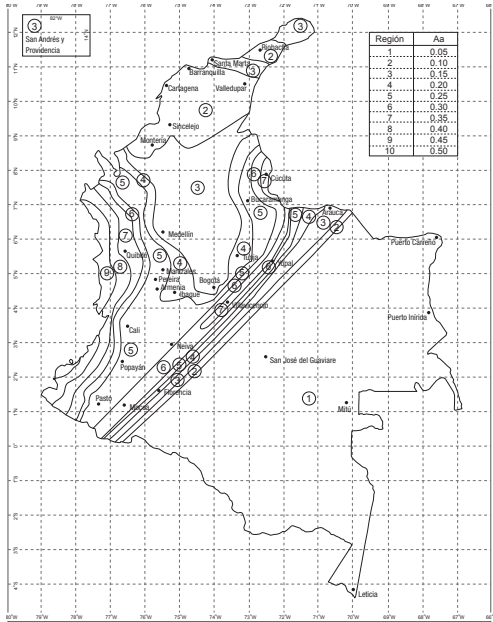


Figura C.4 Valores de Aa. (Fuente: normas NSR-10)

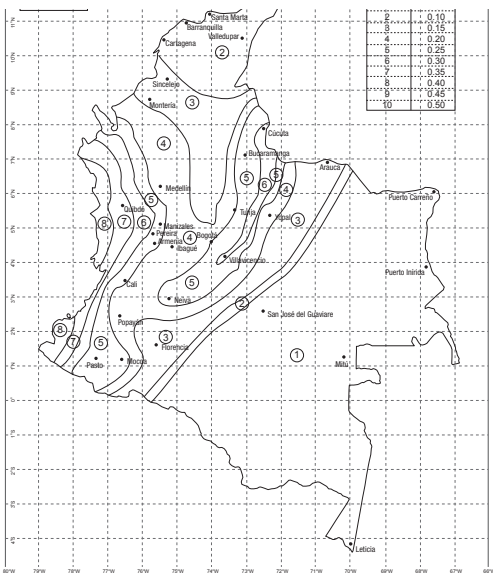


Figura C.5 Valores de Av. (Fuente: normas NSR-10)

- dc: es la suma de los espesores de los k estratos de los 30 metros superiores de suelos cohesivos .
- di: es el espesor del estrato i dentro de los 30 metros superiores del suelo.

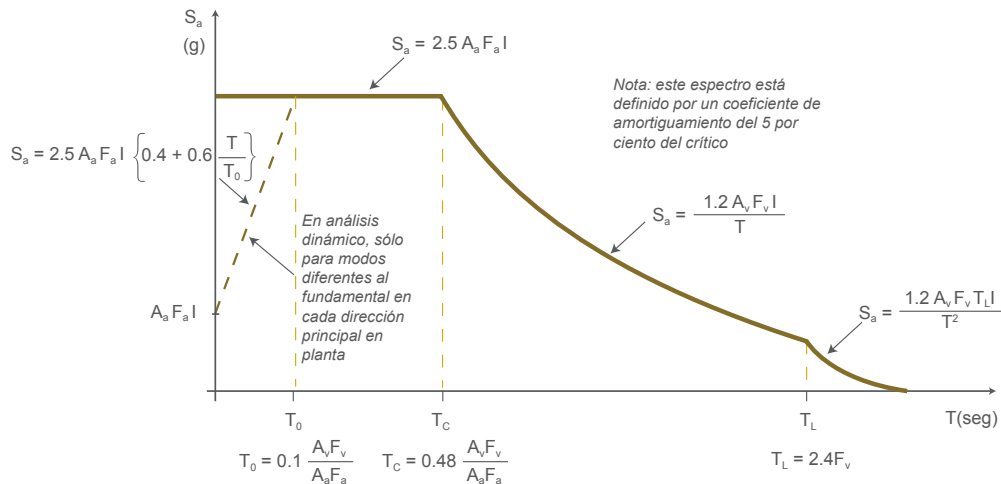


Figura C.6 Espectro elástico de aceleraciones. (Fuente: NSR-10).

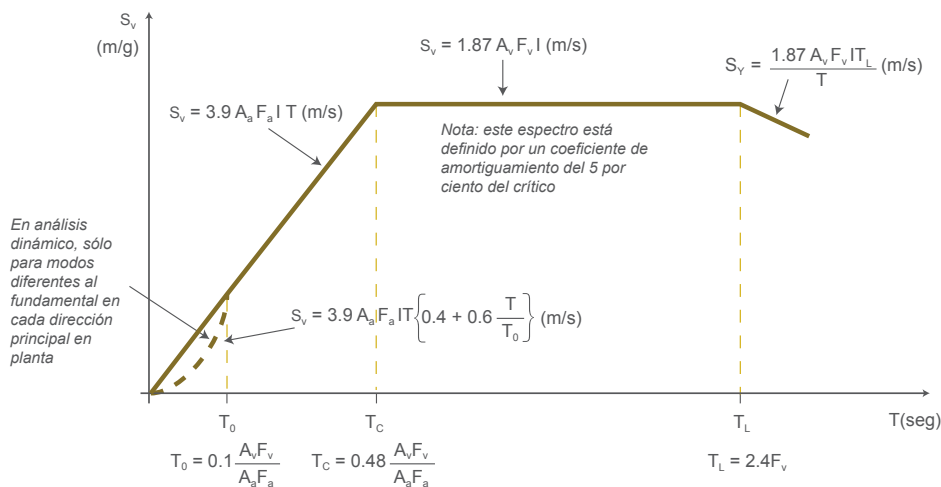


Figura C.7 Espectro de velocidades. (Fuente: NSR-10)

- d_s : es la suma de los espesores de los estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 metros superiores del suelo.
- F_a : es un coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos
- F_v : es un coeficiente que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios.
- g : es la aceleración de la gravedad.
- H : es el espesor total en metros de los estratos cohesivos.
- I : es el coeficiente de importancia definido en numeral A.2.5.2.

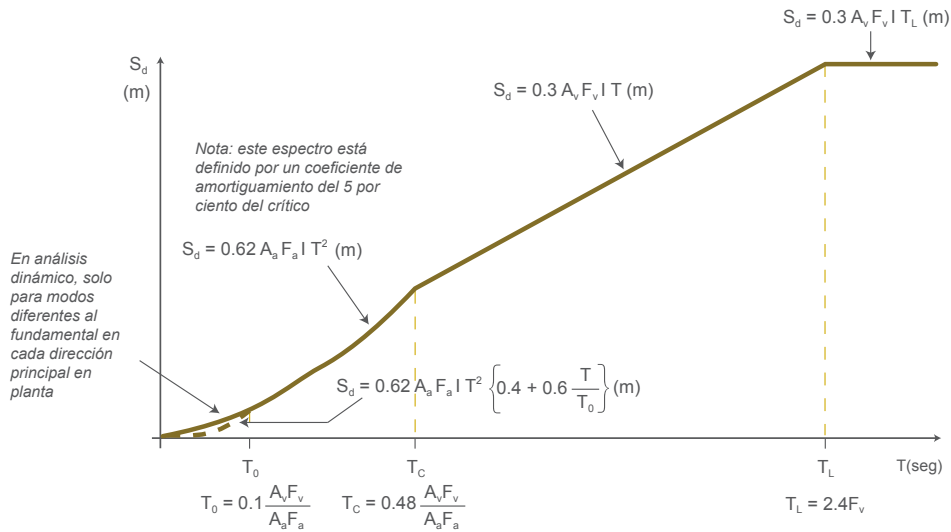


Figura C.8 Espectro elástico de desplazamientos. (Fuente: normas NSR-10)

- IP: es el índice de plasticidad.
- Ni: es el número de golpes por pie obtenido del SPT.
- R0: es un coeficiente de capacidad de disipación básico de energía para cada sistema estructural.
- R: es un coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, el cual corresponde a R0 multiplicado por coeficientes de reducción por capacidad de reducción, por irregularidades en altura, en planta y por la ausencia de redundancia del sistema de resistencia sísmica.
- Rc: es un coeficiente de capacidad de reducción de energía para la zona de períodos cortos menores que Tc en función de R, cuando así lo exigen los estudios de microzonificación.
- Sa: es el valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado, expresado en términos de la aceleración de la gravedad.
- Sd: es el valor del espectro de desplazamiento de diseño para un periodo de vibración dado.
- Sv: es el valor del espectro de velocidad de diseño para un periodo de vibración dado.
- Sui: es la resistencia al corte no drenado del estrato i.
- T: es el periodo de vibración del sistema elástico, en segundos.
- Tc: es el periodo de vibración correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño para períodos cortos y la parte descendente del mismo.
- TL: es el periodo de vibración correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño para períodos largos.

- T_0 : es el periodo de vibración al cual se inicia la zona de aceleración constante del espectro de aceleración
- V_{si} : es la velocidad media de la onda de cortante del suelo en el estrato i , medida en el campo.
- w : es el contenido de humedad de agua en porcentaje.

C.12 Viviendas de uno y dos pisos

Las viviendas de uno y dos pisos son consideradas en el Título E de la NSR-10 cuyo contenido general se ha presentado antes. Las viviendas de uno y dos pisos representan una buena parte de la inversión en construcciones convencionales en Colombia. En estas construcciones están incluidas las denominadas viviendas de interés social que se construyen para apoyar a las clases económicamente menos favorecidas.

El tema de las viviendas de interés social ha sido muy estudiado en Colombia, por ejemplo frente a la posibilidad de emplear materiales de construcción diferentes al ladrillo. Muchas encuestas y reuniones con posibles aspirantes a poseer una vivienda de interés social indican que los materiales de construcción diferentes al ladrillo tienen muy poca aceptación.

A continuación se presenta el detalle del contenido del Título E:

CAPÍTULO E.1- INTRODUCCIÓN

- E.1.1- Generalidades
 - E.1.1.1- Alcance
- E.1.2- Definiciones
- E.1.3- Criterios básicos de planeamiento estructural
 - E.1.3.1- Sistema de resistencia sísmica
 - E.1.3.2- Disposición de muros estructurales
 - E.1.3.3- Simetría
 - E.1.3.4- Integridad estructural
 - E.1.3.4.1- General
 - E.1.3.4.1.1- La continuidad vertical
 - E.1.3.4.1.2- La regularidad en planta
 - E.1.3.4.1.3- La regularidad en altura
 - E.1.3.4.2- Adiciones
 - E.1.3.4.3- Juntas sísmicas
 - Tabla E.1.3-1 Espacio mínimo de separación sugerido
 - E.1.3.5- Peso de los elementos de construcción

CAPÍTULO E.2- CIMENTACIONES

- E.2.1- Generalidades
 - E.2.1.1- Investigación mínima
 - E.2.1.2- Estudio geotécnico
 - E.2.1.3- Limpieza del terreno

- E.2.1.4- Sistema de cimentación
 - Figura E.2.1-1 Sistema reticular de vigas
 - Figura E.2.1-2 – Ganchos de anclaje en vigas de cimentación transversales
 - E.2.1.5- Configuración en planta
 - Figura E.2.1-2 – Ganchos de anclaje en vigas de cimentación transversales
 - E.2.2- Estructuración de los cimientos
 - E.2.2.1- General
 - E.2.2.2- Cimientos excéntricos
 - E.2.2.3- Cimentaciones sobre terreno inclinado
 - Figura E.2.2-1 Pilares para estabilización de pendientes mayores del 20%
 - E.2.2.4- Sobre cimientos
 - E.2.3- Instalaciones hidrosanitarias
 - E.2.4- Especificaciones especiales
 - E.2.4.1- Juntas
 - E.2.4.2- Muros divisorios no estructurales
- CAPÍTULO E.3 MAMPOSTERÍA CONFINADA**
- E.3.1- Generalidades
 - E.3.1.1- Según su función
 - E.3.1.2- Muros confinados estructurales
 - E.3.1.3- Amarre de los muros no estructurales
 - E.3.1.4- Pérdida de sección
 - E.3.2- Unidades de mampostería
 - E.3.2.1.1- Unidades de concreto
 - E.3.2.1.2- Unidades de arcilla
 - E.3.2.1.3- Unidades sílico-calcáreas
 - E.3.3- Mortero de pega
 - E.3.4- Aberturas en los muros
 - E.3.4.2- Distancia mínima entre aberturas
 - E.3.4.3- Refuerzo de las aberturas
 - E.3.5- Espesor de muros
 - E.3.5.1- Debido a la altura libre
 - E.3.5.2- Debido a la longitud horizontal
 - E.3.5.3- Espesor mínimo de muros confinados
 - E.3.5.4- Longitud mínima de muros confinados
 - Tabla E.3.6-1 Coeficiente M_0 para la longitud mínima de muros estructurales confinados
 - E.3.6.5- Muros que se tiene en cuenta para cumplir longitud mínima
 - E.3.6.6 Distribución simétrica de muros
 - Figura E.2.1-1- Descripción del rectángulo menor que contiene el área...
 - E.3.6.7- Verificación de la resistencia de muros
 - E.3.6.8- Verificación de la asimetría de muros en planta
- CAPÍTULO E.4- ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO EN MAMPOSTERÍA CONFINADA**
- E.4.1- Generalidades
 - E.4.2- Materiales
 - E.4.3- Columnas de confinamiento
 - E.4.3.1- General
 - E.4.3.2- Dimensiones
 - E.4.3.3- Ubicación

- E.4.3.4- Refuerzo mínimo
- E.4.4- Vigas de confinamiento
- E.4.4.2- Dimensiones
- E.4.4.3- Ubicación
- E.4.4.4- Refuerzo mínimo
- E.4.5- Cintas de amarre

CAPÍTULO E.5- LOSAS DE ENTREPISO, CUBIERTAS, MUROS DIVISORIOS...

- E.5.1- Losas de entrepiso
- E.5.1.1- General
- E.5.1.2- Requisitos
- E.5.1.3- Espesor mínimo de losas
- Tabla E.5.1-1 Espesor mínimo de losas
- E.5.1.4- Losas macizas
- E.5.1.4.1- Refuerzo mínimo
- E.5.1.5- Losas aligeradas
- E.5.1.5.1- Componentes de una losa aligerada
- E.5.1.5.1.1- La torta inferior
- E.5.1.5.1.2- Los elementos aligerados
- E.5.1.5.1.3- La placa inferior
- E.5.1.5.1.4- Las viguetas
- E.5.1.5.2- Refuerzo mínimo
- Tabla E.5.1-3 Refuerzo mínimo para viguetas de losas aligeradas
- E.5.2 Cubiertas
- E.5.2.2- Soleras
- E.5.2.3- Cubiertas en concreto
- E.5.2.4- Secciones y espaciamientos para elementos portantes
- E.5.2.3- Muros divisorios
- E.5.3.1- General
- E.5.4.1.1- Parapetos
- E.5.4.1.2- Antepechos

CAPÍTULO E-6- RECOMENDACIONES ADICIONALES PARA LA CONSTRUCCIÓN...

- E.6.1- Generalidades
- E.6.2- Cimentaciones
- E.6.2.1- Adecuación del terreno
- E.6.2.2- Zanjas
- E.6.2.3- Colocación de las armaduras
- E.6.2.4- Colocación del concreto
- E.6.3- Muros estructurales y columnas de confinamiento
- E.6.3.2- Ejecución de las columnas de confinamiento
- E.6.3.3- Ejecución del contrapiso
- E.6.3.4- Ejecución de los muros no estructurales
- E.6.4- Losa de entrepiso
- E.6.5- Culatas, amarres y cubiertas
- E.6.6- Complementos

CAPÍTULO E-7- BAHAREQUE CEMENTADO

- E.7.1 Introducción
- E.7.2- Alcance

- E.7.3- Generalidades
 - E.7.3.1- Definición
 - E.7.3.2- Constitución
 - E.7.3.2.1- Entramado
 - E.7.3.2.2- Recubrimiento
 - E.7.4- Materiales
 - E.7.4.1- Guadua
 - E.7.4.2- Madera y complementarios
 - E.7.4.3- Mortero
 - E.7.4.4- Concreto y acero de refuerzo
 - E.7.4.5- Mallas de refuerzo del revoque
 - E.7.5- Clasificación de muros
 - E.7.5.1- Muros estructurales con diagonales
 - E.7.5.2- Muros estructurales sin diagonales
 - E.7.4.3- Muros no estructurales
 - E.7.7- Diafragmas
 - E.7.8- Longitud de muros en cada dirección
 - E.7.8.1- Longitud mínima
 - Tabla E.7.8-1 Valores del coeficiente de densidad de muros...
 - E.7.8.2- Distribución simétrica de muros
 - Figura E.7.6-1 Descripción del rectángulo menor que contiene....
 - E.7.8.3- Verificación de la resistencia de muros
 - E.7.8.4- Verificación de la asimetría de muros en planta
 - E.7.8.5- Enchapes para muros
 - E.7.9- Columnas de guadua
 - E.7.10- Ubicación y diseño de las columnas
 - E.7.11- Amarres y continuidad de columnas
- CAPÍTULO E.8- ENTREPISOS Y UNIONES EN BAHAREQUE ENCEMENTADO**
- E.8.1- Entrepisos
 - E.8.2- Composición entrepisos
 - Tabla E.8.2.-1- Secciones requeridas para entrepisos con viguetas de guadua
 - Tabla E.8.2.-2a- Secciones requeridas para entrepisos con viguetas de madera ES1 y ES2
 - Tabla E.8.2.-2b- Secciones requeridas para entrepisos con viguetas de madera ES3
 - Tabla E.8.2.-2c- Secciones requeridas para entrepisos con viguetas de madera ES4
 - Tabla E.8.2.-2d-- Secciones requeridas para entrepisos con viguetas de madera ES5
 - Tabla E.8.2.-2e- Secciones requeridas para entrepisos con viguetas de madera ES6
 - E.8.3- Uniones
 - E.8.4- Tipos de uniones de acuerdo con el material de conexión
 - E.8.4.1- Uniones clavadas
 - E.8.4.2- Uniones pernadas
 - E.8.4.3- Uniones zunchadas
 - E.8.5- Tipos de uniones de acuerdo con la función
 - E.8.5.1- Unión cimiento-muro
 - E.8.5.1.1- Unión con solera de madera aserrada
 - E.8.5.1.2- Unión con soleras de guadua
 - E.8.5.2- Unión columna-cimiento
 - E.8.5.3- Unión columna-cubierta

- E.8.5.4- Uniones entre muros
- E.8.5.4.1- Muros en el mismo plano
- E.8.5.4.2- Muros en planos perpendiculares
- E.8.5.5- Uniones entre muros de cubierta

CAPÍTULO E.9- CUBIERTAS PARA CONSTRUCCIÓN EN BAHAREQUE...

- E.9.1- General
- E.9.2- Composición de cubiertas y sus conexiones
- Tabla E.9.2-1- Secciones requeridas para cubiertas con correas de guadua
- Tabla E.9.2-2a- Secciones requeridas para cubiertas con correas de madera ES1y ES2
- Tabla E.9.2-2b- Secciones requeridas para cubiertas con correas de madera ES3
- Tabla E.9.2-2c- Secciones requeridas para cubiertas con correas de madera ES4
- Tabla E.9.2-2d- Secciones requeridas para cubiertas con correas de madera ES5
- Tabla E.9.2-2e- Secciones requeridas para cubiertas con correas de madera ES6
- E.9.3- Materiales de cubierta
- E.9.4- Cielo raso

APÉNDICE E-A- VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA DE MUROS DE BAHAREQUE...

- E.A.1- Alcance
- E.A.2- Modelo matemático para realizar análisis
- E.A.3- Procedimiento de diseño
- E.A.4- Solicitaciones consideradas
- E.A.4.1- Combinación de cargas
- E.A.4.2- Coeficientes de disipación de energía R
- E.A.4.3- Determinación de fuerzas sísmicas
- E.A.4.4- Periodo fundamental de la edificación
- E.A.4.5- Fuerzas de viento
- E.A.5- Distribución de fuerzas
- E.A.5.1- Fuerza lateral
- E.A.5.2- Fuerza vertical
- E.A.6- Resistencia de muros de bahareque encementado

APÉNDICE E-B- ILUSTRACIÓN DE UNIONES

La NSR-10 hace algunas recomendaciones especiales en el caso de que el número de viviendas de uno o dos pisos sobrepase quince unidades.

C.13 Sistemas de disipación de energía y aislamiento sísmico

La NSR-10 se refiere a este tema en los siguientes términos:

Se permite el empleo de estructuras aisladas sísmicamente en su base, siempre y cuando se cumplan en su totalidad los requisitos al respecto de uno de los dos documentos siguientes:

- “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings – Provisions and Commentary”, 2003 Edition, Federal Emergency Management

Agency, FEMA 450, Building Seismic Safety Council, National Institute of Buildings Sciences, Washington, D.C., USA, 2004,

- “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-05, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2006

En el diseño y construcción de estructuras aisladas sísmicamente en su base, se deben cumplir los requisitos de los Artículos 10 y 11 de la Ley 400 de 1997, asumiendo el diseñador estructural y el constructor las responsabilidades que allí se indican.

La construcción de una edificación que utilice sistemas de aislamiento sísmico en su base debe someterse a una supervisión técnica permanente, como la describe el Título I.

Se permite el empleo de elementos disipadores de energía, siempre y cuando se cumplan en su totalidad los requisitos al respecto de uno de los dos documentos siguientes:

- “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings – Provisions and Commentary”, 2003 Edition, Federal Emergency Management Agency, FEMA 450, Building Seismic Safety Council, National Institute of Buildings Sciences, Washington, D.C., USA, 2004
- “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-05, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2006

En el diseño y construcción de estructuras que tengan elementos disipadores de energía, se deben cumplir los requisitos de los Artículos 10 y 11 de la Ley 400 de 1997, asumiendo el diseñador estructural y el constructor las responsabilidades que allí se indican. 31

La construcción de una edificación que utilice elementos disipadores de energía debe someterse a una supervisión técnica permanente, como la describe el Título I.

C.14 Factores de reducción

Los factores de reducción de la NSR-10 se plantean en el Título A y se consignan en las tablas A.3-1 hasta la tabla A.3-7. Hay una serie de notas explicativas para ayudar al ingeniero de diseño, incluyendo unas figuras que complementan el tema. Los factores de reducción están planteados en función de la capacidad de disipación de la energía, en los siguientes términos:

- **Capacidad de disipación de energía**
Es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural, o una sección de un elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia. Se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos. Cuando hace referencia al sistema de resistencia sísmica de la edificación como un todo, se define por medio del coeficiente de capacidad de disipación de energía básico R_0 , el cual después se afecta debido a irregularidades de la estructura y a ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica, para obtener el coeficiente de disipación de energía R ($R = \Phi_a \Phi_p \Phi_r R_0$). El grado de capacidad de disipación de energía se clasifica como especial (DES), moderado (DMO) y mínimo (DMI).

En el factor R se emplean los siguientes términos:

- Φ_a es un coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación.
- Φ_p es un coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación.
- Φ_r es un coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica de la edificación.
- **Capacidad de rotación de la sección**
Es la capacidad que tiene una sección de un elemento estructural de admitir rotaciones en el rango inelástico sin perder su capacidad de resistir momentos flectores y fuerzas cortantes. Se mide en términos de su capacidad de disipación de energía a la rotación.

C.15 Problemas de modelado y aplicación de la norma

Es presumible que quienes hacen uso de la normativa sismo resistente sean profesionales del diseño estructural, porque trabajan en oficinas especializadas como colaboradores de ingenieros de mayor experiencia o porque inician sus actividades de diseño, caso en el cual también es presumible que comiencen con edificaciones relativamente sencillas.

La situación planteada no es que elimine los problemas de modelación que pueden presentarse en el diseño estructural, pero si los disminuyen. En el caso colombiano son frecuentes las consultas a la Comisión Asesora Permanente Para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes. En la Comisión son estudiadas y resueltas las consultas planteadas.

Como ya ha sido anotado, la normativa sismo resistente, para el caso la NSR-10, es de aplicación obligatoria en el territorio nacional. En consecuencia, ninguna persona o entidad puede esgrimir argumentos para no emplear la norma. Sin embargo, debe anotarse que la NSR-10 es un documento que cubre los requisitos mínimos. En consecuencia, en casos especiales puede ocurrir que haya la posibilidad de emplear otros parámetros siempre y cuando un estudio detenido y especial le demuestre a la Comisión Asesora que ese es el procedimiento a seguir.

Un ejemplo al respecto puede corresponder a nuevos sistemas constructivos que no están cubiertos por la normativa pero que cuya seguridad y funcionalidad ha sido demostrada con estudios serios que a menudo implican modelación analítica y largos procesos experimentales. En esos casos, la Comisión Asesora es consultada y allí se toman las decisiones que permiten el empleo del nuevo sistema si la sustentación es adecuada.

C.16 Evaluación de la confiabilidad del diseño y de la estructura

En Colombia se han hecho muchos estudios de esta clase para respaldar determinados tipos de construcción o para hacer intervenciones de construcciones que deben reforzarse. En muchos apartes de la NSR-10 existen los elementos para realizar este tipo de estudios que ahora son menos frecuentes que en el pasado.

C.17 Comentarios generales sobre otros aspectos, a ser incorporados en el informe

• Metodología y soporte institucional de la NSR-10

La metodología para el desarrollo de las normativas sismo resistentes en Colombia corresponde a un proceso con muchos actores, tanto institucionales como personales. Como se ha anotado, hasta la fecha el director explícito o implícito de la normativa colombiana ha sido el ingeniero Luis Enrique García. Él se ha apoyado de manera decisiva en la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Varias universidades del país han colaborado mediante investigaciones en el campo estructural y geotécnico y el antiguo Ingeominas ha participado en las componentes geológicas y sismológicas. La Comisión Asesora dispone de los mecanismos reglamentarios para hacer las actualizaciones de la normativa.

En pocas palabras, en Colombia el procedimiento para actualizar la normativa está regido por la ley y la norma es de aplicación obligatoria.

• Formación y nivel educativo de la NSR-10

Como todo en el país colombiano, la formación de los ingenieros que participan de uno u otro modo en la industria de la construcción ha cambiado. En la primera mitad del siglo XX la ingeniería civil se desarrollaba en un programa de seis años lectivos, cada año compuesto por dos semestres. En la segunda mitad del siglo XX se comenzaron a imponer programas más flexibles que se acogían en mayor o menor medida al concepto de la formación profesional impartida en esa época en Estados Unidos. Los programas de ingeniería fueron reducidos a cinco años, dividido en diez semestres.

En el siglo XXI, algunas universidades colombianas han reducido sus programas de pregrado a cuatro años, es decir a una duración de ocho semestres. Se aduce que la complejidad del mundo moderno tiende a presionar al estudiante para que termine el pregrado y lo continúe enseguida, o en corto tiempo, con un programa de maestría. Si esto es razonable en el contexto nacional de Colombia, apenas se podrá conocer a finales la presente década cuando los resultados de esta aproximación a la educación superior hayan entrado al mercado laboral y los profesionales en ejercicio emitan su juicio.

En general el ingeniero con actividades en la construcción en Colombia comienza bajo la tutela de profesionales de más experiencia para ganar experiencia poco a poco. Muchos de estos jóvenes ingenieros se sienten lo suficientemente seguros para que con el correr del tiempo se lancen a ejercer su profesión de manera independiente, lo cual no es fácil en vista de que el trabajo no abunda.

Es difícil decir si el ingeniero colombiano sale bien preparado de sus universidades porque estas son de diversa calidad. Las hay de muy buen nivel y eso incide en la calidad técnica del egresado. Desafortunadamente también las hay muy deficientes y el egresado puede pagar las consecuencias de esa deficiencia. Hay una preocupación compartida por gente de varios países al respecto de la aparente capacidad de análisis y diseño que a un recién egresado le confieren los programas de computador disponibles en la actualidad.

Estructuras sencillas pueden no representar riesgos de modelación, pero situaciones especiales como las que se menciona más adelante pueden llegar a representar verdaderos retos aún para ingenieros de gran formación y experiencia.

Las anotaciones anteriores sirven para sustentar una opinión que ya ha sido planteada en este escrito. La extensión de la normativa colombiana permite que haya componentes didácticos para el ingeniero que la aplica. Esto ayuda a complementar su formación profesional.

- **Líneas de investigación prioritarias**

En Colombia una línea de investigación importante en la industria de la construcción se refiere a la conveniencia de emplear sistemas de muros divisorios y fachadas diferentes al ladrillo tradicional debido a su fragilidad ante las deformaciones horizontales. Sin embargo, queda claro que el ladrillo es un material excelente para la construcción de edificaciones de mampostería estructural y edificaciones de uno y dos pisos.

En Colombia, concretamente en Bogotá su ciudad capital, es necesario investigar con mucha mayor profundidad temas como la validez de los llamados estudios de respuesta sísmica local considerados en la normativa. Esto en razón de la particularidad de los suelos blandos y gruesos de extensas zonas urbanas y en parte a las particularidades del basamento sobre el cual reposa el suelo. En muchos casos son evidentes las deficiencias que se presentan al emplear modelos unidimensionales.

Otro aspecto de importancia es hacer un estudio a fondo de las características elásticas de los concretos que se obtienen en Colombia en vista de que inciden en la rigidez de los sistemas estructurales.

En Colombia se popularizan los edificios altos y rígidos, en muros de concreto con más de veinte pisos de altura, cimentados sobre suelos blandos y gruesos. Las particularidades del comportamiento de este tipo de edificaciones, que son muy rígidas, pueden no quedar satisfactoriamente cubiertas por la normativa sismo resistente y por tal motivo un estudio de largo plazo y con toda la seriedad del caso sería algo importante para ser desarrollado en las universidades. Un peligro de este tipo de edificaciones es que durante un sismo localmente intenso, queden ladeadas si es que no dan un vuelco y se desploman.

La posibilidad de que durante un sismo de grandes proporciones varias edificaciones de este tipo resulten afectadas es preocupante e implicaría complicadas situaciones que involucrarían a las compañías de seguros y en general a la ciudadanía y al Estado Colombiano.

TABLA SÍNTESIS - COLOMBIA

NORMAS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE NSR-10 SÍNTESIS DE INFORMACIÓN (Colombia)

Brevísima Historia:

Las normas sismo resistentes presentan requisitos mínimos que, en alguna medida, garantizan que se cumpla el fin primordial de salvaguardar las vidas humanas ante la ocurrencia de un sismo fuerte. No obstante, la defensa de la propiedad es un resultado indirecto de la aplicación de los normas, pues al defender las vidas humanas, se obtiene una protección de la propiedad, como un subproducto de la defensa de la vida. La normativa es Ley de la República, de aplicación obligatoria. Se inició con el Código Colombiano de construcciones sismo resistentes, CCCSR, en diciembre de 1984. Se actualizó en 1998 bajo la sigla NSR-98, Y se volvió a actualizar en 2010 bajo la versión NSR-10. La NSR-10 tiene un glosario de términos para facilitar la traducción del inglés de algunas referencias citadas. Hay un comité oficial que se encarga de resolver dudas o inquietudes sobre su aplicación y es el que con el paso del tiempo decide cuándo es hora de actualizar la normativa. El Presidente de la República tiene un representante en ese comité.

Norma Vigente: NSR-10: Extenso documento que incluye diseño de estructuras con diferentes materiales. El documento se divide en Títulos. El título A contiene los requisitos generales de diseño y construcción sismorresistente.

Estado Actual: En vigencia desde 2010

Normas y Especificaciones Relacionadas

No tiene en la actualidad normas relacionadas. Sin embargo hay la intención de volver normativa un documento que debe actualizarse sobre diseño de puentes. **EXISTE UN DOCUMENTO PARA ESTRUCTURAS DIFERENTES A EDIFICACIONES DENOMINADO AIS 180-13.**

Otras normas, reglamentos o especificaciones a las cuales se hace referencia en las normas sísmicas

La NSR-10 cita especificaciones o documentos extranjeros principalmente la ASTM, FEMA y la ASCE, pero la normativa colombiana es completa, es decir, contiene todo aquello que debe aplicarse.

SÍNTESIS DE LA FILOSOFÍA DE DISEÑO O ESTRATEGIA PREVENTIVA

Objetivos de desempeño: Las edificaciones que cumplan con la Norma deben satisfacer las siguientes limitaciones:

Se procura evitar el colapso de la estructura ante un sismo de diseño definido con el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (es decir, período de retorno de 475 años).
Se aplican coeficientes de importancia que implican un aumento en el sismo de diseño.
Se expresa en la norma que cumpliendo con sus requisitos, una estructura debería resistir el sismo de diseño preservando la seguridad de las personas; presentar daños reparables para sismos moderados y ningún daño para sismos frecuentes.
Para edificaciones indispensables de los grupos de uso III y IV, se pide comprobar los objetivos de desempeño para un sismo de “umbral de daño” Estos eventos quedan determinados como aquellos con una probabilidad de excedencia de 80% en 50 años, equivalente a un período de retorno del orden de 30 años. Estos representan aproximadamente 1/3 de los movimientos asociados a períodos de retorno de 475 años;
En la Figura A.12.2.-1 se establecen las 7 regiones en que se divide el país para la obtención del parámetro A_d que permite establecer el espectro

	<p>correspondiente al umbral de daño. Los espectros a ser empleados en esta verificación deben ser representativos de amortiguamientos del 2% en lugar del 5 % usual. Para estos movimientos se deberá comprobar que la edificación no exceda los desplazamientos máximos establecidos en el Reglamento; caso contrario deberá rigidizarse la estructura.</p>
Cuantificación del desempeño	<p>La cuantificación del desempeño se efectúa para el sismo de diseño, únicamente a través del control de desplazamientos y derivas.</p> <p>El nivel de deriva que debe cumplirse es el mismo, sea cual sea la importancia de la estructura.</p> <p>Para el sismo de “umbral de daño” existen condiciones de derivas y otras que deben cumplirse para estructuras especiales del tipo III y IV especificadas en la sección A.12 La deriva máxima no puede exceder los valores de 0,4% para estructuras de muros con modo de falla en flexión y de 0,20% para estructuras de muros con modo de falla a corte.</p>
Probabilidad de Excedencia aceptada, para el sismo de diseño	<p>10% en 50 años de vida útil (sismo de diseño con periodo de retorno correspondiente a unos 475 años) para las estructuras tipo I.</p> <p>Según el factor de importancia, para estructuras de los grupos II, III y IV deben considerarse valores de aceleración mayores, que corresponden a probabilidades menores de excedencia en 50 años.</p> <p>El factor de importancia implícitamente interviene en la exigencia de otros periodos de retorno.</p> <p>Para las edificaciones de mayor importancia, Tipo III y Tipo IV, se exige también la verificación del desempeño para el sismo de ‘umbral de daños’, que son aquellos con una probabilidad de excedencia de 80% en 50 años, equivalente a un periodo de retorno del orden de 30 años.</p>
Importancia de la estructura	<p>La importancia de la estructura se toma en cuenta mediante el uso de un factor de importancia (I) que multiplica el espectro de diseño.</p> <p>Se definen cuatro valores del factor de importancia:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Grupo I: $I=1.0$ (edificaciones ordinarias, viviendas oficinas); (probabilidad de excedencia de 10% en 50 años). - Grupo II: $I=1.10$ (estructuras de ocupación especial, casos de edificios donde habite un gran número de personas); Las probabilidades de excedencia no las indica la normativa, Corresponderían a las que se obtiene de aumentar la aceleración local máxima probable incrementada en los coeficientes anotados. De las curvas de amenaza que se publican en el documento AIS 2009, sustento de este reglamento, se encuentran valores intermedios entre 10% y 5%, dependiendo de la peligrosidad. Si se adopta un 7.5% de excedencia en 50 años puede ser un valor representativo. - Grupo III: $I= 1.25$ (estructuras de atención a la comunidad como centros de atención de emergencias, algunos hospitales y clínicas, estaciones de bomberos, grandes almacenes y similares). - Grupo IV: $I=1.50$ (Edificaciones indispensables como grandes hospitales, aeropuertos, estaciones de ferrocarril, sistemas masivos de transporte, centrales de servicios de electricidad, agua, etc).
Sismo de Servicio	<p>Definido en la norma como sismo de “umbral de daño” (A.12.2) en el capítulo A.12, que define los requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos de uso III y IV.</p> <p>Los movimientos sísmicos del umbral de daño, se definen para una probabilidad del 80% de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, en función de la</p>

	<p>aceleración pico efectiva al nivel del umbral de daño, representada por el parámetro A_d.</p> <p>El numeral A.12.3 se refiere al espectro para el umbral de daño con amortiguamiento del 2%.</p> <p>Para el nivel de deformaciones del umbral de daño se supone que la estructura está en el rango lineal elástico. Debe tomarse en cuenta la influencia de las paredes de relleno. Pero en la norma no se especifica cómo.</p> <p>Las rigideces que se empleen en el análisis estructural para verificación del umbral de daño deben ser compatibles con las fuerzas y deformaciones que le imponen los movimientos sísmicos correspondientes a la estructura. Al nivel de deformaciones del umbral de daño se considera que la estructura responde en el rango lineal y elástico de comportamiento y que los elementos no estructurales pueden contribuir a la rigidez de la estructura, si no están aislados de ella. Cuando los elementos no estructurales interactúan con la estructura al nivel de deformaciones del umbral de daño, debe tenerse en cuenta esta interacción, tanto en la estructura como en los elementos no estructurales. El numeral A.9 de la NSR-10 se refiere a los aspectos básicos de los elementos no estructurales como muros, fachadas y otros temas.</p> <p>“En la verificación de la respuesta de la estructura a los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, como mínimo debe emplearse el método de la fuerza horizontal equivalente dado en el Capítulo A.4, aunque se permite el uso del método del análisis dinámico, prescrito en el Capítulo A.5.”</p>
<p>ALCANCE GENERAL</p>	
<p>1.- La norma incluye estructuras de concreto, mampostería estructural, casas de 1 y 2 pisos, estructuras metálicas, de madera y guadua. También incluye procedimientos para la realización de estudios geotécnicos, supervisión técnica de las construcciones, protección contra el fuego y otros requisitos.</p> <p>No incluye: estructuras especiales como puentes, torres de transmisión, torres y equipos industriales, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas estructuras cuyo comportamiento dinámico difiera de edificaciones convencionales. PARA ALGUNAS DE ESTAS ESTRUCTURAS SE RECOMIENDA EL DOCUMENTO AIS 180-13.</p>	
<p>2.-La NSR-10 no tiene consideraciones especiales para la construcción mixta de acero y concreto. En el numeral A.3.2.1.4 se define el sistema dual en los siguientes términos: Es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Véase la Tabla A.3-4. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos:</p> <ul style="list-style-type: none"> (a) El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales. (b) Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (DES), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base. 	
<p>CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA</p>	
<p>General</p>	<p>La acción sísmica se caracteriza por medio de espectros de respuesta elásticos. También se permiten, alternativamente, el uso de familias de acelerogramas o resultados específicos de estudios de microzonificación.</p>

	<p>Los espectros se construyen tomando en cuenta la zona sísmica, las características del suelo (factores F_a y F_v) y la importancia de la edificación. En documentos especiales que no hacen parte de la norma, tal como el caso de AIS 2009 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica), se dan los espectros para amenaza uniforme con períodos medios de retorno de: 31, 225, 475, 1000 y 2500 años.</p> <p>El sistema estructural se clasifica según su tipo (muros, pórticos combinado o dual), según el material y según el grado de disipación de energía, de la altura y de su grado de irregularidad.</p> <p>El procedimiento de análisis se elige de acuerdo con la irregularidad, el grado de redundancia, la altura, las características del suelo y el nivel de amenaza sísmica. Así se obtienen las fuerzas sísmicas, F_s. El análisis sísmico se realiza sin reducir las fuerzas con el factor R para obtener desplazamientos y fuerzas internas, incluyendo efectos torsionales. Con ellos se comprueban los límites de derivas.</p> <p>Se aplican las combinaciones de carga normativas.</p> <p>Se emplean en estas combinaciones, los efectos sísmicos reducidos de diseño, $E = F_s/R$, donde R depende del tipo de sistema, del grado de irregularidad, del grado de redundancia y del detallado (capacidad de disipación de energía).</p>
<p>Mapas de Zonación</p>	<p>La norma vigente contiene un mapa de zonación. En él se dan las aceleraciones máximas esperadas en roca, según siete niveles de aceleración desde 0.10g hasta 0.40g, con incrementos de 5 centésimas de la gravedad (g). Los valores de aceleración se encuentran nominalmente asociados a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años (475 años de período medio de retorno). La aplicación del factor de importancia, para la misma vida útil de 50 años, reduce la probabilidad de excedencia.</p>
<p>Clasificación de Terrenos de Fundación</p>	<p>En la Norma se exige la evaluación del potencial de licuación del subsuelo en el sitio de fundación. Además hay una amplia consideración sobre aspectos geotécnicos.</p> <p>Los tipos de suelos y sus características están claramente indicados en las Secciones A.2.4.4 hasta A.2.4.5.6. Es esencialmente coincidente con el ASCE 7.</p> <p>Se incluyen los suelos tipo: A, B, C, D, E, así: clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo Aa E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciados deben subdividirse, asignándoles un subíndice i que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.</p> <ul style="list-style-type: none"> A Perfil de roca competente $v_s \geq 1500$ m/s. B Perfil de roca de rigidez media $1500 \text{ m/s} > v_s \geq 760$ m/s C Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o $760 \text{ m/s} > v_s \geq 360$ m/s. Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios $N \geq 50$, o $s_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm²) D Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o $360 \text{ m/s} > v_s \geq 180$ m/s. Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones $50 > N \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > s_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm²) E Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o $180 \text{ m/s} > v_s$. Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas

	<p>blandas $IP > 20w^3 40\% 50 \text{ kPa}$ ($\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2$) $> su F$ Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3 \text{ m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3 — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con Índice de Plasticidad $IP > 75$)</p> <p>F4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36 \text{ m}$)</p>
<p>Factores de Corrección</p>	<p>Existen coeficientes que de una u otra forma tienen en cuenta situaciones especiales que actúan sobre los espectros en particular, las relaciones entre la edificación y el periodo de vibración del suelo y además relacionados con el factor de importancia.</p> <p>Los factores que modifican al espectro tienen que ver con el tipo de suelo y el sitio de fundación (F_a y F_v), que afectan las zonas de periodos cortos (0.1 s) y periodos medios (1s) del espectro. y con la importancia de la estructura (I), sección A.2.4, en forma similar a la utilizada en la norma ASCE-7.</p>
<p>Espectros de Diseño</p>	<p>Las características de los movimientos sísmicos de diseño se expresan por medio de un espectro elástico de diseño.</p> <p>El Reglamento contempla descripciones alternativas del sismo de diseño, ya sea a través de familias de acelerogramas, o bien por medio de expresiones derivadas de estudios de microzonificación sísmica, las cuales deben determinarse siguiendo los requisitos dados en el Capítulo A2.</p> <p>Las familias de acelerogramas no corresponden a situaciones obligatorias de la NSR-10. Sirven de guía para que el ingeniero que considere optar por esta metodología, se acoja a unos ciertos criterios. Debe tomarse en cuenta que la NSR-10 corresponde a lo mínimo que el ingeniero debe considerar en el análisis. Cuando un municipio ha aceptado por medio de un acuerdo municipal oficializar un estudio de microzonificación, la NSR-10 considera que el espectro local debe desarrollarse con la metodología o con los valores que propone la microzonificación. Si no hay microzonificación, se empleará todo lo referente a los espectros de diseño establecidos en el numeral A.2.6 para el diseño frente a las condiciones de probabilidad de excedencia del 10% en un tiempo de exposición de 50 años o de acuerdo con lo establecido en el numeral A.12.3 para el espectro establecido para determinar el umbral de daño.</p> <p>Con el espectro elástico se obtienen los desplazamientos que deben cumplir con los máximos permitidos por la norma (considerando efectos torsionales). Si no se cumplen, debe redimensionarse la estructura.</p> <p>Para edificaciones “indispensables” se realiza una verificación adicional, con el sismo de “umbral de daño” y se cumplen los requisitos de la sección A.12</p> <p>Para evaluar los efectos sísmicos y diseñar los elementos según las distintas combinaciones de carga, se reducen las fuerzas sísmicas F_s obtenidas del análisis por los factores de reducción (R).</p>
<p>Espectros de desplazamiento</p>	<p>En la Sección A.2.6.3 se da el espectro de desplazamientos en metros. El espectro de desplazamientos se incluyó en la NSR-10 como una referencia que posiblemente se utilice en el futuro. Por ahora no tiene aplicación directa</p>

	<p>en los procedimientos de diseño propuestos en la norma: puede servir como referencia para revisar estudios locales o microzonificaciones como un orden de magnitud.</p>
Espectros de velocidades	<p>El espectro se da en la Sección A.2.6.2. Igual que el espectro de desplazamientos, el de velocidades tampoco tiene aplicación directa en la normativa.</p>
Ductilidad	<p>Los desplazamientos máximos para el control de derivas se obtienen considerando una respuesta elástica para el espectro de diseño. Para efectuar la combinación de las cargas (título B) y el diseño de los elementos estructurales, se permite reducir las fuerzas derivadas del análisis sísmico, F_s. Para ello se define un factor de reducción, R, global para la estructura. R se obtiene a partir de los valores de R_0 que se dan en las Tablas A.3-1 a A.3-5 de la norma, para los distintos sistemas estructurales, materiales y capacidad de disipación de energía, definida según el nivel de diseño de los elementos. Los valores de R_0 son afectados por los coeficientes, Φ_a, Φ_p, Φ_r, que penalizan las irregularidades en altura, en planta o por ausencia de redundancia, respectivamente. Las fuerzas reducidas $E=F_s/R$ se utilizan en las combinaciones de carga para el diseño y detallado de los elementos estructurales. También se dan los factores de sobre resistencia Ω_0. Este coeficiente (ver sección A.3.3.9) amplifica las fuerzas sísmicas, para el diseño de elementos frágiles de conexión y otros, de acuerdo con los requisitos de los materiales estructurales, si así se requiere. Para el cálculo de las fuerzas reducidas de diseño de los elementos, E, se utiliza en este caso la ecuación A.3.3-2.</p>
Estudios de Sitio	<p>La norma incluye una nueva sección A.2.10 — “Estudios sísmicos particulares de sitio”, que regula la elaboración de estudios de sitio particulares para determinar los efectos de amplificación en edificaciones cuya importancia o tamaño así lo ameriten. En general, en casi todas las normas, estos estudios se exigen esencialmente para suelos Tipo F (origen en el ASCE-7), al igual que en la Norma de Ecuador, así como para casos en los cuales se haya demostrado la presencia de una falla geológica activa en las cercanías del sitio de interés. En ese caso, además de un estudio de peligrosidad sísmica procede un estudio de respuesta de depósitos aluvionales aun cuando no sean del Tipo F. En la norma colombiana, los estudios particulares de sitio se exigen en todos los casos de perfil de suelo tipo F, según A.2.4, el ingeniero geotecnista responsable del estudio geotécnico de la edificación debe definir los efectos locales particulares para el lugar donde se encuentra localizada la edificación. También se exige en edificaciones cuya altura, grupo de uso, tamaño, o características especiales lo ameriten a juicio del ingeniero geotecnista responsable, del diseñador estructural, o del propietario. Se exceptúan de realizar estudios sísmicos particulares de sitio en perfil de suelo tipo F en los proyectos que presenten las siguientes características, caso en el cual el ingeniero geotecnista debe establecer los valores de los parámetros F_a y F_v a utilizar para definir el espectro de diseño por medio de otras metodologías debidamente sustentadas: Proyectos diseñados de acuerdo con lo dispuesto en el Título E de la norma y Proyectos que no superen la altura de cinco pisos por encima de la base y que no tengan un área construida por piso mayor a 600 m², ni un área construida total mayor de 3000 m.</p>

<p>Efectos de Interacción Suelo-Estructura</p>	<p>En términos generales, la norma recomienda contemplar la interacción suelo-estructura (Capítulo A.7) y establece que su uso es obligatorio en casos particulares, como el de estructuras regulares o irregulares, localizadas en sitios que tengan un perfil de suelo D, E o F y que tengan un período mayor de $2T_c$ (T_c es el período donde se inicia la rama descendente del espectro). La norma incluye procedimientos simplificados que permiten la consideración de este efecto para estructuras modeladas con empotramientos en la base, para lo cual se consideran modificaciones en el período de vibración de la estructura, el amortiguamiento viscoso, la fuerza cortante y los desplazamientos (ver apéndice A-2). Para el método de la fuerza horizontal equivalente y para el análisis modal, se presentan fórmulas diferentes para estas modificaciones. En otros casos, cuando se considere la interacción suelo estructura, deben introducirse condiciones de apoyo elástico de los muros, columnas y elementos del sistema de resistencia sísmica al nivel de la cimentación. Se establecen valores de cortante mínimos: “no puede ser menor que el que se obtendría utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4, empleando un período de vibración igual a CuTa según A.4.2.1 y los espectros del Capítulo A.2.” “Debido a la incertidumbre que presenta la determinación de los parámetros del suelo utilizados en el análisis de interacción suelo-estructura, deben considerarse los valores máximos y mínimos esperados de tales parámetros y utilizarse aquellos que produzcan los efectos más desfavorables, tanto en la determinación de los cortantes sísmicos, como para el cálculo de las derivas de piso y las fuerzas de diseño de los elementos de la estructura y la cimentación”</p>				
<p>Componente vertical</p>	<p>Cuando se emplea, la norma recomienda usar las dos terceras partes de la componente de fuerza horizontal. De manera implícita, la NSR-10 deja la aplicación de la aceleración vertical al criterio del diseñador. Sin embargo, el numeral H.7 .1.2 impone la obligatoriedad de considerar casos especiales en zonas epicentrales.</p>				
<p>TIPIFICACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES E IRREGULARIDADES</p>					
<p>General: El contenido de los criterios de diseño de la Norma, se sustenta en la tipificación de la respuesta de sistemas estructurales bien definidos. Incluye edificaciones de madera, se refiere a la guadua y se refiere explícitamente a edificaciones prefabricadas. El Reglamento define limitaciones en el empleo de los sistemas estructurales de resistencia sísmica en función de la zona de amenaza sísmica donde se encuentre localizada la edificación, del tipo de material estructural empleado (concreto estructural, estructura metálica, mampostería estructural, o madera), de la forma misma como se disponga el material en los elementos estructurales según esté en posibilidad de responder adecuadamente ante movimientos sísmicos como los esperados por medio de su capacidad de disipación de energía, la cual puede ser especial (DES), moderada (DMO) o mínima (DMI); de la altura de la edificación, y de su grado de irregularidad. De acuerdo con el numeral A.3.3.3 las irregularidades en planta y alzado modifican el valor de R aplicando la expresión: $R = \Phi_a \Phi_p \Phi_r R_0$. En esta expresión Φ_a es la modificación por irregularidad en altura; Φ_p la correspondiente al efecto por irregularidad en planta y Φ_r el efecto de la insuficiencia de redundancia del sistema estructural</p>					
<p>Sistemas Tipificados y Factores de Reducción (R)</p>	<table border="1"> <tr> <td>Sistema de muros de carga</td> </tr> <tr> <td>Sistema combinado</td> </tr> <tr> <td>Sistema de pórtico</td> </tr> <tr> <td>Sistema dual o sistemas mezclados</td> </tr> </table>	Sistema de muros de carga	Sistema combinado	Sistema de pórtico	Sistema dual o sistemas mezclados
Sistema de muros de carga					
Sistema combinado					
Sistema de pórtico					
Sistema dual o sistemas mezclados					

	Los valores de los factores de reducción se encuentran en la norma en las tablas A.3-1 a la A.3-5
Tipificación de Irregularidades	Se plantean irregularidades en planta y en altura. El factor de reducción se ve afectado en el caso de que existan irregularidades de esta clase. Las irregularidades en planta se tipifican en la Tabla A.3-6 y las irregularidades en altura se tipifican en la Tabla A.3-7.
Limitaciones de Altura	Existen limitaciones en altura para los sistemas estructurales, dependiendo de la zona de riesgo sísmico en la cual se construyen, como por ejemplo para sistemas de muros de carga, paneles de cortante de madera, muros estructurales, pórticos con diagonales, sistemas combinados. Las Tabla A.3-1 de la NSR-10, A.3-2, A.3-3, A.3-4 definen el tema. Hay sistemas como los de muros estructurales que no tienen limitación de altura. Hay recomendaciones gráficas para facilitar la identificación de las irregularidades.
CRITERIOS DE MODELADO	
Nivel de Base	Para edificaciones de relativamente poca altura y suelos más o menos competentes, existen las zapatas unidas por vigas de amarre. Allí es el nivel de base y usualmente el ingeniero estructural considera que hay empotramiento de la columna en la zapata. Cuando hay pilotaje la norma tienen unos criterios especiales que deben seguirse, lo mismo que cuando hay sótanos.
Fundaciones	Estas se consideran infinitamente rígidas.
Restricción de Grados de Libertad	Las restricciones de grados de libertad son congruentes con el método de análisis seleccionado.
Estimación del período fundamental de Vibración	La NSR-10 evalúa el período de vibración mediante un procedimiento elaborado dado en la sección A.4.2, que toma en cuenta el sistema estructural y el material predominante de la edificación (concreto, acero, mampostería). Para edificaciones aporticadas de menos de 12 pisos se acepta usar un periodo de vibración equivalente a la décima parte del número de pisos. La norma establece la verificación del período inicial estimado, así como una diferencia tolerada, con el modelo resultante: "El valor de T obtenido al utilizar las ecuaciones A.4.2-1, A.4.2-3 o A.4.2-5 es un estimativo inicial razonable del período estructural para predecir las fuerzas a aplicar sobre la estructura con el fin de dimensionar su sistema de resistencia sísmica. Sin embargo, una vez dimensionada la estructura, debe calcularse el valor ajustado de T mediante la aplicación de análisis modal o de la ecuación A.4.2-1 para compararlo con el estimado inicial; si el periodo de la estructura diseñada difiriera en más del 10% con el periodo estimado inicialmente, debe repetirse el proceso de análisis, utilizando el último periodo calculado como nuevo estimado, hasta que se converja en un resultado dentro de la tolerancia del 10% señalada."
Estado de las Secciones de Miembros	La normativa tiene tratamientos precisos para determinar el estado de los elementos estructurales puesto que todo el diseño estructural está basado en el criterio de la resistencia última compatible con las cargas de diseño mayoradas. Implícitamente las secciones son agrietadas porque resulta improbable que una sección no se agriete ante una sollicitación oscilatoria intensa. En la Sección C.8.8.2 se dan opciones de emplear 100% de rigidez o la rigidez de secciones fisuradas. En la Sección 5.2.3 se establece que la sección debe tener un grado de fisuración compatible con la intensidad de la

	<p>sacudida. En C.10.10.4 y su Comentario se habla de rigideces de secciones fisuradas; esto tiene sentido pues son análisis de segundo orden para estados post-fisuración. En unos decretos posteriores al 2010, se han realizado ajustes a la norma y en uno de ellos se aclaró que es decisión del diseñador el trabajar o no con secciones fisuradas. Esta ha sido siempre la filosofía de la norma colombiana y por una pequeña falta de coordinación entre los títulos a y c en la versión 2010 se obligaba a utilizar secciones fisuradas pero no es así.</p>
Modelo Analizado	<p>El modelo analizado debe representar de la manera más fiel la realidad. Sin embargo, en Colombia aún domina el ladrillo para muros divisorios. Esto implica que se analiza como si los muros no existieran. Esta es una de las razones para los límites del período aproximado cuando se realiza la fuerza horizontal equivalente, ya que la estructura construida por la presencia de esos muros resultará más rígida de lo modelado. El modelo analizado debe cumplir con los requisitos de resistencia y deformación límite impuestos por la normativa. La sección A.5.2 da recomendaciones sobre el modelo a utilizar en el análisis.</p>
Dirección de ataque de la acción sísmica	<p>La norma establece que la acción sísmica actúa en dos direcciones asociadas a los planos resistentes significativos del edificio. Esta consideración puede ser mejorada tomando en cuenta los resultados de estudios más recientes.</p> <p>A.3.6.3. Dirección de Aplicación de las Fuerzas Sísmicas — En zonas de amenaza sísmica intermedia o alta deben considerarse los efectos ortogonales, salvo que: (1) la estructura tenga diafragmas flexibles o; (2) se trate de edificios de un piso (naves industriales o similares) en los cuales no haya irregularidades en planta del tipo 5P. En la Tabla A3.6 esta tipificación de irregularidades corresponde al caso “...direcciones de acción horizontal de los elementos verticales no son paralelos o simétricos a los ejes principales”.</p> <p>Los efectos ortogonales pueden tenerse en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la combinación que requiera la mayor resistencia del elemento. Alternativamente, los efectos ortogonales pueden calcularse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca al resultado más conservador. La fuerza sísmica debe combinarse con las cargas verticales de acuerdo con los requisitos del Título B de este Reglamento.</p>
Interacción con mampostería de cerramientos	<p>La interacción con la mampostería de ladrillo empleada de manera muy generalizada para muros divisorios y en fachadas no se toma en cuenta. Por separado, un título de la normativa se refiere a temas de la mampostería incluyendo la supervisión de la construcción. En el numeral A.9.4 la NSR-10 se refiere a separaciones de muros del sistema estructural y otras consideraciones de diseño incluyendo la evaluación de las fuerzas sísmicas sobre estos elementos no estructurales.</p>
Edificios de muros portantes de concreto armado	<p>Este tipo de edificación se ha popularizado mucho en Colombia porque se ha logrado reducir sus costos unitarios a valores muy competitivos. Deben cumplir requisitos como los dados en el numeral C.14 de la NSR-10. Se puede aplicar un método empírico (C.14.5) pero cuando los muros resultan muy esbeltos</p>

	la norma exige una serie de requisitos más estrictos. Lo prescrito en C.14 Es para disipación mínima de energía, pero para el caso de disipación moderada y especial se debe consultar el capítulo C.21, donde por supuesto se especifican requisitos mucho más exigentes.
Comentarios adicionales	Componente vertical del sismo: en zonas epicentrales debe considerarse una componente vertical, correspondiente a un porcentaje de la componente horizontal. “Para el caso de fuentes sismogénicas cercanas (menores de 25 Km de distancia epicentral) con potencial de generación de eventos superficiales (profundidad focal menor de 20 Km), debe considerarse el aporte de la componente vertical de la señal sísmica en el análisis de respuesta del terreno. Generalmente, la aceleración vertical puede variar entre el 50% y el 100% del valor de la aceleración horizontal, según sea cada caso particular. En caso de existir información instrumentada con las redes de acelerómetros locales o regionales, es posible definir para el proyecto ubicado en la localidad estudiada, una relación más ajustada entre los valores de las dos componentes de aceleración” (H.7.1.2).
MÉTODOS DE ANÁLISIS	
Análisis estático equivalente	El método más empleado para edificaciones comunes es el de la fuerza lateral equivalente. En el numeral A.5 se describe el análisis dinámico el cual puede ser empleado en cualquier caso, si el diseñador lo desea. El análisis dinámico es mandatorio para edificaciones de más de veinte pisos o en edificaciones con irregularidades del tipo especificados en la misma norma.
Análisis dinámico plano	Se permite este método en los casos en que no sea obligatorio utilizar análisis dinámico tridimensional, con diafragma rígido o flexible (corresponde a casos de estructuras regulares). Los efectos torsionales de los pisos deben evaluarse independientemente y adicionarse a los valores obtenidos del análisis en un plano cuando el diafragma es rígido y pueden despreciarse cuando el diafragma es flexible. En la Tabla A.3-6 la NSR-10 describe seis irregularidades en planta y el valor de f_p a emplear.
Método de la torsión estática equivalente	Está considerado dentro de los requisitos de excentricidad mínima impuestos por la norma.
Análisis dinámico de tres grados de libertad por planta	Es obligatorio para edificaciones de más de veinte pisos o edificaciones con irregularidades especificadas en la norma: A.5.2.1.1 — <i>Modelo tridimensional con diafragma rígido</i> “Este procedimiento debe utilizarse cuando se presentan irregularidades en planta del tipo 1aP, 1bP, 4P o 5P, tal como las define A.3.3.4 (tabla A.3-6), y en aquellos casos en los cuales, a juicio del ingeniero diseñador, este es el procedimiento más adecuado”.
Análisis dinámico espacial con diafragma flexible	En la norma se incluye: “A.5.2.1.2 — <i>Modelo tridimensional con diafragma flexible</i> En este tipo de modelo se considera que las masas aferentes a cada nudo de la estructura pueden desplazarse y girar en cualquier dirección horizontal o vertical. La rigidez de los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica se describe tridimensionalmente. El diafragma se representa por medio de elementos que describan adecuadamente su flexibilidad. Este procedimiento debe utilizarse cuando no existe un diafragma propiamente dicho, cuando el diafragma es flexible en comparación con los elementos

	estructurales verticales del sistema estructural de resistencia sísmica, o cuando se presentan irregularidades en planta del tipo 2P o 3P, tal como las define A.3.3.4 (Tabla A.3-6), y en aquellos casos en los cuales, a juicio del ingeniero diseñador, éste es el procedimiento más adecuado”.
Método de análisis dinámico con acelerogramas	<p>“A.5.3.3.- Procedimientos Cronológicos — En los procedimientos cronológicos deben utilizarse familias de acelerogramas, tal como las define A.2.7.”</p> <p>Como se supone que este procedimiento puede ser más cercano a la realidad que el análisis dinámico en el dominio de la frecuencia, resultaría optativo para el ingeniero estructural emplearlo si lo considera puesto que va más allá de los mínimos impuestos por la NSR-10.</p> <p>Según dice la norma, se permite el empleo de espectros o familias de acelerogramas compatibles con el espectro: “Para efectos del diseño sísmico de la estructura, ésta debe localizarse dentro de una de las zonas de amenaza sísmica, baja, intermedia o alta, y además deben utilizarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el presente Capítulo, los cuales se pueden expresar por medio de espectros elásticos de diseño definido en A.2.6, o por medio de familias de acelerogramas que cumplan los requisitos de A.2.7. (página A.29).</p>
Análisis estático inelástico (“pushover”)	Está reglamentado pero no es obligatorio. Es opcional y es el diseñador el que decide si su problema conviene verificarlo por esta metodología (Apéndice A-3).
Otros métodos de análisis	
VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD Y/O DESEMPEÑO	
La norma no posee procedimiento de verificación del diseño o la confiabilidad estructural.	
Control de Cortantes Mínimos de Diseño	<p>En la NSR-10 se prescribe la evaluación de las derivas empleando el espectro elástico de aceleraciones y la aplicación del factor de reducción R a las fuerzas obtenidas de este análisis.</p> <p>El valor de R es para todos los elementos del sistema estructural. Puede haber varios valores de R para el caso de combinación de sistemas estructurales en planta o en altura pero el R no está diferenciado para cada elemento (viga o columna).</p> <p>La NSR-10 en su título C referente al diseño de elementos de concreto va acompañada con una larga lista de comentarios que se supone sirven de guía al diseñador para aplicar conceptos que han aparecido en épocas relativamente recientes como consecuencia de detenidos y rigurosos ensayos de laboratorio. El reglamento más los comentarios facilitan el dominio de estos temas para el diseñador.</p> <p>Los comentarios no hacen parte del documento legal. Estos comentarios solo están incluidos en el documento que comercializa la AIS.</p> <p>A.5.4.5. “El valor del cortante dinámico total en la base, V_{tj}, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, j, no puede ser menor que el 80 por ciento para estructuras regulares, o que el 90 por ciento para estructuras irregulares, del cortante sísmico en la base, V_s, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4”</p>

	<p>No hay una justificación precisa para los valores de 0.8 y 0.9. Se trata de poner unos límites inferiores que tienen un efecto similar al del límite del período para el caso de la fuerza horizontal equivalente.</p>
Deformabilidad de la Estructura	<p>Los mecanismos de control de desplazamientos incluyen (a) evitar el colapso de la edificación mediante control de desplazamientos que pueden poner en riesgo la estabilidad de la estructura (control del P-Delta), y (b) controlar, mediante límites en las deriva, los daños en elementos estructurales, y minorar daños en elementos no estructurales. La deformabilidad de la estructura es uno de los principios básicos de la NSR-10. La deriva debe incluir los efectos torsionales de toda la estructura y el efecto P-Delta. La máxima deriva admisible es 1% de la altura del piso (h_{pi}) y para mampostería estructural este límite es 0.5% de h_{pi} (Tabla A.6.4.1 y Sección A.6.4.1.4).</p> <p>Si la deriva es mayor que la máxima deriva admisible debe rigidizarse la estructura. En la norma se lee que: Es 1% para estructuras de concreto, acero y mampostería que cumplan con el requisito A.6.4.2.2 y estructuras de mampostería que cumplan con A.6.4.2.3... Esto es un error en la norma, ya que estas dos secciones no existen (Ver página A-76). Debe decir: secciones: A.6.4.1.3 y A.6.4.1.4.</p> <p>El reglamento ha sufrido dos modificaciones posteriores a su emisión en marzo del 2010, donde estos detalles han sido subsanados.</p>
Límites de deformaciones torsionales	<p>Están considerados en la normativa.</p>
Otros aspectos de interés	<p>Los efectos P-Delta deben tenerse en cuenta cuando el índice de estabilidad, Q_i, es mayor de 0.10. El índice de estabilidad, para el piso i y en la dirección bajo estudio, se calcula por medio de la ecuación (A.6.2-2)</p> $Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}}$ <p>Donde P_i es la carga vertical actuando sobre el piso i (incluye todos los pisos sobre el piso i). P_i es el corte en ese piso. h_{pi} es la altura del piso i y Δ_{cm} es el desplazamiento horizontal del centro de masa del piso i.</p> <p>El índice de estabilidad de cualquier piso, Q_i, no debe exceder el valor de 0.30. Cuando el valor de Q_i es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se cumplan, en estructuras de concreto reforzado, la totalidad de los requisitos enumerados en C.10.11.6.2(b).</p> <p>Esta sección no existe en la norma.</p> <p>La deflexión adicional causada por el efecto P-Delta en la dirección bajo estudio y para el piso i, se calcula por medio de la siguiente ecuación:</p> $\delta_{pd} = \delta_{cm} \left(\frac{Q_i}{1 - Q_i} \right)$ <p>Cuando el índice de estabilidad es mayor de 0.10, los efectos P-Delta en las fuerzas internas de la estructura causadas por las cargas laterales deben aumentarse, multiplicándolas en cada piso por el mismo factor. Las incongruencias fueron arregladas en los decretos posteriores al 2010.</p>

EVALUACIÓN Y READECUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	
Normativa	<p>Hay un completo tratamiento sobre este tema en la NSR-10.</p> <p>El presente Capítulo (A.10) establece los criterios y procedimientos que se deben seguir para evaluar la vulnerabilidad sísmica y adicionar, modificar o remodelar el sistema estructural de edificaciones existentes diseñadas y construidas con anterioridad a la vigencia de la presente versión del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes.</p> <p>Una edificación que se intervenga siguiendo los requisitos presentados en el numeral debe ser capaz de resistir temblores pequeños sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero con algún daño en elementos no estructurales, y temblores fuertes sin colapso.</p> <p>Los requisitos presentados en el numeral deben ser utilizados para llevar a cabo la evaluación del comportamiento sísmico y el diseño de la intervención, reparación o refuerzo de la estructura de edificaciones existentes antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes que se modifiquen o rehabiliten en el territorio nacional.</p> <p>En el capítulo se presentan conceptos sobre el análisis de la vulnerabilidad sísmica y el reforzamiento estructural, así como los procedimientos para la evaluación de la estructura existente.</p>
APORTES NOVEDOSOS Y ASPECTOS VENTAJOSOS	
Comentarios	<p>La normativa tiene aspectos novedosos no solo en su contenido, con muchos temas que pretenden contener una componente docente, sino también en el aspecto procedimental. La NSR-10 va acompañada de una gran cantidad de figuras y comentarios para guiar al usuario. Esto la hace muy voluminosa y en ocasiones difícil de aplicar.</p> <p>La normativa tiene un comité oficial que a lo largo del tiempo recibe comentarios positivos o negativos de sus usuarios. El comité debe contestar todas las preguntas que se le hacen sobre la aplicación o contenido del reglamento.</p> <p>Con el paso del tiempo, el comité oficial llega a la conclusión de que es conveniente hacer una actualización de la NSR y se aplican todas las reglamentaciones del comité para proceder a estudiar la modificación. Hasta la fecha la normativa ha tenido tres versiones.</p>
Dirección de ataque de la acción sísmica	Ver más arriba comentarios sobre direccionalidad.
Los Estudios de Sitio	<p>Están explícitamente permitidos en la normativa la cual tiene una guía para su desarrollo y los casos en que podrían requerirse.</p> <p>Se prevén casos de utilización de estudios sísmicos particulares de sitio cuyo alcance se define en A.2.10.2. Los casos previstos tienen que ver con el tipo de suelo (muy blandos, de alta plasticidad), importancia de la edificación y otros.</p>
Evaluación de los Efectos Torsionales	<p>Están reglamentados y su enfoque es muy similar al que tiene otros reglamentos. Está considerado dentro de los requisitos de excentricidad mínima impuestos por la norma.</p> <p>A.3.6.7 — TORSIÓN EN EL PISO — En el diseño deben tenerse en cuenta los efectos de torsión en el piso, considerando que estos provienen de la incertidumbre en la localización de las masas dentro del piso, lo cual conduce a</p>

	<p>una torsión accidental, o debido a la excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigidez cuando los diafragmas se consideran rígidos en su propio plano, o de la asimetría en la distribución de la masa y la rigidez de elementos verticales, cuando los diafragmas no pueden considerarse como rígidos en su propio plano. En caso de realizarse análisis dinámico, el análisis mismo reflejará los efectos de las torsiones que se tengan en la estructura, quedando a opción diseñador si en él involucra o no condiciones de torsión accidental. En el caso que se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente, para la consideración de la torsión en el piso deben cumplirse los requisitos de A.3.6.7.1 a A.3.6.7.3.</p>
<p>Instrumentación Sísmica</p>	<p>En el título A, capítulo A.11, se reglamenta la instrumentación sísmica. Podría considerarse un buen deseo de la NSR-10, porque se incumple sistemáticamente.</p> <p>Por esta razón, se introdujo la nueva sección A.11.1.3.2, donde se indica que es un requisito indispensable para la obtención de la licencia de construcción y el permiso de ocupación que define el Decreto 564 de 2006.</p> <p>La norma establece requerimientos mínimos de instrumentación obligatoria para las edificaciones en zonas de sismicidad alta y media, que establecen de 1 a 3 acelerómetros en función del área de la planta y de la altura de la edificación.</p> <p>En un mercado de edificaciones regido por la competencia entre oferta y demanda la obligatoriedad de la instrumentación ha quedado relegada. En su defecto, el Estado ha intentado suplir parcialmente esta deficiencia estableciendo redes de instrumentos, estaciones sismológicas y de acelerógrafos. Hay buen mantenimiento de esas redes.</p>
<p>Dispositivos de reducción de respuesta sísmica</p>	<p>Están considerados en la normativa y pueden ser empleados por los diseñadores. Ya hay algunos pocos casos en Colombia en los cuales hay edificaciones que los tienen.</p> <p>Ver en la norma: (A.3.8 — Estructuras aisladas sísmicamente en su base) y disipadores de energía (A.3.9 — Uso de elementos disipadores de energía). En estas secciones se hace referencia a los siguientes documentos: (a) “<i>NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings — Provisions and Commentary</i>”, 2003 Edition, Federal Emergency Management Agency, FEMA 450, Building Seismic Safety Council, National Institute of Buildings Sciences, Washington, D.C., USA, 2004, (b) “<i>Minimum Design Loads for Building and Other Structures</i>”, ASCE/SEI 7-05, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2006.</p>
<p>Métodos simplificados de análisis y diseño para viviendas de 1 o 2 pisos</p>	<p>A.1.3.11 — CASAS DE UNO Y DOS PISOS — Las edificaciones de uno y dos pisos destinadas a viviendas que no formen parte de programas de quince o más unidades de vivienda ni tengan más de 3000 m² de área en conjunto, pueden diseñarse con métodos simplificados descritos en el Título E.</p> <p>En este título se establecen los requisitos para la construcción sismo resistente de viviendas de uno y dos pisos de mampostería confinada y de bahareque encementado. Estos requisitos son de índole general y están dirigidos a todos los profesionales de la ingeniería y la arquitectura que trabajan en construcción de vivienda, así no sean especialistas en cálculo estructural</p> <p>La determinación de fuerzas sísmicas se hará según lo establecido en el capítulo A.4, Método de la fuerza horizontal equivalente, a partir de la evaluación de la amenaza sísmica siguiendo lo prescrito en el capítulo A.2.</p>

Otros aspectos ventajosos	<p>Empresas de seguros</p> <p>La Superintendencia Financiera es un organismo dependiente directamente del gobierno central. Bajo su supervisión quedan todas las componentes de la industria aseguradora nacional. En su reglamento, aparecido en el año 2012, se dan instrucciones de orden general y de obligatorio cumplimiento en las cuales se definen aspectos relacionados con los daños sísmicos en función del periodo de retorno, los costos asociados, las reservas obligatorias y otros aspectos especializados del tema. En términos generales estas reglamentaciones no mencionan de manera directa a la NSR-10.</p> <p>La norma incluye un capítulo para la consideración de elementos no estructurales (capítulo A.9). Se cubren las previsiones sísmicas que deben tenerse en el diseño de los elementos no estructurales y de sus anclajes a la estructura. Dentro de los elementos no estructurales que deben ser diseñados sísmicamente se incluyen:</p> <ul style="list-style-type: none"> (a) Acabados y elementos arquitectónicos y decorativos, (b) Instalaciones hidráulicas y sanitarias, (c) Instalaciones eléctricas, (d) Instalaciones de gas, (e) Equipos mecánicos, (f) Estanterías e (g) Instalaciones especiales. <p>Diseño de elementos frágiles. En A.3.3.9.- Uso del coeficiente de sobrerresistencia Ω_0, se introduce un nuevo parámetro para tratar adecuadamente elementos estructurales que actúan como juntas o conectores frágiles.</p>
LIMITACIONES O DEBILIDADES	
Autoridad Competente	<p>En Colombia hay una Autoridad Competente y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica que realiza estudios ad-hoc. El Comité del Código depende directamente DEL MINISTERIO DE VIVIENDA. El Presidente de la República y varios sectores de la economía y la administración nacional tiene representantes en ese Comité.</p>
Mapa de Fallas Activas	<p>Una debilidad de la NSR-10 y en general de la normativa colombiana gira alrededor de la sismo tectónica. En Colombia hay regiones con estudios geológicos bastante elaborados desde el punto de vista de la geología de campo, en ocasiones con estudios de neo tectónica mediante la excavación de trincheras. También hay regiones donde se han hecho estudios con redes de micro sismo. La diferencia de calidades de la información de todos modos genera particularidades desfavorables que deben mejorarse.</p> <p>Esta norma no incluye mapas de fallas activas. Además hay áreas del país donde faltan estudios de tectónica activa más detallados.</p>
Factores de Modificación de Espectros de Respuesta	<p>Los espectros elásticos para el diseño se producen a partir de una serie de coeficientes en los cuales intervienen tanto la edificación como las características del suelo de la cimentación.</p>
Presencia de Irregularidades Topográficas	<p>No son explícitamente consideradas en la normativa.</p>

Factores de reducción de espectros	<p>El procedimiento para el diseño consiste en utilizar espectros elásticos sin reducir para determinar fuerzas y desplazamientos en los elementos. Luego se definen factores de reducción globales para determinar las fuerzas de diseño de los elementos.</p> <p>Los espectros están claramente definidos en términos del tipos de edificación a la cual se van a aplicar y a la posición de esa edificación dentro de la zonificación de riesgo. También de acuerdo con la posición de la edificación en una determinada micro zona sísmica si la ciudad está microzonificada y esa microzonificación hace parte de las reglamentaciones municipales.</p>
Espectros en Suelos Licuables que han sido mejorados	No hay consideraciones de este tipo.
Interacción de la estructura portante con los elementos de mampostería no reforzada	Una de las principales limitaciones de la NSR-10 está centrada en su incapacidad para prevenir el daño por la acción sísmica sobre los muros divisorios y fachadas de edificaciones en las cuales se usa el ladrillo. Un muro de ladrillo inicia su fracturación a una deriva horizontal mucho menor que la deriva que inicia la fracturación anómala de un sistema estructural de concreto reforzado. El cubrimiento de primas de seguro contra terremoto, indica que un alto porcentaje de esas primas se debe a indemnizaciones por daños en muros y fachadas de ladrillo. De todas formas, la NSR-10 reglamenta algunos aspectos de elementos no estructurales como los muros divisorios y fachadas (capítulo A.9).
Límites en la Deriva Tolerada	La norma establece limitaciones en las derivas (ver punto más arriba).
Viviendas de una o dos plantas	Se trata el tema de las viviendas de una y dos plantas de manera bastante extendida incluyendo casos de materiales especiales. Un capítulo incluye procedimientos de análisis y diseño simplificados para viviendas de 1 y 2 pisos de mampostería confinada y de bahareque encementado (ver A.1.3.11).
Evaluación del desempeño esperado	No se especifican evaluaciones del desempeño esperado.
Sistemas de Aislamiento Sísmico o de Disipadores de Energía	Están reglamentados y permitidos. Hay una sección que atiende las recomendaciones y exigencias (A.3.8).
Limitaciones en la Formación del Usuario	No hay requisitos oficialmente obligatorios para limitar la actividad de ingeniero de diseño estructural que aplique la NSR-10. En Colombia hay una gran deficiencia en este tema que no necesariamente corresponde a la normativa sino que debería hacer parte de la profesión de ingeniero. Gremialmente muy débil en este país.
Otras limitaciones o debilidades	Propiedades del concreto: Debilidad en la actualización del valor del módulo de elasticidad del concreto corrientemente empleado. Hay profesionales que han cuestionado los valores recomendados para el módulo de elasticidad del concreto estructural.

	LA ÚLTIMA VERSIÓN DE LA NORMA INCLUYE PARÁMETROS BASTANTE AJUSTADOS A LA REALIDAD COLOMBIANA.
	Zonas limítrofes: Otra debilidad de la normativa colombiana y posiblemente de la mayoría de las normativas de la región, es la incongruencia de las zonificaciones limítrofes en relación con las que tienen los países vecinos. Correcciones o adecuaciones de estas deficiencias corresponden a esfuerzos multinacionales.

EN LA ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA (AIS) SE CONSIGUEN TANTO EL DOCUMENTO AIS 180-13 COMO LA EDICIÓN VIGENTE DEL REGLAMENTO NSR-10 (INCLUYENDO LOS DECRETOS MODIFICATORIOS DEL 2011 Y 2012).

ANEXO D - Costa Rica
Jorge Gutiérrez

Normas para el diseño sismorresistente Informe país: Costa Rica

D.1 Identificación de la norma sísmica

NOMBRE DEL DOCUMENTO: “Código Sísmico de Costa Rica – 2010”

FECHA DE APROBACIÓN: Oficialmente aprobado por el “Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica” (CFIA) en Noviembre de 2010. Publicado por la Editorial Tecnológica de Costa Rica el primer semestre de 2011.

D.1.1 Conceptos explícitos [1.1]

El alcance del Código es para Edificios y otras edificaciones de comportamiento similar (torres, tanques elevados).

El diseño sísmico es controlado por desplazamientos y deformaciones. Se aceptan deformaciones inelásticas pero se indica que es esencial proveer la ductilidad adecuada.

El adobe está prohibido como material estructural para resistir cargas sísmicas.

D.1.2 Objetivos de Desempeño [1.2 y 4.1.2]

El objetivo principal es proteger la vida humana y reducir los costos económicos causados por terremotos [1.2].

Se definen cinco Objetivos de Desempeño [4.1.2]:

- Desempeño de Seguridad de vida para edificaciones de ocupación normal (ver D.3.1) y sismos fuertes (ver D.2.2).
- Desempeño Operativo para edificaciones de ocupación especial (ver D.3.1) y sismos fuertes (ver D.2.2).

En este documento, los números entre corchetes se refieren a capítulos, artículos, figuras o tablas específicos del Código, por ejemplo [4.1.1], mientras que los números entre paréntesis se refieren a temas de este documento, por ejemplo (ver D.2.2)

- Desempeño de Seguridad de vida para edificaciones e instalaciones riesgosas (ver D.3.1) y sismos extremos (ver D.2.2).
- Desempeño Operativo para edificaciones e instalaciones esenciales (ver D.3.1) y sismos extremos (ver D.2.2).
- Desempeño de Seguridad de vida para edificaciones misceláneas (ver D.3.1) y sismos moderados (ver D.2.2).

D.2 Zonificación sísmica y caracterización de sitio

D.2.1 Zonificación sísmica [2.1, 2.4; Tabla 2.1 y Figura 2.1]

El Código divide el país en tres zonas sísmicas llamadas Zonas II, III y IV, con correspondientes Aceleraciones pico efectivas a_{cf} en roca de 0.2, 0.3 y 0.4 del valor de la gravedad “g” para Sismos fuertes (ver D.2.3), según figura [Figura 2.1]:

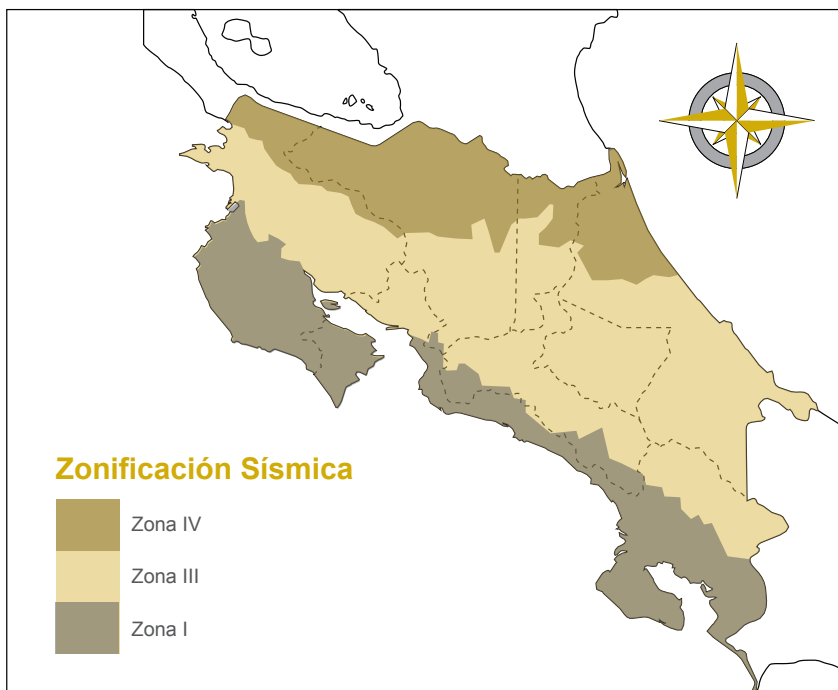


Figura D.1 Zonas sísmicas (Fuente: Normas CSCR-2010)

D.2.2 Niveles de intensidad sísmica [2.3]

Se definen tres niveles de Intensidad sísmica:

- Sismos fuertes. Correspondientes a un Período de retorno de 475 años.
- Sismos extremos. Correspondientes a una Aceleración pico efectiva en roca 25% mayor que para Sismos fuertes.
- Sismos moderados. Correspondientes a una Aceleración pico efectiva en roca 25% menor que para Sismos fuertes.

D.2.3 Consideraciones de falla cercana

El Código no incluye consideraciones de Falla cercana en la definición de la demanda sísmica.

D.2.4 Efectos de Sismo que se consideran [1.3.d]

El Código busca salvaguardar las edificaciones de los efectos de las vibraciones del terreno o sacudida sísmica. No se consideran efectos de deslizamientos de suelos, licuación o ruptura de fallas pues se debe verificar que el sitio no esté expuesto a estos efectos.

D.2.5 Clasificación de Sitio de cimentación [2.2]

Se definen cuatro Sitios de cimentación:

- Sitio tipo S1. Perfil de roca o suelo rígido o denso con propiedades semejantes a la roca (con velocidades de propagación de ondas cortantes $C_s \geq 760$ m/s).
- Sitio tipo S2. Perfil de suelo con condiciones predominantes de medianamente denso a denso o de medianamente rígido a rígido ($350 \leq C_s < 760$ m/s).
- Sitio tipo S3. Perfil de suelo con 6 a 12 m de arcilla de consistencia de suave a medianamente rígida o con más de 6 m de suelos no cohesivos de poca o media densidad ($180 < C_s < 350$ m/s).
- Sitio tipo S4. Un perfil de suelo que contenga un estrato de más de 12 m de arcilla suave ($C_s \leq 180$ m/s).

D.2.6 Aceleraciones pico efectivas horizontales [2.4] y verticales [3.6, 7.2.3]

Las aceleraciones pico efectivas horizontales están definidas para Sismos fuertes (ver D.2.2) según la Zona Sísmica correspondiente (ver D.2.1) y la Clasificación de Sitio (ver D.2.5):

Tabla D.1 Aceleraciones pico efectivas horizontales (fracciones de 'g')

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S_1	0.20	0.30	0.40
S_2	0.24	0.33	0.40
S_3	0.28	0.36	0.44
S_4	0.34	0.36	0.36

La componente vertical del sismo debe ser considerada cuando, a criterio del profesional responsable, su efecto en la respuesta de la edificación o de alguno de sus elementos, componentes y uniones sea significativo y su efecto en el diseño sea determinante. No hay datos en el Código para aceleraciones verticales pero en los Comentarios se dice que “...en ausencia de estudios, y como una primera aproximación, suele utilizarse el espectro para componentes horizontales multiplicado por 2/3”.

D.3 Parámetros para la clasificación estructural

D.3.1 Importancia de la edificación [4.1.1]

Se incluyen Cinco Grupos con sus correspondientes Objetivos de Desempeño (ver D.1.2) y correspondientes Factores de Importancia para las Edificaciones “I” (ver D.2.2) y para los elementos y componentes no estructurales “Ip”:

- Grupo A: Edificaciones e instalaciones esenciales ($I = 1.25$; $I_p = 1.5$)
- Grupo B: Edificaciones e instalaciones riesgosas ($I = 1.25$; $I_p = 1.5$)
- Grupo C: Edificaciones de ocupación especial ($I = 1.0$; $I_p = 1.25$)
- Grupo D: Edificaciones de ocupación normal ($I = 1.0$; $I_p = 1.25$)
- Grupo E: Edificaciones misceláneas ($I = 0.75$; $I_p = 1.0$)

D.3.2 Sistemas estructurales [4.2]

Se consideran cinco tipos de sistemas estructurales. Sus características y materiales estructurales son los siguientes:

- **Tipo marco.** Únicamente marcos estructurales de acero, concreto o madera.
- **Tipo dual.** Combinación de Tipos Marco y Muro; la capacidad de cortante de los marcos debe ser al menos 25% de las fuerzas de diseño obtenidas del análisis en cada piso; los posibles materiales estructurales son concreto, acero, mampostería o madera.
- **Tipo muro.** Únicamente muros de corte sismorresistentes o marcos arriostrados (concéntricos o excéntricos). Los posibles materiales estructurales son concreto, mampostería o madera contrachapada para muros sismorresistentes y acero o madera para los marcos arriostrados.
- **Tipo voladizo.** También llamado sistemas de péndulo invertido. Columnas aisladas o de línea única actuando esencialmente como sistemas de viga voladiza.
- **Tipo otros.** Ninguno de los Tipos Estructurales anteriores estructuras con materiales estructurales diferentes al concreto, acero, mampostería o madera.

D.3.3 Regularidad estructural: en planta y en altura [4.3]

Tres requisitos para Regularidad en planta:

- Excentricidad menor o igual al 5% de la dimensión en planta.
- Dos o más ejes de resistencia en cada dirección.
- Centros de masa y rigidez de todos los entrepisos proyectando verticalmente dentro de un rectángulo horizontal con dimensión del 10% de las máximas dimensiones ortogonales del edificio.

Tres requisitos para Regularidad en altura:

- Continuidad de los sistemas sismorresistentes de piso a techo.
- Diafragmas rígidos de entrepiso en todos los niveles salvo el techo.
- En cada entrepiso, capacidad en cortante del piso inferior igual o mayor a la del piso superior.

Las irregularidades se clasifican como moderadas o graves, tanto en planta como en altura. A las irregularidades graves le corresponden ductilidades globales asignadas (ver D.3.5) de uno (espectro elástico).

D.3.4 Redundancia estructural

No se ha considerado ningún efecto por mayor o menor redundancia estructural.

D.3.5 Ductilidad de elementos y componentes estructurales [4.4.1] y Ductilidad global de la estructura [4.4.3; Tabla 4.3]

Ductilidad local óptima: la de elementos y componentes estructurales que satisfacen requisitos de ductilidad local óptima en los capítulos específicos del Código para cada material estructural (acero, concreto, mampostería y madera estructurales). Alternativamente, capacidad para desarrollar razones de derivas (ver D.5.7) de 0.030 con pérdida de capacidad no mayor al 20%, verificado por pruebas.

Ductilidad local moderada: la de elementos y componentes estructurales que satisfacen requisitos de ductilidad local moderada en los capítulos específicos del Código para cada material estructural (acero, concreto, mampostería y madera estructurales).

El sistema estructural se clasifica como de ductilidad local óptima o moderada de acuerdo con la clasificación correspondiente de aquellos elementos y componentes estructurales cuya ductilidad sea determinante para asegurar el comportamiento dúctil del sistema estructural.

Acto seguido, se define una Ductilidad global asignada para la estructura en términos de Tipo estructural (ver D.3.2), Regularidad en planta y en altura (ver D.3.3) y Ductilidad local del sistema estructural (ver párrafos anteriores). La Ductilidad global asignada [Tabla 4.3] se presenta a continuación:

Tabla D.2 Ductilidad global asignada μ según Tipo estructural, regularidad de la estructura y ductilidad local óptima o moderada [Tabla 4.3]

Regularidad de la estructura		Ductilidad global de la estructura		Ductilidad global asignada μ				
				Tipo estructural				
Regular	Irregular	Óptima	Moderada	Marco	Dual	Muro	Voladizo	Otros
√		√		6	4	3	1 1/2	1
√			√	3	3	2	1	1
	√	√		3	3	2	1	1
	√		√	2	2	1 1/2	1	1

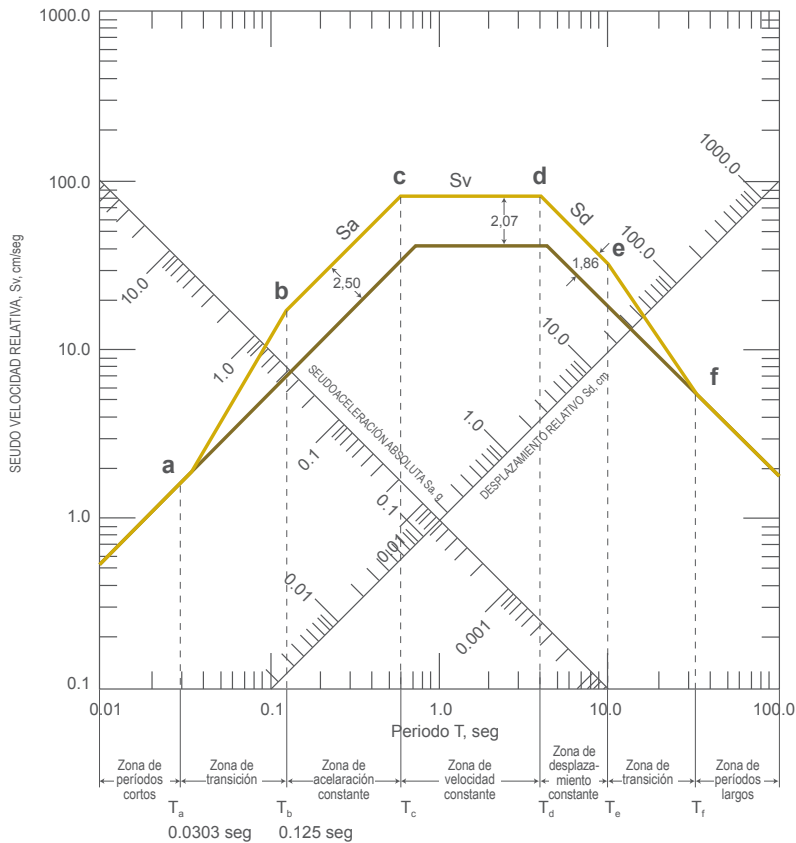
D.4 Acciones sísmicas

D.4.1 Espectros de Respuesta Elásticos (horizontales y verticales)

D.4.1.1 Espectros horizontales [Capítulo 5]:

El Coeficiente sísmico C para sistemas elásticos (ductilidad global unitaria), para $SR = 1$ e $I = 1$, está compuesto básicamente por las siguientes zonas, según figura “Ejemplo de Espectro Elástico de Diseño CSCR 2010” de página siguiente:

- Una zona constante con $C = a_{ef}$ para $T \leq T_a = 0.303$ seg
- Una zona de transición de $C = a_{ef}$ a $C = 2.5 a_{ef}$ lineal en gráfico log-log para $T_a = .303 \leq T \leq T_b = .125$ seg
- Una región de espectro de aceleraciones constante con $C_{max} = 2.5 a_{ef}$ para $T_b = .125 \leq T \leq T_c$
- Una zona descendente con espectro de velocidad constante $C = C_1 / T$ para $T_c = C_1 / C_{max} \leq T \leq T_d$
- Una zona descendente con espectro de desplazamientos constante $C = (2\pi/T)^2 S_d$ con $S_d = 1.86 d_0$ para $T_d \leq T \leq T_e = 10$ seg (todos los espectros del CSCR – 2010 llegan hasta $T_e = 10$ seg).



Derivación de Espectros Elásticos del CSCR
Ejemplo con Sitio de Cimentación S3 y Zona III

Figura D.2 Ejemplo de espectro elástico de diseño para Zona III y Tipo de Sitio S3 (Fuente: CFIA, Comentarios CSCR-2010, Editorial Tecnológica de Costa Rica)

donde:

I Factor de importancia (ver D.3.1)

SR Factor de Sobre resistencia (ver D.4.2)

a_{ef} Aceleración pico efectiva (ver D.2.6) expresada como fracción de la gravedad

C_1 Coeficiente sísmico en $T = 1$ seg.

S_d Espectro de desplazamientos constante = $1.86 d_0$.

d_0 Desplazamiento máximo del terreno

T_c Definido para cada Zona Sísmica (ver D.2.1) y Sitio de cimentación (ver D.2.4) de conformidad con el siguiente Cuadro (T_c en segundos):

Tabla D.3 Valores de T_c según la Zona sísmica y el Sitio de cimentación (seg) [Apéndice E. Factores Espectrales Dinámicos]

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S_1	0.400	0.400	0.400
S_2	0.533	0.545	0.560
S_3	0.571	0.600	0.582
S_4	0.753	0.933	1.067

Espectros verticales:

No hay información en el Código sobre espectros verticales, pero en los Comentarios se dice que “...en ausencia de estudios, y como una primera aproximación, suele utilizarse el espectro para componentes horizontales multiplicado por 2/3”.

D.4.2 Espectros de diseño. [4.4.2, 4.4.3, Tabla 4.3 y Capítulo 5]

En el Capítulo 5, los Espectros de diseño inelásticos de ductilidad constante se definen por el Coeficiente Sísmico C :

$$C = (a_{ef} I F E D) / SR$$

donde

C Coeficiente Sísmico

a_{ef} Aceleración pico efectiva (ver 2.6)

I Factor de importancia (ver 3.1)

SR Sobre resistencia. Definida para cada Tipo estructural como sigue:

- $SR = 2.0$ para estructuras tipo Marco, Dual o Muro (ver D.3.2) con los métodos elásticos de análisis: Estático (ver 5.3) o Dinámico (Superposición modal) (ver D.5.4).
- $SR = 1.2$ para estructuras Tipo Voladizo u Otros (ver D.3.2) con los métodos elásticos de análisis: Estático (ver 5.3) o Dinámico (Superposición modal) (ver 5.4) o, para todos los Tipos estructurales con los métodos no-lineales (ver D.5.5).

FED Factor espectral dinámico

Es función de la Zona sísmica (ver 2.1), del Sitio de cimentación (ver 2.5), de la Ductilidad global asignada de la estructura (ver Tabla en 3.5) y de su período natural. El FED se presenta en el Código en 12 figuras, combinación de tres Zonas sísmicas y cuatro Sitios de cimentación [figuras 5.1 a 5.12].

A manera de ejemplo, las siguientes figuras presentan los valores de FED para Zona Sísmica III y Sitios de cimentación S1 y S4:

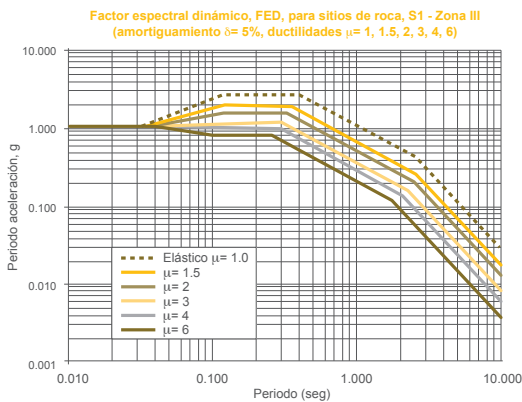


Figura D.3 FED para la Zona III y Tipo de Sitio S1
(Fuente: Normas CSCR-2010)

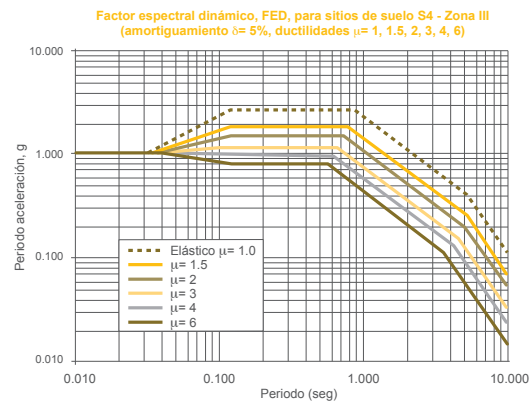


Figura D.4 FED para la Zona Sísmica III y Tipo de Sitio S4
(Fuente: Normas CSCR-2010)

D.4.3 Representación de acelerogramas [7.7.3]

Para el método no lineal dinámico de respuesta en el tiempo (ver D.5.5), el Código requiere por lo menos tres acelerogramas, generados real o artificialmente, en cada dirección. El promedio de sus espectros de aceleración para 5% de amortiguamiento debe aproximarse al espectro de respuesta elástico horizontal del Código (ver D.4.1).

D.5 Fuerzas de diseño, métodos de análisis y límites de deriva

D.5.1 Combinaciones de carga incluyendo combinaciones para cargas sísmicas ortogonales entre sí [6.2; 6.3; 7.3]

El Código define cuatro Combinaciones de Cargas para el Diseño de la estructura [6.2]:

$$CU = 1.4 CP$$

$$CU = 1.2 CP + 1.6 f_R \cdot CT + 1.6 CE$$

$$CU = 1.05 CP + f_i \cdot f_R \cdot CT \pm CS + CE$$

$$CU = 0.95 CP \pm CS + CE$$

Donde:

CU Carga Última (para LRFD o Diseño por capacidad)

CP Carga Permanente (Muerta)

CT Carga Temporal (Viva)

CS Carga Sísmica

CE Presión lateral de suelos

f_R Factor de reducción de carga temporal en función de su área de aplicación [6.3].

f_i = 1.0 para sitios con alta probabilidad de ocupación plena.
 = 0.5 para sitios con baja probabilidad de ocupación plena.
 = 0.0 para techos.

El producto ($f_i \cdot f_R$) no puede ser menor a 0.5.

CS será la más crítica de las siguientes combinaciones [7.3]:

$$CS = 1.0 CS_x + 0.3 CS_y$$

$$CS = 0.3 CS_x + 1.0 CS_y$$

Donde:

CS_x , CS_y Cargas Sísmicas debidas a sismos en las direcciones horizontales “x” e “y”. El componente vertical del sismo CS_z sólo se considera explícitamente si la flexibilidad vertical de la edificación así lo amerita, en cuyo caso se adiciona $0.3 CS_z$ a las combinaciones anteriores y se añade la combinación:

$$CS = 0.3 CS_x + 0.3 CS_y + 1.0 CS_z$$

Para estructuras cuyos sistemas sismorresistentes sean paralelos u ortogonales entre sí, no es necesario hacer ninguna de las anteriores combinaciones. En este caso se diseñan los elementos y componentes estructurales considerando por separado las sollicitaciones sísmicas en cada una de esas direcciones horizontales.

D.5.2 Procedimientos de análisis y diseño prescriptivos

No se consideran en el Código, salvo para algunos tipos de Viviendas de uno y dos pisos (ver D.7).

D.5.3 Métodos simplificados de análisis [7.4]

El Código contiene un método simplificado de análisis, denominado Método Estático, que considera únicamente primer modo de oscilación de la estructura, el cual se asume como proporcional a la altura. El método está restringido a estructuras regulares en planta y en altura (ver D.3.3) que tengan cinco pisos o menos. El cortante total en la base V es:

$$V = C W$$

Donde:

V = Cortante total en la base debido al sismo

C = Coeficiente Sísmico (ver D.4.2)

W = Peso Total, estimado como 100% de Carga Permanente (Muerta) + 15% de Carga Temporal (Viva).

Para el cálculo de C , inicialmente debe suponerse un período para el primer modo de oscilación. Habiendo calculado el cortante en la base V , las fuerzas sísmicas en cada entrepiso “ i ” se distribuyen en proporción a su peso W_i y altura h_i de la siguiente manera:

$$F_i = V [W_i h_i / (\sum_k W_k h_k)]$$

Con estas fuerzas se calculan los desplazamientos elásticos y con ellos se calcula el Período natural, mediante el Método de Rayleigh. Si es necesario, el valor de C deberá ser recalculado para el nuevo período y los valores de V , F_i y los correspondientes desplazamientos, reacciones y fuerzas internas derivados del análisis deberán ser escalados en la misma proporción en que se modificó el Coeficiente Sísmico C .

D.5.4 Método de superposición modal [7.5]

Cuando no se permitan los procedimientos del Método estático (ver D.5.3) se hará un análisis espectral con el Método de superposición modal (denominado en el Código como Método

Dinámico). Los resultados correspondientes a cada modo de oscilación se combinan según SRSS (Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados) o CQC (Combinación Cuadrática Completa).

D.5.5 Métodos no lineales [7.7]

El Código presenta, como métodos alternos, dos métodos no lineales de análisis:

- Métodos de Capacidad Espectral, utilizando Espectros de Ductilidad Constante y análisis no lineal mediante un “Empuje lateral progresivo” (análisis tipo “*Pushover*”).
- Análisis No lineal de Historia en el Tiempo utilizando acelerogramas compatibles con los espectros de diseño (ver D.4.3).

D.5.6 Consideraciones de efectos de torsión [7.5.2.b]

Todas las estructuras irregulares en planta (ver D.3.3) requieren un análisis tridimensional con acoplamiento lateral-torsional y un mínimo de tres grados de libertad por piso.

D.5.7 Cálculo de desplazamientos y derivas. [7.6]

Cuando en el análisis se han usado análisis elásticos, sea con el Método estático (ver D.5.3) o el Método de superposición modal (ver D.5.4), las derivas inelásticas de cada piso se calculan como:

$$\Delta i = \Delta e \mu SR$$

Donde:

Δi = Derivas inelásticas en cada piso

Δe = Derivas elásticas en cada piso que resultan de un análisis elástico y lineal.

μ = Ductilidad global asignada a la estructura (ver D.3.5 y D.4.2)

SR = Sobre resistencia (ver D.4.3)

Por ser poco probable que todas las derivas máximas ocurran simultáneamente, los desplazamientos absolutos inelásticos de cada entrepiso se reducen por un Factor de desplazamiento inelástico α .

$$\delta i = \delta e \mu SR \alpha$$

donde:

δi = Desplazamiento absoluto inelástico en cada entrepiso.

δe = Desplazamiento absoluto elástico en cada entrepiso que resulta de un análisis elástico y lineal.

μ = Ductilidad global asignada de la estructura (ver D.3.5 y D.4.2).

SR = Sobre resistencia (ver D.4.2).

α = Factor de desplazamiento inelástico. $\alpha = 0.70$ para Tipos estructurales Marco, Dual y Muro (ver D.3.2); $\alpha = 1.00$ para Tipos estructurales Voladizo y Otros (ver D.3.2).

Tabla D.4 Límites de razón de deriva inelástica

Tipo estructural	Clasificación por importancia	
	A, C	B, D, E
Marco	0.0125	0.020
Dual	0.0125	0.018
Muro	0.0100	0.010
Voladizo	0.0125	0.020
Otros	0.0065	0.010

D.5.8 Consideraciones y límites de desplazamientos y derivas [7.8.a]

Independientemente del tipo de análisis efectuado para el cálculo de las derivas inelásticas, los límites de las razones de deriva inelástica ($\Delta i / \Delta h_i$), están definidos de acuerdo a la importancia de la edificación (ver D.3.1)

Estos límites pueden ser incrementados en 50% si los efectos $P-\Delta$ (ver D.6.4) son considerados en un análisis inelástico, utilizando alguno de los métodos alternos de análisis (ver D.5.5).

Los elementos no estructurales deberán estar aislados de la estructura de manera que no participen de sus desplazamientos inelásticos; alternatively, estos elementos podrán deformarse con la estructura, pero deberán ser capaces de acomodar los correspondientes desplazamientos sin sufrir ningún tipo de daño.

Todas las edificaciones deben estar separadas entre sí por una distancia no menor a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los respectivos desplazamientos de inelásticos δ_i [7.8.d].

D.5.9 Consideraciones de interacción suelo-estructura

El Código no considera estos efectos.

D.5.10 Sistemas de aislamiento sísmico y de disipación de energía

El Código no considera estos sistemas.

D.6. Requerimientos y consideraciones varios.

D.6.1 Requerimientos para diafragmas horizontales [3.5; 4.6; 6.2.2]

Es altamente deseable que los diafragmas horizontales de piso sean diseñados como componentes rígidos en su plano, con capacidad suficiente para transmitir, a los sistemas resistentes verticales, las fuerzas de inercia y gravitacionales que ellos generen. Los diafragmas se consideran componentes frágiles; en consecuencia, deben ser diseñados para las fuerzas internas derivadas del análisis multiplicadas por el Factor Incremental FI cuyo valor es 1.6 cuando la sobre resistencia SR es 2.0 y 1.3 cuando SR es 1.2 (ver 4.2). Si se usan entrepisos prefabricados debe colocarse una sobrelosa de concreto reforzado con un espesor mínimo de 5 cm para edificios de hasta 3 pisos y no menor de 6 cm para edificios de 4 o más pisos.

Para diafragmas flexibles, la ductilidad global asignada no podrá ser mayor de 1.5 [Tabla 4.3 nota c].

D.6.2 Requerimientos para cimentaciones [Capítulo 13]

Se debe verificar que ante las fuerzas de diseño (estáticas o dinámicas) tanto el elemento estructural de la cimentación como el suelo conserven su integridad inicial. Los cimientos de las edificaciones deben diseñarse para que, bajo las combinaciones de cargas últimas (ver D.5.1), no se produzcan daños que comprometan los objetivos de desempeño (ver D.1.2).

Asimismo, se debe procurar que bajo condiciones sísmicas extremas no se produzcan fallas en la cimentación que puedan causar el colapso de la superestructura.

Durante un sismo, los elementos y sistemas estructurales de la cimentación deben mantener su capacidad de transmitir cargas verticales y horizontales y permitir, a su vez, los procesos de disipación inelástica de energía de la superestructura. Si se utilizan cimientos aislados, estos deben estar conectados entre sí por vigas de amarre al nivel de base para asegurar una respuesta integrada en el plano horizontal, sin desplazamientos diferenciales.

D.6.3 Consideraciones de efectos $P-\Delta$ [7.8.b]

Cuando se cumple con los límites de razones de deriva (ver D.5.8) no es necesario considerar los efectos $P-\Delta$ en el análisis. Sin embargo, cuando estos se exceden, el Código permite incrementar los límites un 50%, siempre que se consideren los efectos $P-\Delta$ y el análisis se efectúe con alguno de los métodos alternos de análisis no lineal (ver D.5.5).

D.6.4 Componentes no estructurales [Cap14]

Todos los componentes y sistemas no estructurales deben ser diseñados para resistir fuerzas de FP dadas por:

$$F_p = 4.0 a_{ef} I_p W_p \quad \text{o}$$

$$F_p = (X_p a_{ef} I_p / R_p) [1 + 2 h_x / h_r] W_p$$

$$\text{con } 0.75 a_{ef} I_p W_p \leq F_p \leq 4.0 a_{ef} I_p W_p$$

donde:

F_p = Diseño de Fuerza Sísmica para cada componente o sistema no estructural.

a_{ef} = Aceleración Pico en Tierra Efectiva (ver D.2.6).

I_p = Factor de Importancia para Componentes no estructurales (ver D.3.1).

W_p = Peso Total del sistema o componente.

X_p = Factor de Amplificación de Sistema (tabulado, varía de 1.0 a 2.5).

R_p = Factor de Modificación de Respuesta (tabulado, varía de 1.5 a 4).

h_x = Altura por encima del nivel de la base del centro de la masa del sistema o componente.

h_r = Altura Total del edificio por encima del nivel de la base.

D.7 Viviendas de uno y dos pisos [Capítulo 17]

Para viviendas de uno y dos pisos, el Código presenta requerimientos prescriptivos simples para unidades de hasta 250m² cuyo sistema, materiales de construcción y métodos estructurales, satisfacen ciertos requerimientos específicos y hayan sido probados en la práctica.

D.8 Diagnóstico y adecuación sísmica [Capítulo 15]

Para edificios existentes el énfasis no es satisfacer los requerimientos específicos del Código sino sus Objetivos del Desempeño (ver D.1.2). Para edificios existentes que deban ser adecuados, el período de retorno y las correspondientes fuerzas sísmicas pueden ser reducidos en función de una estimación menor de su vida útil remanente.

D.9 Conclusiones y recomendaciones

El Código Sísmico de Costa Rica - 2010 es un documento “Estado del Arte”. A pesar de que algunos temas como efectos de sismos de falla cercana (ver D.2.3), interacción suelo-estructura (ver D.5.8), consideraciones del efecto $P-\Delta$ (ver D.6.3), aislamiento en la base y sistemas disipadores de energía (ver 6.6) no están incluidos, no se considera necesario hacer recomendaciones específicas para incluirlos en la versión vigente.

TABLA SÍNTESIS - COSTA RICA

NORMAS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE
“Código sísmico de Costa Rica –2010”
SÍNTESIS DE INFORMACIÓN (Costa Rica)

Brevísima Historia: El primer Código Sísmico de Costa Rica se redactó en 1973 y se publicó en 1974, en buena medida como reacción a la destrucción causada por el terremoto de Managua (1972), en la vecina Nicaragua y a la ausencia de normativa en el país. Una vez publicado, el Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica (CFIA) creó la Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica (CPCSCR), grupo técnico integrado por profesionales y académicos vinculados a la Ingeniería Sismorresistente, cuya responsabilidad es mantener actualizado el Código Sísmico. El pleno de esta Comisión se reúne mensualmente y adicionalmente sus integrantes participan en algunas de las doce Comisiones Técnicas que trabajan temas específicos. Como resultado de todo este trabajo se han elaborado nuevas versiones en 1986, 2002 y 2010. Cada versión es aprobada por el CFIA y presentada al Gobierno de la República, quien la promulga como Decreto Ejecutivo, con lo cual su cumplimiento adquiere carácter legal. Las versiones del 2002 y 2010 han sido acompañadas de sus respectivos Comentarios, publicados en el 2007 y el 2013 respectivamente.

En esta tabla, los números entre corchetes hacen referencia a artículos de la norma.

Norma Vigente: Código Sísmico de Costa Rica 2010

	Estado Actual: Oficialmente aprobado por el “Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica” (CFIA) en Noviembre de 2010. Publicado por la Editorial Tecnológica de Costa Rica el primer semestre de 2011.
Normas y Especificaciones Relacionadas	Código de Cimentaciones de Costa Rica, Asociación Costarricense de Geotecnia, Comisión Código de Cimentaciones de Costa Rica, Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2009.
Otras normas, reglamentos o especificaciones a las cuales se hace referencia en las Normas Sísmicas	<ul style="list-style-type: none"> • <i>International Building Code - 2009, International Code Council INC., 2009.</i> • <i>Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318-R08), American Concrete Institute, ACI, o su versión en español (ACI 318S-08) y Comentario, 2008.</i> • <i>Building Code Requirements for Masonry Structures, TMS 402-08/ ACI 530-08/ ASCE 5-08. ANSI/AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction (AISC), 2010.</i> • <i>ANSI/AISC 358-10 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, American Institute of Steel Construction (AISC), 2010.</i> • <i>ANSI/AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction (AISC), 2010.</i>

SÍNTESIS DE LA FILOSOFÍA DE DISEÑO O ESTRATEGIA PREVENTIVA

Objetivos de desempeño: Las edificaciones que cumplan con la Norma deben satisfacer las siguientes limitaciones:	<p>El objetivo principal es proteger la vida humana y reducir los costos económicos causados por terremotos [1.2].</p> <p>Se definen cinco Objetivos de Desempeño [4.1.2]:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Desempeño de Seguridad de vida para edificaciones de ocupación normal y sismos fuertes. • Desempeño Operativo para edificaciones de ocupación especial y sismos fuertes.
---	--

	<ul style="list-style-type: none"> • Desempeño de Seguridad de vida para edificaciones e instalaciones riesgosas y sismos extremos. • Desempeño Operativo para edificaciones e instalaciones esenciales y sismos extremos. • Desempeño de Seguridad de vida para edificaciones misceláneas y sismos moderados.
Cuantificación del desempeño	<p>La única cuantificación del desempeño se hace mediante el cumplimiento de los límites de la razón de deriva [tabla 7.2], para los métodos estático [7.4] y dinámico [7.5], que son métodos de análisis lineal.</p> <p>Para los métodos alternos de análisis [7.7], que son métodos de análisis no lineal, el profesional responsable deberá establecer criterios de desempeño basados en los desplazamientos, deformaciones internas u otros indicadores, según sea el caso. Lo anterior aplica a todos los grupos definidos según su importancia [4.1]</p> <p>Sólo se verifica un nivel de desempeño para cada tipo de estructura, según su importancia. Se fijan límites de deriva diferentes para las estructuras, según su tipología estructural y su uso o importancia.</p> <p>Para los elementos no estructurales y dependiendo de la importancia de la estructura, se establece un factor de mayoración del sismo (I_p) mayor que el de los componentes estructurales.</p>
Probabilidad de Excedencia aceptada, para el sismo de diseño	<p>10% en 50 años de vida útil (sismo de diseño con periodo de retorno correspondiente a unos 475 años).</p> <p>El factor de importancia implícitamente interviene en la exigencia de otros períodos de retorno, sin embargo el Código deliberadamente elude mencionar los períodos de retorno correspondientes a sismos extremos o moderados [2.3] los cuales son definidos respectivamente por niveles de sacudida sísmica superiores o inferiores en un 25% a los sismos fuertes, los cuales sí están asociados a un período de retorno de 475 años [2.3].</p>
Importancia de la estructura	<p>Se incluyen Cinco Grupos con sus correspondientes Objetivos de Desempeño y correspondientes Factores de Importancia para las Edificaciones "I" y para los elementos y componentes no estructurales "I_p":</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grupo A: Edificaciones e instalaciones esenciales ($I = 1.25$; $I_p = 1.5$). • Grupo B: Edificaciones e instalaciones riesgosas ($I = 1.25$; $I_p = 1.5$). • Grupo C: Edificaciones de ocupación especial ($I = 1.0$; $I_p = 1.25$). • Grupo D: Edificaciones de ocupación normal ($I = 1.0$; $I_p = 1.25$). • Grupo E: Edificaciones misceláneas ($I = 0.75$; $I_p = 1.0$).
Sismo de Servicio	<p>Aunque la norma define tres niveles de Intensidad sísmica [2.3]:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Sismos fuertes. Correspondientes a un Período de retorno de 475 años. • Sismos extremos. Correspondientes a una Aceleración pico efectiva en roca 25% mayor que para Sismos fuertes, es decir amplificar el espectro por un factor de importancia de 1.25. • Sismos moderados. Correspondientes a una Aceleración pico efectiva en roca 25% menor que para Sismos fuertes. Esto corresponde a un factor de importancia de 0.75. Estos niveles en ningún caso corresponden a sismos de servicio, pues la norma define un único objetivo de desempeño para cada edificación. Los niveles de intensidad sísmica están asociados a la clasificación de las edificaciones según su importancia y a su correspondiente objetivo de desempeño [4.1].

ALCANCE GENERAL	
<p>El alcance del Código es para Edificios y otras edificaciones de comportamiento similar (torres, tanques elevados).</p> <p>El diseño sísmico es controlado por desplazamientos y deformaciones. Se aceptan deformaciones inelásticas pero se indica que es esencial proveer la ductilidad adecuada.</p> <p>El adobe está prohibido como material estructural para resistir cargas sísmicas.</p>	
CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA	
General	El Código busca salvaguardar las edificaciones de los efectos de las vibraciones del terreno o sacudida sísmica. No se consideran efectos de deslizamientos de suelos, licuación o ruptura de fallas pues se debe verificar que el sitio no esté expuesto a estos efectos. El Código no incluye consideraciones de Falla cercana en la definición de la demanda sísmica.
Mapas de Zonación	El Código divide el país en tres zonas sísmicas llamadas Zonas II, III y IV, con correspondientes Aceleraciones pico efectivas en roca de 0.2, 0.3 y 0.4 del valor de la gravedad "g" para Sismos fuertes.
Clasificación de Terrenos de Fundación	Se definen cuatro Sitios de cimentación: <ul style="list-style-type: none"> • 1Sitio tipo S1. Perfil de roca o suelo rígido o denso con propiedades semejantes a la roca (con velocidades de propagación de ondas cortantes $C_s \geq 760$ m/s). • 1Sitio tipo S2. Perfil de suelo con condiciones predominantes de medianamente denso a denso o de medianamente rígido a rígido ($350 \leq C_s < 760$ m/s). • 1Sitio tipo S3. Perfil de suelo con 6 a 12 m de arcilla de consistencia de suave a medianamente rígida o con más de 6 m de suelos no cohesivos de poca o media densidad ($180 < C_s < 350$ m/s). • 1Sitio tipo S4. Un perfil de suelo que contenga un estrato de más de 12 m de arcilla suave ($C_s \leq 180$ m/s).
Factores de Corrección	Existen coeficientes de modificación del espectro elástico que tienen en cuenta las relaciones entre la edificación y el periodo de vibración del suelo: el factor de amplificación dinámica (FED) y además se utiliza el factor de importancia (I).
Espectros de Diseño	<p>En el Capítulo 5, los Espectros de diseño inelásticos de ductilidad constante se definen por el Coeficiente Sísmico C:</p> $C = (a_{ef} I FED) / SR \text{ donde}$ <p>Donde:</p> <p>a_{ef} = Aceleración pico efectiva</p> <p>I = Factor de importancia</p> <p>SR = Sobre resistencia. Definida para cada Tipo estructural como sigue:</p> <p>SR = 2.0 para estructuras tipo Marco, Dual o Muro con los métodos elásticos de análisis: Estático o Dinámico (Superposición modal)</p> <p>SR = 1.2 para estructuras Tipo Voladizo u Otros con los métodos elásticos de análisis: Estático o Dinámico (Superposición modal) o, para todos los Tipos estructurales con los métodos no-lineales.</p> <p>FED = Factor espectral dinámico. Es función de la Zona sísmica, del Sitio de cimentación, de la Ductilidad global asignada de la estructura y de su período natural. El FED se presenta en el Código en 12 figuras, combinación de tres Zonas sísmicas y cuatro Sitios de cimentación.</p>
Espectros de desplazamiento	La normativa no los define de manera general. Sólo se utilizan con el método alternativo de análisis de capacidad espectral [7.7.2]. En este caso, los valores del

	<p>espectro inelástico de desplazamientos para ductilidad constante, S_d, correspondientes a cada valor S_a de los espectros inelásticos de aceleraciones, se calculan así:</p> $S_d = (T / 2\pi)^2 S_a \mu$ <p>Con los valores de S_a y S_d así se grafican los espectros inelásticos de ductilidad constante, μ, que se utilizan con este método-</p>
Espectro de velocidades	La normativa no los define pero, para espectros elásticos pueden calcularse a partir del Coeficiente Sísmico C que corresponde al espectro de pseudo aceleraciones.
Ductilidad	<p>En la norma se utilizan los siguientes conceptos de ductilidad para elementos y componentes:</p> <p>Ductilidad local óptima: la de elementos y componentes estructurales que satisfacen requisitos específicos del Código para cada material estructural (acero, concreto, mampostería y madera estructurales). Alternativamente, capacidad para desarrollar razones de derivas de 0.030 con pérdida de capacidad no mayor al 20%, verificado por pruebas.</p> <p>Ductilidad local moderada: la de elementos y componentes estructurales que satisfacen requisitos específicos del Código para cada material estructural (acero, concreto, mampostería y madera estructurales).</p> <p>A la estructura se le asigna una ductilidad global (DGA), en función del tipo estructural, de su regularidad en planta y en altura y de la ductilidad local del sistema estructural, según se diseñen los elementos y componentes. Aunque la DGA se tome igual a 1 con el fin de considerar el espectro elástico, se considera que todo sistema estructural debe tener una ductilidad "implícita" de 1.5, si se cumplen los requisitos de detallado y diseño especificados [4.4.2]</p>
Estudios de Sitio	No hay consideraciones específicas en la norma para realizar estudios de sitio. Para los estudios de suelos, se remite al reglamento sobre cimentaciones de Costa Rica.
Efectos de Interacción Suelo-Estructura	<p>No hay condiciones específicas en las norma. Sólo los comentarios: "Las condiciones de apoyo del modelo utilizado en el análisis de la estructura deben ser congruentes con las condiciones existentes en la fundación. Las reacciones del terreno se obtienen con este modelo".</p> <p>"Para el diseño de zapatas, con o sin pilotes, es posible considerar la naturaleza flexible del terreno y de los pilotes y se permiten rotaciones en las zapatas, acordes con esa flexibilidad, durante la sollicitación sísmica. En este caso se deben justificar en los documentos de diseño todas las consideraciones para el análisis y los datos utilizados en el cálculo" [13.5].</p>
Componente vertical	<p>La componente vertical del sismo debe ser considerada cuando, a criterio del profesional responsable, su efecto en la respuesta de la edificación o de alguno de sus elementos, componentes y uniones sea significativo y su efecto en el diseño sea determinante. No hay datos en el Código para aceleraciones verticales pero en los Comentarios se dice que "...en ausencia de estudios, y como una primera aproximación, suele utilizarse el espectro para componentes horizontales multiplicado por 2/3".</p> <p>Conforme al artículo 3.6 de la norma, para edificaciones, elementos o componentes cuya flexibilidad en la dirección vertical sea significativa, se debe considerar el efecto de la componente vertical en el sismo de diseño.</p>

TIIFICACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES E IRREGULARIDADES	
General:	Se consideran cinco tipos de sistemas estructurales, con características y materiales definidos para cada tipo. La ductilidad (DGA) y la sobre resistencia (SR) se consideran en la norma separadamente. En otras normas, como la venezolana, se define un solo factor de reducción de la demanda que engloba los efectos de ductilidad y sobre resistencia. La tipificación de sistemas y de irregularidades intervienen para fijar los valores de DGA y SR.
Sistemas Tipificados y Factores SR y DGA	SR = 2.0 para estructuras tipo Marco, Dual o Muro con los métodos elásticos de análisis: Estático o Dinámico (Superposición modal). SR = 1.2 para estructuras Tipo Voladizo u Otros con los métodos elásticos de análisis: Estático o Dinámico (Superposición modal) o, para todos los Tipos estructurales con los métodos no-lineales.
	Tipo marco. Únicamente marcos estructurales de acero, concreto o madera. La ductilidad global oscila entre 2 y 6.
	Tipo dual. Combinación de Tipos Marco y Muro; la capacidad de cortante de los marcos debe ser al menos 25% de las fuerzas de diseño obtenidas del análisis en cada piso; los posibles materiales estructurales son concreto, acero, mampostería o madera. La DGA oscila entre 2 y 4.
	Tipo muro. Únicamente muros de corte sismorresistentes o marcos arriostrados (concéntricos o excéntricos). Los posibles materiales estructurales son concreto, mampostería o madera contrachapada para muros sismorresistentes y acero o madera para los marcos arriostrados. La DGA oscila entre 1.5 y 3.
	Tipo voladizo. También llamado sistemas de péndulo invertido. Columnas aisladas o de línea única actuando esencialmente como sistemas de viga voladiza. La DGA oscila entre 1 y 1.5
	Tipo otros. Ninguno de los Tipos Estructurales anteriores estructuras con materiales estructurales diferentes al concreto, acero, mampostería o madera. La DGA se considera de 1.
Tipificación de Irregularidades	Las irregularidades se clasifican como moderadas o graves, tanto en planta como en altura. A las irregularidades graves le corresponden ductilidades globales asignadas de uno (espectro elástico). Las irregularidades también introducen restricciones con respecto a los métodos de análisis a utilizar.
	La norma exige tres requisitos para considerar que existe Regularidad en planta: <ul style="list-style-type: none"> • Excentricidad menor o igual al 5% de la dimensión en planta. • Dos o más ejes de resistencia en cada dirección. • Centros de masa y rigidez de todos los entrepisos proyectando verticalmente dentro de un rectángulo horizontal con dimensión del 10% de las máximas dimensiones ortogonales del edificio.
	La norma exige tres requisitos para considerar regularidad en altura: <ul style="list-style-type: none"> • Continuidad de los sistemas sismorresistentes de piso a techo. • Diafragmas rígidos de entrepiso en todos los niveles salvo el techo. • En cada entrepiso, capacidad en cortante del piso inferior igual o mayor a la del piso superior.
Limitaciones de Altura	¿Existen limitaciones en altura para los sistemas estructurales, dependiendo de la zona de riesgo sísmico en la cual se construyen o materiales, como por

	ejemplo para sistemas de muros de carga, paneles de cortante de madera, mampostería? ¿Hay sistemas sin limitación de altura?
CRITERIOS DE MODELADO	
Nivel de Base	Para edificaciones de relativamente poca altura y suelos más o menos competentes, se utilizan las zapatas unidas por vigas de amarre. Allí es el nivel de base y usualmente el ingeniero estructural considera que hay empotramiento de la columna en la zapata. ¿Hay criterios específicos en la norma cuando hay sótanos y pilotes?
Fundaciones	Las fundaciones que resistan fuerzas inducidas por sismos deben cumplir con los lineamientos de buena práctica de diseño y detallado sugeridos en el capítulo “Estructuras sismorresistentes” del código ACI 318-08. Usualmente se consideran rígidas, pero “se pueden utilizar cimentaciones flexibles siempre que su efecto sea incluido apropiadamente en el diseño estructural y geotécnico y su cálculo esté basado en teorías apropiadas para su análisis de esfuerzos”, sin que se den detalles en la norma de cómo hacerlo.
Restricción de Grados de Libertad	<ul style="list-style-type: none"> • Se procurará considerar las dimensiones reales de los elementos, de nudos y de zonas rígidas, así como las condiciones de rigidez y flexibilidad de los apoyos y de los elementos debidas a carga axial, flexión, cortante y torsión cuando estos efectos incidan significativamente en el análisis. • El modelo debe incorporar la respuesta vertical de la edificación y de aquellos elementos y componentes que sean significativamente flexibles en la dirección vertical. • Si el diafragma no puede ser clasificado como rígido, se debe considerar su flexibilidad en el modelo analítico. En este caso, el modelo utilizado para el análisis debe considerar las rigideces relativas del diafragma y de los elementos verticales o inclinados que formen parte del sistema resistente a cargas laterales. • En estructuras regulares en planta que posean diafragmas rígidos se pueden utilizar modelos planos o bidimensionales con un grado de libertad de traslación por nivel, para el análisis estructural en cada dirección ortogonal. • En estructuras irregulares en planta que posean diafragmas rígidos es necesario utilizar modelos tridimensionales con al menos tres grados de libertad por nivel: las dos traslaciones horizontales de su centro de masa y la rotación en planta.
Estimación del período fundamental de Vibración	<p>Para calcular inicialmente el coeficiente sísmico C, el período fundamental puede estimarse en función de la tipología y el número de pisos. Alternativamente, se puede utilizar el valor de C correspondiente al máximo valor de FED de todo el rango de períodos. Una vez calculados los desplazamientos elásticos debe recalcularse el período [7.4.6]</p> <p>$T = 0.12 N$, para edificios tipo marco exclusivamente de marcos de acero.</p> <p>$T = 0.10 N$, para edificios tipo marco formados exclusivamente por marcos de concreto.</p> <p>$T = 0.08 N$, para edificios tipo dual con sistemas duales de marcos y muros estructurales, marcos arriostrados o muros de mampostería.</p> <p>$T = 0.05 N$, para edificios tipo muro formados, exclusivamente, por muros estructurales o marcos arriostrados.</p>

Estado de las Secciones de Miembros	Para el cálculo de las propiedades geométricas de las secciones de los elementos estructurales se toman en cuenta las características particulares del comportamiento de los materiales y de sus secciones, como el pandeo local y el agrietamiento. Es particularmente importante considerar la rigidez torsional de los ductos verticales. La norma no ofrece métodos prescriptivos para este cálculo de pandeo local, el cual es responsabilidad del profesional responsable.
Modelo Analizado. Se dan consideraciones generales sobre el modelo analítico en la sección [7.2]	<p>La rigidez axial de las vigas que sean parte de diafragmas rígidos se puede considerar infinita. La rigidez torsional de los ductos de pared delgada de muros continuos debe ser explícitamente considerada. El modelo debe incluir las condiciones reales de las masas en cada planta, que se pueden considerar concentradas a nivel de entrepiso. Si los diafragmas de entrepiso se consideran como infinitamente rígidos, las masas se pueden simplificar como masas de traslación y de rotación concentradas en el centro de masa.</p> <p>El modelo debe considerar la incidencia que sobre la rigidez de la estructura puedan tener escaleras, rampas u otro tipo de elementos estructurales que vinculen diferentes niveles del edificio.</p> <p>El modelo analítico puede obviar los efectos de segundo orden causados por las cargas gravitacionales en los desplazamientos laterales (efecto P-Delta).</p>
Dirección de ataque de la acción sísmica	<p>Se obliga a considerar solicitaciones sísmicas horizontales en dos direcciones ortogonales que pueden ser analizadas en forma independiente, tanto para los métodos estáticos y dinámicos como para los alternos contemplados en la norma.</p> <p>Para los métodos estáticos y dinámicos, las solicitaciones sísmicas horizontales se toman como la suma vectorial de los efectos en una dirección más el 30% de los efectos en la otra y se debe efectuar este proceso en ambas direcciones. Se puede omitir este requisito en edificaciones regulares en planta, en cuyo caso se diseñan los elementos considerando por separado las solicitaciones sísmicas en cada una de esas direcciones horizontales.</p> <p>Cuando se considere la carga vertical, a cada una de las combinaciones de carga horizontal, se le debe agregar el 30% del efecto de la componente vertical del sismo. Adicionalmente, se debe combinar un 100% de este efecto con el 30% de cada uno de los efectos calculados para las dos direcciones horizontales.</p>
Interacción con mampostería de cerramientos	Los elementos no estructurales deberán estar aislados de la estructura de manera que no participen de sus desplazamientos inelásticos; alternatively, estos elementos podrán deformarse con la estructura, pero deberán ser capaces de acomodar los correspondientes desplazamientos sin sufrir ningún tipo de daño. Todos los componentes no estructurales deben diseñarse para fuerzas sísmicas F_p según lo indica la norma en el cap 14. Se especifica un coeficiente de importancia para elementos no estructurales.
Edificios de muros portantes de concreto armado	No hay consideraciones específicas en la norma para el modelado de este tipo de estructuras.
Comentarios adicionales	

MÉTODOS DE ANÁLISIS	
Método estático	Método simplificado: Considera únicamente el primer modo de oscilación de la estructura, el cual se asume como proporcional a la altura. Se puede aplicar sólo a estructuras regulares en planta y en altura que tengan cinco pisos o menos.
Método dinámico o de superposición modal, 1 GDL por planta	Solamente se contempla en la norma para estructuras regulares en planta e irregulares en altura o con más de cinco pisos, aunque sean regulares en altura.
Consideración de la torsión	Todas las estructuras irregulares en planta (ver 3.3) requieren un análisis tridimensional con acoplamiento lateral-torsional y un mínimo de tres grados de libertad por piso.
Análisis dinámico de superposición modal de tres GDL por planta	Se realiza si la estructura no es regular en planta. Los resultados correspondientes a cada modo de oscilación se combinan según SRSS (Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados) o CQC (Combinación Cuadrática Completa). Dependiendo de la estructura, se fija el número de grados de libertad, como se indicó más arriba.
Análisis dinámico con diafragma flexible	Se definen criterios para determinar si los diafragmas de entrepiso son rígidos o flexibles [4.6]. Si el diafragma no es rígido se debe considerar su flexibilidad en el análisis. Además, su ductilidad global asignada no será mayor a 1.5 [4.6 y Nota "c" Tabla 4.3]
Análisis dinámico con acelerogramas	El código permite, como método alternativo (no es de uso obligatorio), un análisis no lineal de historia en el tiempo usando acelerogramas compatibles con el espectro de diseño.
Análisis estático inelástico (pushover)	Se presenta como un tipo posible de método alternativo a utilizar, dentro del método de capacidad espectral (ver más abajo)
Otros métodos de análisis	<p>El Código presenta, como métodos alternos, dos métodos no lineales de análisis:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Métodos de Capacidad Espectral, utilizando Espectros de Ductilidad Constante y análisis no lineal mediante un "Empuje lateral progresivo" (análisis tipo "Pushover"). • Análisis No lineal de Historia en el Tiempo utilizando acelerogramas compatibles con los espectros de diseño. <p>Estos métodos se recomiendan si se quiere verificar o modificar las capacidades de los elementos y componentes estructurales, para estimar sus demandas de ductilidad local e indicadores de daño y para calcular los desplazamientos inelásticos absolutos y relativos.</p> <p>Para viviendas unifamiliares (sección 5 de la norma), se contemplan recomendaciones para el diseño que son basadas en experiencias previas.</p>
VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD Y/O DESEMPEÑO	
Control de Cortantes Mínimos de Diseño	No hay especificación ni controles de cortantes basales mínimos ni máximos. Es un tema recurrente de discusión en la CPCSCR pero no se ha llegado a un acuerdo sobre el mismo.

Deformabilidad de la Estructura	<p>Por ser poco probable que todas las derivas máximas ocurran simultáneamente, los desplazamientos absolutos inelásticos de cada entrepiso se reducen por un factor de desplazamiento inelástico α, igual 0.7 para estructuras de muros, duales y de marcos e igual a 1 para los otros tipos.</p> <p>Las derivas inelásticas de cada piso en función de la deriva elástica, multiplicando por la sobrerresistencia y la ductilidad global, como:</p> $\Delta i = \Delta e \mu SR$ <p>Los límites de las razones de deriva inelástica ($\Delta i / H_i$), están definidos de acuerdo a la importancia de la edificación y el tipo estructural, conforme a la Tabla 7.2 de la norma.</p> <p>Para edificaciones normales (B, D, E) los límites máximos están entre 0.01 (muros y otros) y 0.02 (tipo marco); para edificaciones especiales (A y C) varían entre 0.0065 (tipo otros), 0.01 (muros) y 0.0125 (tipo marco).</p> <p>Estos límites pueden ser incrementados en 50% si se realiza análisis inelástico y se consideran los efectos P-Δ.</p> <p>Los elementos no estructurales deberán estar aislados de la estructura de manera que no participen de sus desplazamientos inelásticos; alternatively, estos elementos podrán deformarse con la estructura, pero deberán ser capaces de acomodar los correspondientes desplazamientos sin sufrir ningún tipo de daño.</p> <p>Todas las edificaciones deben estar separadas entre sí por una distancia no menor a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los respectivos desplazamientos inelásticos δ_i.</p>
Límites a deformaciones Torsionales	<p>No hay límites directos a la distorsión torsional, ya que todas las estructuras irregulares en planta requieren un análisis tridimensional con acoplamiento lateral-torsional y un mínimo de tres grados de libertad por piso. En otras normas, los límites se fijan para la utilización de métodos simplificados de análisis.</p>
Otros aspectos de interés	
EVALUACIÓN Y READECUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	
Normativa	<p>El capítulo 15 está orientado al diagnóstico de vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes, a la adecuación sísmica de estructuras existentes, a la renovación y cambio de uso de estructuras existentes, a la reparación y adecuación de estructuras dañadas por sismos, así como a las edificaciones históricas y monumentos. Este capítulo tiene 6 páginas y en él se discuten criterios y lineamientos generales. Para edificios existentes el énfasis no es satisfacer los requerimientos específicos del Código sino sus Objetivos del Desempeño (ver 1.2). Para edificios existentes que deban ser adecuados, el período de retorno y las correspondientes fuerzas sísmicas pueden ser reducidos (hasta 2/3 de las fuerzas calculadas a partir de las recomendaciones de la norma) en función de una estimación menor de su vida útil remanente.</p> <p>La estimación de la resistencia de los elementos debe tomar en cuenta un factor de reducción igual o menor al utilizado para el diseño de estructuras nuevas, de acuerdo con las propiedades de los materiales, características constructivas y daños de los elementos. La resistencia de los elementos se compara con los resultados del análisis elástico. Debe hacerse una evaluación del comportamiento inelástico para determinar el inicio del mecanismo de</p>

	<p>colapso y los daños que puedan presentarse ante un sismo fuerte; “en particular debe revisarse si los elementos y componentes dúctiles alcanzan su capacidad antes que los elementos frágiles, si los elementos frágiles pueden tolerar los desplazamientos de a estructura y si la capacidad en flexión se alcanza antes de la capacidad cortante de los elementos.</p> <p>Para la adecuación sísmica de estructuras existentes, “se debe considerar que la carga permanente y parte de la carga temporal ya han sido aplicadas a la estructura existente, por lo que los nuevos elementos estructurales (que serán incorporados como nuevos refuerzos a la estructura ya existente) se incluyen en una estructura que ya tiene esfuerzos y deformaciones.</p> <p>Para estructuras existentes que son reforzadas, pueden reducirse las fuerzas sísmica de diseño hasta un 80% en el caso en que se considere reducción de la vida útil. Una vez diseñada la propuesta de readecuación, debe ser evaluada su vulnerabilidad para verificar su desempeño.</p> <p>Para estructuras dañadas por sismos y “cuando el diagnóstico determine que no es necesario adecuar la estructura y que el comportamiento de la estructura estuvo acorde con los objetivos de desempeño para ella establecidos, la edificación debe ser reparada y restituida como mínimo a su condición inicial.</p>
APORTES NOVEDOSOS Y ASPECTOS VENTAJOSOS	
Comentarios	Tal como se hizo con la norma del 2002, para la del 2010 la CPCSCR ha preparado un volumen de Comentarios, actualmente en prensa, que contiene comentarios y aclaraciones sobre el contenido de la Norma.
Direccionalidad	<p>En general, para la mayoría de las edificaciones, sólo se requiere incluir dos componentes horizontales y ortogonales del sismo. Para combinar los resultados correspondientes a estas dos componentes, se toma el valor absoluto de las solicitaciones en cada dirección horizontal y se combina con el 30% del valor absoluto de las solicitaciones en la otra dirección horizontal. Este requisito puede omitirse en edificaciones regulares en planta con todos sus sistemas resistentes paralelos u ortogonales entre sí.</p> <p>Para edificaciones cuya flexibilidad vertical sea significativa, deberá considerarse el efecto de la componente vertical combinándolo con el 100% o el 30%, de la misma forma que las componentes horizontales. [7.3]</p>
Los Estudios de Sitio	<p>El tipo de sitio de cimentación es establecido a partir de datos geotécnicos debidamente sustentados, ([Tabla 2.2] u otros).</p> <p>Cuando las propiedades del sitio no se conozcan con suficiente detalle se supone un sitio de cimentación tipo S3, salvo que el profesional responsable del diseño considere que el tipo S4 pueda corresponder al sitio en consideración.</p>
Evaluación de los Efectos Torsionales	Los efectos torsionales son los que corresponden al análisis de la estructura modelada con sus propiedades de masa y rigidez. No se hacen análisis adicionales con variaciones de la posición del centro de masa suponiendo excentricidades accidentales, principalmente por las complicaciones de cálculo que estos análisis conllevan, los cuales no se justifican ante cálculos que ya contienen otro tipo de imprecisiones.
Instrumentación Sísmica	<p>Artículo [16.5] con requerimientos de instrumentación sísmica de las edificaciones en función de sus características.</p> <p>“En toda nueva edificación ubicada en zonas III o IV que tenga algún sistema estructural con 10 o más pisos y un área total de 5000 m² o más, se debe instalar un acelerógrafo de movimiento fuerte, con tres componentes, en el nivel de</p>

	base. Si la edificación tuviera más de 20 pisos se debe colocar uno adicional, de iguales características, interconectado al primero, en el nivel de azotea o en el nivel inferior al techo de la edificación.”
Dispositivos de reducción de respuesta sísmica	La Norma no contiene ninguna disposición sobre este tema, lo cual no significa que no sean permitidos. El profesional responsable deberá utilizar información técnica bien fundamentada que justifique sus decisiones.
Métodos simplificados para viviendas de 1 o 2 pisos	Para viviendas unifamiliares de 1 o 2 pisos se definen dos alternativas de diseño [17.1]: El diseño formal [17.2] que analiza y diseña la vivienda como cualquier otra estructura y el diseño simplificado [17.3] que es un método prescriptivo concebido para profesionales en ingeniería civil o arquitectura que no sean necesariamente especialistas en ingeniería sismorresistente. Este método sólo puede aplicarse a cinco tipologías de vivienda que satisfagan ciertos límites de altura [Tabla 17.1] y otros requerimientos [17.2]. Las cinco tipologías de vivienda fueron escogidas porque han demostrado un adecuado desempeño sísmico en el país cuando se satisfacen las restricciones que el Código señala.
Otros aspectos ventajosos	A pesar de que cada edificación se diseña para un solo objetivo de desempeño que varía de acuerdo a su importancia [4.1], la introducción, desde la Norma del 2002 que se repite en la del 2010, de este concepto fue un paso importante hacia el diseño por desempeño, el cual fue reforzado por la introducción de métodos alternos de análisis no lineal [7.7] que permiten evaluar el desempeño de las edificaciones de una manera mucho más completa que los métodos de análisis elástico y lineal tradicionales (métodos estático [7.4] y dinámico [7.5]). En particular, el Método de Capacidad Espectral de la Norma presenta ventajas conceptuales importantes por el uso que la misma hace de espectros de diseño no lineales con ductilidad constante.
LIMITACIONES O DEBILIDADES	
Autoridad Competente	Tal y como se ha comentado, la Norma tiene carácter legal, lo que hace que su cumplimiento sea obligatorio para cada profesional responsable, que deberá responder legalmente ante posibles problemas resultado de una mala aplicación de la Norma. Sin embargo, no existen métodos de revisión por pares ni otro tipo de disposiciones que aumenten los niveles de calidad de los diseños ni de los procedimientos constructivos. Este es un tema que recién ahora se empieza a discutir en la CPCSCR y que debería ser implementado al menos en edificaciones importantes, cuyo número ha venido incrementándose recientemente.
Mapas de Fallas Activas	La Norma no incluye mapas de fallas activas en el país, pero existen publicaciones técnicas bien sustentadas que contienen esta información, la cual debe ser utilizada por el profesional responsable para asegurarse que la edificación no será ubicada sobre una falla activa [1.3]. La información también puede utilizarse para estudios de peligrosidad sísmica que justifiquen un incremento de las condiciones de sismicidad que la Norma define.
Factores de Modificación de Espectros de Respuesta	Los factores que definen los Espectros de Respuesta son los que se presentan en el Capítulo 5 de la Norma. No hay otras disposiciones que modifiquen estos Espectros salvo las reducciones permitidas para el diagnóstico [15.2] y la adecuación [15.3] de edificaciones existentes.
Presencia de Irregularidades Topográficas	La Norma no contiene ninguna especificación para tomar en cuenta los efectos de irregularidades topográficas en la respuesta sísmica.

Factores de reducción de espectros	No existen factores adicionales de reducción de espectros asociados a tipos o materiales estructurales. Sin embargo esto no se considera ni debilidad ni limitación de la Norma.
Espectros en Suelos Licuables que han sido mejorados	La Norma indica que los suelos propensos a licuación deben ser evitados o mejorados para corregir esta situación [1.3], sin embargo no contiene indicaciones para evaluar posibles condiciones de licuación del sitio ni para mejorarlo.
Interacción de la estructura portante con los elementos de mampostería no reforzada	Debe asegurarse que, si no se consideran como elementos sismorresistentes, los muros de mampostería no reforzada deben separarse de los elementos estructurales (muros y columnas) como mínimo los valores inelásticos de desplazamientos relativos entre pisos de estos elementos [7.8.c]
Límites en la Deriva Tolerada	No se considera que haya ni debilidad ni limitación de la Norma en razón de los límites definidos en la deriva.
Viviendas de una o dos plantas	Este tema ya ha sido ampliamente comentado en otros acápite de este documento y no se considera que haya ni debilidad ni limitación de la Norma en el tema de viviendas de una o dos plantas. Sin embargo, hay debilidad por la existencia de la construcción informal que, naturalmente, desconoce la Norma e ignora algunos de los conceptos más importantes para alcanzar la seguridad sísmica de las mismas.
Evaluación del desempeño esperado	Hace falta suministrar al usuario mucho más criterios que le permitan evaluar el desempeño esperado tanto de los elementos y componentes estructurales como de la estructura global y los sistemas no estructurales de la edificación
Sistemas de Aislamiento Sísmico o de Disipadores de Energía	El país aún no tiene experiencia con Sistemas de Aislamiento Sísmico o con Disipadores de Energía. La Norma no los contempla en sus disposiciones pero tampoco los excluye, siendo responsabilidad del profesional alcanzar los objetivos de desempeño requeridos mediante el uso adecuado de estos dispositivos.
Limitaciones en la Formación del Usuario	En cada nueva edición de la Norma, la CPCSCR ofrece cursos de educación continua dirigidos a profesionales y estudiantes sobre la nueva reglamentación. La mayoría de estos cursos se repiten en años siguientes. Los cambios también se introducen en los programas de los cursos universitarios de grado y posgrado.
Otras limitaciones o debilidades	¿No es una limitación o debilidad que no se considere un efecto torsor mínimo? Por ejemplo, no parece adecuado no considerar efectos de torsión accidental en edificios doblemente simétricos.
BREVES COMENTARIOS SOBRE OTROS ASPECTOS	
Metodología y soporte institucional con el que se desarrollan, aprueban e instrumentan las normas sísmicas en Costa Rica. ¿Existe una autoridad	Como se ha comentado, la responsabilidad de la actualización y elaboración de la Norma Sísmica recae en la CPCSCR, Comisión técnica conformada por 16 profesionales que trabajan de manera ad-honorem y celebran una reunión plenaria al mes y numerosas reuniones en algunos de los 12 Comités Técnicos existentes. La CPCSCR está adscrita al CFIA, federación conformada por el colegio de arquitectos y cuatro colegios profesionales en ingeniería. Una vez aprobada la norma por el CFIA, se ordena su publicación y se remite al Poder Ejecutivo para que sea promulgada como Decreto Ejecutivo y publicada en el Diario Oficial, con lo cual adquiere carácter legal. No existe revisión de los diseños por pares ni otros seguimientos durante el proceso constructivo que no sean las labores integrales de supervisión. El

competente? Revisión de proyectos? Seguimiento de construcciones?	profesional responsable del diseño y el constructor son corresponsables de la correcta aplicación de la Norma.
Comentarios sobre formación y nivel educativo. Perfil del egresado universitario de ingeniería civil. Años de formación. Preparación en ingeniería sísmica (egresados de postgrado). Principales universidades	Hasta hace poco más de treinta años sólo la Universidad de Costa Rica, institución estatal decana del sistema universitario costarricense, graduaba ingenieros civiles con un programa de licenciatura de cinco años que ofrecía varias especialidades, entre ellas estructuras. En esta especialidad se ofrecían cursos introductorios de ingeniería sismorresistente. Hace unos treinta años se dio una explosión descontrolada de universidades privadas (hoy día hay más de 50) y varias de ellas ofrecen programas de licenciatura en Ingeniería Civil que, en mayor o menor medida, son copias del programa de la UCR. El grado universitario garantiza ingreso automático al CFIA sin restricción alguna para el pleno ejercicio profesional, lo cual es muy riesgoso por la baja calidad de algunos de estos programas. Afortunadamente, sólo la UCR ofrece un programa de posgrado en ingeniería civil el cual actúa como elemento nivelador de la calidad principalmente en el sector privado que recluta preferentemente graduados o egresados del programa de posgrado.
Comentarios sobre la formación en postgrado, nivel y calidad. Infraestructura de postgrado. Principales postgrados	En el país sólo existe un programa de posgrado en Ingeniería Civil, en la Universidad de Costa Rica, que ofrece entre otros, los énfasis en Estructuras y en Geotecnia, muy orientados hacia la ingeniería sismorresistente. Este programa tiene más de 20 años de existencia y ofrece el grado de Magíster en Ciencias, con un programa de dos años de estudio y una Tesis, adicionales a la licenciatura. El programa es de muy buen nivel pero su principal debilidad es el alto porcentaje de egresados de sus cursos que no completan su Tesis pues tienen muy alta demanda laboral en la empresa privada, la cual valora principalmente el conocimiento adquirido en los cursos sobre la Tesis, necesaria para obtener el grado académico.
Laboratorios de ensayos en el país. Mesas vibrantes? Muros de reacción?	El Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LANAMME) de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica cuenta con un sistema de piso fuerte y muro de reacción que permite realizar pruebas seudo estáticas en gran escala. Estas facilidades son en efecto utilizadas para investigaciones y tesis de grado y posgrado que dan sustento técnico a muchas de las disposiciones de la Norma. El Centro de Vivienda y Construcción (CIVCO) del Instituto Tecnológico de Costa Rica también tiene facilidades experimentales para realizar pruebas en gran escala de viviendas.
Comentarios generales sobre proyectos de investigación y líneas de trabajo consideradas prioritarias	En virtud de la numerosa participación de profesores de la Universidad de Costa Rica en la CPCSCR (8 de 16 para un 50%), los temas atinentes al CSCR o relacionados con este (i.e. vulnerabilidad de edificaciones y lineal vitales) tienen mucha importancia en la definición de líneas y proyectos de investigación y en las tesis de grado y posgrado que se llevan a cabo en la Universidad de Costa Rica, entidad que concentra prácticamente la totalidad de la investigación sismorresistente del país. El LANAMME subsidia muchas de estas investigaciones y la CPCSCR dispone de una partida anual para financiamientos complementarios.

ANEXO E - Ecuador
Ottón Lara

Normas para el diseño sismorresistente Informe país: Ecuador

E.1 Identificación de la norma sísmica

El presente informe presenta un resumen del contenido de la nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-2011, y comentarios basados en conocimientos respaldados por publicaciones serias, tesis doctorales, y otras publicaciones y en experiencias de diseño de estructuras de hormigón armado y acero.

E.2. Alcance

El alcance de la Norma es muy amplio pero los comentarios que se presentan en este informe se refieren al diseño sismo-resistente. Los capítulos estudiados son:

1. Cargas y Materiales.
2. Peligro sísmico y requisitos para diseño sismo-resistente.
3. Riesgo sísmico, evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras.
10. Viviendas de hasta dos pisos con luces de hasta 4.0m.
11. Administración y cumplimiento. Se hacen comentarios acerca del anexo 1 de este capítulo. Los fedatarios son los encargados de observar el cumplimiento de la Norma. Los Municipios son los encargados de administrar los permisos de construcción y hacer cumplir el uso de la Norma a través de los fedatarios.

Anexo 1 al Capítulo 11: Programa de certificación de fedatarios.

Los Capítulos 4, 5, 6, y 7 se refieren a las normas para el diseño de estructuras de hormigón armado, acero, mampostería, y madera, respectivamente. Las especificaciones de la Norma para hormigón armado corresponden a las del ACI, las de acero a ANSI/AISC 341-05, ANSI/AISC 341-10 Y 358-05, y FEMA 350. No hay referencias para las especificaciones de estructuras de mampostería. Para madera, la referencia es el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino publicado por la Junta del Acuerdo de Cartagena en 1982. Sobre estos capítulos no se hacen comentarios.

8. Especificaciones para el vidrio. No se hacen comentarios acerca de este capítulo.
9. Geotecnia y Cimentaciones. Presenta referencias de libros y publicaciones respecto a pruebas de laboratorio, diseño de cimentaciones, análisis de taludes, etc. No se hacen comentarios.
12. Seguridad de vida y accesibilidad. No se hacen comentarios.

E.3 Filosofía general de la norma

La filosofía de la norma es evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de las estructuras, con excepción de las estructuras de ocupación especial y esenciales a las que se pretende proteger en mayor medida y procurar garantizar su funcionalidad luego de un sismo severo. Es parte de la filosofía que las especificaciones del capítulo son mínimas y que son válidas solo para edificios. Para reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, presas, tuberías, etc. se debe aplicar consideraciones adicionales que complementen los requisitos del capítulo.

La norma requiere que el diseñador presente una descripción de los materiales, sistema estructural escogido, características del suelo, tipo y nivel de cargas, parámetros para definir fuerzas sísmicas, espectro, o cualquier otro método. Desplazamientos o derivas, memoria del estudio geotécnico, revisión del comportamientos inelástico según la sección 2.6 que es indispensable para estructuras de ocupación especial y esenciales según requisitos de la sección 2.9.

E.4 Objetivos de desempeño

Se consideran los siguientes niveles de desempeño y de daño global, Tabla 3.2 de la Norma:

- Prevención al colapso para el sismo Severo.
- Seguridad de vida para el sismo Moderado.
- Ocupación inmediata para el sismo Ligero.
- Operacional para el sismo Muy ligero.

También se explica, para cada nivel de desempeño el alcance de daño esperado y se presenta dicho alcance para la estructura global y para los elementos no estructurales.

E.5 Resumen del contenido y aspectos resaltantes

E.5.1 Capítulo 1. Cargas y Materiales

Este capítulo presenta los valores típicos de cargas permanentes (muertas) y de uso (vivas). La Tabla 1.1 presenta el peso unitario de una gran cantidad de materiales y la Tabla 1.2 las cargas vivas uniformemente distribuidas y concentradas para una gran cantidad de usos de edificaciones. El capítulo indica cómo reducir dichas cargas a través de factores de reducción para las cargas generales, sobrecargas pesadas, estacionamientos, y cubiertas. Plantea las limitaciones de carga para losas en una dirección y presenta la forma de calcular la presión de viento.

Explica claramente cuáles son las combinaciones de carga cuando se diseña por resistencia y aquellas para el diseño por esfuerzos de trabajo. Se define diseño por resistencia cuando la resistencia del elemento diseñado exceda o iguale los efectos de las cargas incrementadas y las combinaciones indicadas. Son siete combinaciones y las relacionadas al sismo son:

Combinación 5. $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$

Combinación 7. $0.9D + 1.0E$

D = Carga muerta

E = Sismo que será determinada de acuerdo al capítulo de diseño sísmico de NEC-11

L = Carga viva

S = Carga de granizo

Para diseño por esfuerzos de trabajo, las combinaciones que toman en cuenta el sismo son diferentes.

El capítulo también presenta las características de los materiales a usar en la construcción: hormigón de cemento hidráulico y acero de refuerzo, conectores de corte, acero para presforzado, perfiles, tubos de acero estructural, vidrio, áridos, agua, aditivos, mampostería, etc.

Luego establece las características de resistencia de ciertos materiales: cemento, cal, morteros, agregados, contenido de agua, mampostería, resistencia a la compresión.

La durabilidad del hormigón es tratada en un sub capítulo aparte. Se presenta las clases de exposición del hormigón en la Tabla 1.7, y los requisitos para mezclas, según el tipo de exposición, en la Tabla 1.8.

La Tabla 1.9 presenta requisitos adicionales para mezclas de hormigón sujetas a congelación y deshielo y la Tabla 1.10 muestra la cantidad de puzolanas para exposiciones severas del hormigón.

En el caso de exposición a sulfatos, la Tabla 1.11 presenta las combinaciones alternativas de materiales cementantes.

La Tabla 1.12 muestra los módulos de elasticidad de varios agregados usados comúnmente para fabricar hormigón.

También se presenta las especificaciones y características de resistencia para el vidrio.

Toda la normativa de materiales se refiere a normas ASTM y todas las relacionadas a hormigón armado, a las especificaciones del ACI.

E.5.2 Capítulo 2. Peligro Sísmico y Requisitos para Diseño Sísmo-Resistente

El capítulo comienza con definiciones relacionadas a la estructura, al diseño y al espectro de diseño. Se señala que el amortiguador del espectro del sismo de diseño corresponde al 5% del crítico. La definición de espectro de respuesta para diseño admite que éste puede representarse mediante un espectro basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura, o bien un espectro construido según los requerimientos especificados en la norma.

Para la respuesta elástica se debe utilizar la representación del sismo de diseño sin reducción. El piso blando se define como aquél cuya rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior. El piso débil se define como aquel cuya rigidez lateral es menor que el 80% de la rigidez lateral del piso inmediato superior.

Se define dos tipos de pórticos espaciales sísmo-resistentes: con vigas de altura mayor al espesor de la losa y con vigas del mismo espesor de la losa. En ambos casos se requiere que tanto el pórtico como la conexión viga-columna o losa-columna sean capaces de resistir cargas verticales y de origen sísmico y estén diseñadas y detalladas para presentar un comportamiento de estructura dúctil.

Se definen los pórticos con diagonales rigidizadoras que deben absorber al menos el 75% del cortante basal en cada dirección. Se definen pórticos con muros estructurales, llamados sistemas duales y se dispone que los muros deben ser simétricos, hacia la periferia y mantenerse

en todo lo alto de la estructura. Los muros deben absorber al menos el 75% del cortante basal en cada dirección.

La norma define la rigidez lateral de piso como la suma de las rigideces cortantes de los elementos verticales del piso y resistencia lateral de piso como la suma de la capacidad cortante de los elementos estructurales verticales del piso.

Sismo de diseño: terremoto con probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años con período de retorno de 475 años. Puede ser determinado a partir de un análisis de peligrosidad sísmica del sitio, o a partir de un mapa de peligro sísmico como el que la norma proporciona.

Sistemas de control de respuesta sísmica: sistemas y dispositivos adaptados a las estructuras que modifican sus características dinámicas y controlan y disipan parte de la energía de entrada de un sismo permitiendo reducir la respuesta sísmica global y mitigar el daño antes sismos severos. Se clasifican en: aisladores, disipadores pasivos de energía y sistemas de control activo.

Bases del diseño

El diseño de estructuras normales deben tener una resistencia (rigidez?) que soporte los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando respuesta inelástica, redundancia y sobre-resistencia inherente, y la ductilidad. Para estructuras especiales y esenciales se aplican verificaciones de comportamiento inelástico para diferentes niveles de terremotos. La resistencia mínima para todas las estructuras se basará en las fuerzas sísmicas establecidas en la norma.

Mapa de zonificación sísmica

La Figura 2.1 muestra las zonas sísmicas caracterizadas por un valor Z que representa la aceleración máxima en roca. Se incluye una tabla con algunas poblaciones y el valor de Z correspondiente.

Se indica que el mapa proviene de un estudio completo que considera estudios actualizados al 2011 de peligro sísmico en el Ecuador. Se dice que se ha tomado en cuenta la uniformidad del peligro en ciertas zonas del país, practicidad, protección de ciudades importantes, irregularidad en curvas de definición de zonas sísmicas, suavizado de límites de zonas, y compatibilidad de peligro en los países vecinos.

Se aclara que el estudio se efectuó usando metodologías actuales y disponibilidad de información local aunque no se presenta la bibliografía de estos estudios. La Sociedad

Ecuatoriana de Ingeniería Sísmica solicitó por escrito el envío de los estudios que sirvieron para obtener el Mapa de zonas sísmicas y los valores del valor de Z pero nunca fue enviado y ante pedidos verbales se nos indicó que no era posible entregarnos copia del estudio.

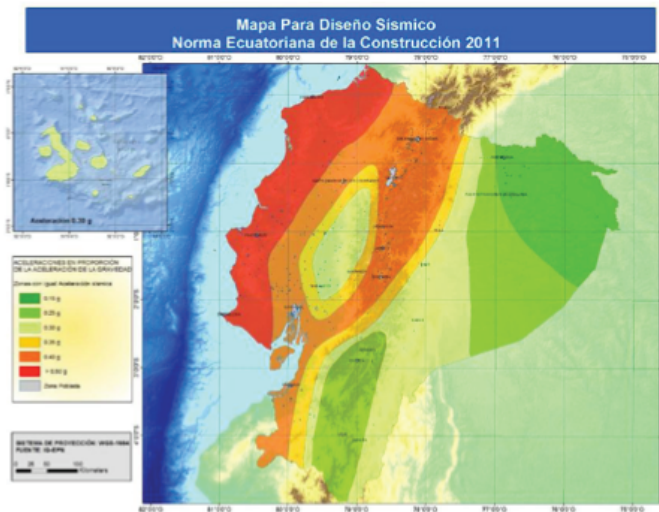


Figura E.1 Mapa para diseño sísmico (Figura 2.1 normas NEC 2011)

En la Norma se indica que se incluyó:

- Evaluación de eventos históricos con re-evaluación de magnitudes y localización. Estudio de las fuentes sísmicas conocidas y sus mecanismos focales.
- La geometría de las fuentes fue complementada con información geodésica que proporciona el campo de velocidades del Ecuador usando mediciones GPS y modelos de acoplamiento de los segmentos de subducción.
- Análisis de homogeneidad y completitud de los catálogos sísmicos históricos del Ecuador.
- Modelaje de más de 30000 eventos de los cuales, luego de filtraje de réplicas, premonitores, sismos volcánicos y enjambres, quedaron 8923 sismos independientes de magnitud mínima 4.5 y máxima 8.8.
- Uso de ecuaciones de atenuación validadas por Global Earthquake model. Para fuentes intraplaca: Boore y Atkinson, Akkar y Boomer, Kanno, Bindi. Para subducción Youngs, Atkinson y Boore, Kanno, McVerry, Lin y Lee, Zhao.

- Estudio de las incertidumbres, particularmente de las ecuaciones de predicción.
- Modelación de la ocurrencia de sismos usando el proceso de Poisson que dio curvas de iso-aceleraciones para diferentes niveles de probabilidad de excedencia que es el inverso del período de retorno.
- El mapa incluye una saturación a 0.5g de la aceleración sísmica en roca para la zona VI, por razones económicas, para estructuras de uso normal.

Curvas de peligro sísmico

Para estructuras especiales y esenciales y para estructuras que no sean de edificios, debe usarse diferentes niveles de terremotos para verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño sísmico, sección 2.9. Se presenta 23 curvas, Figuras 2.2.1 a 2.2.23, de peligro sísmico para cada capital de provincia con la aceleración en roca, PGA, y la probabilidad de excedencia anual. El inverso de la probabilidad de excedencia anual es el período de retorno anual de la aceleración. En cada figura se incluye las curvas para períodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5, y 1.0 segundos.

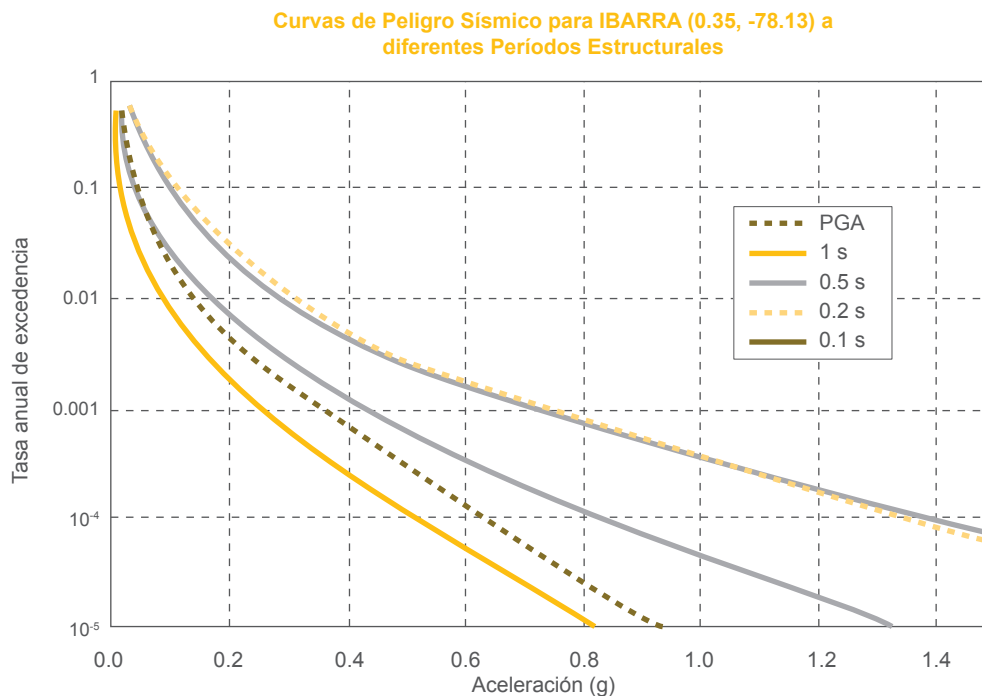


Figura E.2 Curvas de peligro sísmico (Fuente: Figura 2.2.1 normas NEC 2011)

Microzonificación sísmica

La norma encarga a los municipios de ciudades con más de 100.000 habitantes de realizar estudios de microzonificación sísmica y geotécnica para fines de diseño, regulación urbana, planificación territorial y de infraestructura. Los estudios deben incluir: efectos topográficos, amplificación de suelos, inestabilidad sísmica en zonas licuables o de rellenos, taludes inestables, etc. De estos estudios se proporcionarán mapas de zonificación de los suelos, espectros locales o demandas sísmicas que prevalecerán por sobre los espectros de la norma, pero los requisitos de norma serán siempre los mínimos.

Estos estudios deben contener:

- Geología y tectónica, sismología regional, y fuentes sismogénicas.
- Espectro de aceleraciones en roca y familia de acelerogramas a utilizar.
- Exploración geotécnica adicional a la requerida para diseño de cimentaciones.
- Estudio de amplificación de ondas y movimientos sísmicos de diseño en superficie.

Perfil de suelo

Se plantea que para evaluar los efectos locales en la respuesta sísmica hay que estudiar el perfil de los suelos a partir de la superficie del terreno. En caso de sótanos o edificios en laderas, se puede variar el punto desde donde se inicia la definición del perfil luego de un estudio de la interacción entre la estructura de contención y el suelo circundante, pero dicho punto no puede estar por debajo de la losa del sótano inferior.

Tipos de perfiles

La norma presenta seis tipos de perfiles clasificados según la velocidad de onda de corte para los 30m superiores. Interviene también el número de golpes para los perfiles tipo D, y el índice de plasticidad, contenido de agua, y resistencia al cortante para el perfil tipo E.

El perfil tipo F requiere una evaluación explícita en el sitio.

Parámetros para definir el tipo de suelo

Se debe tomar muestras cada 1.5m en los primeros 30m medidos desde la superficie. Los parámetros son: velocidad media de la onda de corte, número de golpes del ensayo de penetración estándar para el 60% de la energía teórica, N60, a lo largo de los 30m, y la resistencia al corte,

Tabla 2.6 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Tabla 2.7 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de Fa, Fd ni de Fs, debido a que requieren un estudio especial, conforme lo estipula la sección 2.5.4.9.

Comentario: Considerando el suelo tipo E que es muy común en el litoral ecuatoriano y que es el asiento de la mayor parte de la ciudad de Guayaquil, las ordenadas de aceleraciones espectrales en roca, deben ser amplificadas por un factor de $1.15 = F_a$, con lo que la nueva aceleración espectral es 0.46g. Los estudios realizados por Lara, Valarezo, Serrano y Chávez (1983) demostraron que la aceleración para Guayaquil y buena parte del litoral ecuatoriano era 0.25g. Este valor debía ser incrementado por los efectos del suelo con un factor de 1.45 dando un total de 0.36g El incremento entre 0.46g de la nueva Norma y 0.36g es 1.28.

Para el litoral y la ciudad de Guayaquil, el espectro de desplazamientos en el sitio debe ser incrementado por $F_d = 1.6$. Para la misma región y ciudad, la nueva Norma requiere usar un valor de $F_s = 1.9$ que se aplica para calcular el período donde se inicia la parte descendente del espectro de aceleraciones y la parte ascendente lineal del espectro de desplazamientos en el sitio, Tablas 2.5, 2.6, y 2.7.

Requisitos para microzonificación sísmica y para la respuesta dinámica de suelos tipo F

Aparte de los ensayos típicos de suelos para determinar sus características y propiedades, se requiere la determinación de las velocidades de onda de corte mediante ensayos conocidos o de Geofísica. Se recomienda obtener los períodos elásticos de los suelos mediante la técnica de vibraciones ambientales. Para las propiedades dinámicas de los suelos se recomienda ensayos de columna resonante y/o triaxiales dinámicos.

Para suelos tipo F se recomienda efectuar estudios de respuesta dinámica del sitio partiendo de la modelación del perfil de suelo. Luego, seleccionar siete registros según perfil tipo B que sean compatibles en cuanto a momentos sísmicos, distancia al sitio, y escalar los registros de manera que la mediana de ellos, para el período de la estructura, se aproxime al espectro elástico en roca tipo A o B. Finalmente, efectuar un análisis de sitio usando programas tales como SHAKE, DESRA-2 y otros, usando los siete registros y obteniendo la mediana de los siete espectros.

Para casos de licuación de suelos se recomienda métodos como el de Bray y Sancio, Seed, Wu.

Comentario: En el Ecuador, muy recientemente se están instalando acelerógrafos de manera que no se cuenta con registros acelerográficos de terremotos severos. Por lo tanto usar siete registros podría ser exagerado y podría ser suficiente usar tres registros como lo recomienda AASHTO (2007). Si una de las tres respuestas demanda resistencias o rigideces mayores a las del pre-diseño, se cambia dicho pre-diseño.

Espectro elástico de aceleraciones

Este es el espectro elástico del sismo de diseño en el sitio y es función del factor de zona sísmica Z , del tipo de suelo y el factor F_a .

Las ordenadas se calculan como se indica a continuación:

$$\text{Para } 0 \leq T \leq T_c, S_a = \eta Z F_a$$

Para $T > T_c$, $S_a = \eta Z F_a [T_c/T]^r$ para $T < T_c$

$r = 1.0$ para suelos A, B, C, y $r = 1.5$ para suelos tipo D, E.

El valor de η es igual a S_a/Z en roca.

S_a es el valor de la aceleración espectral en roca para 10% de probabilidad de excedencia en 50 años y 475 años de período de retorno que se obtiene de las curvas de peligro sísmico (sección 2.5.3) y Z es el factor de zona sísmica dado en la Figura 2.1. Debe notarse que las curvas de peligro sísmico están en función de la tasa anual de excedencia que es el inverso del período anual de retorno. El período de retorno para el terremoto de diseño es 475 años, valor comúnmente usado en diversos países.

La norma adopta los siguientes valores: $\eta = 1.8$ para la costa, excepto Esmeraldas, $\eta = 2.48$ para la Sierra, Esmeraldas y Galápagos y $\eta = 2.6$ para el Oriente.

Comentario: No hay explicación de la razón por la que se escoge el factor de amplificación $\eta = 1.8$ para el litoral y para Guayaquil, cuando el factor F_a es 1.15 para tomar en cuenta los efectos de sitio, a menos que de alguna forma se esté tomando en cuenta el valor de F_s que considera: degradación del período del suelo en el sitio, contenido de frecuencia del sismo de diseño, y los desplazamientos relativos del suelo. Si esto fuere así, el factor F_s sería 1.56 que multiplicado por 1.15 daría $\eta = 1.8$ que es menor a 1.9 que es el valor de F_s indicado en la Tabla 2.7 de la norma.

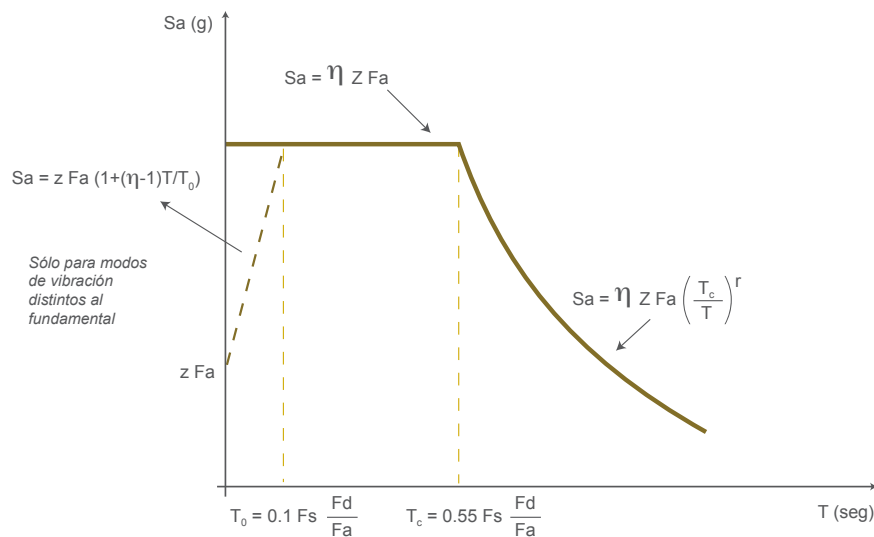


Figura E.3 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (Fuente: Figura 2.3 normas NEC 2011)

Límites de los espectros de aceleraciones en el terreno.

$$T_c = 0.55F_s(F_d/F_a)$$

$T_L = 2.4F_d$ que se usa solo para el espectro de desplazamientos, pero T_L tendrá un valor límite para un período de 4s para suelos tipo D y E.

Para análisis dinámico y para evaluar modos de vibración mayores al primero,

$$S_a = Z F_a [1 + (\eta - 1)] \text{ para } T \leq T_o$$

$$T_o = 0.1 F_s (F_d/F_a)$$

Mediante estudios, se permite modificar los valores de F_a , F_s , F_d , y S_a pero prevalecen los indicados en la norma, como valores mínimos. La Figura 2.3 de la Norma muestra la forma espectral de aceleraciones.

Los criterios usados por la norma para establecer la forma espectral de sitio y sus límites, son los siguientes:

1. Uso de espectros elásticos de sismos ecuatorianos registrados en la red nacional de acelerógrafos, principalmente en roca y en suelo firme.
2. Uso de acelerogramas artificiales.
3. Estudio de las formas de ASCE 7-10 de Estados Unidos y de NSR-10 de Colombia.
4. “Debido a la imposibilidad” de usar la ductilidad para disminuir la ordenada espectral elástica para períodos cortos, únicamente para análisis sísmico estático y para el análisis dinámico de modo fundamental de vibración, se elimina el ramal de ascenso de los espectros de respuesta de manera que la meseta máxima llegue a período cero.

Comentario: No se conoce públicamente la existencia de registros acelerográficos de sismos ecuatorianos a los que todos los interesados deben tener acceso. Los registros deben ser expuestos públicamente con todos sus datos: ubicación, tipo de equipo, historia digitalizada en el tiempo, tipo de suelo en el sitio de registro, condiciones topográficas del sitio, campo abierto o estructuras cercanas.

Los acelerogramas artificiales tienen un defecto grave: no se mantienen los contenidos de frecuencia, por lo tanto los espectros inelásticos de desplazamientos resultan ser totalmente distintos a los de sismos reales. Una solución más aceptable es presentada en AASHTO (2007 y 2011). Para el periodo de la estructura, calcular la ordenada espectral del espectro de aceleraciones del sitio. Acomodar los espectros elásticos de siete registros o de tres registros con características similares a la del sitio: principalmente aceleración máxima, distancia del sitio a la fuente del sismo, tipo de rotura en la fuente sísmica, y tipo de suelo, de manera que para el período de la estructura los espectros tengan la misma ordenada espectral. Esto dará lugar a obtener un factor de corrección. Finalmente usar el factor anterior para corregir la historia de tiempo de las aceleraciones de los registros. Los espectros inelásticos que se obtengan de los registros corregidos serán suficientemente similares a los originales.

La razón verdadera para ampliar la meseta del espectro elástico hasta período cero es el uso del factor de reducción de resistencia que tendría que ser variable en esa región. Si se usara factores de reducción en términos de la ductilidad demandada por el sismo y del período de la estructura, se puede hacer dicha reducción en la zona "imposible" y se evitaría la falta de compatibilidad entre factores de reducción de resistencia y demandas de ductilidad.

Para Guayaquil, usando los valores anteriores de $F_a = 1.15$, $F_d = 1.6$, y $F_s = 1.9$ y usando las ecuaciones de la Figura 2.3, los valores límite son: $T_0 = 0.26s$, $T_c = 1.45s$, $T_L = 3.84s$.

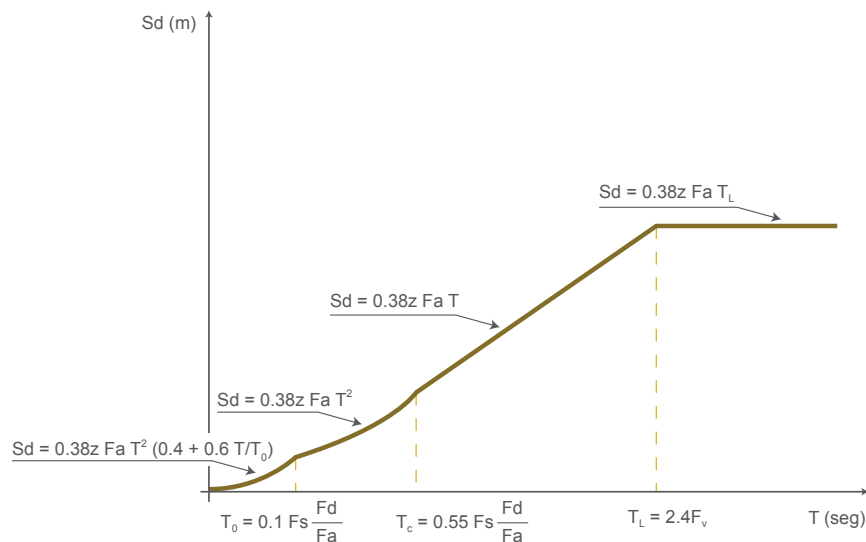


Figura E.4 Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño (Fuente: Figura 2.4 normas NEC 2011)

El valor de arranque del espectro elástico de aceleraciones es 0.46g. Para la meseta, en el tramo entre T_0 y T_c , $S_a = 0.83g$, y para la rama descendente que se inicia en T_c el valor de S_a baja a $S_a = 0.31g$ para $T_L = 3.84s$. Estas ordenadas espectrales son para el suelo blando, Tipo E, muy común en el litoral ecuatoriano y en Guayaquil.

Para comparación, la Norma anterior tenía en la meseta una aceleración máxima de 0.46g y la nueva 0.83g. La relación es 1.8.

La Figura 2.4 de la Norma muestra el espectro de desplazamientos. Los valores límite T_0 , T_c , y T_L son los mismos calculados para el espectro elástico de aceleraciones.

Espectro elástico de desplazamientos

Usando las expresiones 2.13 a 2.16 de la norma que contienen los factores F_a y F_d , y los valores para T_0 , T_c , y T_L , los valores para el espectro de desplazamientos en Guayaquil son:

Para $T = T_0 = 0.26s$ en el tramo: $0 \leq T \leq T_0$, $S_d = 0.116m$

Para $T = T_c = 1.45s$, en el tramo: $T_0 \leq T \leq T_c$, $S_d = 3.67m$

Para $T = T_L = 3.84s$, en el tramo: $T_c \leq T \leq T_L$, $S_d = 9.33m$

Comentario: No se ha entregado la información o el reporte del estudio de peligro sísmico del Ecuador a pesar de que se lo ha solicitado. Esto no es compatible con los principios de desarrollo del conocimiento. El estudio de peligro sísmico debe estar en manos de todos los interesados para estudiarlo, analizarlo, comparar con otros estudios y poder preguntar, dar opiniones y quizá sugerencias.

Precisamente esta falta de información no permite comprobar los valores de desplazamiento elástico antes calculados para el suelo blando tipo E de la ciudad de Guayaquil. Los valores antes calculados son excesivamente elevados.

Existen miles de registros de aceleraciones obtenidos en diferentes tipos de suelos y en diferentes topografías. Quizá se pudiera generar espectros de aceleraciones y desplazamientos para cada tipo de suelo, aceleración esperada en roca, distancia de la fuente al sitio, y tipo de rotura en la fuente. El tratamiento estadístico de estos espectros puede permitir obtener espectros promedio o promedio más un percentile que pueden ser usados con cierta confiabilidad.

No hay que esperar que se cumpla los principios planteados por Newmark para la relación entre aceleraciones, velocidades y desplazamientos porque primero, la cantidad de registros que usó Newmark no era muy importante como es ahora, segundo, dichas relaciones están basadas en movimientos armónicos, y tercero, los registros usados por Newmark fueron obtenidos de sismos de deslizamiento horizontal, típicos de California.

Es importante mencionar que el trabajo sobre espectros de Newmark, como todos los que él hizo, fueron de gran impacto en su momento. Hoy, gracias a la gran cantidad de registros disponibles la estadística puede demostrar que las relaciones entre aceleraciones, velocidades y desplazamientos pueden ser diferentes.

Filosofía de diseño sismo-resistente (Objetivos de desempeño)

1. Prevenir daños en elementos estructurales y no estructurales ante terremotos pequeños y frecuentes.
2. Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales ante terremotos moderados y poco frecuentes.
3. Evitar el colapso ante terremotos que pueden ocurrir rara vez, procurando salvaguardar la vida de los ocupantes.

La filosofía se consigue diseñando para que:

1. La estructura tenga la capacidad de resistir las fuerzas de la norma
2. Las distorsiones de piso sea menores a las admisibles
3. La estructura disipe energía de deformación inelástica por medio de técnicas de diseño de capacidad o usando dispositivos de control sísmico de los trata la sección 2.10.

Para estructuras especiales y esenciales, sección 2.6.4, se eleva la protección para que se mantengan operacionales después del sismo de diseño, cumpliendo con los requisitos de sección 2.9 de la norma.

Distorsión de entrepiso

Se requiere:

Para hormigón armado, de acero y de madera, $\Delta_{\max} = 0.02$

Para mampostería, $\Delta_{\max} = 0.01$

Separación de estructuras

Se especifica la separación entre estructuras para diferentes casos. Entre ellos, cuando las partes forman una sola edificación pero existe una separación, cuando la nueva construcción va estar junto a una vecina existente, cuando no existe estructura vecina, cuando los pisos coinciden o no.

Tipo de uso, destino e importancia, coeficiente I

La Tabla 2.9 establece en detalle valores de I cuyo objetivo es incrementar la demanda sísmica. En resumen:

Para estructuras esenciales o peligrosas: $I = 1.5$

De ocupación especial: $I = 1.3$

Otras: $I = 1.0$

Coefficientes de configuración estructural

Las Tablas 2.12 y 2.13 describen tipologías de irregularidades en planta y en elevación que son penalizadas incrementando la demanda.

Tabla E.2 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura (Fuente: Tabla 2.9 normas NEC 2011)

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencias sanitarias. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósitos de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

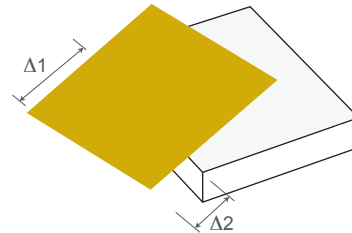
IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA

Tipo 1 - Irregularidad torsional

$$\phi_{pt} = 0.9$$

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$

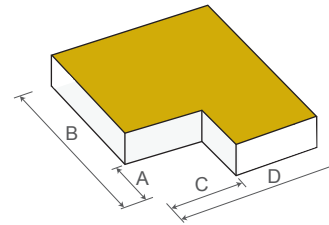
Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.



Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pt} = 0.9$

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$$

La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.



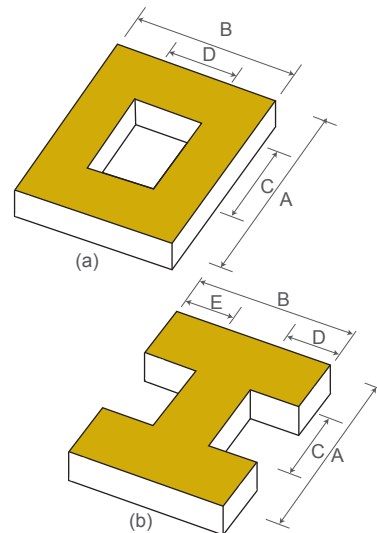
Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso

$$\phi_{pt} = 0.9$$

$$a) C \times D > 0.5A \times B$$

$$b) [C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$$

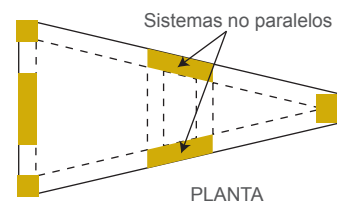
La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.



Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos

$$\phi_{pt} = 0.9$$

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.



Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

Figura E.5 Coeficientes de irregularidad en planta (Fuente: Tabla 2.12 normas NEC 2011)

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN

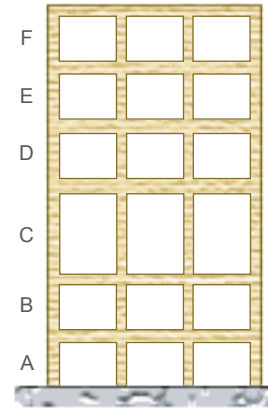
Tipo 1 - Piso flexible

$\phi_{PI} = 0.9$

Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D

Rigidez $< 0.80 \frac{K_D + K_E + K_F}{3}$

La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.



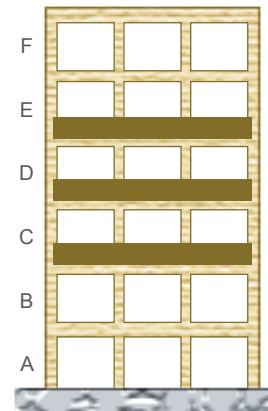
Tipo 2 - Distribución de masa

$\phi_{PI} = 0.9$

$m_D > 1.50 m_G$ ó

$m_D > 1.50 m_G$

La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.

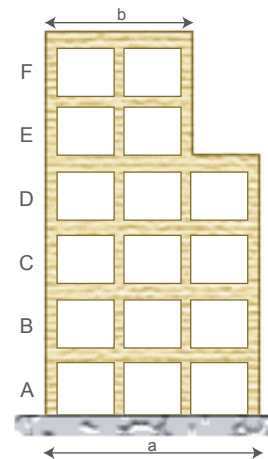


Tipo 3 - Irregularidad geométrica

$\phi_{PI} = 0.9$

$a > 1.3 b$

La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.



Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

Figura E.6 Coeficientes de irregularidad en elevación (Fuente: Tabla 2.13 normas NEC 2011)

Si la distorsión de entrepiso es menor de 1.3 veces la del piso inmediato superior, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1, 2, y 3, según las tablas 2.12 y 2.13.

Comentario: Entre las irregularidades en elevación que se penaliza está la del llamado entrepiso blando que se define cuando la rigidez lateral del entrepiso es menor a la rigidez lateral del entrepiso superior o inferior. Sin embargo, debería de incluirse en la rigidez lateral aquella de las paredes de mampostería que incorporan una rigidez lateral importante al entrepiso. Esto debe tenerse en cuenta en edificios de departamentos y oficinas donde es común cambiar la disposición arquitectónica en planta. Precisamente por esta libertad que existe de cambiar la disposición arquitectónica de los pisos quizá sea más conveniente no permitir los cambios de rigidez lateral como lo propone la Norma. Un análisis inelástico de un pórtico bajo cargas laterales permite, rápidamente, constatar si se produce o no un mecanismo de columna.

Cálculo de fuerzas laterales

Se permite el cálculo estático solamente si la estructura no tiene irregularidades en planta o elevación, de lo contrario hacer el cálculo dinámico.

Se permite análisis no-lineales estáticos o dinámicos que pueden ser aplicados por profesionales “altamente calificados y con los suficiente conocimientos de estas disciplinas” y el cálculo basado en desplazamientos “que debe utilizarse con precaución, debido a la necesidad de manejo de nuevos conceptos descritos en la sección 2.8”

Diseño basado en fuerzas

Las fuerzas sísmicas no actúan concurrentemente en la dirección de cada eje principal. Se debe aplicar el 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y 30% de las fuerzas en la dirección ortogonal.

Carga sísmica reactiva

La carga sísmica W es la carga muerta total más 50% de la carga viva de piso.

Modelo

Incluye todos los elementos del sistema estructural resistente y su distribución espacial de masas y rigideces.

Secciones agrietadas

Hormigón armado: Vigas: 50% de la inercia total. Columnas: 80% de la inercia total. Muros: 60% de la inercia total en una altura de muro igual a su longitud en planta, incluido el primer subsuelo. El resto del muro tendrá la inercia total.

Muros de mampostería: Si la relación entre altura total y longitud es mayor a 3, usar 50% de la inercia total. Si la relación es menor a 1.5, no usar inercia agrietada. Para casos intermedios, interpolar.

La norma considera que las secciones están agrietadas desde su construcción y, “más aún cuando se presenten las fuerzas sísmicas de diseño”. Para vigas, la inercia debe considerar la contribución de la inercia de la losa armada en dos direcciones. En caso de una dirección, se considera únicamente la dirección de la armadura principal.

Comentario: El agrietamiento de las secciones, para cargas de servicio no sísmicas, es de tipo capilar pero se diseña bajo la suposición de que la carga se ha incrementado hasta la llamada carga última y se ha producido el agrietamiento supuesto para el diseño. Sin embargo, los factores de seguridad aplicados al diseño a través de los factores de resistencia para flexión, flexo-compresión, cortante y torsión, adherencia y anclaje, hacen que el diseño sea para secciones que han alcanzado su primer agrietamiento pero aún no han llegado a la cedencia del acero.

El concepto de usar las secciones agrietadas se debe a que el sismo de diseño va a producir deformaciones unitarias mayores que inducirán agrietamientos importantes en el concreto, inclusive el confinado, y plastificación con reversas en el acero de refuerzo pero, como el análisis es elástico, el uso de secciones agrietadas es una forma muy simplificada de considerar estos efectos que inducen una respuesta inelástica.

Corte basal

$$V = I S_a W / R \phi_P \phi_E$$

I: factor de importancia

S_a: aceleración espectral elástica, sección 2.5.5.1

R: Factor de reducción de respuesta, sección 2.7.2.3

$\phi_P \phi_E$: factores de configuración en planta y elevación, secciones 2.6.6 y 2.6.7

Período

El cálculo del período estructural se hace por medio de dos métodos, ambos empíricos. Sección 2.7.2.2

Factor de reducción de resistencia

Tabla 2.14 presenta los factores de reducción de resistencia, R. Estos factores se aplican al espectro elástico del sismo de diseño.

Tabla E.3 Coeficiente de reducción de respuesta estructural R (Fuente: Tabla 2.14 normas NEC 2011)

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas)	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistema de muros estructurales dúctiles de hormigón armado	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda	5
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a 2 pisos	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos	3

Para pórticos sismo-resistentes de hormigón armado con vigas, con muros, o con diagonales, pórticos sismo-resistentes de acero laminado en caliente con diagonales o con muros de hormigón armado, pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente y con diagonales, el factor permitido es 7. Para pórticos sismo-resistentes de hormigón armado con vigas dentro del espesor de la losa, con muros o con diagonales, el factor es 6.

Para pórticos sismo-resistentes de hormigón armado con vigas, pórticos sismo-resistentes de acero laminado en caliente o con elementos contruidos usando placas, pórticos con columnas de hormigón armado con vigas de acero laminado en caliente, el factor es 6.

Sistemas de muros dúctiles y pórticos sismo-resistentes de hormigón armado con vigas del espesor de la losa, el factor es 5.

Todos los pórticos son resistentes a Momento.

Comentario: No se muestran estudios que comprueben que un factor R de 5 pueda ser usado en estructuras de hormigón armado con losas planas. Lo que se ha comprobado en la práctica es que ese tipo de estructuras ha tenido fallas catastróficas, por ejemplo durante el sismo de México, 1985.

Siguiendo con la Norma. Pórticos resistentes a momentos pero con dimensiones menores a las especificadas en el capítulo 4, con solo dos pisos, y pórticos resistentes a momento de acero doblado en frío, de madera, o de aluminio, el factor es 3.

Comentario: El acero doblado en frío tiene sus esquinas dañadas por el proceso de cedencia a que han sido sometidas durante el doblado para darle alguna forma geométrica a la plancha de acero. Es conveniente estudiar el nivel de acumulación de daño que sufren las planchas al ser dobladas ya que no se presenta ningún estudio que pruebe que el factor de reducción puede llegar a tres. Por de pronto, sería apropiado especificar que el factor de reducción de resistencia no puede ser mayor a uno.

Siguiendo con la Norma. Para mampostería no reforzada, limitada a un piso, el factor es 1. Para mampostería reforzada limitada a dos pisos, mampostería confinada limitada a dos pisos y muros de hormigón armado limitados a 4 pisos, el factor es 3.

Se presentan luego los sub-capítulos de distribución vertical de las fuerzas sísmicas usando forma triangular, de distribución horizontal del cortante en proporción a las rigideces del sistema resistente lateral. Se especifica una excentricidad para la colocación de las masas. Se debe considerar los momentos torsionales horizontales tomando en cuenta las excentricidades

entre las cargas de diseño de los pisos superiores al analizado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental, sección 2.7.4 .

Se indica cómo hacer la distribución vertical de las fuerzas laterales, distribución horizontal del cortante, dirección de las fuerzas sísmicas, cálculo de momentos torsionales incluyendo torsión accidental.

Comentario: La norma indica que el factor R implica una fuerte reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, hace énfasis en que las conexiones deben desarrollar un mecanismo de falla previsible y con ductilidad donde el daño se concentre en secciones que funcionen como rótulas plásticas.

Lo que no queda claramente explicado al usuario es que reducción de resistencia significa demanda sísmica de ductilidad en los elementos estructurales, que los máximos desplazamientos inelásticos y los elásticos no son iguales, que los factores que la Norma indica que deben multiplicar al desplazamiento elástico para simular el inelástico, no son suficientes y no pueden ser constantes, y que se puede probar que demanda de ductilidad y factor de reducción de resistencia no son iguales. Además, la ductilidad depende tanto del sismo como de la estructura por lo tanto, la demanda de ductilidad depende del período de la estructura y de su detallamiento de diseño, en consecuencia no puede ser un valor constante. Newmark, en su trabajo sobre espectros inelásticos hace variar el factor de reducción de resistencia con el período de la estructura.

Efectos P- Δ

Se requiere calcular un índice de estabilidad $Q_i = P_i \Delta_i / V_i h_i$, donde:

Q_i = índice de estabilidad que debe ser menor a 0.3. Caso contrario, la estructura es inestable.

P_i = suma de carga vertical sin mayorar, incluye carga muerta y viva del piso y de los pisos superiores.

Δ_i = distorsión del piso calculada en el centro de masas del piso

V_i = cortante en el piso

h_i = altura del piso

Si Q_i es menor a 0.3, las distorsiones, las fuerzas internas, y los momentos, todos ellos producto de las cargas de sismo, deben multiplicarse por un factor de mayoración:

$$F_{p-\Delta} = 1 / (1-Q_i)$$

Comentario: No se indica si la distorsión de piso Δ_i es la elástica que resulta de un análisis elástico, o es la elástica incrementada como se indica más adelante, o si es el resultado de un análisis inelástico. Es de indicar que el efecto se aplica a columnas.

Componente vertical del sismo de diseño

Los voladizos deben diseñarse para una fuerza vertical reversible: $F_{ver} = 2/3I (\eta Z F_a) W_p$ donde W_p es el peso en el voladizo.

Comentario: Para losas con espacios grandes entre soportes, mayores a 8m debe considerarse el efecto de la componente vertical del sismo ya que se producen vibraciones importantes en la losa que inducen fuerzas de tensión en las columnas que podrían producir grietas de tensión. Reporte de la respuesta del Banco Central de Nicaragua durante el sismo de 1972. Departamento de ingeniería estructural y mecánica estructural. U.C. Berkeley, Lara (1977).

Hasta que haya un número importante de estudios de los efectos de la componente vertical de los terremotos, debería sugerirse calcular dicho efecto usando un espectro de aceleraciones con ordenadas iguales a un tercio de las horizontales, como lo sugirió Newmark. Para edificios altos, dicha componente vertical induce un incremento importante de la carga vertical sobre las columnas incrementando el potencial de daño por efectos P- Δ .

Procedimiento dinámico de análisis estructural elástico

La acción sísmica será representada por:

Sismo con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, sin aplicación de R y puede ser:

- El espectro elástico de aceleraciones de la sección 2.5.5.1 en la que se establece la forma del espectro de diseño. En páginas anteriores de estos comentarios se presenta la forma de construir dicho espectro para Guayaquil.
- Espectro desarrollado para un sitio específico, según secciones 2.5.4.1, 2.5.4.9.1, y 2.5.4.9.2 para un amortiguamiento igual a 5% del crítico. En estas secciones se establece cómo obtener la respuesta dinámica del sitio: Modelación de perfil del suelo, selección de los registros sísmicos en roca para el perfil de suelo, y análisis de la respuesta de sitio e interpretación de resultados. Adicionalmente, se debe hacer un análisis del potencial de licuación de suelos.

- Acelerogramas desarrollados para el sitio, representativos de terremotos reales esperados en la zona y que cumplan con 2.5.4.9.1 y 2.5.4.9.2.
- La componente vertical del sismo será $2/3$ de la horizontal.

Modelo matemático

Incluirá todos los elementos estructurales del sistema resistente y la distribución de masas y rigideces. Para sistemas irregulares se usará un modelo tri-dimensional. Se usará los valores de inercia agrietados.

Procedimientos de análisis dinámico

Análisis dinámico elástico que usa todos los modos que contribuyen significativamente a la respuesta.

Análisis elástico de historia en el tiempo

Requiere acelerograma como antes especificado en la sección 2.7.7.7.

Análisis espectral

Se usará el espectro de la sección 2.5.5.1 que contiene la forma espectral prescrita en la norma, o la sección 2.7.7.2 que permite el uso de un espectro desarrollado para un sitio específico siempre que se cumpla con las secciones 2.5.4.1, 2.5.4.9.1, y 2.5.4.9.2 ya explicados anteriormente.

Números de modos

Usar el número de modos tal que la masa modal acumulada sea 90% de la masa total en cada dirección.

Combinación de modos

La combinación de modos para la obtención de fuerzas internas y desplazamientos se hará usando métodos conocidos y para modelos tri-dimensionales se debe considerar la interacción modal para combinar los valores modales máximos.

Reducción de fuerzas de respuesta elástica para el diseño

Se permite la reducción de fuerzas internas resultantes del análisis dinámico utilizando el

factor de reducción de resistencia R ., siempre que los valores reducidos no sean menores al cortante basal elástico dividido por R . Se podrá aplicar R siempre que la estructura sea diseñada cumpliendo todos los requisitos de diseño establecidos en la norma. Las fuerzas también serán modificadas por los factores de importancia y de configuración estructural en planta y elevación.

Efectos direccionales

Se tomarán las direcciones principales del edificio como se describe en sección 2.7.3. Para voladizos, se debe considerar la componente vertical en forma similar a lo especificado para análisis estático aunque acepta el análisis dinámico con la componente vertical del sismo de diseño pero no acepta valores menores a los especificados para diseño por carga estática.

Torsión

Se debe utilizar la torsión accidental especificada para análisis estático. Para análisis tridimensionales, relocalizar las masas.

Análisis paso a paso en el tiempo

Registros de aceleración

La norma plantea lo siguiente:

Usar las dos componentes horizontales de tres registros de aceleraciones de sismos.

Los registros deben contener características de: magnitud, distancia del sitio a la falla, mecanismo de falla, y efectos del suelo que sean consistentes con los parámetros que controlan el sismo de diseño según lo establece la sección 2.5.4.9.

Comentario: La sección 2.5.4.9 establece los requisitos para los estudios de respuesta dinámica para suelos tipo F y para estudios de microzonificación sísmica.

La sección 2.5 especifica el peligro sísmico del Ecuador y los efectos sísmicos locales y seguramente la Norma se refiere a la sección 2.5 en la que se indica la forma de obtener los espectros elásticos de diseño basados en el estudio de peligro sísmico del Ecuador y por lo tanto en las características antes mencionadas.

Desafortunadamente, aunque la presentación del estudio de peligro sísmico realizada en Quito

en 2011 demuestra que dicho estudio siguió disciplinadamente los procedimientos planteados por varios investigadores reconocidos, no se cuenta públicamente con una publicación completa del estudio que permita conocer la base de datos, la obtención de aceleraciones en roca, la geología sísmicamente activa, las curvas de atenuación, y las suposiciones y comprobaciones que se usaron para especificar el peligro sísmico expresado en la Figura 2.1.

Es evidente en la historia sísmica mundial, que los sismos severos vienen acompañados de réplicas que en muchas ocasiones son casi tan severas como el sismo principal. El daño ocasionado por este sismo principal se incrementa por las réplicas por lo tanto, el término evento abarca el sismo principal y las réplicas. Si se plantea en la Norma que se use el registro del sismo principal y el de una o más réplicas, se tendrá una estimación del daño acumulado.

Comentario: Siguiendo con la Norma, se especifica en la sección 2.7.7.7.1 que cuando no se disponga de al menos tres registros de aceleraciones puede usarse acelerogramas simulados. Para cada par de componentes horizontales de los acelerogramas, la norma especifica que “debe construirse la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros característicos del sitio para una fracción de amortiguación respecto al crítico de 0.05”. Los acelerogramas deben ser escalados de tal forma que el valor promedio de los espectros provenientes de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de los registros no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5% del sismo de diseño para períodos entre $0.2T$ y $1.5T$, siendo T el período fundamental de la estructura.

Comentario: Se entiende que para cada par de aceleraciones horizontales artificiales hay que calcular primero, los espectros elásticos originales de dichos acelerogramas. Luego, construir espectros corregidos cuyas ordenadas corresponden a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las ordenadas de los espectros originales. Las ordenadas de los acelerogramas de los espectros originales deben ser escaladas de manera que las ordenadas de los espectros corregidos no sean menores a las del espectro de aceleraciones propuesto en la norma en la sección 2.5.5.1.

Este procedimiento parece muy complejo para ser utilizado por los ingenieros que realizan diseño estructural. Podría ser más simple y más factible que los ingenieros utilicen el recomendado por AASHTO (2007, 2011) y Cal Trans (2006). Este consiste de lo siguiente:

- Escoger tres acelerogramas de registros de terremotos que cumplan al menos con los siguientes parámetros esperados en el sitio: máxima aceleración, magnitud, distancia del sitio a la falla, mecanismo de falla, y efectos del suelo
- Obtener los espectros elásticos de esos registros para una fracción de amortiguación escogida. Generalmente este valor es el 5%.

- Utilizar el espectro de sitio especificado por la norma o el que el diseñador utilice, siempre que cumpla con los requisitos conocidos o especificados por la norma. De cualquiera de estos espectros, obtener la ordenada de aceleración espectral correspondiente al período T de la estructura que se está analizando.
- Comprobar si la ordenada espectral para el período T coincide con la ordenada espectral de los espectros elásticos de los tres registros. Si coinciden, se pueden usar los registros sin escalamiento. Cuando no hay coincidencia, obtener un factor de escala que corrija las ordenadas espectrales de los registros escogidos de manera que para el período T las ordenadas espectrales de los registros y del espectro de sitio coincida. Cuando esto se haya conseguido, usar dicho factor en las ordenadas de aceleraciones de los registros escogidos.

Si el análisis dinámico es elástico, paso a paso, usar los tres registros escalados para efectuar dicho análisis. Si es inelástico, usar los registros escalados.

Aunque existen varios programas de computación de gran calidad para el análisis inelástico dinámico de estructuras como el Perform, Seismo-struct, Raumoko, y otros, el marco de trabajo llamado OpenSees ofrece ventajas importantes como la de usar las curvas esfuerzo-deformación unitaria de los materiales para el cálculo de fuerzas internas en los elementos estructurales.

Continuando con la norma, ésta especifica que ambas componentes deben aplicarse simultáneamente para considerar los efectos torsionales y que se tomarán los máximos valores de respuesta de los tres pares de acelerogramas usados para el análisis. También especifica que si se usan siete acelerogramas, para diseño se usará el promedio de los valores de respuesta.

Los resultados de la respuesta elástica en el tiempo pueden reducirse de acuerdo a lo antes mencionado e indicado en la sección 2.7.7.6.4.

Los resultados de análisis inelástico en el tiempo deben cumplir con la sección 2.7.7.1: El análisis debe ser una representación de la acción sísmica que se ajuste a los principios de la dinámica estructural. El modelo debe ser consistente con datos experimentales o analíticamente sustentados. Los resultados no deben ser reducidos.

Revisión del diseño cuando se use análisis no-lineales paso a paso

Este tipo de análisis debe ser revisado por un equipo de ingenieros que incluyan personas ampliamente reconocidas y experimentadas en métodos de análisis sísmicos inelásticos. La

revisión debe cubrir al menos: Revisión de los criterios para la obtención de un espectro de sitio y/o para la generación de acelerogramas. Revisión del diseño preliminar, y revisión del diseño final y de todos los criterios empleados.

El grupo de ingenieros que revisó debe firmar una certificación de que se han realizado las revisiones mencionadas.

La Norma establece que el control del desplazamiento lateral se basa en observaciones de sismos pasados que han ocasionado daños a elementos estructurales y no estructurales. “El diseñador debe comprobar que su estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando sustancialmente el diseño conceptual”. Los máximos valores permitidos se basan en que el análisis utilizará secciones agrietadas.

Respuesta máxima inelástica: Δ_M

Análisis: elástico, fuerzas laterales según lo especifica la Norma, secciones agrietadas, desplazamientos adicionales debidos a efectos traslacionales y torsionales, y efecto P- Δ .

Límites:

$$\Delta_M = 0.75R \Delta_E$$

$\Delta_E =$ No puede ser mayor a los valores de la Tabla 2.8: Estructuras de hormigón armado, de el acero, y de madera: 0.02. Estructuras de mampostería: 0.01.

Tabla E.4 Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso (Fuente: Tabla 2.8 normas NEC 2011)

Estructuras de	Δ_M máximos
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

Comentario: El valor de Δ_M no es la máxima respuesta inelástica. Es la máxima distorsión de piso calculada como la división entre Δ_M y la altura del entrepiso inferior del piso considerado. Es necesario considerar que existe un desplazamiento inelástico máximo que no puede ser el resultado de un análisis elástico sino de un análisis inelástico usando una o varias historias en el tiempo.

Δ_E es la máxima distorsión elástica de piso calculada como en el caso anterior.

De la ecuación anterior se deduce que se asume que el máximo desplazamiento inelástico es igual al elástico multiplicado por el 75% del valor de R usado en el análisis elástico. Debe recordarse que Δ_E resulta de un análisis elástico sujeto a fuerzas horizontales o a un espectro de sitio que ha sido reducido por un valor de reducción de resistencia R .

R es un valor constante que reduce todas las ordenadas espectrales en todo el rango de períodos del espectro.

Es importante considerar primero, que la respuesta dinámica estructural depende de las características dinámicas del evento sísmico y de las características dinámicas de la estructura. Esta interacción es una respuesta dinámica. Consecuentemente con este concepto, cualquier reducción de resistencia con respecto a la máxima demanda elástica afectará de diferentes formas a diferentes estructuras por lo tanto, el factor R no puede ser constante y debe variar con el período de la estructura que es el parámetro que en el campo elástico, caracteriza a una estructura.

Segundo, cualquier reducción de resistencia implica que se espera un comportamiento inelástico de la estructura y por tanto incrementos de desplazamientos inelásticos o sea de demandas de ductilidad. Esto significa que existe una relación directa entre reducción de resistencia y demanda de ductilidad.

La ductilidad se define como la capacidad de los elementos estructurales de desplazarse en el rango plástico, es decir, de dañarse, disipar energía, y evitar el colapso. La capacidad de ductilidad de los elementos estructurales se mide con la curvatura, o con la rotación, o con la deformación unitaria y se relaciona con la demanda de ductilidad de curvatura, rotación, o deformación unitaria del sismo en los elementos. Además, la demanda de ductilidad a nivel de elemento se relaciona con la demanda de ductilidad de desplazamiento global en la estructura. Por lo tanto, a mayor demanda de ductilidad global, mayor será la demanda de ductilidad a nivel de elemento.

Siendo R realmente un valor variable, el desplazamiento inelástico no puede ser función de un valor constante como lo especifica la Norma.

La Sociedad Ecuatoriana de Ingeniería Sísmica, SEIS, propuso en el año 2005 espectros elásticos e inelásticos de pseudo-aceleraciones y de desplazamientos para la ciudad de Guayaquil. Los espectros elásticos propuestos resultan de una estadística de ordenadas espectrales para los diferentes tipos de suelo, tomando en cuenta el tipo de fuente de los terremotos y la distancia desde la fuente al sitio.

Los espectros inelásticos son calculados usando el método estadístico mencionado y la reducción de resistencia se realiza con la demanda de ductilidad de desplazamientos.

Otro aspecto que merece análisis es el de los valores máximos de distorsión de entrepiso requeridos por la norma que son constantes y que son mencionados antes. Dichos valores tampoco pueden ser constantes ya que se le está dando el mismo valor permitido de distorsión a un edificio de 5 pisos que a uno de 20. Asumiendo que ambos edificios tuvieran una estructura de hormigón armado y con iguales alturas de entrepiso de 3m, el de 5 pisos tendría como límite $0.02 \times 15\text{m} = 30\text{cm}$ mientras que el límite para el de 20 pisos sería $0.02 \times 60\text{m} = 120\text{cm}$. Como el desplazamiento no es de un solo lado, el desplazamiento en el ciclo sería 60 cm para el de 5 pisos y 240cm para el de 20 pisos. La pregunta es, cómo se sentiría un usuario con un desplazamiento lateral de 30cm con respecto al usuario del edificio de 20 pisos?

Otras estructuras diferentes a las de la edificación

Estas disposiciones se refieren al diseño sismo-resistente de reservorios, tanques, silos, torres de transmisión, estructuras hidráulicas, tuberías, naves industriales, etc. La disposición principal es el uso de las curvas de peligro sísmico presentadas en las Figuras 2.2.1 a 2.2.23. Para diseño se sugiere el uso de Normas tales como Permanent International Association for Navigation Congress, PIANC, para estructuras portuarias, o AASHTO para puentes.

Factor de reducción de resistencia

Se sugieren valores constantes de R según el tipo de estructura.

Período

Se sugiere usar uno de los métodos propuestos para calcular el período.

Límites de distorsión de piso o deriva

Especifica la Norma que debe mantenerse el límite propuesto para el efecto P- Δ , pero permite que el diseñador establezca límites para evitar la falla que pondría en peligro la vida y la seguridad.

Comentario: Es razonable que se establezca que la sismicidad propuesta en la Norma prevalezca para el diseño de cualquier estructura que no sea de edificación pero, no parece apropiado establecer normas para análisis, limitaciones de máximos desplazamientos laterales, etc. para esas estructuras. Cada estructura que no sea de edificación debe ser

modelada y analizada con las técnicas más adelantadas y usando conocimiento de punta de manera de obtener un producto que sea seguro para la vida y el funcionamiento adecuado de esa estructura que generalmente pertenece al tipo de obras de infraestructura.

Método alternativo de diseño basado en desplazamientos

El método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos, DDBD, fue introducido por Priestley en 1993 y ampliado en Displacement Based Seismic Design of Structures, Priestley, et al. Publicado en 2007. El método se basa en el método de linearización equivalente presentado por Shibata y Sozen en 1976. Este método también conocido como el de la estructura equivalente reemplaza la estructura cuando llegó a su máximo desplazamiento inelástico por un sistema de un grado de libertad con una rigidez secante calculada para la máxima respuesta lateral inelástica y con una amortiguación viscosa que equivale a la amortiguación viscosa y a la amortiguación histerética por disipación de energía.

Comentario: El DDBD incrementa considerablemente la fracción de amortiguación asumiendo que cuando la estructura se plastifica por la acción del sismo de diseño, hay un efecto de disipación de energía que incrementa el amortiguamiento. Chopra en 2007 demostró que una vez que una estructura se plastifica los incrementos de amortiguamiento no causan disminuciones significativas de la respuesta.

Sin embargo, podría tomarse como un método para diseño preliminar de estructuras.

Requisitos de diseño de sistemas de aislamiento sísmico

Se recomienda el uso de recomendaciones tales como Building Seismic Safety Council, BSSC del 2004, NEHRP, y FEMA 450.

Requisitos de diseño de sistemas de disipación pasiva de energía

Se recomienda usar los requisitos mencionados para aislamiento sísmico.

E.5.3 Capítulo 3. Riesgo sísmico, evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras

El alcance de este capítulo es: 1) verificación del desempeño sísmico de estructuras previo a su construcción, 2) rehabilitación sísmica de edificios, 3) evaluación del riesgo sísmico en edificios, 4) evaluación del riesgo sísmico a nivel nacional, regional o urbano, y 5) inspección y evaluación rápida de estructuras.

Análisis de verificación del desempeño estructural

La verificación requiere un procedimiento de análisis no-lineal cumpliendo los siguientes objetivos de desempeño:

Para estructuras esenciales, la seguridad de vida con período de retorno de 475 años y prevención de colapso con período de retorno de 2500 años. Para estructuras de ocupación especial, la prevención de colapso con período de retorno de 2475 años.

Además, se debe considerar la mayor de las siguientes combinaciones de carga:

$$1.1 (D + 0.25L) + E$$

$$0.9 (D + 0.25L) + E$$

Rehabilitación sísmica de edificios

Se debe ejecutar según lo establece *SEISMIC REHABILITATION OF EXISTING BUILDINGS, ASCE, 41* pero, hay algunas especificaciones que deben cumplirse por encima de lo que se establece en el ASCE 41.

Objetivos de rehabilitación

Se debe cumplir con lo antes estipulado para estructuras esenciales y especiales.

Niveles de desempeño

Se consideran los siguientes niveles de desempeño y de daño global, Tabla 3.2:

- Prevención al colapso. Severo.
- Seguridad de vida. Moderado.
- Ocupación inmediata. Ligero.
- Operacional. Muy ligero.

También se explica, para cada nivel de desempeño el alcance de daño esperado y se presenta dicho alcance para la estructura global y para los elementos no estructurales.

Niveles de amenaza sísmica

Para evaluación y rehabilitación sísmica de edificios se definen cuatro niveles de amenaza sísmica que corresponden a probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10%, y 2% en 50 años, como se indica en la Tabla 3.3.

Estrategias de rehabilitación

Se permite como medidas de rehabilitación las siguientes:

- Modificación local de componentes
- Remoción o reducción de irregularidades
- Rigidización global de la estructura
- Reforzamiento global de la estructura
- Reducción de masa
- Aislamiento sísmico
- Disipadores de energía.

Levantamiento de información y ensayos

Se requiere información del edificio, de sus materiales y todo lo que tenga que ver con la edificación. Si no se puede probar los materiales se especifica multiplicar por 0.75 o menos los valores de resistencia de los materiales según lo indican los planos estructurales.

Comentario: Debe exigirse pruebas de los materiales. Disminuir su resistencia puede resultar en errores graves de estimación de las capacidades de los elementos estructurales.

Modelación, análisis y criterios de aceptación

- Procedimientos aceptados en la Norma:
- Lineal estático
- Lineal dinámico
- No-lineal estático
- No –lineal dinámico

Se indica que los procedimientos no-lineales producen una representación más exacta de la respuesta y su desempeño.

Comentario: El procedimiento de análisis no-lineal dinámico debe ser el más recomendado para estudios de rehabilitación de estructuras. El no-lineal estático da una idea las zonas que podrían plastificarse y de las demandas de desplazamientos pero no se tiene una estimación del comportamiento hysterético que presenta una visión más realista del comportamiento de los elementos estructurales: cambios de rigidez y resistencia, desplazamientos, disipación de energía.

E.5.4 Capítulo 10. Viviendas de hasta dos pisos con luces de hasta 4.0M

E.5.4.1 Especificaciones

Especificaciones que sigue este capítulo de la Norma: ACI 318S-08, ACI 506R-90, AISI 2004b, AISI S 200-07, ASTM C109/C109M-99, ASTM C87-83, NTE INEN 1511, NTE INEN 2209. Estas dos últimas son las mismas que ASTM A 1064M.

Requisitos de diseño

Si el sistema estructural se basa en pórticos de hormigón armado, el diseño sigue la sección 10.4, si es en base a muros portantes seguirá la sección 10.5 y si se usa pórticos de acero se seguirá la sección 10.4.2. Si el sistema fuera otro, deberá mostrarse a través de un método racional que la vida de los ocupantes está garantizada frente al sismo de diseño. Los proyectos deberán presentar lo siguiente:

- Planos: arquitectónicos, estructurales, sanitarios, y eléctricos. Estudios de suelos,. Presupuesto y especificaciones técnicas.
- Memoria: descripción del sistema constructivo, proceso de construcción, materiales empleados, propiedades. Descripción de los procesos de control y aseguramiento de calidad para garantizar el diseño.

Los planos deben contener nombre del proyecto, fecha de diseño, nombre del profesional que deberá estar registrado en la Secretaría Nacional de Educación Superior, Ciencia, y Tecnología. Versión de la norma de diseño usada, cargas usadas, resistencia y especificaciones de los materiales, y declarar que el proyecto es de vivienda exclusivamente.

Debe especificarse los análisis y métodos para modificaciones y ampliaciones. Los análisis y diseños deben estar incluidos.

Los sistemas constructivos que no puedan ser respaldados por normas nacionales o internacionales, el Comité Ejecutivo de la Norma ecuatoriana debe aprobarlo contando previamente con un informe técnico del centro de Investigación de la vivienda de la Escuela Politécnica Nacional u otro centro acreditado por el Comité.

Sistemas estructurales sismo resistentes

La Tabla 10.2 contiene los sistemas estructurales aceptados por la Norma, el factor de reducción de respuesta y la limitación en el número de pisos. Los sistemas aceptados son: pórticos resistentes a momento reforzados con acero laminado en caliente, o con armadura electrosoldada de alta resistencia. Pórticos con acero doblado en frío. Muros portantes de mampostería, adobe, bahareque, hormigón armado, de mortero armado, hormigón armado y alma de poliestireno.

La Tabla 10.3 muestra los requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón armado y losas.

La Tabla 10.4 muestra un índice de densidad de muros para cada dirección del edificio.

Para muros de mampostería reforzados se plantea la cuantía de acero horizontal y vertical. También se indica la forma de construir mampostería confinada y las especificaciones para muros portantes livianos de acero.

Se especifica la colocación de malla electrosoldada y mortero sobre mampostería existente y sobre mampostería nueva.

Se dan recomendaciones para la construcción de adobe.

La sección 10.9.4 presenta un método simplificado de análisis sísmico para mampostería confinada.

Comentario: Este es un buen capítulo de la Norma en el que se trata prácticamente todos los métodos constructivos que se usa para edificación de vivienda de hasta dos pisos.

No pareciera racional utilizar factores de reducción de resistencia, por pequeños que sean, ya que la construcción de este tipo de viviendas carece de control de calidad adecuado y

será difícil que las zonas críticas de los elementos estructurales puedan desarrollar alguna ductilidad.

E.5.5 Capítulo 11. Anexo 1: programa de certificación de fedatarios

Para la administración y cumplimiento de la Norma y para asegurar la competencia técnica de los profesionales encargados de la revisión de diseños estructurales se crea el programa de certificación de fedatarios.

Objetivos:

1. Asegurar que el diseño cumpla los requisitos de la Norma.
2. Mediante inspección de obra, asegurar el cumplimiento de la Norma durante construcción.
3. Generar el recurso humano para que los municipios puedan cumplir con su obligación de cumplir con las disposiciones de la Norma.
4. Generar el recurso humano para inspección en proyectos de evaluación de vulnerabilidad sísmica o evaluaciones post desastre.

El recurso humano será certificado como Fedatarios NEC.

Para ello se dictarán cursos de capacitación ofertados por alguna institución patrocinadora del programa de certificación.

Son instituciones patrocinadoras las universidades, sociedades técnicas, gremios profesionales, que demuestren experiencia en educación continua, cuenten con el presupuesto para el dictado de los cursos y con personal de cuarto nivel.

Se presenta los diferentes tipos de fedatarios: para estructuras de hormigón armado, de acero, de mampostería, de inspección de obras, de vulnerabilidad, de rehabilitación, etc.

E.6 Principales aportes, fortalezas, ventajas y aspectos novedosos

- Los principales aportes de esta nueva Norma son la inclusión de temas como:

- Riesgo sísmico, evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras. (Capítulo 3)
- Requisitos de diseño de sistemas de aislamiento sísmico.
- Requisitos de diseño de sistemas de disipación pasiva de energía.
- La introducción del método de diseño basado en desplazamiento. Este método debería ser usado para pre-diseño.
- Programa de certificación de fedatarios. (Capítulo 11)

E.7 Limitaciones y debilidades de la norma

Una de las principales limitaciones de la Norma es que aún se sigue manteniendo el factor de reducción de resistencia (R). Sobre este factor ya se han hecho comentarios previos.

E.8 Comparación con otras normas que se deseen resaltar

Se resalta el uso de Espectros basados en la ductilidad y el período de la estructura que se incluyen en la Norma de Costa Rica. Esta es una alternativa más racional que el uso de Espectros reducidos por el factor R que utiliza NEC 2011.

E.9 Recomendaciones o comentarios sobre cambios y actualizaciones

En el Ecuador, muy recientemente se están instalando acelerógrafos de manera que no se cuenta con registros acelerográficos de terremotos severos. Por lo tanto usar siete registros podría ser exagerado y podría ser suficiente usar tres registros como lo recomienda AASHTO (2007). Si una de las tres respuestas demanda resistencias o rigideces mayores a las del pre-diseño, se cambia dicho pre-diseño.

E.10 Comentarios técnicos adicionales a la Norma

E.10.1 Evaluación y readecuación de estructuras existentes

El Capítulo 3 de NEC 2011 abarca este tema. El alcance de este capítulo es: 1) verificación del desempeño sísmico de estructuras previo a su construcción, 2) rehabilitación sísmica de

edificios, 3) evaluación del riesgo sísmico en edificios, 4) evaluación del riesgo sísmico a nivel nacional, regional o urbano, y 5) inspección y evaluación rápida de estructuras.

E.10.2 Análisis de verificación del desempeño estructural

La verificación requiere un procedimiento de análisis no-lineal cumpliendo los siguientes objetivos de desempeño:

Para estructuras esenciales, la seguridad de vida con período de retorno de 475 años y prevención de colapso con período de retorno de 2500 años. Para estructuras de ocupación especial, la prevención de colapso con período de retorno de 2475 años.

Además, se debe considerar la mayor de las siguientes combinaciones de carga:

$$1.1 (D + 0.25L) + E$$

$$0.9 (D + 0.25L) + E$$

E.10.3 Rehabilitación sísmica de edificios

Se debe ejecutar según lo establece *SEISMIC REHABILITATION OF EXISTING BUILDINGS, ASCE, 41* pero, hay algunas especificaciones que deben cumplirse por encima de lo que se establece en el ASCE 41.

Objetivos de rehabilitación

Se debe cumplir con lo antes estipulado para estructuras esenciales y especiales.

Niveles de desempeño

Se consideran los siguientes niveles de desempeño y de daño global, Tabla 3.2:

- Prevención al colapso. Severo.
- Seguridad de vida. Moderado.
- Ocupación inmediata. Ligero.
- Operacional. Muy ligero.

También se explica, para cada nivel de desempeño el alcance de daño esperado y se presenta dicho alcance para la estructura global y para los elementos no estructurales.

Niveles de amenaza sísmica

Para evaluación y rehabilitación sísmica de edificios se definen cuatro niveles de amenaza sísmica que corresponden a probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10%, y 2% en 50 años, como se indica en la Tabla 3.3.

Estrategias de rehabilitación

Se permite como medidas de rehabilitación las siguientes:

- Modificación local de componentes
- Remoción o reducción de irregularidades
- Rigidización global de la estructura
- Reforzamiento global de la estructura
- Reducción de masa
- Aislamiento sísmico
- Disipadores de energía.

Levantamiento de información y ensayos

Se requiere información del edificio, de sus materiales y todo lo que tenga que ver con la edificación. Si no se puede probar los materiales se especifica multiplicar por 0.75 o menos los valores de resistencia de los materiales según lo indican los planos estructurales.

Comentario: Debe exigirse pruebas de los materiales. Disminuir su resistencia puede resultar en errores graves de estimación de las capacidades de los elementos estructurales.

E.10.4 Amenaza sísmica. Formas espectrales

En el numeral 1.2.4 del presente informe se realizó una descripción y se emitieron comentarios del Capítulo 2 de la Norma que hablan sobre este tema

E.10.5 vivienda de uno y dos pisos

Este tema lo abarca el Capítulo 10 de NEC 2011.

Comentario: Este es un buen capítulo de la Norma en el que se trata prácticamente todos los

métodos constructivos que se usa para edificación de vivienda de hasta dos pisos.

No pareciera racional utilizar factores de reducción de resistencia, por pequeños que sean, ya que la construcción de este tipo de viviendas carece de control de calidad adecuado y será difícil que las zonas críticas de los elementos estructurales puedan desarrollar alguna ductilidad.

E.10.6 Sistemas de disipación de energía y aislamiento sísmico

Este tema se incluye en el capítulo 2 de NEC 2011.

- Requisitos de diseño de sistemas de aislamiento sísmico: Se recomienda el uso de recomendaciones tales como Building Seismic Safety Council, BSSC del 2004, NEHRP, y FEMA 450.
- Requisitos de diseño de sistemas de disipación pasiva de energía: Se recomienda usar los requisitos mencionados para aislamiento sísmico.

E.10.7 Factores de reducción

La Tabla 2.14 de la Norma presenta los factores de reducción de resistencia, R . Estos factores se aplican al espectro elástico del sismo de diseño.

Para pórticos sismo-resistentes de hormigón armado con vigas, con muros, o con diagonales, pórticos sismo-resistentes de acero laminado en caliente con diagonales o con muros de hormigón armado, pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente y con diagonales, el factor permitido es 7. Para pórticos sismo-resistentes de hormigón armado con vigas dentro del espesor de la losa, con muros o con diagonales, el factor es 6.

Para pórticos sismo-resistentes de hormigón armado con vigas, pórticos sismo-resistentes de acero laminado en caliente o con elementos construidos usando placas, pórticos con columnas de hormigón armado con vigas de acero laminado en caliente, el factor es 6.

Sistemas de muros dúctiles y pórticos sismo-resistentes de hormigón armado con vigas del espesor de la losa, el factor es 5.

Todos los pórticos son resistentes a Momento.

Comentario: No se muestran estudios que comprueben que un factor R de 5 pueda ser usado en estructuras de hormigón armado con losas planas. Lo que se ha comprobado en la práctica es que ese tipo de estructuras ha tenido fallas catastróficas, por ejemplo durante el sismo de México, 1985.

Pórticos resistentes a momentos pero con dimensiones menores a las especificadas en el capítulo 4, con solo dos pisos, y pórticos resistentes a momento de acero doblado en frío, de madera, o de aluminio, el factor es 3.

Comentario: El acero doblado en frío tiene sus esquinas dañadas por el proceso de cedencia a que han sido sometidas durante el doblado para darle alguna forma geométrica a la plancha de acero. Es conveniente estudiar el nivel de acumulación de daño que sufren las planchas al ser dobladas ya que no se presenta ningún estudio que pruebe que el factor de reducción puede llegar a tres. Por de pronto, sería apropiado especificar que el factor de reducción de resistencia no puede ser mayor a uno.

Para mampostería no reforzada, limitada a un piso, el factor es 1. Para mampostería reforzada limitada a dos pisos, mampostería confinada limitada a dos pisos y muros de hormigón armado limitados a 4 pisos, el factor es 3.

Se presentan luego los sub-capítulos de distribución vertical de las fuerzas sísmicas usando forma triangular, de distribución horizontal del cortante en proporción a las rigideces del sistema resistente lateral. Se especifica una excentricidad para la colocación de las masas. Se debe considerar los momentos torsionales horizontales tomando en cuenta las excentricidades entre las cargas de diseño de los pisos superiores al analizado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental, sección 2.7.4

Se indica cómo hacer la distribución vertical de las fuerzas laterales, distribución horizontal del cortante, dirección de las fuerzas sísmicas, cálculo de momentos torsionales incluyendo torsión accidental.

Comentario: La norma indica que el factor R implica una fuerte reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, hace énfasis en que las conexiones deben desarrollar un mecanismo de falla previsible y con ductilidad donde el daño se concentre en secciones que funcionen como rótulas plásticas.

Lo que no queda claramente explicado al usuario es que reducción de resistencia significa demanda sísmica de ductilidad en los elementos estructurales, que los máximos desplazamientos inelásticos y los elásticos no son iguales, que los factores que la Norma

indica que deben multiplicar al desplazamiento elástico para simular el inelástico, no son suficientes y no pueden ser constantes, y que se puede probar que demanda de ductilidad y factor de reducción de resistencia no son iguales. Además, la ductilidad depende tanto del sismo como de la estructura por lo tanto, la demanda de ductilidad depende del período de la estructura y de su detallamiento de diseño, en consecuencia no puede ser un valor constante. Newmark, en su trabajo sobre espectros inelásticos hace variar el factor de reducción de resistencia con el período de la estructura.

E.10.8 Problemas de modelado y aplicación de la norma

Este tema y los análisis a realizarse se abordan en el Capítulo 2 de la Norma:

Modelo matemático

Incluirá todos los elementos estructurales del sistema resistente y la distribución de masas y rigideces. Para sistemas irregulares se usará un modelo tri-dimensional. Se usará los valores de inercia agrietados.

E.10.9 Confiabilidad del diseño y de la estructura.

La Norma NEC 2011 no incluye este tema.

E.11 Comentarios generales finales

Debe hacerse conocer el estudio completo de peligro sísmico en que se basó el comité Ejecutivo de la Norma para definir las aceleraciones en roca para el Ecuador.

Debe explicarse cómo se obtuvieron los valores de η usados para incrementar las aceleraciones en roca y cuál es la relación de η con los valores de F_a , F_d , y F_s que se supone con los valores que amplifican las aceleraciones en roca, según las características de los suelos.

No debe seguir usándose factores constantes de reducción de resistencia. La solución de Newmark de reducir la resistencia de acuerdo a la variación del período de la estructura es racional y los ingenieros la van a entender mejor.

Las máximas distorsiones laterales de entrepiso no pueden ser constantes. Deben también variar con el período de la estructura.

El método de diseño basado en desplazamiento puede ser usado como uno para pre-diseño.

E.11.1 Comentarios sobre la metodología y soporte institucional con que se desarrollan, se aprueban y se instrumentan las normas sísmicas

El soporte institucional lo da el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). La creación de la nueva Norma NEC 2011 ha sido iniciativa de este Ministerio.

La revisión de los proyectos la realiza el Municipio de cada cantón.

E.11.2 Comentarios sobre aspectos de formación y nivel educativo

Años de formación: 5 años

Los egresados son formados en distintas ramas como: Estructuras, Geotecnia, Hidráulica, Construcción.

Preparación en Ingeniería Sísmica: No existen cursos específicos relacionados a la Ingeniería Sísmica.

En lo referente a Postgrados, se está esperando la aprobación de la Secretaría Nacional de Educación Superior Ciencia y Tecnología (SENESCYT) para Postgrados propuestos en distintas Universidades del país.

E.11.3 Comentarios generales sobre proyectos de investigación y líneas de trabajo consideradas prioritarias

No existe aún en el país una política ni líneas de trabajo en lo referente a la investigación en Ingeniería Sísmica. Existen esfuerzos aislados de ciertos profesionales y ciertas Instituciones. El Gobierno actual ha dado y está brindando facilidades para becas en Postgrado de profesionales con el objetivo de mejorar el nivel de investigación en distintas áreas.

TABLA SÍNTESIS - ECUADOR

NORMAS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE
Normas Ecuatorianas NEC 2011. Diseño Sismorresistente
SÍNTESIS DE INFORMACIÓN (Ecuador)

El alcance de la Norma es muy amplio pero los comentarios que se presentan en este informe se refieren al diseño sismo-resistente. Los capítulos estudiados son:

1. Cargas y Materiales.
2. Peligro sísmico y requisitos para diseño sismo-resistente.
3. Riesgo sísmico, evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras.
10. Viviendas de hasta dos pisos con luces de hasta 4.0m.

Norma Vigente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC2011)

Normas y Especificaciones Relacionadas	
Otras Normas, Reglamentos o Especificaciones a las cuales se hace referencia en las Normas Sísmicas	<ul style="list-style-type: none"> - En el capítulo 4, de hormigón armado, se hace referencia a las normas ACI - En el capítulo 5, de acero, a ANSI/AISC 341-05, ANSI/AISC 341-10 Y 358-05, y FEMA 350. - No hay referencias para las especificaciones de estructuras de mampostería (capítulo 6). - Para madera (capítulo 7), la referencia es el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino publicado por la Junta del Acuerdo de Cartagena en 1982.

SÍNTESIS DE LA FILOSOFÍA DE DISEÑO O ESTRATEGIA PREVENTIVA

Objetivos de desempeño: Las edificaciones que cumplan con la Norma deben satisfacer las siguientes limitaciones:	<p>La filosofía de la norma es evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de las estructuras, con excepción de las estructuras de ocupación especial y esenciales a las que se pretende proteger en mayor medida y procurar garantizar su funcionalidad luego de un sismo severo. Se consideran los siguientes niveles de desempeño y de daño global, Tabla 3.2 de la Norma:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Prevención al colapso para el sismo Severo. • Seguridad de vida para el sismo Moderado. • Ocupación inmediata para el sismo Ligero. • Operacional para el sismo Muy ligero.
Cuantificación del desempeño	<p>El diseño de estructuras normales debe hacerse para una resistencia (ζ rigidez?) que soporte los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando respuesta inelástica, redundancia y sobre-resistencia inherente, y la ductilidad.</p> <p>Para estructuras especiales y esenciales se aplican verificaciones del comportamiento inelástico para diferentes niveles de terremotos (artículo 3.2). Se utilizan procedimientos de análisis no lineal. Para estructuras esenciales se verifican dos niveles de desempeño: seguridad de vida ante sismos de $T_r=475$ años y prevención de colapso para sismos de $T_r=2500$ años. Para estructuras de ocupación especial se verifica prevención de colapso para $T_r=2500$ años.</p> <p>Los niveles de desempeño se describen en la sección 3.3.3 de manera cualitativa, calificando los grados de daño global como: severo, moderado, ligero y muy ligero (para los niveles de prevención al colapso, seguridad de vida, ocupación inmediata y operacional, respectivamente), y no explícitamente, en función de las derivas u otros parámetros cuantificables.</p>

Probabilidad de Excedencia aceptada, para el sismo de diseño	<p>El período de retorno para el terremoto de diseño es 475 años, valor comúnmente usado en diversos países.</p> <p>Se presenta 23 curvas de peligro sísmico que son usadas para evaluar la aceleración espectral en roca (S_a) y construir el espectro elástico. Se presentan curvas para diferentes tasas de excedencia anual, ya que la norma requiere evaluar el desempeño de las estructuras especiales según distintos niveles de demanda.</p> <p>Las curvas se presentan en las Figuras 2.2.1 a 2.2.23, para cada capital de provincia con la aceleración en roca, PGA, y la probabilidad de excedencia anual. El inverso de la probabilidad de excedencia anual es el período de retorno anual de la aceleración. En cada figura se incluye las curvas para períodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5, y 1.0 segundos.</p> <p>Para evaluación y rehabilitación sísmica de edificios se definen cuatro niveles de amenaza sísmica que corresponden a probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10%, y 2% en 50 años, como se indica en la Tabla 3.3.</p>
Importancia de la estructura	<p>La importancia de la estructura se toma en cuenta incrementando la demanda sísmica, mediante el uso de un factor de importancia I, (Tabla 2.9). En resumen:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Para estructuras esenciales o peligrosas (edificaciones esenciales e infraestructura estratégica): $I = 1.5$ - De ocupación especial (museos iglesias, centros educativos y deportivos con más de 300 personas y todas las estructuras ocupadas por más de 5000 personas): $I = 1.3$ - Otras: $I = 1.0$ <p>La importancia de la estructura no cuenta en la construcción del espectro. Las estructuras especiales y esenciales se diseñan para períodos de retorno de 475 años. La diferencia con otros tipos está en la verificación que se requiera de un análisis inelástico para impedir el colapso, como lo indica la sección 2.9.</p>
Sismo de Servicio	<p>No está definido en la norma.</p>
ALCANCE GENERAL	
<p>La norma contempla los siguientes capítulos: 1. Cargas y Materiales; 2. Peligro sísmico y requisitos para diseño sismo-resistente; 3. Riesgo sísmico, evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras; normas para el diseño de estructuras de hormigón armado, acero, mampostería, y madera (cap 4,5,6 y 7); 8. Especificaciones para el vidrio; 9. Geotecnia y Cimentaciones; 10. Viviendas de hasta dos pisos con luces de hasta 4.0m; 11. Administración y cumplimiento; 12. Seguridad de vida y accesibilidad.</p>	
CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA	
General	<p>Para estructuras especiales y esenciales, la norma obliga a usar distintos niveles de demanda sísmica. El diseñador escoge el nivel de desempeño; va a las curvas de peligro sísmico, obtiene el PGA (aceleración en roca) y, a partir de esos valores y los factores de modificación según el sitio y tipo de terreno, construye los espectros elásticos de aceleración y desplazamiento. Analiza y diseña con estos espectros.</p> <p>Las fuerzas obtenidas mediante análisis pueden ser reducidas para propósitos de diseño, con el limitante de que en ningún caso podrán reducirse los parámetros de respuesta elástica a valores tales que el cortante basal de diseño reducido sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido por R. El valor</p>

	<p>de R podrá ser aplicado en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo-resistente acordes con la filosofía de diseño de la presente norma, aplicando lo estipulado en la sección 2.7.2.3.</p> <p>Las fuerzas dinámicas obtenidas deberán también ser modificadas por los factores de importancia y de configuración estructural en planta y en elevación.</p>
Mapas de Zonación	<p>Son seis zonas sísmicas caracterizadas por el valor de factor de zona, Z de acuerdo al mapa de la fig 2.1. Z representa la aceleración máxima esperada en roca (como fracción de g) para el sismo de diseño. Los valores de Z son: 0,15; 0,25;0,30;0,35; 0,40; e igual o mayor a 0,50.</p> <p>Se proporciona una tabla con las principales ciudades y el valor Z para facilidad del usuario.</p> <p>Estos valores son el resultado de estudios de peligro sísmico para un 10% de excedencia de 50 años (período de retorno de 475 años).</p> <p>Para estructuras esenciales, se comprueba el desempeño con sismos de menor probabilidad de excedencia.</p>
Clasificación de Terrenos de Fundación	<p>Se definen seis tipos de suelos. El más duro es el tipo A (roca competente) con velocidades medias de propagación de ondas de corte superiores a los 1500 m/s hasta E suelos blandos. Interviene también el número de golpes para los perfiles tipo D, y el índice de plasticidad, contenido de agua, y resistencia al cortante para el perfil tipo E. El perfil tipo F requiere una evaluación explícita en el sitio.</p>
	<p>La norma da indicaciones sobre los PARAMETROS PARA DEFINIR EL TIPO DE SUELO. Se debe tomar muestras cada 1.5m en los primeros 30m medidos desde la superficie. Los parámetros son: velocidad media de la onda de corte, número de golpes del ensayo de penetración estándar para el 60% de la energía teórica, N₆₀, a lo largo de los 30m, y la resistencia al corte, no drenada, Su, el índice de plasticidad, IP, y el contenido de agua, w, para arcillas.</p> <p>Para determinar el valor de la velocidad de onda de corte se acepta estimaciones semi-empíricas o mediciones de vibración ambiental usando la técnica de Nakamura. También se acepta los medios geofísicos.</p> <p>Se dan recomendaciones para calcular el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, resistencia al corte no drenado, índice de plasticidad, y humedad. Se establece los pasos a seguir para la clasificación del perfil de suelos.</p>
Factores de Corrección	<p>Fa es un coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de aceleraciones en roca que toma en cuenta los efectos de sitio. En todas las zonas sísmicas (I a VI), para suelos muy duros (A) Fa=0,9 y para suelos tipo B, Fa=1. Para la zona VI, con aceleraciones en roca mayores a 0,5g, Fa = 1,18(suelos C); 1,15 (D);1,05 (E). Para la zona I, con aceleraciones en roca de 0,15g, Fa =1,4(suelos C); 1,6 (suelos D) y 1,8 (suelos E).</p> <p>Fd es el coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de desplazamientos en roca considerando los efectos de sitio. . En todas las zonas sísmicas (I a VI), para suelos muy duros (A) Fd=0,9 y para suelos tipo B, Fd=1. Para la zona VI, con aceleraciones en roca mayores a 0,5g, Fd = 1,25 (suelos C); 1,3 (D);1,5 (E). Para la zona I, con aceleraciones en roca de 0,15 g, Fd =1,6 (suelos C); 1,9 (suelos D) y 2,1 (suelos E).</p> <p>Fs es otro coeficiente que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido</p>

	<p>de frecuencia de la excitación y los desplazamientos relativos del suelo. En todas las zonas sísmicas (I a VI), para suelos muy duros (A) y para suelos tipo B, $F_s=0,75$. Para la zona VI, con aceleraciones en roca mayores a 0,5g, $F_s = 1,45$(suelos C); 1,65 (D); 2,0 (E). Para la zona I, con aceleraciones en roca de 0,15g, $F_s = 1$(suelos C); 1,2 (suelos D) y 1,5 (suelos E). Los valores F_s se aplican a los espectros de aceleraciones y de desplazamientos. Las Tablas 2.5, 2.6, y 2.7 presentan los valores de los coeficientes F_a, F_d y F_s.</p>
Espectros de Diseño	<p>El espectro elástico de aceleraciones es función del factor de zona sísmica Z, del tipo de suelo y el factor F_a. Tiene dos ramas Las ordenadas se calculan como se indica a continuación. Para $0 \leq T \leq T_c$, $S_a = \eta Z F_a$ Para $T > T_c$, $S_a = \eta Z F_a [T_c/T]^r$ para $T < T_c$ $r = 1.0$ para suelos A, B, C, y $r = 1.5$ para suelos tipo D, E. El valor de η es igual a S_a/Z en roca. $\eta = 1.8$ para la costa, excepto Esmeraldas, $\eta = 2.48$ para la Sierra, Esmeraldas y Galápagos y $\eta = 2.6$ para el Oriente. A los valores obtenidos del análisis con el espectro elástico, se le aplican factores de reducción, R, para el diseño</p>
Espectros de desplazamiento	<p>La Figura 2.4 de la Norma muestra el espectro de desplazamientos. Los valores límite T_0, T_c, y T_L son los mismos calculados para el espectro elástico de aceleraciones. Los desplazamientos son relativos y los espectros no se construyen según las recomendaciones de Newmark; no son pseudo espectros porque están calculados considerando el comportamiento no lineal del suelo y la respuesta para cada zona geotécnica.</p>
Espectros de velocidades	<p>No se utilizan en la norma.</p>
Ductilidad	<p>La norma indica que el factor R implica una fuerte reducción de las fuerzas sísmicas de diseño y hace énfasis en que las conexiones deben desarrollar un mecanismo de falla previsible y con ductilidad donde el daño se concentre en secciones que funcionen como rótulas plásticas. No queda claramente explicado al usuario la relación entre la demanda de ductilidad y el factor de reducción de resistencia. Cuando se calculan los desplazamientos inelásticos, los elásticos se multiplican por $0,75R$, lo que deja ver que en el factor de reducción R hay implícito un factor de sobrerresistencia de 0,25. El factor de reducción R es constante en la norma ecuatoriana. No depende, como en otras normas, del período de la estructura ni del nivel del detallado de los elementos. Sólo de la tipología estructural. La Tabla 2.14 presenta los factores de reducción de resistencia, R (ver más abajo). Estos factores se aplican a las fuerzas obtenidas a partir del espectro elástico del sismo de diseño.</p>
Estudios de Sitio	<p>La norma encarga a los municipios de ciudades con más de 100.000 habitantes de realizar estudios de microzonificación sísmica y geotécnica para fines de diseño, regulación urbana, planificación territorial y de infraestructura. Los estudios deben incluir: efectos topográficos, amplificación de suelos, inestabilidad sísmica en zonas licuables o de rellenos, taludes inestables, etc. De estos estudios se proporcionarán mapas de zonificación de los suelos, espectros locales o demandas sísmicas que prevalecerán por sobre los espectros de la norma, pero los requisitos de norma serán siempre los mínimos. Para suelos tipo F se recomienda efectuar estudios de respuesta dinámica del sitio partiendo de la modelación del perfil de suelo. Luego, seleccionar siete</p>

	registros según perfil tipo B que sean compatibles en cuanto a momentos sísmicos, distancia al sitio, y escalar los registros de manera que la mediana de ellos, para el período de la estructura, se aproxime al espectro elástico en roca tipo A o B. Finalmente, efectuar un análisis de sitio usando programas tales como SHAKE, DESRA-2 y otros, usando los siete registros y obteniendo la mediana de los siete espectros. Para casos de licuación de suelos se recomienda métodos como el de Bray y Sancio, Seed, Wu. Mediante estudios, se permite modificar los valores de F_a , F_s , F_d , y S_a pero prevalecen los indicados en la norma, como valores mínimos
Efectos de Interacción Suelo-Estructura	Artículo 2.5.4.3: “Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, independientemente del tipo de cimentación. La identificación del perfil se realiza a partir de la superficie del terreno. Cuando existan sótanos, o en edificios en ladera, el ingeniero geotécnico, de acuerdo con el tipo de cimentación propuesta, puede variar el punto a partir del cual se inicia la definición del perfil, por medio de un estudio acerca de la interacción que pueda existir entre la estructura de contención y el suelo circundante; pero en ningún caso este punto puede estar por debajo de la losa sobre el terreno del sótano inferior”.
Componente vertical	Se consideran los efectos de la componente vertical, especialmente sobre voladizos. Se estima como 2/3 de la acción máxima horizontal (artículo 2.7.6).
TIPIFICACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES E IRREGULARIDADES	
General:	La tipología estructural influye en la selección del factor R, de reducción de fuerzas sísmicas. Las Tablas 2.12 y 2.13 describen tipologías de irregularidades en planta y en elevación que son penalizadas incrementando la demanda.
Sistemas Tipificados y Factores de Reducción (R)	Ver tabla 2.14. La tabla incluye sistemas dúctiles y sistemas estructurales de ductilidad limitada. Si el sistema es combinado, se emplea el menor valor de R. Para estructuras distintas a edificios se proponen, en la sección 2.7.9 otros valores. Para estructuras no mencionadas en las normas se prescribe $R=2$. Para pórticos sismo-resistentes de hormigón armado con vigas, con muros, o con diagonales, pórticos sismo-resistentes de acero laminado en caliente con diagonales o con muros de hormigón armado, pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente y con diagonales, el factor permitido es 7. Para pórticos sismo-resistentes de hormigón armado con vigas dentro del espesor de la losa, con muros o con diagonales, el factor es 6. Para pórticos sismo-resistentes de hormigón armado con vigas, pórticos sismo-resistentes de acero laminado en caliente o con elementos construidos usando placas, pórticos con columnas de hormigón armado con vigas de acero laminado en caliente, el factor es 6. Sistemas de muros dúctiles y pórticos sismo-resistentes de hormigón armado con vigas del espesor de la losa, el factor es 5. Para mampostería no reforzada, limitada a un piso, el factor es 1. Para mampostería reforzada limitada a dos pisos, mampostería confinada limitada a dos pisos y muros de hormigón armado limitados a 4 pisos, el factor es 3.
Tipificación de Irregularidades	Para penalizar las irregularidades, la norma define un coeficiente de configuración estructural en planta Φ_p y otro en elevación Φ_e (artículos 2.6.6 y 2.6.7). Estos coeficientes incrementan el valor del cortante de diseño.

	<p>En planta se describen cuatro tipos: Irregularidad torsional, entrantes en las esquinas, discontinuidades en el sistema de piso. El coeficiente para cada una es 0,9. La cuarta irregularidad considerada, de ejes estructurales (líneas resistentes) no paralelos, se penaliza con un coeficiente de 0,9, pero si además existe una de las anteriores, es de 0,81.</p> <p>En altura se describen tres tipos de irregularidades: piso flexible, distribución de masa e irregularidad geométrica. También con valor de 0,9. Se multiplican si se acumulan del tipo 1 con las otras.</p>
Limitaciones de Altura	<p>Hay limitaciones de altura, establecidas en la tabla 2.14, para la consideración del factor de reducción R en sistemas estructurales de ductilidad limitada. Las estructuras de pórticos que no cumplen con las secciones mínimas indicadas en el capítulo 4, no pueden tener más de dos pisos y R=3. Tampoco las estructuras de pórticos de acero conformado en frío, de aluminio y madera pueden exceder los dos pisos y R=3.</p> <p>La mampostería no reforzada sólo se permite en estructuras de un piso (R=1). La mampostería confinada y reforzada hasta dos pisos (R=3)</p>
CRITERIOS DE MODELADO	
El modelo matemático de la estructura incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, así como su distribución espacial de masas y rigideces.	
Nivel de Base	No hay consideraciones especiales a considerar en el modelado.
Fundaciones	No hay consideraciones especiales a considerar en el modelado.
Restricción de Grados de Libertad	<p>El cálculo puede ser realizado por el método de las fuerzas, según análisis estáticos o dinámicos. El requisito mínimo es el método estático basado en fuerzas.</p> <p>Se da la posibilidad de utilizar un método de desplazamientos.</p> <p>Según el método seleccionado, el modelo incluirá los grados de libertad requeridos en cada caso.</p>
Estimación del período fundamental de Vibración	<p>Se incluyen dos métodos (artículo 2.7.2.2). Un método aproximado en función de la altura de la edificación, donde</p> $T = C_t h_n^\alpha$ <p>Los coeficientes dependen de la tipología estructural.</p> <p>Con el método dos, T puede ser calculado por medio de un análisis modal. Sin embargo, el valor de T calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1.</p>
Estado de las Secciones de Miembros	<p>Para el caso de estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera: 0.5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y 0.8 I_g para columnas, siendo I_g el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento.</p> <p>Para muros estructurales, los valores de inercia agrietada tomarán el valor de 0.6 I_g y se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación (para estructuras sin subsuelos) o en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo (para estructuras con subsuelos), pero en ningún caso se aplicarán en una altura menor que la longitud en planta del muro. Para el resto de pisos</p>

	<p>la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada.</p> <p>Para el caso de estructuras de mampostería, el valor de la inercia agrietada será de $0.5 I_g$, para muros con relación altura total/longitud mayor a 3. Para muros con relación altura/longitud menores a 1.5, no se necesita utilizar valores de inercia agrietada. Para muros con relación altura/longitud entre 1.5 y 3, puede obtenerse el factor multiplicativo de I_g por interpolación, entre 1 y 0.5. (artículo 2.7.1.2)</p>
Modelo Analizado	<p>Los modelos matemáticos generados para la estructura deben ser consistentes con el procedimiento de análisis seleccionado.</p> <p>Los resultados obtenidos con el procedimiento de análisis seleccionado deberán evaluarse con los criterios de aceptabilidad que propone ASCE 41 para ese procedimiento.</p> <p>2.7.7.4 MODELO MATEMÁTICO</p> <p>“El modelo matemático de la estructura incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, así como también la distribución espacial de las masas y rigideces en la estructura, con una aproximación tal que sea capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico. Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional. Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas.”</p>
Dirección de ataque de la acción sísmica	<p>Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.</p> <p>Art 2.7.3 “Para la selección de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas, deben considerarse los efectos ortogonales, suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la combinación que requiera la mayor resistencia del elemento. Alternativamente, los efectos ortogonales pueden calcularse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca al resultado más conservador”.</p>
Interacción con mampostería de cerramientos	<p>2.7.9.5 Los límites de deriva deben establecerse para los elementos estructurales y no estructurales cuya falla podría ocasionar peligro para la vida y la seguridad</p> <p>2.7.9.6 Las estructuras que soporten elementos no-estructurales flexibles cuyo peso combinado exceda en un 25% al peso de la estructura, deberán diseñarse considerando los efectos de interacción entre la estructura y dichos elementos.</p>
Edificios de muros portantes de concreto armado	<p>No hay consideraciones específicas para el modelado de estas estructuras.</p>
Comentarios adicionales	

MÉTODOS DE ANÁLISIS

Procedimientos aceptados en la Norma: Lineal estático, Lineal dinámico, No-lineal estático No –lineal dinámico. Se indica que los procedimientos no-lineales producen una representación más exacta de la respuesta y su desempeño

2.6.8.1 “En general, una estructura puede ser calculada mediante procedimientos: de cálculos de fuerzas laterales, estáticos o dinámicos. El procedimiento escogido dependerá de la configuración estructural, tanto en planta como en elevación. Para el cálculo de estructuras regulares tanto en planta como en elevación, es suficiente la aplicación de procedimientos estáticos de determinación de fuerzas laterales. Para el caso de estructuras irregulares se utilizará el procedimiento de cálculo dinámico. También pueden utilizarse procedimientos alternativos de cálculo sísmico que tengan un adecuado fundamento basado en los principios establecidos por la dinámica de estructuras, llevados a cabo por un profesional especializado. Sin embargo, para todas las estructuras, la aplicación del método estático basado en fuerzas (Sec. 2.7.2) descrito en esta norma, se considerará como requisito mínimo”

Análisis estático equivalente	Se permite sólo para estructuras regulares en planta y elevación. Es el requisito mínimo si se emplea cualquier otro método.
Análisis dinámico plano (1GDL por planta)	La norma no obliga al análisis dinámico tridimensional. Pero no se dan especificaciones sobre el análisis dinámico plano.
Método de la torsión estática equivalente	Se especifica una excentricidad para la colocación de las masas. Se deben considerar los momentos torsionales horizontales tomando en cuenta las excentricidades entre las cargas de diseño de los pisos superiores al analizado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental, sección 2.7.4. “2.7.2.5.2 La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.” Cuando existe irregularidad torsional, definida en la sección 2.6.6, los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación A_x que no necesita ser mayor que 3 (art. 2.7.4.2).
Análisis dinámico espacial (3 GDL por planta)	“Constituye un análisis dinámico elástico de la estructura, que utiliza la máxima respuesta de todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. Las respuestas modales máximas son calculadas utilizando las ordenadas de un espectro de respuesta obtenido siguiendo las especificaciones de la sección 2.7.7.2, que corresponden a los periodos de los modos de vibración. Las contribuciones modales máximas son combinadas de una forma estadística para obtener una aproximación de la respuesta estructural total. Debe cumplir con lo estipulado en la sección 2.7.7.6.”
Análisis dinámico con diafragma flexible	La norma especifica que debe tomarse en cuenta la rigidez del piso, pero no hay recomendaciones precisas al respecto. 2.7.2.5.1 “El cortante de piso V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso. En el caso de que la estructura presente un

	sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición”.
Método de análisis dinámico con acelerogramas	“Constituye un análisis de la respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo, cuando la base de la misma está sujeta a un acelerograma específico. Debe cumplir con lo estipulado en la sección 2.7.7.7.” Puede ser lineal o no lineal. Deben utilizarse acelerogramas de al menos tres sismos o acelerogramas simulados, consistentes con el espectro de diseño estipulado en la norma. El análisis puede ser lineal o no lineal. Si se realiza un análisis no lineal paso a paso con el fin de justificar un diseño estructural que no pueda ser justificado con el método de diseño estático o dinámico (secciones 2.7.2 o 2.7.7.6), se deberá realizar una revisión del diseño de la estructura por parte de un equipo independiente de ingenieros.
Análisis estático inelástico (pushover)	En el caso de edificaciones esenciales y de uso especial, como parte del proceso de diseño descrito en el capítulo 2, se deberá realizar un análisis de verificación del desempeño sísmico (capítulo 3) En la verificación del desempeño sísmico se aplicará un procedimiento de análisis no-lineal. La norma incluye algunas recomendaciones generales y referencias de otras normas, pero no describe un método específico.
Otros métodos de análisis	Se incluye un método alternativo para el cálculo basado en desplazamientos (sección 2.8). “El Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) es una herramienta para el Diseño por Desempeño de estructuras. El método parte de un desplazamiento objetivo, que es función del desempeño (o nivel de daño) deseado en la estructura y proporciona la resistencia lateral requerida para alcanzar ese desempeño. Para asegurar la eficacia del DBD, se deben utilizar paralelamente los principios del Diseño por Capacidad para el detallamiento de los elementos del sistema sismoresistente, con el propósito de asegurar que el mecanismo dúctil seleccionado para el edificio, y sólo ese, se desarrolle durante un evento sísmico severo”. “DBD puede ser utilizado para el diseño sismoresistente de edificios aporricados de hormigón armado o acero y edificios con muros estructurales. Criterios para aplicar el método, otros tipos de estructuras pueden obtenerse en el libro “Displacement Based Design of Structures” de Priestley, Calvi y Kowalsky (2007)”. El método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos, DDBD, fue introducido por Priestley en 1993 y ampliado en Displacement Based Seismic Design of Structures, Priestley, et al. Publicado en 2007. El método se basa en el método de linealización equivalente presentado por Shibata y Sozen en 1976. Este método también conocido como el de la estructura equivalente reemplaza la estructura cuando llegó a su máximo desplazamiento inelástico por un sistema de un grado de libertad con una rigidez secante calculada para la máxima respuesta lateral inelástica y con una amortiguación viscosa que equivale a la amortiguación viscosa y a la amortiguación histerética por disipación de energía. El DDBD incrementa considerablemente la fracción de amortiguación asumiendo que cuando la estructura se plastifica por la acción del sismo de diseño, hay un efecto de disipación de energía que incrementa el amortiguamiento. Chopra en 2007 demostró que una vez que una estructura se plastifica los incrementos de amortiguamiento no causan disminuciones significativas de la respuesta. Se recomienda como método para diseño preliminar de estructuras.

VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD Y/O DESEMPEÑO	
Control de Cortantes Mínimos de Diseño	El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no puede ser menor que el 80% del cortante basal obtenido por el método estático, en el caso de estructuras regulares, ni menor que el 90% para el caso de estructuras irregulares. Para cumplir este requisito, los resultados totales del análisis dinámico deberán ser ajustados y cubrir todos los resultados, incluyendo las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.
Deformabilidad de la Estructura	Para la revisión de las derivas de piso se utiliza el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_m de la estructura, causada por el sismo de diseño. Para Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera, el máximo es 0.020. Para estructuras de mampostería es de 0.010. Para su cálculo se usan secciones agrietadas, y el valor de la deriva inelástica es el valor de la deriva elástica multiplicada por 0,75 y por el factor de reducción R.
Límites de deformaciones torsionales	El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales, y los efectos P-Delta.
Otros aspectos de interés	Los efectos P-Delta corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, y que por ello deben considerarse, no solo para el cálculo de dichos incrementos sino también para la evaluación de la estabilidad estructural global. Los efectos P-D no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad Q_i , definido en 2.7.5.2, es menor a 0.10. Especifica la Norma que debe mantenerse el límite propuesto para el efecto P- Δ , pero permite que el diseñador establezca límites para evitar la falla que pondría en peligro la vida y la seguridad.
EVALUACIÓN Y ADECUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	
Normativa	<p>El Capítulo 3 de NEC 2011 abarca este tema. El alcance de este capítulo es: 1) verificación del desempeño sísmico de estructuras previo a su construcción, 2) rehabilitación sísmica de edificios, 3) evaluación del riesgo sísmico en edificios, 4) evaluación del riesgo sísmico a nivel nacional, regional o urbano, y 5) inspección y evaluación rápida de estructuras.</p> <p>En este capítulo se mencionan las siguientes referencias: ASTM E2026 <i>Standard Guide for Seismic Risk Assessment of Buildings</i>. ASCE 31, <i>Seismic Evaluation of Existing Buildings</i>, American Society of Civil Engineers. ASCE 41, <i>Seismic Rehabilitation of Existing Buildings</i>, American Society of Civil Engineers. FEMA 154, <i>Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards</i>. FEMA 274, <i>NEHRP commentary on guidelines for seismic rehabilitation of buildings</i> FEMA 356, <i>Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings</i> FEMA 440, <i>Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures FEMA 440</i> ATC 58, <i>Guidelines for Seismic Performance Assessment of Buildings</i></p>

Objetivos de desempeño para verificación del diseño de estructuras especiales	La verificación del desempeño estructural requiere un procedimiento de análisis no-lineal cumpliendo los siguientes objetivos de desempeño: Para estructuras esenciales, la seguridad de vida con período de retorno de 475 años y prevención de colapso con período de retorno de 2500 años. Para estructuras de ocupación especial, la prevención de colapso con período de retorno de 2500 años.
Niveles de desempeño para evaluación y rehabilitación de estructuras existentes	Para evaluación y rehabilitación sísmica de edificios se definen cuatro niveles de amenaza sísmica que corresponden a probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10%, y 2% en 50 años, como se indica en la Tabla 3.3. Se consideran los siguientes cuatro niveles de desempeño y de daño global, Tabla 3.2: <ul style="list-style-type: none"> • Prevención al colapso. Severo. • Seguridad de vida. Moderado. • Ocupación inmediata. Ligero. • Operacional. Muy ligero. También se explica, para cada nivel de desempeño el alcance de daño esperado y se presenta dicho alcance para la estructura global y para los elementos no estructurales.
Medidas de rehabilitación	Se permite como medidas de rehabilitación las siguientes: <ul style="list-style-type: none"> • Modificación local de componentes • Remoción o reducción de irregularidades • Rigidización global de la estructura • Reforzamiento global de la estructura • Reducción de masa • Aislamiento sísmico • Disipadores de energía.
Propiedades de los materiales	Se requiere información del edificio, de sus materiales y todo lo que tenga que ver con la edificación. Si no se puede probar los materiales se especifica multiplicar por 0.75 o menos los valores de resistencia de los materiales según lo indican los planos estructurales.
APORTES NOVEDOSOS Y ASPECTOS VENTAJOSOS	
Comentarios	Los principales aportes de esta nueva Norma son la inclusión de temas como: <ul style="list-style-type: none"> • Riesgo sísmico, evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras. (Capítulo 3). • Requisitos de diseño de sistemas de aislamiento sísmico. • Requisitos de diseño de sistemas de disipación pasiva de energía. • La introducción del método de diseño basado en desplazamiento. Este método debería ser usado para pre-diseño. • Programa de certificación de fedatarios. (Capítulo 11).
Direccionalidad	No introduce aportes significativos.
Componente vertical	No introduce aportes significativos.
Los Estudios de Sitio	La norma encarga a los municipios de ciudades con más de 100.000 habitantes de realizar estudios de microzonificación sísmica y geotécnica para fines de diseño, regulación urbana, planificación territorial y de infraestructura. Los estudios deben incluir: efectos topográficos, amplificación de suelos, inestabilidad sísmica en zonas licuables o de rellenos, taludes inestables, etc. De estos estudios se proporcionarán mapas de zonificación de los suelos, espectros

	<p>locales o demandas sísmicas que prevalecerán por sobre los espectros de la norma, pero los requisitos de norma serán siempre los mínimos.</p> <p>Estos estudios deben contener:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Geología y tectónica, sismología regional, y fuentes sismogénicas. • Espectro de aceleraciones en roca y familia de acelerogramas a utilizar. • Exploración geotécnica adicional a la requerida para diseño de cimentaciones. • Estudio de amplificación de ondas y movimientos sísmicos de diseño en superficie. <p>En el artículo 2.5.4.9.1 se dan recomendaciones para el Análisis de respuesta dinámica de sitio. Este análisis requiere la consideración de 3 aspectos: (1) Modelación del perfil de suelo; (2) Selección de los registros sísmicos de entrada en la condición del afloramiento rocoso para el perfil de suelo; y (3) Análisis de respuesta de sitio e interpretación de resultados.</p>
Evaluación de los Efectos Torsionales	Se toma en cuenta la excentricidad accidental. Las irregularidades torsionales son penalizadas con incrementos de la demanda sísmica.
Instrumentación Sísmica	La norma no incluye recomendaciones para la instrumentación sísmica de edificaciones.
Dispositivos de reducción de respuesta sísmica	<p>Este tema se incluye en el capítulo 2 de NEC 2011</p> <ul style="list-style-type: none"> • Requisitos de diseño de sistemas de aislamiento sísmico: Se recomienda el uso de recomendaciones tales como Building Seismic Safety Council, BSSC del 2004, NEHRP, y FEMA 450. • Requisitos de diseño de sistemas de disipación pasiva de energía: Se recomienda usar los requisitos mencionados para aislamiento sísmico. <p>Al menos hay una experiencia en el uso de disipadores de energía para el Puente Napo en el Oriente ecuatoriano.</p> <p>Se diseñó un disipador tipo U de acero para tomar el cortante, entre el tablero y las pilas, y al desplazamiento del tablero respecto a las pilas.</p>
Método simplificado de análisis y diseño para viviendas de 1 o 2 pisos	<p>El capítulo 10 de la norma trata sobre viviendas de hasta dos pisos, con luces máximas de 4 m.</p> <p>Este capítulo de la Norma sigue las especificaciones de: ACI 318S-08, ACI 506R-90, AISI 2004b, AISI S 200-07, ASTM C109/C109M-99, ASTM C87-83, NTE INEN 1511, NTE INEN 2209. Estas dos últimas son las mismas que ASTM A 1064M.</p> <p>Se dan recomendaciones para la construcción de adobe.</p> <p>La norma propone un método simplificado para el análisis sísmico de la mampostería confinada (sección 10.9.4):</p> <p>Consiste en verificar que en cada entrepiso, la suma de las resistencias al corte de los muros, en la dirección de análisis, sea igual o mayor a la demanda de corte del entrepiso, sin considerar los elementos de confinamiento.</p> <p>Limitaciones: Distribución uniforme de masa y rigidez, regularidad en elevación y que se garantice el diafragma rígido de piso.</p> <p>Adicionalmente, la excentricidad torsional no debe ser mayor al 10% de la dimensión mayor en planta.</p>
Otros aspectos ventajosos	<p>El capítulo 10 sobre vivienda es un buen capítulo de la Norma en el que se trata prácticamente todos los métodos constructivos que se usa para edificación de vivienda de hasta dos pisos.</p> <p>No pareciera racional utilizar factores de reducción de resistencia, por pequeños que sean, ya que la construcción de este tipo de viviendas carece</p>

	de control de calidad adecuado y será difícil que las zonas críticas de los elementos estructurales puedan desarrollar alguna ductilidad.
Programa de certificación de fedatarios	<p>(Capítulo 11, anexo 1) Para la administración y cumplimiento de la Norma y para asegurar la competencia técnica de los profesionales encargados de la revisión de diseños estructurales se crea el programa de certificación de fedatarios.</p> <p>Objetivos:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Asegurar que el diseño cumpla los requisitos de la Norma. 2. Mediante inspección de obra, asegurar el cumplimiento de la Norma durante construcción. 3. Generar el recurso humano para que los municipios puedan cumplir con su obligación de cumplir con las disposiciones de la Norma. 4. Generar el recurso humano para inspección en proyectos de evaluación de vulnerabilidad sísmica o evaluaciones post desastre. <p>El recurso humano será certificado como Fedatarios NEC.</p> <p>Para ello se dictarán cursos de capacitación ofertados por alguna institución patrocinadora del programa de certificación.</p> <p>Son instituciones patrocinadoras las universidades, sociedades técnicas, gremios profesionales, que demuestren experiencia en educación continua, cuenten con el presupuesto para el dictado de los cursos y con personal de cuarto nivel.</p> <p>Se presenta los diferentes tipos de fedatarios: para estructuras de hormigón armado, de acero, de mampostería, de inspección de obras, de vulnerabilidad, de rehabilitación, etc.</p>
Licuación de suelos	<p>2.5.4.9.2 Análisis de licuación de suelos.</p> <p>Licuación es el fenómeno mediante el cual un depósito de suelo, sea ésta grava, arena, limo o arcillas de baja plasticidad saturadas, pierde gran parte de su resistencia al esfuerzo cortante debido al incremento de presión de poros bajo condiciones de carga no-drenada, sean monotónicas o cíclicas. Para estimar el potencial de licuación pueden utilizarse métodos como los de Bray y Sancio (2006), Seed et. al (2003), Wu, J (2003), etc. Específicamente, para evaluar el comportamiento cíclico de las arcillas y limos, se recomienda utilizar los procedimientos propuestos por Boulanger e Idriss (2007).</p>
LIMITACIONES O DEBILIDADES	
Autoridad Competente	<p>El soporte institucional lo da el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). La creación de la nueva Norma NEC 2011 ha sido iniciativa de este Ministerio.</p> <p>La revisión de los proyectos la realiza el Municipio de cada cantón.</p>
Mapa de Fallas Activas	La norma no lo incluye.
Factores de Modificación de Espectros de Respuesta	<p>Normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno, Z, se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z, en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores: $\eta= 1.8$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas), 2.48 (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos), 2.6 (Provincias del Oriente)</p> <p>Debe explicarse cómo se obtuvieron los valores de η usados para incrementar las aceleraciones en roca y cuál es la relación de η con los valores de F_a, F_d,</p>

	y Fs que se supone con los valores que amplifican las aceleraciones en roca, según las características de los suelos.
Presencia de Irregularidades Topográficas	No se incluyen.
Factores de reducción de espectros	El factor R reduce los cortantes de diseño como se comentó anteriormente.
Espectros en Suelos Licuables que han sido mejorados	No se incluyen específicamente.
Interacción de la estructura portante con los elementos de mampostería no reforzada	No se incluye una metodología para incluir estos efectos.
Límites en la Deriva Tolerada	Ver más arriba.
Viviendas de una o dos plantas	Se incluyen en el capítulo 10. Ver comentarios anteriores.
Evaluación del desempeño esperado	Se incluyen recomendaciones en el capítulo 3 para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras especiales. Ver comentarios anteriores.
Sistemas de Aislamiento Sísmico o de Disipadores de Energía	Se permiten y se dan indicaciones. Ver comentarios anteriores.
Limitaciones en la Formación del Usuario	<p>En ingeniería civil, el período de formación: universitaria es de 5 años. Los egresados son formados en distintas ramas como: Estructuras, Geotecnia, Hidráulica, Construcción. No existen cursos específicos relacionados a la Ingeniería Sísmica.</p> <p>En lo referente a Postgrados, se está esperando la aprobación de la Secretaría Nacional de Educación Superior Ciencia y Tecnología (SENESCYT) para Postgrados propuestos en distintas Universidades del país.</p> <p>No existe aún en el país una política ni líneas de trabajo en lo referente a la investigación en Ingeniería Sísmica. Existen esfuerzos aislados de ciertos profesionales y ciertas Instituciones. El Gobierno actual ha dado y está brindando facilidades para becas en Postgrado de profesionales con el objetivo de mejorar el nivel de investigación en distintas áreas.</p>
Otras limitaciones o debilidades	<p>Debe hacerse conocer el estudio completo de peligro sísmico en que se basó el comité Ejecutivo de la Norma para definir las aceleraciones en roca para el Ecuador.</p> <p>Debe explicarse cómo se obtuvieron los valores de η usados para incrementar las aceleraciones en roca y cuál es la relación de η con los valores de F_a, F_d,</p>

	<p>y F_s que se supone con los valores que amplifican las aceleraciones en roca, según las características de los suelos.</p> <p>No debe seguir usándose factores constantes de reducción de resistencia. La solución de Newmark de reducir la resistencia de acuerdo a la variación del período de la estructura es racional y los ingenieros la van a entender mejor. Las máximas distorsiones laterales de entrepiso no pueden ser constantes. Deben también variar con el período de la estructura.</p>
--	--

ANEXO F - Estados Unidos de América
Richard Klingner

Normas para el diseño sismorresistente Informe país: Estados Unidos de América

F.1 Repaso del Proceso Normativo en los Estados Unidos de América

Por cuanto el proceso en los EEUU de América es distinto al de muchos otros países del mundo, vale la pena repasarlo aquí, para que los lectores puedan poner la tabla de síntesis en el marco apropiado.

En los EEUU de América, según la Constitución de aquel país, cada poder que no se asigne específicamente al gobierno federal, pasa por omisión a los estados. Por cuanto la Constitución no asigna al gobierno federal el poder de desarrollar un código de construcciones, este pasa a los estados. Debido a que las constituciones estatales rara vez asignan tal poder a los estados tampoco, tal poder finalmente pasa a los condados y municipios. Puesto que estos generalmente no tienen los recursos humanos ni financieros como para desarrollar un código, nuestro país ha recurrido a un sistema a través del cual organizaciones técnicas (como el ACI, el ASCE, el TMS, el...) desarrollan documentos de consenso (ver abajo), los códigos modelos los citan, y las entidades locales gubernamentales dan personería legal a los códigos modelos, adoptándolos oficialmente. El proceso se muestra esquemáticamente en la **Figura F.1.2**. En la figura, el ACI es la *American Concrete Institute*; el ASCE es la *American Society of Civil Engineers*; y el TMS es *The Masonry Society*.

Otra fuente indirecta de provisiones técnicas es el documento de recursos del *Federal Emergency Management Agency* (FEMA), del gobierno federal estadounidense, mediante el programa *National Earthquake Hazard Reduction Program* (NEHRP). Después del sismo de San Fernando (por Los Ángeles) de 1971, el gobierno federal decidió ayudar al proceso normativo, desarrollando una serie de provisiones que podrían usarse, tanto por organizaciones técnicas, como por organizaciones de códigos modelos. El fruto de este esfuerzo es el documento pre-normativo NEHRP.

En los EEUU, los códigos modelos se mantienen, se publican y se venden por organizaciones de códigos modelos (normalmente, pero no universalmente, compuestos de oficiales de construcción). Esos oficiales claramente tienen influencia sobre el contenido de los códigos modelos. Pero sería justo decir, en términos amplios, que la mayoría del contenido técnico

de los códigos modelos viene no de los oficiales mismos, sino de las organizaciones técnicas (ACI, ASCE, TMS, SEAOC) que desarrollan las cláusulas mismas. Por ejemplo, el UBC (del ICBO) derivaba la mayoría de su contenido técnico de una combinación de organizaciones técnicas nacionales, y la SEAOC (*Structural Engineers Association of California*). Las organizaciones de códigos modelos en los EEUU se encargan principalmente de redactar y publicar los códigos modelos con base en cláusulas producidas por otros. Luego de adoptarse oficialmente en cierto lugar un código modelo particular, la organización correspondiente se encarga de interpretarlo y exigir su cumplimiento.

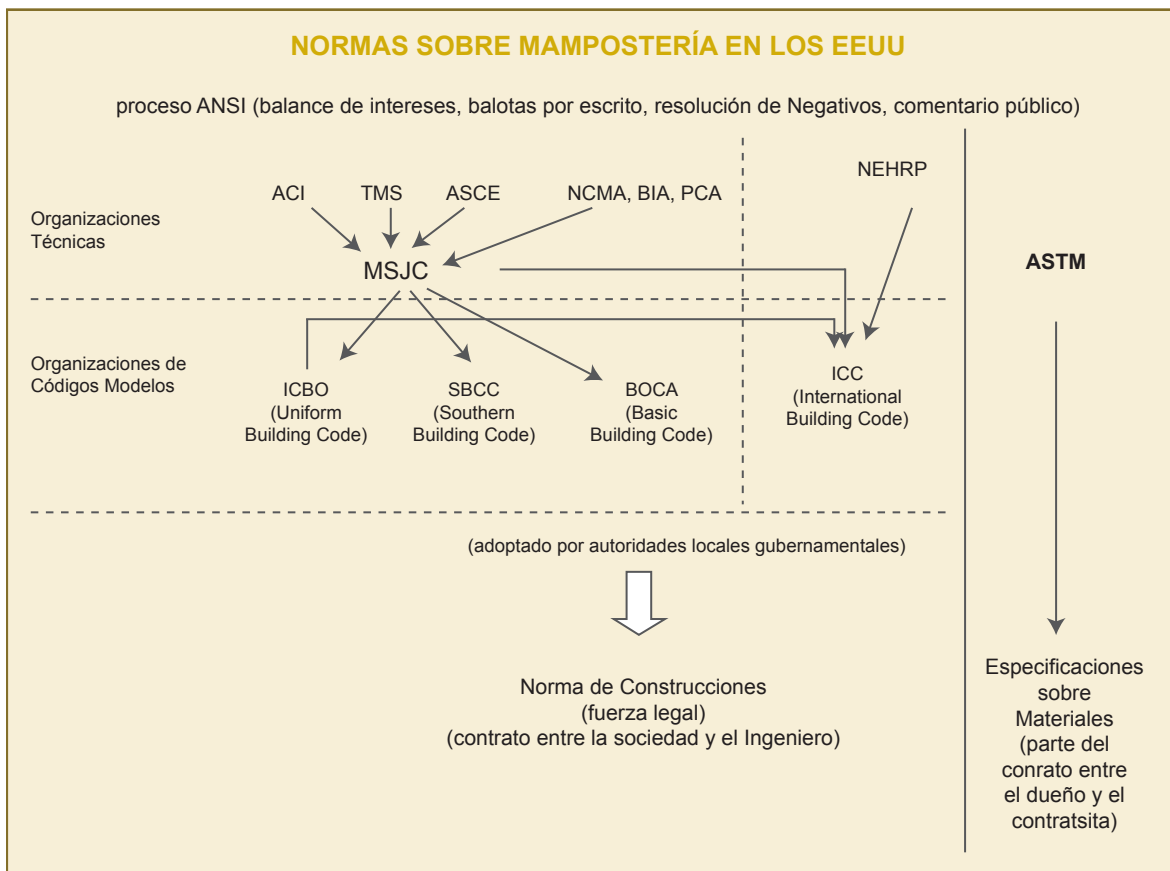


Figura F.1 Bosquejo del proceso normativo en los EEUU de América (Fuente: R. Klingner)

Para asegurar que intereses creados no se apoderen del proceso, imponiendo así sus puntos de vista al perjuicio del público o de la competencia, cada ente técnico tiene que funcionar mediante un proceso aprobado por el *American National Standards Institute* (ANSI), que incorpore los siguientes aspectos:

- Membresía abierta, o controlada de una forma abierta y aprobada por el ANSI
- Balance de intereses votantes
- Balotas por escrito
- Resolución de votos en negativo
- Comentario público.

Entre esos aspectos, cabe mencionar que la resolución de votos en negativo quiere decir que el comité entero tiene que dictar sobre la validez de un voto en contra. Un voto en contra, bien fundamentado y expresado, puede cambiar el parecer del comité entero.

Los códigos modelos son publicados por entes con fines de lucro. Cuando cualquier ciudad cita el código modelo UBC, por ejemplo, el publicador de ese código, que es en este caso el ICBO, adquiere ganancias sobre la venta de códigos. En los últimos años, las tres viejas organizaciones de códigos modelos (el ICBO, el *Southern Building Code Congress*, y el *Building Officials and Code Administrators*) se han aliado para producir un código modelo unificado, el International Building Code (IBC). La primera entrega fue el IBC 2000 y va a actualizarse en intervalos de 3 años.

En los últimos años, este sueño se ha hecho realidad. Comenzando en el año 2003, el código IBC se refiere esencialmente a la norma MSJC. Es decir, el código IBC 2006 se refiere a la norma MSJC 2005; el código IBC 2009, a la norma MSJC 2008; y así en adelante. Va a haber, entonces, una cadena de referencias normativas sobre la mampostería, desde la norma MSJC, por el código modelo IBC, hasta las leyes locales. La norma MSJC será el único juego de normas de referencia sobre el diseño de la mampostería en los EEUU de América.

Idealmente, el proceso anteriormente descrito debiera haber conducido a un código modelo unificado. En la undécima hora, otra organización, la *National Fire Protection Association*, decidió desarrollar su propio código modelo, por una combinación de razones técnicas y políticas. Se espera que esta situación se está resolviendo para tener un solo código modelo.

TABLA SÍNTESIS - ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

NORMAS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE SÍNTESIS DE INFORMACIÓN (EEUU de América)

Brevísima Historia: El diseño sismorresistente en los EEUU de América comenzó en los años 30 del siglo pasado. Depende de una principal norma modelo, que cita a una norma para solicitaciones y caminos de transmisión de fuerzas, y a otras normas para el diseño y detallado de elementos y estructuras de diferentes materiales. Los documentos se actualizan con frecuencia.

Norma Vigente: *International Building Code* (2012); ASCE7-10 (2010); varias normas sobre materiales.

Normas y Especificaciones Relacionadas	<ul style="list-style-type: none"> • ACI 318-11: <i>ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-11)</i>, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008. • AISC 2005: <i>Manual of Steel Construction</i>, 13th Edition, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 2005. • ASCE 7-10: <i>Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-10)</i>, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2010. • ASCE 41-06: <i>Seismic Rehabilitation of Existing Buildings</i>, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2006. • MSJC 2011a: <i>Building Code Requirements for Masonry Structures (TMS 402-11 / ACI 530-11 / ASCE 5-11)</i>, The Masonry Society, Boulder, Colorado, The American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, and The American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2011. • MSJC 2011b: <i>Specification for Masonry Structures (TMS 602-11 / ACI 530.1-11 / ASCE 6-11)</i>, The Masonry Society, Boulder, Colorado, The American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, and the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2011. • NEHRP 2009: <i>NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings (FEMA P-750)</i>, Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2009. • FEMA P-695, "Quantification of Building Seismic Performance Factors," Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2009.
---	--

Otras normas, reglamentos o especificaciones a las cuales se hace referencia en las Normas Sísmicas

SÍNTESIS DE LA FILOSOFÍA DE DISEÑO O ESTRATEGIA PREVENTIVA

Objetivos de desempeño: Las edificaciones que cumplan con la Norma deben satisfacer las siguientes limitaciones:	<p>Tener una probabilidad de colapso en el "sismo máximo considerado" de no mayor del 10%. En las regiones centrales y orientales de los EEUU, y para unas regiones occidentales, se establece el "sismo máximo considerado" mediante enfoques probabilísticos. En aquellas regiones, el "sismo máximo considerado" tiene una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años (periodo de retorno de unos 2500 años), ajustada usando curvas de fragilidad para homogenizar la probabilidad de colapso. En unas regiones occidentales de falla cercana, el "sismo máximo considerado" se establece mediante enfoques determinísticos,</p>
---	--

	<p>como el fractil superior del 84% de los espectros elásticos de respuestas, calculados usando amortiguamiento equivalente viscoso del 5%.</p> <p>Aunque se entiende que el proceso de diseño puede controlar los daños en un edificio en sismos menos severos que el “sismo de diseño,” y puede permitir que un edificio se mantenga en funcionamiento después de sismos aún menos severos, no se establecen criterios explícitos para los estados límites de daño ni de servicio, pues se estima que la función primordial de las normas se debe limitar a seguridad de vida, y que las decisiones sobre el desempeño en otros estados límites deben ser la responsabilidad del dueño.</p>
Cuantificación del desempeño	Para materiales o sistemas novedosos, la probabilidad de colapso en el “sismo máximo considerado” debe establecerse mediante el proceso establecido por el FEMA P-695 (ver arriba). Para materiales y sistemas conocidos, se ha comprobado en términos generales que la probabilidad de colapso es aproximadamente la misma.
Probabilidad de Excedencia aceptada, para el sismo de diseño	<p>10% en 50 años de vida útil (sismo de diseño con probabilidad de excedencia de 475 años).</p> <p>Ver arriba para el “sismo máximo considerado.”</p>
Importancia de la estructura	<p>La importancia de la estructura se toma en cuenta mediante el uso de un factor de importancia que se define en la Tabla 1.5-2 del ASCE7-10, en función de la categoría de riesgo asociada al edificio. Para diseño sísmico, los factores de importancia son como siguen:</p> <p>1.0 (edificios de menor importancia).</p> <p>1.0 (caso omiso).</p> <p>1.25 (edificios asociados a la producción o almacenaje de materiales peligrosos).</p> <p>1.50 (edificios de importancia excepcional, hospitales, estaciones de bomberos y similares).</p> <p>El factor de importancia se multiplica directamente por el espectro de diseño. No hay distinción entre sismos de diseño con respecto a edificios de diferentes importancias.</p>
Sismo de Servicio	<p>No está definido en la norma.</p> <p>Se describe informalmente como un sismo con período de retorno del orden de 50 a 100 años, para verificación de demandas de ductilidad inferiores a la unidad (equivale a emplear un espectro elástico no reducido, con aceleraciones máximas del terreno adecuadas al período de retorno empleado).</p>
ALCANCE GENERAL	
<p>1.- La Norma cubre el diseño de edificaciones para uso como vivienda, comercio, escuelas, centros comerciales, salas de espectáculos, hospitales, centrales de bomberos y similares. Además contempla instalaciones industriales como torres y tanques.</p> <p>2.- Suministra la información necesaria para el proyecto de estructuras de concreto reforzado y presforzado, acero estructural, acero formado en frío, madera, madera ligera, y mampostería, por separados o en combinación.</p>	
CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA	
General	La acción sísmica se caracteriza por medio de espectros de respuesta reducidos por un Coeficiente de Modificación de Respuesta, R , que incluye ductilidad y una sobre-resistencia de 1.5. Es decir, a una estructura elástica (ductilidad igual

	a 1.0), se le asigna un coeficiente de R de 1.5. Los espectros se caracterizan por sus ordenadas en períodos claves. Las formas de los espectros dependen de Categoría de Diseño Sísmico a la cual la estructura haya sido asignada. La Categoría de Diseño Sísmico depende de la ubicación geográfica de la estructura, y las propiedades del suelo subyacente (Clasificación de Sitio).
Mapas de Zonación	El ASCE7-10 contiene mapas de zonación, desglosados a nivel de condados, para la Clasificación de Sitio B (suelo firme). Hay tablas para convertir a otras Clasificaciones de Sitio. También existen herramientas en línea (sitio web USGS) para calcular las ordenadas en períodos claves, en función de la latitud y longitud del sitio.
Clasificación de Terrenos de Fundación	El ASCE7-10 desglosa los terrenos en 6 Clasificaciones de Sitio, en función de la velocidad de propagación de ondas cortantes y la resistencia cortante en estado no drenado. En líneas generales, los suelos se clasifican como roca, suelo firme, y suelo blando. Para altas Categorías de Diseño Sísmico, el ASCE7-10 exige una evaluación del potencial de licuación del subsuelo en el sitio de fundación.
Factores de Corrección	La influencia de la lejanía de las fallas que más contribuyen a la amenaza se reconoce por medio de las máximas ordenadas espectrales para zonas de falla cercana, y por las diferencias en las formas de los espectros de diseño para las Categorías de Diseño Sísmico que involucran fallas cercanas.
Espectros de Diseño	Los espectros de diseño son espectros elásticos reducidos por un coeficiente R que depende de la clasificación del sistema estructural sismorresistente. La clasificación depende de material, configuración, y nivel de detallado.
Espectros de desplazamiento	No se incluyen en la norma.
Espectros de velocidades	No se incluyen en la norma.
Ductilidad	El ASCE7-10 asigna un valor de R que depende de material, configuración, y nivel de detallado del sistema estructural sismorresistente. El coeficiente R incorpora ductilidad y sobre-resistencia. El valor de R puede ser tan bajo como 1.5, o tan alto como 8. El coeficiente R es uniforme en función del período de la estructura.
Estudios de Sitio	En la ausencia de un estudio de sitio, el ASCE7-10 requiere que el suelo se clasifique como Clase de Sitio D. Un estudio de sitio puede usarse para mejorar la clasificación.
Efectos de Interacción Suelo-Estructura	El ASCE7-10 permite reducciones de hasta el 30%, con base en procedimientos provistos.
Componente vertical	Es obligatorio tomar en cuenta la componente vertical, la cual se calcula con base en el espectro de diseño.
TIPIFICACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES E IRREGULARIDADES	
General	El ASCE7-10 reconoce casi 60 diferentes sistemas estructurales sismorresistentes. de los criterios de diseño de la Norma, se sustenta en la tipificación de la respuesta de sistemas estructurales bien definidos. Aquellos sistemas cuya respuesta no sea tipificable, como es el caso de los sistemas prefabricados, quedan excluidos del ámbito de aplicación de la Norma.

Sistemas Tipificados y Coeficiente de Modificación Sísmico (R)	Sistemas de pórticos de concreto armado. $2 \leq R \leq 6$
	Sistemas de pórticos de acero. $3 \leq R \leq 8$
	Sistemas a base de muros de concreto. $1.5 \leq R \leq 6$
	Sistemas a base de muros prefabricados de concreto. $3 \leq R \leq 5$
	Sistemas a base de muros de placas de acero. $7 \leq R \leq 7$
	Sistemas a base de muros de mampostería. $1.5 \leq R \leq 5$
	Sistemas a base de muros presforzados de concreto. $1.5 \leq R \leq 1.5$
	Sistemas a base de pórticos arriostrados de acero. $3.5 \leq R \leq 8$
	Sistemas duales muros-pórticos. $3 \leq R \leq 8$
	Sistemas ligeros de muros de madera. $2 \leq R \leq 3$
	Sistemas ligeros tipo pórtico de acero formado en frío. $3.5 \leq R \leq 3.5$
	Monocolumnas de diferentes materiales. $1 \leq R \leq 2.5$
	Está abierta la alternativa de emplear información con sustento experimental (ver FEMA P-695)
Tipificación de Irregularidades	5 irregularidades tipificadas en elevación
	5 irregularidades tipificadas en planta
	Las irregularidades pueden: (i) prohibir el uso de la estructura en Categorías de Diseño Sísmico más altas; (ii) incrementar globalmente (en la estructura y sus miembros) las solicitaciones de diseño; (iii) establecer requisitos adicionales para el análisis.
Limitaciones de Altura	El ASCE7-10 establece limitaciones de altura para los diferentes sistemas estructurales. La intención original fue de limitar el riesgo asociado al colapso de diferentes tipos de sistemas estructurales. Se cuestiona ahora.
CRITERIOS DE MODELADO	
El modelo matemático de la estructura incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, así como su distribución espacial de masas y rigideces.	
Nivel de Base	Cota o nivel en el cual se supone que la acción sísmica actúa sobre la estructura. Generalmente se restringen todos los grados de libertad de los miembros de la estructura que llegan al nivel de base. En casos particulares sólo se restringen los grados de libertad traslacionales horizontales de la junta, más no los rotacionales ni el traslacional vertical. Para edificaciones regulares se permite la incorporación de la interacción suelo estructura, con un límite del 30% en la reducción de cargas que esto puede generar.
Fundaciones	Estas se consideran infinitamente rígidas. En caso de niveles bajo el nivel de cota cero (sótanos), donde se hayan dispuesto muros de concreto reforzado debidamente arriostrados, se permite simular la interacción de éstos con el terreno por medio de coeficientes de balasto con sustento experimental.
Restricción de Grados de Libertad	Las restricciones de grados de libertad son congruentes con el método de análisis seleccionado.

Estimación del período fundamental de Vibración	La estimación del período fundamental de vibración está fundamentada en una fórmula empírica función del tipo de estructura y de la altura libre de la misma. También se sugiere el uso de métodos como el de Rayleigh.
Estado de las Secciones de Miembros	En general, los criterios de la norma utilizan secciones fisuradas, y se recomiendan métodos para ello.
Modelo Analizado	<p>El cálculo de las solicitaciones en los miembros de la estructura y sus deformaciones ocurre en el rango elástico. Las deformaciones y derivas se incrementan por un factor de amplificación de deformaciones C_d, el cual es esencialmente igual a R, pero no necesariamente siempre, pues en algunos casos es ligeramente menor que R.</p> <p>La norma incluye consideraciones particulares para la determinación de las fuerzas de diseño en componentes, apéndices e instalaciones</p>
Dirección de ataque de la acción sísmica	<p>La norma establece que la acción sísmica actúa en dos direcciones asociadas a los planos resistentes significativos del edificio. Esta consideración puede ser mejorada tomando en cuenta los resultados de estudios más recientes. Para sitios de falla cercana, las direcciones de ataque deben corresponder a las direcciones paralelas y perpendiculares a la falla.</p> <p>La norma establece que las estructuras deberán ser diseñadas para la acción simultánea de las dos componentes sísmicas horizontales. Se permite la aplicación del valor absoluto de una componente en una dirección más el 30% de la componente en la dirección ortogonal. Para la combinación modal de resultados, se permite la raíz cuadrada de la suma de cuadrados, o el enfoque CQC. Éste se exige en casos de modos acoplados.</p>
Interacción con mampostería de cerramientos	Se requiere que cada elemento de mampostería o diseñarse como aislado del sistema sismorresistente, o diseñarse como parte del sistema sismorresistente, caso en el cual tiene que conformarse a uno de los sistemas estructurales descritos en el ASCE7-10, y debe diseñarse y detallarse conforme a los requisitos para tal sistema.
Edificios de muros portantes de concreto armado	El ASCE7-10 requiere modelaje con una representación correcta de masas, rigidez (incluyendo los efectos del agrietamiento), y resistencia. Para muros, permite así un modelaje con base en elementos finitos tipo panel o tipo columnas y vigas con brazos rígidos, pero no requiere modelaje específico.
Comentarios adicionales	El ASCE7-10 tiene un coeficiente más de diseño sísmico, el Ω_0 . Este factor (con valor de 2.5) debe representar el aumento necesario en las acciones de diseño para los elementos que deben permanecer elásticos, tales como cuerdas de diafragmas o conexiones entre muros y diafragmas. Tales elementos tienen que diseñarse para las fuerzas elásticas, divididas por R , y multiplicadas por Ω_0 .
MÉTODOS DE ANÁLISIS	
Análisis estático equivalente	Limitado a estructuras regulares de no más de 50 metros, y sin irregularidades severas. Se incluyen distintas expresiones para la determinación del período fundamental, que se basan en el cociente de Rayleigh, y se proponen expresiones aproximadas en función de la altura y del tipo del edificio. Se requiere la consideración de efectos de torsión en planta mediante requisitos para excentricidades mínimas.

Análisis dinámico plano (1GDL por planta)	No se permite.
Análisis dinámico plano (2GDL por planta)	Se permite un modelaje que considera dos grados de libertad por planta (desplazamiento horizontal en el plano y rotación en el plano), solamente para análisis simplificado de estructuras con diafragmas flexibles.
Método de la torsión estática equivalente	Este método no existe en el ASCE7-10. Ver (1) arriba. La torsión en planta hay que considerarla en todo caso.
Análisis dinámico plano (3GDL por planta)	Superposición modal con 3 grados de libertad por planta. Se permite en todo caso. Se requiere para los casos en los cuales no se permite el análisis estático equivalente (ver arriba). Se permite incluir la flexibilidad en planta de diafragmas horizontales, pero no se requiere. En todo caso, se requiere la clasificación de diafragmas como rígidos, intermedios, o flexibles. Para diafragmas rígidos, hay requisitos específicos para calcular la torsión en planta. Se requiere la consideración de efectos P- Δ .
Análisis dinámico espacial con diafragma flexible	Se permite en todo caso. No se requiere. En todo caso, se requiere la clasificación de diafragmas como rígidos, intermedios, o flexibles. Para diafragmas rígidos, hay requisitos específicos para calcular la torsión en planta.
Método de análisis dinámico con acelerogramas	Se permite en todo caso, con los mismos comentarios que se aplican a los Métodos (5) y (6) de arriba. El análisis es elástico.
Método de análisis dinámico con acelerogramas	Se permite en todo caso, con los mismos comentarios que se aplican a los Métodos (5) y (6) de arriba. El análisis es inelástico. Hay restricciones adicionales sobre el modelaje, los modelos constitutivos para elementos, y la selección de registros de entrada.
Análisis estático inelástico (pushover)	No se contempla. Para la determinación de valores idóneos de los coeficientes de diseño sísmico (R , C_d , Ω_0), se requiere el procedimiento P-695 (ver referencias).
Otros métodos de análisis	El ASCE7-10 no contempla el uso de otros métodos de análisis.
VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD Y/O DESEMPEÑO	
En la verificación de la seguridad y/o desempeño esperado, se emplean las combinaciones de solicitaciones establecidas en el ASCE7-10, y las capacidades de diseño nominales obtenidas mediante las normas sobre materiales.	
Control de Cortantes Mínimos de Diseño	Se establecen limitaciones a los cortantes de diseño (no pueden ser menores que el 85% del cortante calculado por el análisis estático equivalente).
Deformabilidad de la Estructura	La Tabla 12.12-1 del ASCE7-10 establece límites superiores sobre las derivas en cada nivel, calculadas incluyendo el coeficiente C_d (efectos inelásticos). Los

	límites son diferentes para diferentes tipos de sistema estructural, y se reducen a medida que se aumenta la categoría de riesgo de la estructura. Estos límites pueden gobernar el diseño de pórticos (en especial los pórticos de acero).
Límites a deformaciones torsionales	No hay límites explícitos.
Otros aspectos de interés	
EVALUACIÓN Y ADECUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	
Normativa	El ASCE7-10 no contempla la evaluación y readecuación de estructuras existentes. Ese tema se contemple en ordenanzas locales, que normalmente se refieren al ASCE41-06, el cual esencialmente requiere una evaluación bajo criterios de desplazamientos. La demanda de desplazamientos (derivadas) se calcula o a mano o a computadora. Para elementos dúctiles, se compara la demanda de deformación con la capacidad, usando ecuaciones y gráficos prescritos. Para elementos frágiles, se comparan las fuerzas aplicadas (según las deformaciones de los miembros conectados) con la capacidad.
APORTES NOVEDOSOS Y ASPECTOS VENTAJOSOS	
Comentarios	El ASCE7-10 viene acompañado de Comentario. Además, los principios básicos del desarrollo de los espectros de diseño se explican en el NEHRP (2009).
Desarrollo fundamental de coeficientes de diseño sísmico	El enfoque FEMA P-695 es (que sepa yo) único en el mundo para el desarrollo fundamental de coeficientes de diseño sísmico. Para sistemas estructurales novedosos o convencionales, plantea un enfoque sistemático para lograr una probabilidad uniforme contra el colapso en el Sismo Máximo Considerado, tomando en cuenta las características del sistema y de los sismos, y la incertidumbre de los datos. El enfoque consiste en usar un juego reconocido de registros, junto con modelos analíticos no lineales, comprobados con experimentos. Se lleva a cabo una serie de análisis dinámicos incrementales, calculando así la probabilidad de colapso. Se ajusta el valor de R hasta lograr una probabilidad de colapso no mayor del 10% frente al Sismo Máximo Considerado, incluyendo los efectos de incertidumbre.
Sistemas con disipadores de energía	El ASCE7-10 incluye un capítulo sobre el diseño de estructuras con disipadores de energía.
Método simplificado de análisis de diseño para viviendas de 1 y 2 pisos	El ASCE7-10 incluye enfoques simplificadas para viviendas aisladas sencillas o dúplex, de un solo piso.
Otros aspectos ventajosos	

Coefficiente R independiente del período	Aunque se reconoce que el coeficiente de modificación de respuesta R debe variar con el período de la estructura, el ASCE 7-10 usa un R que es independiente del período. Otros enfoques tipo diseño por desplazamiento están en desarrollo, pero a lo mejor tardarán por lo menos 10 años en permitirse como opciones al diseño con base en fuerzas.
Restricciones en sistemas estructurales en función de la categoría de diseño sísmico	En las Categorías de Diseño Sísmico mayores (combinación de ubicación geográfica y suelo subyacente), el ASCE 7-10 permite solamente sistemas cuyo diseño y detallado les dota de altas ductilidades disponibles. Se reconoce que sería mejor permitir una gama de sistemas, siempre con un nivel mínimo aceptable de ductilidad (digamos unos 2). Estos cambios van incorporándose lentamente en ediciones futuras del documento.
Otras limitaciones o debilidades	---



ANEXO G - Perú
Marcial Blondet, Sabdra Santa Cruz y Jesús Carpio

Normas para el diseño sismorresistente

Informe país: Perú

G.1 Introducción

En este informe se presenta un resumen y una revisión comentada de la Norma de Diseño Sismorresistente peruana, además de otros reglamentos y normas relacionados, principalmente los incluidos en el vigente Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

En el Perú la normativa sismorresistente tiene rango de ley y dentro de sus alcances es obligatorio su cumplimiento para la ejecución de nuevos proyectos en todo el territorio nacional. Para su actualización se dispone de un Comité Permanente conformado por personas destacadas en el rubro de la ingeniería del diseño y de la construcción que reporta propuestas de normas técnicas de aplicación nacional para la vivienda y edificación al Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, en coordinación con el Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción (SENCICO).

La primera edición de una normativa que incluye criterios sismorresistentes en el Perú fue publicada en el año de 1970 como parte del Reglamento Nacional de Construcciones (RNC) mencionado en su Título V, Capítulo IV “Seguridad Contra el Efecto Destructivo de los Sismos”. Siete años después (1977) y luego de ocurrido otro sismo importante en el Perú (Lima, 1974) se aprueba la conformación de la “Norma Básica de Diseño Sismorresistente” como parte del RNC. Este documento fue aprobado por el Congreso Nacional de la República. Casi veinte años después, en el año 1996, durante el proceso de revisión de la norma ocurrió un sismo importante en la ciudad de Nazca, el cual aceleró el desarrollo de la nueva normativa que se encontraba en discusión. La nueva norma confirmó algunas hipótesis a partir de las fallas observadas en las viviendas y en edificaciones escolares colapsadas por dicho sismo. En ese momento se decidió incluir criterios que incluyen el control de las deformaciones laterales en las edificaciones, para lo cual se modificaron algunos coeficientes de la norma previa. En 1997 es publicada la nueva “Norma de Diseño Sismorresistente” incluyendo límites para el desplazamiento lateral de entrepiso en función al material predominante en la edificación.

El 23 de junio de 2001 ocurrió un nuevo sismo importante, esta vez en Ático, al sur del país, afectando principalmente a los departamentos de Arequipa, Moquegua y Tacna. A pesar de los daños registrados, se pudo comprobar que las recomendaciones establecidas en la norma del 97 eran útiles y se comprobó la eficacia del diseño que incluye el control de deformacio-

nes laterales. En la actualidad (2013) está vigente la versión de la norma aprobada, luego de varios ajustes, en el año 2003.

El 8 de junio del 2006 se promulgó la ley y normativa que presenta el actual y vigente “Reglamento Nacional de Edificaciones” (RNE), en reemplazo del anterior “Reglamento Nacional de Construcciones”. La normativa se ha desarrollado en coordinación por el Servicio Nacional Para la Industria de la Construcción – SENCICO, a través de su dirección de Normalización e Investigación. El soporte nacional a este gran documento ha sido dado por una gran cantidad de estudios experimentales y analíticos. Adicionalmente existe coordinación permanente con el Instituto Geofísico del Perú – IGP con quien se desarrolla estudios referentes al conocimiento y entendimiento del peligro sísmico dentro del territorio nacional.

Recientemente el estado peruano está colocando nuevas estaciones de monitoreo a lo largo del territorio nacional, lo que mejorará la calidad y cantidad de información sismológica disponible luego de eventos futuros (ubicación de epicentros e hipocentros y asignación de magnitudes).

Hacia el futuro, la Norma de Diseño Sismorresistente E0.30 actualmente vigente, sin duda enfrentará cambios y deberá adecuarse a nuevos materiales, nuevos conceptos así como nuevas técnicas constructivas, y posiblemente en algún momento se complementará con un código de construcciones.

G.2 Identificación de la norma sísmica

El Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) incluye varias normas, que especifican en sus apartados indicaciones que se relacionan transversalmente con la norma de Diseño Sismorresistente. Entre ellas se destacan las que se especializan en los diversos materiales empleados para la construcción de edificaciones. Estas normas son:

- NORMA E.010 “MADERA”
- NORMA E.020 “CARGAS”
- NORMA E.030 “DISEÑO SISMORRESITENTE”
- NORMA E.040 “VIDRIO”
- NORMA E.050 “SUELOS Y CIMENTACIONES”
- NORMA E.060 “CONCRETO ARMADO”
- NORMA E.070 “ALBAÑILERÍA”

- NORMA E.080 “ADOBE”
- NORMA E.090 “ESTRUCTURAS METÁLICAS”
- MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES

G.3 Alcance

E.010 Madera

La norma establece los requisitos mínimos para los materiales, análisis, diseño, construcción y mantenimiento de edificaciones de madera de carácter permanente. Se aplica tanto a edificaciones cuya estructura sea íntegramente de madera como a las construcciones mixtas, cuyos componentes de madera se combinen con otros materiales.

E.020 Cargas

Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actúan en combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su Norma de diseño específica. En ningún caso las cargas empleadas en el diseño serán menores que los valores mínimos establecidos en esta norma, establecidas para condiciones de servicio. La norma de Cargas se complementa con la NTE E.030 Diseño Sismorresistente y con las normas propias de diseño de los diversos materiales estructurales.

E.030 Diseño sismorresistente

Esta norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con la filosofía de diseño. Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaren dañadas por la acción de los sismos. Para el caso de estructuras especiales tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, plantas nucleares y todas aquellas cuyo comportamiento difiera del de las edificaciones, se requieren consideraciones adicionales que complementen las exigencias de la norma. Adicionalmente a la prevención relacionada directamente con el peligro sísmico, la norma indica que se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: incendios, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.

E.040 Vidrio

Esta norma principalmente explica las consideraciones mínimas a considerar en la elección y colocación de vidrio en función a sus propiedades acústicas, térmicas y de translucidez. Adicionalmente desde el punto de vista estructural establece las condiciones mínimas para el buen funcionamiento de los elementos de sujeción.

Los cálculos estructurales en aluminio, serán realizados bajo la norma AAMA, (American Architectural Manufacturers Association) de 1991 y a la A.A (Aluminum Association). La velocidad y carga de viento serán consideradas de acuerdo a la Norma Técnica E.020 Cargas del RNE.

E.050 Suelos y cimentaciones

El ámbito de aplicación comprende todo el territorio nacional. No toma en cuenta los efectos de los fenómenos de geodinámica externa y no se aplica en los casos que haya presunción de la existencia de ruinas arqueológicas, galerías u oquedades subterráneas de origen natural o artificial. En concordancia con la norma E.030 Diseño Sismorresistente, un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) proporcionará como mínimo el Factor de Suelo (S) y el Período que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo ($T_p(S)$). Para condiciones especiales el profesional responsable deberá recomendar la medición «in situ» del período fundamental del suelo, a partir del cual se determinarán los parámetros S y T_p . En el caso que se encuentren suelos granulares saturados sumergidos tales como arenas, limos no plásticos o gravas contenidas en una matriz de estos materiales, el EMS deberá evaluar el potencial de licuefacción del suelo.

Actualmente se encuentra en revisión la clasificación de los perfiles de roca o suelo y los correspondientes coeficientes de amplificación sísmica.

E.060 Concreto armado

Esta norma fija requisitos y exigencias mínimas para el análisis y diseño, así como para los materiales, construcción, control de calidad e inspección de estructuras de concreto simple y concreto armado. Las estructuras de concreto pre-esforzado también se incluyen dentro de la definición de estructuras de concreto armado. Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta norma, pudiendo complementarla en lo no contemplado en ella. Esta norma tiene prioridad cuando sus recomendaciones están en discrepancia con otras normas a las que hace referencia. La norma E.060 Concreto Armado se relaciona fundamentalmente con la norma E.030 en la etapa de diseño y en las

recomendaciones de configuración y confinamiento que concluyen en un mecanismo de falla aceptado.

E.070 Albañilería

Esta norma establece los requisitos y las exigencias mínimas para el análisis y diseño, así como para los materiales, construcción, control de calidad e inspección de las edificaciones de albañilería, estructuradas principalmente por muros confinados y por muros armados. Para estructuras especiales de albañilería, tales como arcos, chimeneas, muros de contención y reservorios, las exigencias de esta norma serán satisfechas en la medida que sean aplicables. Los sistemas de albañilería que estén fuera del alcance de esta norma deberán ser aprobados mediante Resolución del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento luego de ser evaluados por SENCICO.

E.080 Adobe

La norma comprende lo referente al diseño y construcción de edificaciones de adobe simple o estabilizado. El objetivo del diseño de construcciones de albañilería de adobe es proyectar edificaciones de interés social y bajo costo que resistan las acciones sísmicas, evitando la posibilidad de colapso frágil. Esta norma se orienta a mejorar el actual sistema constructivo con adobe, tomando como base la realidad de las construcciones de este tipo existentes en el país. Los proyectos que se elaboren con alcances y bases distintos a los consideradas en esta norma, deberán estar respaldados con un estudio técnico. La norma contiene especificaciones para el dimensionamiento adecuado de los muros, su configuración en planta, y los elementos de refuerzo externos e internos requeridos para resistir solicitaciones sísmicas. Actualmente la norma se encuentra en revisión para actualizar los coeficientes de carga empleados para el diseño así como la inclusión de nuevas tecnologías de construcción con tierra cruda.

E.090 Estructuras metálicas

Esta es una norma de diseño, fabricación y montaje de estructuras metálicas para edificaciones. Acepta los criterios del método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y el método por Esfuerzos Permisibles (ASD). Su ámbito de aplicación comprende todo el territorio nacional. Las exigencias de esta Norma se consideran mínimas. Se relaciona al diseño sismorresistente en la adjudicación de factores de amplificación de cargas por efectos sísmicos, así como en la relación de las dimensiones de los elementos estructurales en función a su esbeltez para condiciones de falla, y el acondicionamiento de apoyos temporales durante el montaje.

Manual de diseño de puentes

El Reglamento para el Diseño de Puentes ha sido aprobado y publicado por Resolución Ministerial en el 2003, en coordinación con la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. El manual brinda las pautas necesarias para el planeamiento, el análisis y el diseño de puentes carreteros y puentes peatonales. Se especifican en cada caso los requerimientos mínimos, quedando a criterio del proyectista utilizar límites más estrictos o complementar las especificaciones.

Los estudios de riesgo sísmico tienen como finalidad la determinación de espectros de diseño que definan las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de cota de cimentación. Se define como sismo de diseño un evento con 10% de probabilidad de excedencia e un periodo de exposición de 50 años, lo que corresponde a un periodo de retorno de aproximadamente 475 años.

A diferencia del RNE, este reglamento sólo sirve para fines de diseño y amparo de los diseñadores o revisores, y no existen exigencias en su aplicación.

G.4 Filosofía general de la norma

La filosofía de la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 procura el cumplimiento de tres principales fines frente a la posibilidad de ocurrencia de un sismo: Evitar la pérdida de vidas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad.

G.5 Objetivos de desempeño

Aunque en la norma E.030 no se especifica explícitamente objetivos de desempeño para diseñar estructuras, si se reconoce que se debe dar completa protección frente a todos los sismos futuros y garantizar la conservación de la vida. En ese sentido, la estructura no debería colapsar, ni causar daños graves, directa o indirectamente, a las personas que lo habitan debido a movimientos sísmicos severos. Además, la estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados durante su tiempo de servicio, experimentando sólo posibles daños, dentro de límites aceptables.

Adicionalmente, en la norma E.070 ALBAÑILERÍA se indica que el diseño de los muros debe cubrir todo su rango de comportamiento, desde la etapa elástica hasta su probable incurción en el rango inelástico, debiendo proveer suficiente ductilidad y control de la degradación de resistencia y rigidez en los elementos resistentes.

De este modo establece algunos criterios para edificios de albañilería:

- a) Para un sismo moderado no se debe producir fisuración en ningún muro portante.
- b) Los elementos de acoplamiento entre muros deben funcionar como una primera línea de resistencia sísmica, disipando energía antes de que fallen los muros de albañilería, por lo que deberán conducirse hacia una falla dúctil por flexión.
- c) El límite máximo de la distorsión angular ante la acción de un sismo severo será de $1/200$, para permitir que el muro sea reparable pasado el evento sísmico.
- d) Los muros deben ser diseñados por capacidad, de tal modo que puedan soportar la carga asociada a su incursión inelástica, y proporcionen al edificio una resistencia al corte mayor o igual que la carga producida por el sismo severo.

G.6 Resumen del contenido y aspectos resaltantes

La Norma Sismorresistente está dividida en los siguientes capítulos:

G.6.1 Capítulo 1: Generalidades

Se describen la nomenclatura usada, los alcances de la norma, la filosofía y los principios del diseño sismorresistente y el contenido mínimo de presentación de un proyecto estructural.

G.6.2 Capítulo 2: Parámetros de Sitio

Se describe la zonificación sísmica, indicando las tres zonas reconocidas en el país. Se mencionan las condiciones locales, la microzonificación sísmica, los estudios de sitio y las condiciones geotécnicas, donde se indican los perfiles de suelo que se pueden encontrar, su periodo T y su factor de amplificación del suelo.

En la **Figura G1** se muestra la división del país en tres zonas sísmicas y los factores Z correspondientes, que representan una aceleración máxima en suelo firme (PGA) de 0.15 g, 0.3 g y 0.4 g para sismos fuertes, de 475 años de periodo de retorno o de una probabilidad de excedencia de 10% en un periodo de exposición de 50 años. Ver **Tabla G1**.

También existe un factor de amplificación sísmica que relaciona el periodo natural de la estructura con las condiciones geotécnicas del suelo sobre el cual se pretende edificar. La **Tabla**

G2 muestra la relación entre el tipo de perfil de suelo considerado (muy rígido, intermedio, flexible o de condiciones excepcionales) y el correspondiente periodo natural del suelo (0.4 s, 0.6 s y 0.9 s, considerado fijos e invariables para todo el territorio nacional), y los correspondientes factores de amplificación (S).



Figura G.1 Zonificación sísmica del Perú (Fuente: normas E-030)

El Factor de Amplificación sísmica (C) está definido por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5$$

G.6.3 Capítulo 3: Requisitos Generales

Este capítulo incluye la inclusión de elementos no estructurales, indicaciones en función a la regularidad de la estructura y las cargas a considerar. Se descarta la posibilidad de sumar efectos simultáneos de viento y sismo. Con respecto a la concepción estructural sismorresistente, se menciona las condiciones que mejoran el comportamiento de la estructura como la simetría, y la distribución del peso y rigidez lateral. Se mencionan también las discon-

tinuidades geométricas que puedan comprometer una correcta transmisión de las cargas. Las edificaciones se categorizan de acuerdo a su estructura y a su uso en esenciales (hospitales, subestaciones eléctricas, centros educativos, etc.), importantes (teatros, estadios, centros comerciales, bibliotecas, etc.), comunes (viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, etc.), o menores (cercos de menos de 1.50m de altura, depósitos temporales, etc.). La **Tabla G3** muestra la relación entre la categoría de la edificación y el correspondiente factor de amplificación U debido al uso o importancia.

Tabla G.1 Factores de Zona (Fuente: normas E-030)

Zona	Z
3	0.40
2	0.30
1	0.15

Tabla G.2 Parámetros del suelo. (*) Los valores de T_p y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S3 (Fuente: normas E-030)

Categoría de las edificaciones - Valores de U			
Categoría A Edificaciones Esenciales	Categoría B Edificaciones Importantes	Categoría C Edificaciones Comunes	Categoría D Edificaciones Menores
1.5	1.3	1.0	*

* A criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

Con respecto a la configuración estructural se indican las cualidades necesarias para que una estructura sea clasificada como regular o irregular. Se sugiere en general que las edificaciones sean de configuración regular. Sin embargo por cuestiones arquitectónicas es posible tolerar eventualmente algunas irregularidades. Estas pueden ser en altura o en planta de acuerdo a los criterios expresados en la **Tabla G.4** y en la **Tabla G.5**.

También se clasifican a las estructuras como sistemas estructurales por el material predominantemente empleado y la configuración de los elementos estructurales más importantes (pórticos o muros).

Tabla G.3 Categoría de las edificaciones – Valores de U (Fuente: normas E-030)

Categoría de las edificaciones - Valores de U			
Categoría A Edificaciones Esenciales	Categoría B Edificaciones Importantes	Categoría C Edificaciones Comunes	Categoría D Edificaciones Menores
1.5	1.3	1.0	*

Tabla G.4 Irregularidades Estructurales en Altura (Fuente: normas E-030)

Irregularidades Estructurales en Altura	
Irregularidad por Rigidez (Piso Blando)	Σ áreas de secciones de elementos verticales resistentes al corte de entrepiso (columnas y muros) < 85 % Σ para el entrepiso superior ó < 90 % del promedio 3 pisos superiores. No se considera en sótanos. Pisos con altura diferente multiplicar (hi/hd). hd=altura diferente, hi = altura típica.
Irregularidad por Masa	Masa de piso >150% masa de piso adyacente. No se considera en azoteas ni sótanos.
Irregularidad por Geometría Vertical	Área planta >130% área planta piso adyacente. No se considera en azoteas.
Discontinuidad en los sistemas resistentes	Debido a un no alineamiento de los elementos verticales, causado por un cambio de orientación de estos o por un desplazamiento visto en planta de magnitud mayor que la dimensión del elemento.

Tabla G.5 Irregularidades Estructurales en planta (Fuente: normas E-030)

Irregularidades Estructurales en planta	
Torsional	En edificios con diafragmas rígidos con desplazamiento promedio de algún entrepiso > 50% del máximo permisible lateral. En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.
Esquinas Entrantes	El sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son > 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.
Discontinuidad del Diafragma	Discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas > 50% del área bruta.

Tabla G.6 Sistemas Estructurales (Fuente: normas E-030)

Sistema Estructural	Coefficiente de Reducción R para estructuras regulares (*) (**)
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos	9.5
Otras estructuras de acero	
Arriostres excéntricos	6.5
Arriostres en cruz	6.0
Concreto armado	
Pórticos (1)	8.0
Sistema Dual (2)	7.0
De muros estructurales (3)	6.0
Muros de ductilidad limitada (4)	4.0
Albañilería armada o confinada (5)	3.0
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7.0

(*) Estos coeficientes aplican para estructuras con capacidad de disipación de energía conservando su estabilidad. No aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

(**) $R \times \frac{3}{4}$ para estructuras irregulares.

(1): Al menos el 80% del cortante basal lo asumen las columnas de los pórticos.

(2): Al menos el 25% del cortante basal es asumido por los pórticos. Los muros estructurales serán diseñados para las fuerzas obtenidas del análisis.

(3): Al menos el 80% del cortante basal lo asumen los muros estructurales.

(4): Edificio de baja altura con alta densidad de muros de ductilidad limitada.

(5): Para diseño por Esfuerzos Admisibles el valor de R será de 6.0

Las estructuras de tierra no son consideradas entre estas categorías. Su diseño deberá hacerse de acuerdo a la norma E.080 Adobe.

La **Tabla G.6** presente el coeficiente R de reducción de las cargas sísmicas para estructuras regulares. Para estructuras irregulares el coeficiente deber ser $\frac{3}{4}R$.

La **Tabla G.7** presenta los sistemas y configuraciones estructurales permitidos en función a la categoría de la edificación y la zona donde se ubique.

Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se permite usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

La norma también especifica los desplazamientos laterales permisibles según el material predominante en la estructura. Ver la **Tabla G.8**.

Tabla G.7 Categoría y estructura de las edificaciones (Fuente: normas E-030)

Categoría y Estructura de las Edificaciones			
Categoría de la Edificación	Regularidad Estructural	Zona	Sistema Estructural
A (Esencial)	Regular	3	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
		2 y 1	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
B (Importante)	Regular Irregular	3 y 1	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
		1	Cualquier sistema
C (Común)	Regular Irregular	3, 2 y 1	Cualquier sistema

Tabla G8 Límites para desplazamiento lateral de entrepiso (Fuente: normas E-030)

Límites para Desplazamiento Lateral de Entrepiso	
Material Predominante	($D_i / h_{e,i}$)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería / Muros de Ductilidad Limitada	0,005
Madera	0,010

La junta de separación sísmica necesaria se especifica como:

$$s \geq \frac{2}{3} \Sigma \text{ desplazamiento máximo bloques adyacentes}$$

$$s \geq 3; s3 + 0.004 \times (h - 500); h \text{ y } s \text{ en cm}$$

Donde s , es la separación entre bloques adyacentes y h la altura de evaluación.

G.6.4 Capítulo 4: Análisis de Edificios

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos. Las estructuras clasificadas como regulares, de no más de 45 m de altura, y las estructuras de muros portantes de no más de 15 m de altura, aún cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes.

Se acepta que las edificaciones tendrán incursiones inelásticas frente a solicitaciones sísmicas severas. Por tanto las solicitaciones sísmicas de diseño se consideran dividiendo la solicitación sísmica máxima elástica por el factor de reducción R. El análisis podrá desarrollarse con las solicitaciones sísmicas reducidas con un modelo de comportamiento elástico para la estructura.

Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una de rotación en planta.

El peso de la edificación está compuesto por carga muerta y carga viva. La carga viva se considerará de acuerdo al uso de la edificación pudiendo variar desde 25% en azoteas de edificios hasta 100% de la carga viva en silos y tanques. Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis lineal y elástico con las cargas sísmicas reducidas se multiplicarán por 0,75R.

Los efectos de segundo orden (P-delta) solo son considerados cuando producen un incremento de más del 10 % en las fuerzas internas.

Las solicitaciones sísmicas verticales sólo se consideran para elementos en volado o con salientes.

En el Análisis Estático, se representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación. Se estima el periodo fundamental para cada dirección ortogonal principal de la siguiente manera:

$$T = \frac{h_n}{C_t}$$

Donde:

$C_t = 35$; Predominancia de pórticos en la dirección considerada.

$C_t = 45$; Concreto Armado. Pórticos y cajas de ascensores y escaleras.

$C_t = 60$; Mampostería o albañilería. Concreto armado. Muros de corte.

También puede estimarse el periodo fundamental es a través de un análisis dinámico básico que considere las características de rigidez y distribución de masas en la estructura. En este caso se estimaría el periodo de la siguiente manera:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i \cdot D_i^2)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot D_i)}}$$

Donde:

P_i = Pesos de las masas concentradas en cada nivel o diafragma rígido.

F_i = Fuerza sísmica correspondiente a cada nivel o diafragma rígido.

D_i = Desplazamiento de nivel correspondiente a la aplicación de la Fuerza sísmica.

Cuando este procedimiento no considere el efecto de elementos no estructurales, se deberá tomar 0.85 de T.

La fuerza cortante basal (V) para el análisis estático correspondiente a la dirección de análisis se determinará de la siguiente manera:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Donde:

Z = Factor de Zonificación (0.4, 0.3 o 0.15).

U = Factor de Uso por categoría o importancia de la Edificación (1.0, 1.3 o 1.5).

C = Coeficiente sísmico. Debe ser mayor o igual a 2.5.

S = Factor de amplificación por el tipo de suelo (1.0, 1.2 o 1.4)

R = Coeficiente de reducción en función a la configuración estructural (3.0 a 9.5).

P = Peso de la estructura (*)

C/R debe ser como mínimo igual a 0.125.

(*) $1.4D + 1.7L$ ó $1.25(D + L) \pm S$ con D: Carga muerta, L: Carga viva, S: Carga por sismo

Sobre la distribución de las fuerzas en altura, se indica que si el periodo fundamental (T) es mayor que 0.7seg, una parte de la fuerza cortante basal (V), deberá aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. Esta fuerza (F_a) se determinará de la siguiente manera:

$$F_a = 0.07 \times T \times V \leq 0.15 \times V$$

El resto de fuerzas ($V - F_a$) se distribuirá de manera proporcional a los pesos del diafragma y las respectivas alturas de entrepiso de la siguiente manera:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} \times (V - F_a)$$

Para considerar los efectos de torsión, se supone siempre que la fuerza sísmica actúa en el centro de masas de cada nivel y se considera una excentricidad accidental en cada nivel (e_i) igual a 5% de la dimensión del edificio perpendicular a la aplicación de la fuerza. Del producto de esta fuerza y su excentricidad accidental se obtiene el momento accidental ($M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$). Para el análisis se supone la peor condición, es decir que las excentricidades accidentales de todos los niveles van en el mismo sentido.

Las fuerzas sísmicas verticales sólo se deberán considerar para las zonas sísmicas 2 y 3, con un factor de zonificación igual a 2/3 de Z .

Se proponen dos alternativas de análisis dinámico: Por combinación modal espectral, o por análisis tiempo historia. Si se decide realizar el análisis por combinación modal espectral, lo primero es determinar los modos de vibración a través de un análisis que considere la rigidez y la distribución de masas de la estructura. Luego, para cada una de las direcciones a analizar es necesario determinar el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones (S_a) mediante la siguiente relación:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá utilizarse un espectro equivalente a los 2/3 del espectro empleado para el análisis sísmico horizontal.

La respuesta máxima esperada r (fuerzas cortantes, desplazamientos, momentos de volteo, etc.) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la siguiente expresión.

$$r = 0.25 \times \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \times \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Se tomará al menos los tres primeros modos dominantes (suma de masas efectivas de al menos 90%) en la dirección de análisis. Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

Para cada dirección analizada la fuerza cortante basal obtenida nunca debe ser menor al 80% de la obtenida mediante análisis estático para estructuras regulares, ni menor al 90% para estructuras irregulares.

Para considerar el efecto de la torsión, del mismo modo que en el análisis estático se supone siempre que la fuerza actúa en el centro de masas de cada nivel y se considera una excentricidad accidental en cada nivel (e_i) igual a 5% de la longitud perpendicular a la aplicación de la fuerza.

El análisis tiempo-historia podrá realizarse suponiendo comportamiento lineal elástico y utilizando al menos cinco registros de aceleraciones horizontales, correspondientes a sismos reales o artificiales. Estos registros deberán normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio. Para edificaciones especialmente importantes el análisis dinámico tiempo-historia se efectuará considerando el comportamiento inelástico de los elementos de la estructura.

G.6.5 Capítulo 5: Cimentaciones

Se describe de forma breve y concisa aspectos básicos como que los apoyos considerados sean consistentes con las características del suelo de cimentación, y que la distribución de las fuerzas obtenidas del análisis de la estructura sean concordantes con el sistema de cimentación elegido y su correspondiente capacidad portante, estimada de acuerdo con la norma E.050.

Es muy importante analizar la posibilidad de licuefacción y evitar la posibilidad de que la estructura se voltee con al menos un factor de seguridad de 1.5.

Adicionalmente se recomienda para el diseño de pilotes y cajones considerar esfuerzos de tracción de por lo menos un 15% de la carga que soportan.

G.6.6 Capítulo 6: Elementos No Estructurales, Apéndices y Equipo

Los elementos cuyo aporte de rigidez al sistema es nulo o despreciable se consideran como no estructurales. Se analizan para resistir una fuerza lateral V que depende de la zonificación sísmica, el uso de la edificación, el peso propio del elemento y un coeficiente sísmico relativo $C1$.

$$V = Z \cdot U \cdot C1 \cdot P$$

El coeficiente $C1$ está especificado en la **Tabla G.9**.

El diseño de equipos e instalaciones dentro de la edificación es responsabilidad del especialista correspondiente.

Tabla G.9 Valores de $C1$ (Fuente: normas E-030)

Valores de $C1$	
Elementos con peligro de colapso fuera de la estructura o cuya falla implique daño severo a personas u otras estructuras	1.3
Muros y Tabiques dentro de una edificación	0.9
Cercos	0.6
Tanques, torres o chimeneas	0.9
Pisos y techos que actúan como diafragmas	0.6

G.6.7 Capítulo 7: Evaluación, Reparación y Reforzamiento de Estructuras

Después de un evento sísmico importante, profesionales competentes deben evaluar las estructuras afectadas con el fin de decidir la pertinencia de reforzarlas, repararlas o demolerlas. La reparación deberá ser capaz de dotar a la estructura de la suficiente capacidad de resistencia y ductilidad que garantice un comportamiento adecuado frente a un evento sísmico posterior. Se permite, bajo responsabilidad del ingeniero proyectista, recurrir a procedimientos y criterios no mencionados en la norma.

G.6.8 Capítulo 8: Instrumentación

En todas las zonas sísmicas, como parte de los requisitos de finalización de obra, las edificaciones con un área igual o mayor a 10,000 m², deberán instrumentarse con un registrador acelerográfico triaxial provisto por el propietario, con especificaciones técnicas aprobadas por el Instituto Geofísico del Perú (IGP) y ubicado en una habitación de al menos 4m² en el primer nivel que cuente con las facilidades necesarias para su mantenimiento y control durante al menos 10 años de operación. Los datos obtenidos serán compartidos a través del Banco Nacional de Datos Geofísicos y serán de dominio público.

G.7 Principales aportes, fortalezas, ventajas y aspectos novedosos

- La Norma Sismorresistente vigente está en constante evaluación, actualización y modernización.
- Es conocida y aceptada a nivel nacional.
- Conduce a diseños conservadores.
- El criterio de control por desplazamientos de entrepiso (1997) conduce a estructuras más rígidas y robustas, y a la eliminación de las columnas cortas.
- Las zonas de peligro sísmico especifican espectros de respuesta y aceleraciones pico en roca.
- La norma trata de reflejar el estado del arte. Sus especificaciones y estándares se fundamentan en estudios e investigaciones locales sobre peligro sísmico y vulnerabilidad de las edificaciones representativas del país.

G.8 Limitaciones y debilidades de la norma

- No considera la interacción suelo estructura.
- No incluye requerimientos para obtener niveles específicos de desempeño.
- No incluye especificaciones para el diseño de sistemas de aislamiento y de disipación de energía.
- El análisis sísmico se hace con espectros elásticos reducidos. No se consideran efectos no lineales.

- No es posible estimar la confiabilidad del diseño sísmico.
- No se considera la microzonificación sísmica.
- No se considera la posibilidad de rotación en la base o en los entrepisos.
- No se indica cómo especificar las señales de aceleración (registradas o sintéticas) para realizar los análisis tiempo-historia.

G.9 Comparación con otras normas

- La norma costarricense, a diferencia de la peruana incluye una microzonificación para el diseño sísmico.
- La norma chilena, a diferencia de la peruana limita el esfuerzo normal de las columnas, logrando secciones de mayor dimensión. Esto se hace evidente en edificios de gran altura (20 a 30 pisos).

G.10 Recomendaciones o comentarios sobre eventuales o necesarios cambios y actualizaciones

Recientemente se ha aprobado la modificación del factor S del suelo (actualmente constante: 1, 1.2 y 1.4) para que dependa de la zonificación sísmica Z . Este cambio aún no se encuentra publicado oficialmente. Aún está pendiente revisar las consideraciones de comportamiento no lineal y la posibilidad de incluir mapas de microzonificación sísmica en zonas especiales o de gran densidad poblacional.

G.11 Comentarios técnicos adicionales

G.11.1 Evaluación y readecuación de estructuras existentes

La norma solo menciona lineamientos generales: Las estructuras dañadas por efectos un sismo deben evaluadas y luego reparadas para corregir los defectos estructurales que provocaron la falla y recuperar su capacidad de resistir un nuevo sismo, de acuerdo con los objetivos del diseño sismorresistente. La evaluación debe ser hecha por un ingeniero civil, quien deberá determinar si el estado de la edificación hace necesario el reforzamiento, reparación o demolición de la misma. El estudio deberá necesariamente considerar las características geotécnicas del sitio. La reparación o reforzamiento deberá dotar a la estructura de una com-

binación adecuada de rigidez, resistencia y ductilidad que garantice su buen comportamiento en eventos sísmicos futuros. El proyecto de reparación o reforzamiento incluirá los detalles, procedimientos y sistemas constructivos a seguirse. Se podrá emplear criterios y procedimientos diferentes a los indicados en la norma, con la debida justificación y aprobación de la autoridad competente.

G.11.2 Amenaza sísmica. Formas espectrales

La actividad sísmica en el Perú es el resultado de la interacción de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana, y de los reajustes que se producen en la corteza terrestre como consecuencia de la interacción y la morfología del Aparato Andino. La **Figura G2** muestra un mapa de isoaceleraciones para roca o PGA con periodo de retorno de 475 años (10% de probabilidad de excedencia para un periodo de exposición de 50 años) y con un periodo natural de 0.2 segundos.

El mapa oficial de zonificación sísmica para Perú (**Figura G1**) indica las zonas de sismicidad alta, intermedia y baja. Actualmente existen propuestas para cambiar esta zonificación para acercarla más a la realidad.

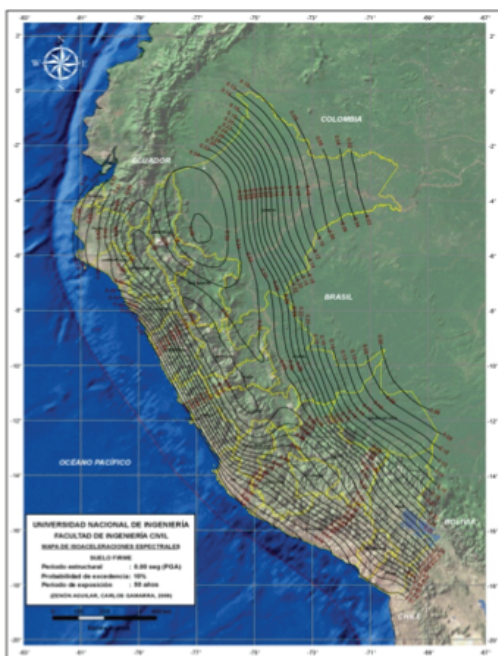


Figura G.2 Mapa de isoaceleraciones en Perú. $T = 0.2$ s. Periodo de retorno 475 años (Fuente: normas E-030)

La **Figura G3** muestra los espectros de aceleración espectral S_a en relación con la zonificación sísmica y al perfil de suelo. Los espectros se han construido asumiendo que el periodo natural de cada tipo de suelo es constante e independiente de la sismicidad (0.4 s para S1, 0.6 s para S2 y 0.9 s para S3). Esta inconsistencia ha sido revisada y recientemente modificada en el comité, pero aún no ha sido publicada.

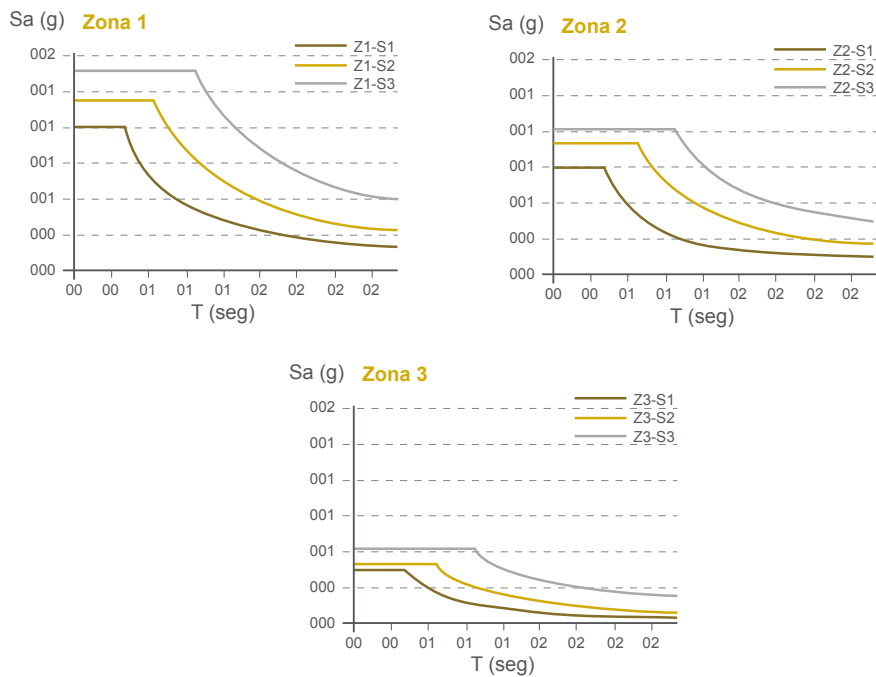


Figura G.3 Espectros de aceleración espectral S_a en relación con la zonificación sísmica y el perfil de suelo (Fuente: M. Blondet con base en normas E-030)

También existen varios manuales de construcción promovidos por movimientos, instituciones y organismos relacionados al estudio del riesgo sísmico y al desarrollo de la vivienda social. Algunos de estos manuales han sido refrendados por el Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción (SENCICO) organismo autónomo del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. En el Perú cerca del 70% de las viviendas son autoconstruidas, por lo que se considera importante difundir los conocimientos básicos de construcción sismorresistente para mitigar el riesgo de las familias de menores recursos. Los manuales existentes se refieren a tecnologías de construcción de bajo costo:

- Albañilería confinada (de hasta 5 pisos).- Plantas Regulares, con adecuada densidad de muros por eje, y adecuado procedimiento constructivo incluyendo instalaciones.

- Adobe Reforzado (de 1 piso).- Plantas regulares, con adecuado arriostramiento y reforzamiento sísmico sobre toda la superficie de los muros.

En el Perú se también construyen edificaciones con muros de ductilidad limitada, destinados mayoritariamente a planes masivos de vivienda. Estos no suelen superar por lo general los 5 pisos de altura, aunque existen proyectos donde se alcanzan hasta los 10 o 12 pisos. Las normas E.030 (Sismorresistente) y E.060 (Concreto Armado) regulan el diseño y construcción de estas edificaciones.

G.11.3 Sistemas de disipación de energía y aislamiento sísmico

La norma sísmica peruana no menciona la inclusión de estos elementos en las edificaciones. Este tema, sin embargo, es materia de evaluación en el comité revisor debido a que ya existen proyectos de construcción donde se están incluyendo tanto disipadores como aisladores sísmicos.

G.11.4 Factores de reducción

El factor de reducción de respuesta sísmica, R , se ha adoptado para considerar la de disipación de energía de las estructuras para disipar energía, al incursionar en el rango inelástico. Los factores R incluidos en la norma peruana se han especificado sobre la base de la observación del desempeño estructural ante sismos pasados, resultados de ensayos experimentales, y criterios teóricos publicados en la literatura técnica (UBC 1997, IBC 2003, ASCE).

G.11.5 Problemas de modelado y aplicación de la norma

Ninguno resaltante. En general la norma implica procesos conocidos y relativamente simples de análisis y diseño estructural.

G.11.6 Confiabilidad del diseño y de la estructura

La norma conduce al diseño de estructuras robustas, debido a las altas exigencias de rigidez lateral. No existe a nivel normativo una metodología que permita estimar la confiabilidad del diseño. Sin embargo, las estructuras diseñadas siguiendo las recientes normas han soportado los últimos sismos con desempeños adecuados

G.12 Comentarios sobre la metodología y soporte institucional con que se desarrollan, se aprueban y se instrumentan las normas sísmicas en cada país

En el Perú la autoridad competente es el Comité Permanente de Evaluación de Norma de Diseño Sismorresistente E.030. Este comité está conformado por representantes del Colegio de Ingenieros del Perú (CIP), las principales universidades, el Instituto Geofísico del Perú, e ingenieros especialistas invitados. El comité, en coordinación con SENCICO, reporta al Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento las modificaciones y actualizaciones que consideren pertinentes.

La revisión de los proyectos y el seguimiento de la construcción de las obras son realizados por inspectores designados por el CIP en coordinación con los gobiernos locales (municipalidades o gobiernos regionales).

G.13 Comentarios sobre aspectos de formación y nivel educativo

La carrera universitaria está diseñada para ser cursada en 5 años lectivos regulares, además de un medio ciclo regular de prácticas pre-profesionales.

Como referencia el estudiante egresado de la carrera de Ingeniería Civil en la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) debería ser capaz de:

- Identificar y resolver problemas propios de la ingeniería civil y actividades conexas.
- Aplicar las herramientas de las ciencias exactas y la ingeniería relacionadas con los análisis y diseños vinculados con la ingeniería civil.
- Conducir experimentos y analizar e interpretar los resultados obtenidos.
- Integrarse proactivamente a equipos de profesionales diferentes áreas de la ingeniería civil.
- Comunicar y transmitir conceptos e ideas de manera efectiva, en forma oral, escrita o gráfica. Comprender, elaborar y sustentar documentos e informes técnicos.
- Comprender el impacto de las soluciones de ingeniería en un contexto global, económico, ambiental y social.

- Reconocer la necesidad del aprendizaje a lo largo de toda la vida y buscar permanentemente la excelencia.
- Actuar con responsabilidad profesional, ética y moral como resultado de una formación integral y de respeto a la dignidad de las personas.

G.14 Comentarios generales sobre proyectos de investigación y líneas de trabajo consideradas prioritarias

El estado peruano cuenta con un Programa de Ciencia y Tecnología que gestiona el Fondo para la Innovación, la Ciencia y la Tecnología (FINCyT), mediante el cual se financia proyectos competitivos para estimular y apoyar la innovación empresarial. El programa se ejecuta en coordinación con el Consejo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación Tecnológica (CONCYTEC) y el Consejo Nacional de Competitividad. Los recursos provienen de un crédito de US\$ 25 millones del BID y de US\$ 11 millones del Tesoro Público.

Los fines del programa son contribuir al incremento de la competitividad del país, fortaleciendo las capacidades de investigación e innovación tecnológica y promoviendo la articulación de la Empresa, Universidad y Estado. Aunque todavía no se han financiado proyectos relacionados a la ingeniería sismorresistente, está abierta la posibilidad de presentar proyectos al respecto.

Los autores agradecen a Alejandro Muñoz por su colaboración en la elaboración de este informe sobre la norma sísmica peruana.

TABLA SÍNTESIS - PERÚ

NORMAS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE SÍNTESIS DE INFORMACIÓN (Perú)

Brevísima Historia: El terremoto de Huaraz de 1970 dio origen a la primera versión de la norma. Luego de otro sismo importante a cuestras (Lima 1974) se actualizó la norma en 1977. Casi veinte años después y luego de otro sismo importante (Nazca 1996), en 1997 se modificó de manera importante. La última modificación fue publicada el 2003. Finalmente luego de incluir algunos anexos producto de la construcción de nuevas técnicas constructivas en el país (Muros de Ductilidad Limitada) fue publicada de manera conjunta con las demás normas que conforman el actual Reglamento Nacional de Edificaciones el año 2006.

Norma Vigente: Reglamento Nacional de Edificaciones RNE – Título III Edificaciones, III.2 Estructuras, E.030 Diseño Sismorresistente. Sin Actualización desde el 2009.

Normas y Especificaciones Relacionadas	<p>Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE:</p> <ul style="list-style-type: none"> - NORMA E.010 “MADERA” - NORMA E.020 “CARGAS” - NORMA E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE” - NORMA E.040 “VIDRIO” - NORMA E.050 “SUELOS Y CIMENTACIONES” - NORMA E.060 “CONCRETO ARMADO” - NORMA E.070 “ALBAÑILERÍA” - NORMA E.080 “ADOBE” - NORMA E.090 “ESTRUCTURAS METÁLICAS” <p>MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES. R.M. 589-2003-MTC/02</p>
Otras normas, reglamentos o especificaciones a las cuales se hace referencia en las Normas Sísmicas	<ul style="list-style-type: none"> - UBC1997, IBC-2003. La norma no lo menciona, pero está basada en estos documentos. - ACI 318 -2008. La última actualización de la norma E.060 del 2009 está basada en esa norma. - ISO 3010. Aunque no es mencionado, la filosofía de la norma coincide con lo expuesto en este documento.

SÍNTESIS DE LA FILOSOFÍA DE DISEÑO O ESTRATEGIA PREVENTIVA

Objetivos de desempeño: Las edificaciones que cumplan con la Norma deben satisfacer las siguientes limitaciones:	<ul style="list-style-type: none"> • La norma E.030 no especifica explícitamente objetivos de desempeño para diseñar estructuras. Se reconoce, sin embargo, que se debe dar completa protección frente a todos los sismos futuros y garantizar la conservación de la vida. • La estructura no debería colapsar ni causar daños graves, directa o indirectamente, a las personas que la habitan, debido a movimientos sísmicos severos. • La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados durante su tiempo de servicio, experimentando sólo posibles daños, dentro de límites aceptables.
Cuantificación del desempeño	<ul style="list-style-type: none"> • La norma peruana no contempla ni cuantificación ni verificación de las condiciones de desempeño, y sólo se hace un análisis asociado a condiciones extremas debido a solicitaciones generadas por un sismo de diseño. • Adicionalmente, la norma E.070 ALBAÑILERÍA indica que el diseño de los muros debe cubrir todo su rango de comportamiento, desde la etapa elástica hasta su probable incursión en el rango inelástico, debiendo proveer suficiente ductilidad y control de la degradación de resistencia y rigidez en

	<p>los elementos resistentes. De este modo establece algunos criterios para edificios de albañilería:</p> <ol style="list-style-type: none"> Para un sismo moderado no se debe producir fisuración en ningún muro portante. Los elementos de acoplamiento entre muros deben funcionar como una primera línea de resistencia sísmica, disipando energía antes de que fallen los muros de albañilería, por lo que deberán conducirse hacia una falla dúctil por flexión. El límite máximo de la distorsión angular ante la acción de un sismo severo será de 1/200, para permitir que el muro sea reparable pasado el evento sísmico. Los muros deben ser diseñados por capacidad, de tal modo que puedan soportar la carga asociada a su incursión inelástica, y proporcionen al edificio una resistencia al corte mayor o igual que la carga producida por el sismo severo.
Probabilidad de Excedencia aceptada, para el sismo de diseño	10% en 50 años de vida útil (sismo de diseño con probabilidad de excedencia de 475 años).
Importancia de la estructura	<p>La importancia de la estructura se toma en cuenta mediante el uso de un factor de importancia o de uso U, que multiplica el espectro de diseño. Se definen tres valores de U:</p> <ul style="list-style-type: none"> - 1.0 (Edificaciones comunes, como viviendas, oficinas, etc.) - 1.3 (Edificios importantes, donde se reúnen gran cantidad de personas, como estadios, centros comerciales, bibliotecas, etc.) - 1.5 (Edificios esenciales, que no deben dejar de funcionar luego de un sismo severo, como hospitales, escuelas, cuarteles, estaciones de bomberos, etc.).
Sismo de	<p>La Norma de Diseño no define el término Sismo de Servicio. Se reconoce que se diseña con el Sismo Severo, el cual dependiendo de la tipología estructural, se ve afectado por un coeficiente de reducción sísmica R.</p> <p>Adicionalmente, se podría definir como Sismo Moderado a aquel que proporciona fueras sísmicas equivalentes a la mitad de los valores producidos por un sismo severo. (Indicado explícitamente en la norma E.070 Albañilería)</p>
ALCANCE GENERAL	
<p>La Norma de Diseño Sismorresistente E.030 establece las condiciones mínimas para que las edificaciones y elementos no estructurales tengan un comportamiento sísmico acorde con la filosofía y los objetivos de diseño. Indica además que edificaciones como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, plantas nucleares y todas aquellas cuyo comportamiento difiera del de las edificaciones, requerirán de consideraciones adicionales. Se considera que se puede aplicar la norma a infraestructura de uso residencial, comercial, cuarteles y cárceles, educación, salud, infraestructura pública, instalaciones agrícolas, instalaciones provisorias y de almacenaje menores.</p>	
CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA	
Servicio General	Se calcula la fuerza cortante basal, obtenida de multiplicar el espectro elástico por diversos factores de corrección.
Mapas de	El país está dividido en tres zonas sísmicas. En cada zona se especifica la aceleraciones pico en roca (0.15 g, 0.30 g y 0.40 g).

Zonación Clasificación de Terrenos de Fundación	<p>Se definen cuatro Perfiles de Suelos de cimentación:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Suelo tipo S1. Perfil de Roca. Suelo muy rígido o denso con velocidades de propagación de ondas de corte similares a la roca, con periodo fundamental de vibración menor o igual a 0.25 segundos. • Suelo tipo S2. Perfil de Suelo Intermedio, con condiciones intermedias entre las indicadas para S1 y S3. • Suelo tipo S3. Perfil de Suelo Flexible o con estratos de gran espesor, en los que el período fundamental, para vibraciones de baja amplitud, es mayor que 0.60 segundos. • Suelo tipo S4. Perfil con condiciones excepcionales. Corresponde a suelos excepcionalmente flexibles y a sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables. <p>Cuando las propiedades del suelo sean poco conocidas se podrán usar los valores correspondientes al Perfil de Suelo tipo S3.</p>
Factores de Corrección	<p>El espectro elástico debe ser modificado en función de los siguientes criterios:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Categoría de la Edificación: Factor de Importancia o Uso (U) • Tipo de suelo y parámetros de sitio (S): S1, S2, S3, (1.0, 1.2 y 1.4); con Tp y T conocidos. • Zonificación Sísmica (Z): Tres zonas limitadas geopolíticamente. • Factor de reducción de respuesta (R y Rd): En función del tipo de estructuras y a las características de su comportamiento cuando incursiona en el rango inelástico. • Factor de amplificación (C): $C = 2.5x (T_p/T)$ donde T es el periodo fundamental de la estructura en el eje analizado y Tp el periodo que define la plataforma del espectro: 0.4, 0.6 y 0.9 segundos para S1, S2 y S3, respectivamente.
Espectros de Diseño	<p>El espectro inelástico de pseudo-aceleraciones se define por:</p> $S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$ <p>Donde:</p> <p>Sa = Pseudo-Aceleración. Z = Factor de Zonificación. U = Factor de Importancia o Uso. C = Factor de amplificación sísmica. S = Factor por perfil de suelo. R = Coeficiente de Reducción para estructuras regulares. g = Aceleración de la gravedad.</p>
Espectros de desplazamiento	<p>La normativa no los define.</p>
Espectro de velocidades	<p>La normativa no los define.</p>
Ductilidad	<p>En función del tipo estructural se le asigna a la estructura un Coeficiente de Reducción, que puede ser afectado por la regularidad en planta y en altura de la estructura. Para estructuras irregulares el coeficiente se reduce a 0.75R. El factor de reducción R es constante. No depende del periodo de la estructura ni del nivel de detallado de los elementos.</p>
Estudios de Sitio	<p>La norma los define como estudios similares a los de microzonificación. Están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible</p>

	modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales debido a las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño. No se consideran parámetros de diseño inferiores a los indicados en la norma.																										
Efectos de Interacción Suelo-Estructura	Los apoyos de la estructura deben ser concordantes con las características propias del suelo de cimentación. El diseño de las cimentaciones deberá ser compatible con la distribución de fuerzas obtenida del análisis de la estructura.																										
Componente vertical	Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales. Se recomienda adicionalmente que para las zonas sísmicas 3 y 2 esta fracción será de 2/3 Z.																										
TIPIFICACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES E IRREGULARIDADES																											
General	La tipología estructural influye en la selección coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas R.																										
Sistemas Tipificados y Factores de Reducción (R)	<p>La Tabla N° 6 indica los valores de R en concordancia con el sistema estructural asignado.</p> <p>Tabla N° 6: Sistemas Estructurales</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">Sistema Estructural</th> <th style="text-align: center;">Coeficiente de Reducción R para estructuras regulares (*) (**)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Acero</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.</td> <td style="text-align: center;">9.5</td> </tr> <tr> <td>Otras estructuras de acero</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Arriostres excéntricos</td> <td style="text-align: center;">6.5</td> </tr> <tr> <td>Arriostres en cruz</td> <td style="text-align: center;">6.0</td> </tr> <tr> <td>Concreto armado</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Pórticos (1)</td> <td style="text-align: center;">8.0</td> </tr> <tr> <td>Sistema Dual (2)</td> <td style="text-align: center;">7.0</td> </tr> <tr> <td>De muros estructurales (3)</td> <td style="text-align: center;">6.0</td> </tr> <tr> <td>Muros de ductilidad limitada (4)</td> <td style="text-align: center;">4.0</td> </tr> <tr> <td>Albañilería armada o confinada (5)</td> <td style="text-align: center;">3.0</td> </tr> <tr> <td>Madera (Por esfuerzos admisibles)</td> <td style="text-align: center;">7.0</td> </tr> </tbody> </table> <p>(*) Estos coeficientes aplican para estructuras con capacidad de disipación de energía conservando su estabilidad. No aplican a estructuras tipo péndulo invertido. (**) $R \times \frac{3}{4}$ para estructuras irregulares.</p>	Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción R para estructuras regulares (*) (**)	Acero		Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9.5	Otras estructuras de acero		Arriostres excéntricos	6.5	Arriostres en cruz	6.0	Concreto armado		Pórticos (1)	8.0	Sistema Dual (2)	7.0	De muros estructurales (3)	6.0	Muros de ductilidad limitada (4)	4.0	Albañilería armada o confinada (5)	3.0	Madera (Por esfuerzos admisibles)	7.0
Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción R para estructuras regulares (*) (**)																										
Acero																											
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9.5																										
Otras estructuras de acero																											
Arriostres excéntricos	6.5																										
Arriostres en cruz	6.0																										
Concreto armado																											
Pórticos (1)	8.0																										
Sistema Dual (2)	7.0																										
De muros estructurales (3)	6.0																										
Muros de ductilidad limitada (4)	4.0																										
Albañilería armada o confinada (5)	3.0																										
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7.0																										
Tipificación de Irregularidades	Se sugiere que las edificaciones sean de configuración regular. Sin embargo por cuestiones arquitectónicas es posible tolerar eventualmente algunas irregularidades. Estas pueden ser en altura o en planta de acuerdo a los criterios expresados en la Tabla N°4 y en la Tabla N°5 .																										

	<p>Tabla N° 4: Irregularidades Estructurales en Altura</p> <table border="1" data-bbox="488 443 1365 999"> <tr> <td data-bbox="488 443 797 684">Irregularidad por Rigidez (Piso Blando)</td> <td data-bbox="797 443 1365 684"> <p>Σ áreas de secciones de elementos verticales resistentes al corte de entrepiso (columnas y muros) < 85 % Σ para el entrepiso superior ó < 90 % del promedio 3 pisos superiores. No se considera en sótanos.</p> <p>Pisos con altura diferente multiplicar (hi/hd). hd=altura diferente, hi=altura típica.</p> </td> </tr> <tr> <td data-bbox="488 684 797 758">Irregularidad por Masa</td> <td data-bbox="797 684 1365 758">Masa de piso >150% masa de piso adyacente. No se considera en azoteas ni sótanos.</td> </tr> <tr> <td data-bbox="488 758 797 846">Irregularidad por Geometría Vertical</td> <td data-bbox="797 758 1365 846">Área planta >130% área planta piso adyacente. No se considera en azoteas.</td> </tr> <tr> <td data-bbox="488 846 797 999">Discontinuidad en los sistemas resistentes</td> <td data-bbox="797 846 1365 999">Debido a un no alineamiento de los elementos verticales, causado por un cambio de orientación de estos o por un desplazamiento visto en planta de magnitud mayor que la dimensión del elemento.</td> </tr> </table> <p>Tabla N° 5: Irregularidades Estructurales en planta</p> <table border="1" data-bbox="488 1083 1365 1640"> <tr> <td data-bbox="488 1083 797 1388">Torsional</td> <td data-bbox="797 1083 1365 1388"> <p>En edificios con diafragmas rígidos con desplazamiento promedio de algún entrepiso > 50% del máximo permisible lateral.</p> <p>En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.</p> </td> </tr> <tr> <td data-bbox="488 1388 797 1524">Esquinas Entrantes</td> <td data-bbox="797 1388 1365 1524">El sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son > 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</td> </tr> <tr> <td data-bbox="488 1524 797 1640">Discontinuidad del Diafragma</td> <td data-bbox="797 1524 1365 1640">Discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas > 50% del área bruta.</td> </tr> </table>	Irregularidad por Rigidez (Piso Blando)	<p>Σ áreas de secciones de elementos verticales resistentes al corte de entrepiso (columnas y muros) < 85 % Σ para el entrepiso superior ó < 90 % del promedio 3 pisos superiores. No se considera en sótanos.</p> <p>Pisos con altura diferente multiplicar (hi/hd). hd=altura diferente, hi=altura típica.</p>	Irregularidad por Masa	Masa de piso >150% masa de piso adyacente. No se considera en azoteas ni sótanos.	Irregularidad por Geometría Vertical	Área planta >130% área planta piso adyacente. No se considera en azoteas.	Discontinuidad en los sistemas resistentes	Debido a un no alineamiento de los elementos verticales, causado por un cambio de orientación de estos o por un desplazamiento visto en planta de magnitud mayor que la dimensión del elemento.	Torsional	<p>En edificios con diafragmas rígidos con desplazamiento promedio de algún entrepiso > 50% del máximo permisible lateral.</p> <p>En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.</p>	Esquinas Entrantes	El sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son > 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	Discontinuidad del Diafragma	Discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas > 50% del área bruta.
Irregularidad por Rigidez (Piso Blando)	<p>Σ áreas de secciones de elementos verticales resistentes al corte de entrepiso (columnas y muros) < 85 % Σ para el entrepiso superior ó < 90 % del promedio 3 pisos superiores. No se considera en sótanos.</p> <p>Pisos con altura diferente multiplicar (hi/hd). hd=altura diferente, hi=altura típica.</p>														
Irregularidad por Masa	Masa de piso >150% masa de piso adyacente. No se considera en azoteas ni sótanos.														
Irregularidad por Geometría Vertical	Área planta >130% área planta piso adyacente. No se considera en azoteas.														
Discontinuidad en los sistemas resistentes	Debido a un no alineamiento de los elementos verticales, causado por un cambio de orientación de estos o por un desplazamiento visto en planta de magnitud mayor que la dimensión del elemento.														
Torsional	<p>En edificios con diafragmas rígidos con desplazamiento promedio de algún entrepiso > 50% del máximo permisible lateral.</p> <p>En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.</p>														
Esquinas Entrantes	El sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son > 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.														
Discontinuidad del Diafragma	Discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas > 50% del área bruta.														
Limitaciones de Altura	No se establecen limitaciones en relación con la altura de los edificios para los diferentes tipos de sistemas estructurales. Sin embargo, al hacer el análisis de la estructura por el método de fuerzas estáticas equivalentes se restringe la altura de las edificaciones hasta 45m en el caso de ser regulares y para estructuras de muros portantes de no más de 15 m de altura, aún cuando sean irregulares.														

CRITERIOS DE MODELADO	
Nivel de Base	Nivel o cota donde empieza a actuar la acción sísmica sobre la estructura.
Fundaciones	<p>La norma no incluye especificaciones exactas en relación con el modelado de los sistemas de cimentación. Estos se detallan en la norma E.050 Cimentaciones. Se indica la correspondencia que debe existir entre la estructura y el suelo de cimentación así como la importancia de realizar un estudio de Mecánica de Suelos y que en casos particulares como cimentaciones con zapatas aisladas en zonas sísmicas 2 y 3 con perfil de suelos S3 o S4 es importante contar con elementos de conexión que soporten al menos horizontalmente el 10% de la carga vertical entrante.</p> <p>Para el caso de pilotes y cajones, se recomienda el uso de vigas de conexión que restrinjan los giros posibles. Su diseño debe incluir una armadura que soporte en tracción el equivalente a por lo menos el 15% de la carga vertical que soportan.</p>
Restricción de Grados de Libertad	Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una de rotación en planta.
Estimación del período fundamental de Vibración	<p>En el Análisis Estático, se representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación. Se estima el periodo fundamental para cada dirección ortogonal principal de la siguiente manera:</p> $T = \frac{h_n}{C_t}$ <p>Donde: h_n = Altura de nivel de análisis para la estructura. $C_t = 35$; Predominancia de pórticos en la dirección considerada. $C_t = 45$; Concreto Armado. Pórticos y cajas de ascensores y escaleras. $C_t = 60$; Mampostería o albañilería. Concreto armado. Muros de corte.</p> <p>También puede estimarse el periodo fundamental a través de un análisis dinámico básico que considere las características de rigidez y distribución de masas en la estructura. En este caso se estima el periodo de la siguiente manera:</p> $T = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i \cdot D_i^2)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot D_i)}}$ <p>Donde: P_i = Pesos de las masas concentradas en cada nivel o diafragma rígido. F_i = Fuerza sísmica correspondiente a cada nivel o diafragma rígido. D_i = Desplazamiento de nivel correspondiente a la aplicación de la Fuerza sísmica.</p> <p>Cuando este procedimiento no considere el efecto de elementos no estructurales, se deberá tomar 0.85 de T.</p>
Estado de las Secciones de Miembros	No se indica en la norma E.030, pero se establece el uso de secciones completas o no fisuradas y se permite también el uso de secciones fisuradas, siguiendo los criterios del ACI 318 (indicadas en la norma E.060 Concreto).

Modelo Analizado	El peso de la edificación está compuesto por carga muerta y carga viva. La carga viva actuante con el sismo se considera de acuerdo al uso de la edificación pudiendo variar desde 25% en azoteas de edificios hasta 100% en silos y tanques. El modelo analítico puede obviar los efectos de segundo orden causados por las cargas gravitacionales en los desplazamientos laterales. Los efectos de segundo orden deberán ser considerados cuando produzcan un incremento de más del 10 % en las fuerzas internas.
Dirección de ataque de la acción sísmica	Se consideran al menos dos direcciones ortogonales principales, donde se estima las mayores respuestas en el comportamiento de la estructura.
Interacción con mampostería de cerramientos	En la norma E.070 Albañilería, se indica que esta interacción puede causar problemas de torsión en planta, concentración de esfuerzos en las esquinas del pórtico y fractura del tabique. La distorsión angular máxima de cada entrepiso, considerando la contribución de los tabiques en la rigidez, deberá ser menor que 1/200.
Edificios de muros portantes de concreto armado	En el Perú se construyen edificaciones de concreto con muros de ductilidad limitada, destinados mayoritariamente a planes masivos de vivienda. Estos no suelen superar por lo general los 5 pisos de altura, aunque existen proyectos donde se alcanzan hasta los 10 o 12 pisos. Las normas E.030 Sismorresistente y E.060 Concreto Armado regulan el diseño y construcción de estas edificaciones.
Comentarios adicionales	-
MÉTODOS DE ANÁLISIS	
Análisis estático equivalente	El método estático está limitado a estructuras regulares de máximo 45 m de altura. Para estructuras irregulares la altura máxima es 15 m. Las solicitaciones sísmicas se representan mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación- La amplitud de las fuerzas depende del principal modo de vibración de la estructura.
Análisis dinámico plano (1GDL por planta)	No se indica explícitamente.
Método de la torsión estática equivalente	Para considerar los efectos de torsión, se supone que la fuerza sísmica actúa en el centro de masas de cada nivel y se considera una excentricidad accidental en cada nivel (e_i) igual a 5% de la dimensión del edificio perpendicular a la aplicación de la fuerza. Del producto de esta fuerza y su excentricidad accidental se obtiene el momento accidental ($M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$). Para el análisis se supone la peor condición, es decir que las excentricidades accidentales de todos los niveles van en el mismo sentido.
Análisis dinámico espacial (3GDL por planta)	Se proponen dos alternativas de análisis dinámico: Por combinación modal espectral, o por análisis tiempo historia. Para el análisis espectral se calculan los modos de vibración a través de un análisis que considere la rigidez y la distribución de masas de la estructura. Para cada una de las direcciones a analizar se determina el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones (S_a) mediante la siguiente relación:

	$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$
Análisis dinámico con diafragma flexible	El diafragma flexible se considera una irregularidad en planta. No se especifica mayor detalle en la norma. Los valores de R deben ser tomados como $\frac{3}{4}$ de R.
Método de análisis dinámico con acelerogramas	El análisis tiempo-historia podrá realizarse suponiendo comportamiento lineal elástico y utilizando al menos cinco registros de aceleraciones horizontales, correspondientes a sismos reales o artificiales. Estos registros deberán normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio. Para edificaciones especialmente importantes el análisis dinámico tiempo-historia se efectuará considerando el comportamiento inelástico de los elementos de la estructura.
Análisis estático inelástico (pushover)	No se especifica en la Norma.
Otros métodos de análisis	No se contemplan otros métodos de análisis.
VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD Y/O DESEMPEÑO	
La norma no posee procedimiento de verificación del diseño o la confiabilidad estructural	
Control de Cortantes Mínimos de Diseño	Para cada dirección de análisis la fuerza cortante basal obtenida nunca debe ser menor al 80% de la obtenida mediante análisis estático para estructuras regulares, ni menor al 90% para estructuras irregulares.
Deformabilidad de la Estructura	Deberá considerarse el efecto de la excentricidad de la carga vertical producida por los desplazamientos laterales de la edificación. Los efectos de segundo orden deberán ser considerados cuando produzcan un incremento de más del 10 % en las fuerzas internas.
Límites de deformaciones torsionales	Se considerará una irregularidad torsional en planta en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible. En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, no deberá ser mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo.
Otros aspectos de interés	-
EVALUACIÓN Y ADECUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	
Normativa	Después de un evento sísmico importante, profesionales competentes deben evaluar las estructuras afectadas con el fin de decidir la pertinencia de reforzarlas, repararlas o demolerlas. La reparación deberá ser capaz de dotar a la estructura de la suficiente capacidad de resistencia y ductilidad que garantice un comportamiento adecuado frente a un evento sísmico posterior. Se permite, bajo responsabilidad del ingeniero proyectista, recurrir a procedimientos y criterios no mencionados en la norma.

APORTES NOVEDOSOS Y ASPECTOS VENTAJOSOS	
Comentarios	<p>La Norma trata de reflejar el estado del arte. Sus especificaciones y estándares se fundamentan en estudios e investigaciones locales sobre peligro sísmico y vulnerabilidad de las edificaciones representativas del país.</p> <p>La Norma es conocida y aceptada a nivel nacional, está en constante evaluación, actualización y modernización, y conduce a diseños conservadores.</p> <p>El criterio de control por desplazamientos de entrepiso (1997) conduce a estructuras más rígidas y robustas, y a la eliminación de las columnas cortas o columnas cautivas.</p>
Direccionalidad	No existen aportes excepcionales.
Componente vertical	<p>Las fuerzas sísmicas verticales sólo se deberán considerar para las zonas sísmicas 2 y 3, con un factor de zonificación igual a $2/3$ de Z.</p> <p>Estas fuerzas se consideran principalmente para elementos en voladizo, que deben ser diseñados individualmente y en consideración al riesgo que implica su falla.</p>
Los Estudios de Sitio	<p>Son similares a los de microzonificación. Están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño.</p> <p>No se considerarán parámetros de diseño inferiores a los indicados en la Norma.</p>
Evaluación de los Efectos Torsionales	<p>Para considerar los efectos de torsión, se supone siempre que la fuerza sísmica actúa en el centro de masas de cada nivel y se considera una excentricidad accidental en cada nivel (e_i) igual a 5% de la dimensión del edificio perpendicular a la aplicación de la fuerza. Del producto de esta fuerza y su excentricidad accidental se obtiene el momento accidental ($M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$). Para el análisis se supone la peor condición, es decir que las excentricidades accidentales de todos los niveles van en el mismo sentido.</p>
Instrumentación Sísmica	<p>En todas las zonas sísmicas, y como parte de los requisitos de finalización de obra, las edificaciones con un área igual o mayor a 10,000 m², deberán instrumentarse con un registrador acelerográfico triaxial provisto por el propietario, con especificaciones técnicas aprobadas por el Instituto Geofísico del Perú (IGP) y ubicado en una habitación de al menos 4 m² en el primer nivel que cuente con las facilidades necesarias para su mantenimiento y control durante al menos 10 años de operación.</p> <p>Los datos obtenidos serán compartidos a través del Banco Nacional de Datos Geofísicos y serán de dominio público</p>
Dispositivos de reducción de respuesta sísmica	Aún no se contempla en la Norma.
Método simplificado de análisis y diseño para viviendas de 1 y 2 pisos	No se indica específicamente, sin embargo el método estático puede ser utilizado para estructuras de hasta 45 m de altura si son regulares y 15 m de altura si son irregulares.
Otros aspectos ventajosos	-

LIMITACIONES O DEBILIDADES	
Autoridad Competente	La Norma es de obligatorio cumplimiento para los profesionales responsables, que deberán responder incluso penalmente ante posibles problemas producto de una mala aplicación de la Norma. Sin embargo, no existe la suficiente revisión de los proyectos a nivel de gobierno local, quienes deben otorgar los permisos y las licencias de construcción.
Mapa de Fallas Activas	No se incluyen en la norma.
Factores de Modificación de Espectros de Respuesta	El análisis sísmico se hace con espectros elásticos reducidos. No se consideran los efectos no lineales. No se considera la microzonificación sísmica. Los factores son valores fijos.
Presencia de Irregularidades Topográficas	No se contemplan o se dejan a criterio del profesional responsable.
Factores de reducción de espectros	El factor de Reducción R ha sido estimado en forma empírica para los distintos tipos o distintas configuraciones estructurales.
Espectros en Suelos Licuables que han sido mejorados	No existen especificaciones al respecto en la norma. En la norma E.050 Cimentaciones se indica cómo tratar los rellenos controlados o suelos mejorados.
Interacción de la estructura portante con los elementos de mampostería no reforzada	En la norma E.070 Albañilería, se indica que estos elementos pueden causar problemas de torsión en planta, concentración de esfuerzos en las esquinas del pórtico y fractura del tabique. La distorsión angular máxima de cada entrepiso, considerando la contribución de los tabiques en la rigidez, deberá ser menor que 1/200.
Límites en la Deriva Tolerada	No se considera la posibilidad de rotación en la base o en los entrepisos.
Viviendas de una o dos plantas	La mayoría de viviendas en el Perú son de una o dos plantas, construidas sin participación de profesionales competentes.
Evaluación del desempeño esperado	La norma no incluye requerimientos para obtener niveles específicos de desempeño.
Sistemas de Aislamiento Sísmico o de Disipadores de Energía	La norma no incluye especificaciones para el diseño de sistemas de aislamiento y de disipación de energía. Sin embargo, recientemente se están ejecutando proyectos que consideran tanto disipadores de energía como aisladores sísmicos.
Limitaciones en la Formación del Usuario	La norma es de uso difundido y es utilizada sin mayores problemas por los ingenieros diseñadores.
Otras limitaciones o debilidades	No es posible estimar la confiabilidad del diseño sísmico. No se indica cómo especificar las señales de aceleración (registradas o sintéticas) para realizar los análisis tiempo-historia.

BREVES COMENTARIOS SOBRE OTROS ASPECTOS	
Metodología y soporte institucional con el que se desarrollan, aprueban e instrumentan las normas sísmicas en Perú. ¿Existe una autoridad competente? ¿Revisión de proyectos? ¿Seguimiento de construcciones?	<p>En el Perú la autoridad competente es el Comité Permanente de Evaluación de Norma de Diseño Sismorresistente E.030. Este comité está conformado por representantes del Colegio de Ingenieros del Perú (CIP), las principales universidades, el Instituto Geofísico del Perú, e ingenieros especialistas invitados. El comité reporta al Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento las modificaciones y actualizaciones que consideren pertinentes.</p> <p>La revisión de los proyectos y el seguimiento de la construcción de las obras son realizados por inspectores designados por el CIP en coordinación con los gobiernos locales (municipalidades o gobiernos regionales).</p>
Comentarios sobre formación y nivel educativo. Perfil del egresado universitario de ingeniería civil. Años de formación. Preparación en ingeniería sísmica (egresados de postgrado). Principales universidades	<p>La carrera universitaria está diseñada para ser cursada regularmente en 5 años lectivos, incluyendo un periodo intermedio de prácticas pre-profesionales. Como referencia, el estudiante egresado de la carrera de Ingeniería Civil en la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) debería ser capaz de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Identificar y resolver problemas propios de la ingeniería civil y actividades conexas. • Aplicar las herramientas de las ciencias exactas y la ingeniería relacionadas con los análisis y diseños vinculados con la ingeniería civil. • Conducir experimentos y analizar e interpretar los resultados obtenidos. • Integrarse proactivamente a equipos de profesionales diferentes áreas de la ingeniería civil. • Comunicar y transmitir conceptos e ideas de manera efectiva, en forma oral, escrita o gráfica. Comprender, elaborar y sustentar documentos e informes técnicos. • Comprender el impacto de las soluciones de ingeniería en un contexto global, económico, ambiental y social. • Reconocer la necesidad del aprendizaje a lo largo de toda la vida y buscar permanentemente la excelencia. • Actuar con responsabilidad profesional, ética y moral como resultado de una formación integral y de respeto a la dignidad de las personas.
Comentarios sobre la formación en postgrado, nivel y calidad. Infraestructura de postgrado. Principales postgrados	<p>En el país existen varios programas de posgrado en Ingeniería Civil. La Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) y la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) ofrecen programas de Maestría en Ingeniería Civil.</p>
Laboratorios de ensayos en el país. ¿Mesas vibrantes? ¿Muros de reacción?	<p>El Laboratorio de Estructuras de la (PUCP) cuenta con un simulador de sismos. El CISMID del a UNI tiene un muro de reacción. Ambos laboratorios tienen la capacidad de ensayar estructuras a escala natural, y son utilizados para investigaciones y tesis de grado y posgrado que dan sustento técnico a muchas de las disposiciones actuales de la Norma.</p>

Comentarios generales sobre proyectos de investigación y líneas de trabajo consideradas prioritarias	<p>El estado peruano cuenta con un Programa de Ciencia y Tecnología que gestiona el Fondo para la Innovación, la Ciencia y la Tecnología (FINCyT), mediante el cual se financia proyectos competitivos para estimular y apoyar la innovación empresarial. El programa se ejecuta en coordinación con el Consejo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación Tecnológica (CONCYTEC) y el Consejo Nacional de Competitividad. Los recursos provienen de un crédito de US\$ 25 millones del BID y de US\$ 11 millones del Tesoro Público.</p> <p>Los fines del programa son contribuir al incremento de la competitividad del país, fortaleciendo las capacidades de investigación e innovación tecnológica y promoviendo la articulación de la Empresa, Universidad y Estado. Aunque todavía no se han financiado proyectos relacionados a la ingeniería sismorresistente, está abierta la posibilidad de presentar proyectos al respecto.</p>
---	---

ANEXO H - República Dominicana
Héctor O'Reilly y José Grases

Normas para el diseño sismorresistente

Informe país: República Dominicana

H.1 Identificación de la norma o normas relacionadas con la problemática sísmica y documentos de referencia

Este Informe describe en forma resumida, además de comentar en sus aspectos más relevantes, el “REGLAMENTO PARA EL ANALISIS Y DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS, R-001 Decreto No. 201-11”.

Este Reglamento emitido por el Poder Ejecutivo según el Decreto No. 201-11, tiene fuerza de ley en todo el Territorio de la República Dominicana, teniendo carácter obligatorio en el diseño de todos los nuevos proyectos de estructuras a construirse a partir de su promulgación.

Surge como una modificación y actualización de las Recomendaciones Provisionales de Análisis Sísmico de Estructuras, puestas en vigencia por la Secretaria de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones (SEOPC) en el año 1979. Esta fue la primera vez que se puso en vigencia un reglamento que tomara en cuenta la solicitación Sísmica, a pesar de la historia sísmica del país, en la cual a partir de los registros documentados desde el 1492, hemos tenido sismos catastróficos en todos los siglos, como son los del 1562, 1614, 1691, 1751, 1842, 1897, 1946. A estas Recomendaciones se le dio el Título de Provisionales, debido a que era muy difícil obtener la aprobación del Poder Ejecutivo, ya que requería la aprobación previa de las Cámaras de Diputados y Senadores del País. No obstante, sin cumplir este requisito, por acuerdos institucionales, la SEOPC las aplicaba a nivel nacional.

Luego, el 27 de julio del 1982, es aprobada la Ley No. 687 que crea el Sistema Nacional de Reglamentación para los Proyectos de Construcción. Bajo esta Ley se forma la Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines (CONARTIA), quien es la encargada de la creación de las Reglamentaciones Técnicas, dentro de las cuales está el Reglamento objeto de este Informe.

Este Reglamento fue el resultado de un Concurso Internacional ganado por el Instituto Tecnológico de Santo Domingo (INTEC), que a su vez le solicitó a la Sociedad Dominicana de Sismología e Ingeniería Sísmica (SODOSISMICA) que hiciera la redacción de este

Reglamento en su versión original. Dentro de los trabajos para su preparación, se realizó un nuevo Análisis de Amenaza, que tomó en cuenta los eventos sísmicos recogidos en forma de relatos desde el 1942 y de forma instrumental a partir del 1900 hasta el 2008. Esta versión le fue entregada al Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) en el 2008 para su sometimiento a encuesta pública y su posterior promulgación por el Poder Ejecutivo. Luego se hicieron algunas modificaciones solicitadas por Técnicos del MOPC y profesionales liberales; su versión final fue entregada al inicio del 2010, pero no había sido sometido a encuesta y discusión a la comunidad técnica, hasta que ocurrió el sismo de Haití, que aceleró su conocimiento y aprobación. Como puede observarse desde el primer Reglamento al actual vigente, transcurrieron 32 años para su actualización.

Este Reglamento forma parte del REGLAMENTO GENERAL DE EDIFICACIONES, el cual es conformado por nueve unidades. Los Reglamentos que se aplican en conjunto con el Sísmico, son los siguientes:

- UNIDAD 4. ESTUDIOS GEOTECNICOS
- UNIDAD 5. ESTRUCTURAS
 - TITULO 1. Cargas Mínimas
 - TITULO 1-A: Cargas y Combinaciones de Cargas
 - TITULO 2: Hormigón Armado
 - TITULO 3: Mampostería
 - TITULO 4: Madera
 - TITULO 5: Acero
 - TITULO 6: Análisis y Diseño básico de Estructuras Prefabricadas
 - TITULO 7: Metodología para Evaluación de Vulnerabilidad y Rediseño de Refuerzos en Edificaciones.

Para la realización de este Reglamento fueron consultadas normas vigentes de otros países, como son: (i) Normas ASCE 7-10; (ii) FEMA 1997; (iii) International Buildings Code IBC XX; (iv) las normas de Costa Rica; (v) las normas Latinoamérica de México (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal), 1993; (vi) Chile (Nch 433,1993)

H.2 Alcance

Este Reglamento se aplica al diseño de todas las estructuras de edificaciones de cualquier material y tipología, las cuales están mencionadas en Capítulo II del Título 3 del reglamento, como son: las estructuras aporticadas, de muros y mixtas, ya sean de concreto armado, concreto prefabricado, acero, mampostería y madera o combinaciones entre estos materiales.

Para estructuras diferentes a las habitacionales, se establecen criterios mínimos para determinar las fuerzas sísmicas a partir de mapas de isoaceleraciones de acuerdo al nivel de riesgo correspondiente. Los tipos de estructuras, sin ser limitativas, pudieran ser: puentes, tanques de almacenamiento, presas, plantas nucleares, silos, muros de contención, torres de comunicación y transmisión, estructuras tridimensionales para acoger multitudes, túneles, estructuras de muelles, etc.

También pueden ser usadas para edificaciones existentes cuyo sistema estructural requiera ser modificado, ampliado, intervenido y/o rehabilitado para un nuevo uso, así como para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

H.3 Filosofía general del Reglamento

El reglamento “establece los requerimientos mínimos que se deberán cumplir en el análisis y diseño sísmico de todas las estructuras que se erijan en el territorio nacional, para resistir los efectos de movimientos sísmicos, de tal forma que su estructura se mantenga estable, garantizando principalmente la seguridad humana”.

De aquí se puede establecer, que este criterio básico se aplica a las edificaciones normales de viviendas, a las cuales se le aplican unos niveles de cargas sísmica de diseño con una probabilidad de ser excedida de un 10% en 50 años, es decir para un periodo de retorno de 475 años, permitiendo que se produzcan daños estructurales pero sin colapsos, para evitar las pérdidas de vidas. Sin embargo para otras estructuras especiales, el Reglamento establece sollicitaciones con una probabilidad menor de ser excedida en el tiempo útil de las estructuras, de un 2% en 50 años, con un periodo de retorno de 2,475 años y un comportamiento diferente, como por ejemplo, que no se produzcan daños estructurales y/o que las Instalaciones puedan seguir operando, como es el caso de Oficinas Públicas que sirvan para mantener el orden público o la dirección del gobierno, así como los Hospitales, telecomunicaciones, etc.

Para conseguir este objetivo hay que aplicar de manera conjunta las sollicitaciones sísmicas, gravitacionales, viento y cualquier otra que pueda actuar establecidas en el Título I (Cargas Mínimas), combinadas para conseguir la condición mas desfavorable de acuerdo al TITULO 1-A: Cargas y Combinaciones de Cargas, además de cumplir con los Reglamentos contenidos en los Títulos 2, 3, 4, 5 y 6, dependiendo del material usado en la estructura.

H.4 Objetivos de desempeño

En el Título VII, Artículo 114, se presentan unos criterios generales para el Diseño por Desempeño, que establecen tres niveles de amenaza para evaluar el desempeño (a) Nivel

de Amenaza Alta, asociado a un periodo de retorno de 50 años; (b) Nivel de Amenaza Moderada, asociado a un periodo de retorno de 475 años; (c) Nivel de Amenaza Baja, asociada a un periodo de retorno de 2,475. Para tales fines se presentan mapas de Isoaceleraciones Espectrales para periodos cortos S_s (0.2 s) y periodos largos S_1 (1 s), para esos niveles de desempeño. En cualquier caso, los valores de la solicitaciones deberán ser superiores a los establecidos en el cuerpo normativo (Títulos III y IV).

La filosofía del diseño por desempeño (Artículo 115), se fundamenta en que es posible predecir y evaluar el comportamiento de la estructura en forma confiable.

El Artículo 116, establece los Niveles de Diseño por Razones Económicas y de Seguridad. Se establecen cuatro niveles de desempeño: (a) Ocupación inmediata: la edificación se mantiene operativa luego de un sismo y la respuesta de los elementos estructurales se mantienen en el rango elástico. No hay daños en elementos no estructurales y equipamiento; (b) Continuidad de Operación con Daños Menores: Los elementos estructurales y el equipamiento no sufren daños, aun cuando los elementos no estructurales pueden tener daños menores; (c) Seguridad de Vida: Se esperan daños locales en los elementos estructurales, reparables. En todos los casos no se producirán daños que amenacen la vida de los ocupantes; (d) Prevención de Colapso: Se toleran daños en elementos estructurales y no estructurales sin llegar al colapso. En este caso, los daños estructurales pueden ser tan importantes que no sean reparables.

H.5 Resumen del contenido y aspectos resaltantes

Se expone un resumen del Reglamento destacando los aspectos más resaltantes, a fin de dar una idea general de su alcance y metodología de aplicación.

H.5.1 Título II. Zonificación Sísmica

La Republica Dominicana se considera dividida en dos (2) zonas de acuerdo a sus niveles de aceleración espectral de referencia S_s , para una probabilidad de excedencia de un 2% en 50 años, es decir con un periodo de retorno de 2,475 años.

Para cada una de las zonas se establecen los valores de S_s y S_1 . Ver **Tabla H.1**.

El Reglamento permite usar esta zonificación o usar los Mapas de Iso-aceleraciones espectrales S_s y S_1 , para definir la solicitación en un sitio determinado por sus coordenadas. Para ello, deberá usar los mapas 6 y 7; Artículo 11.

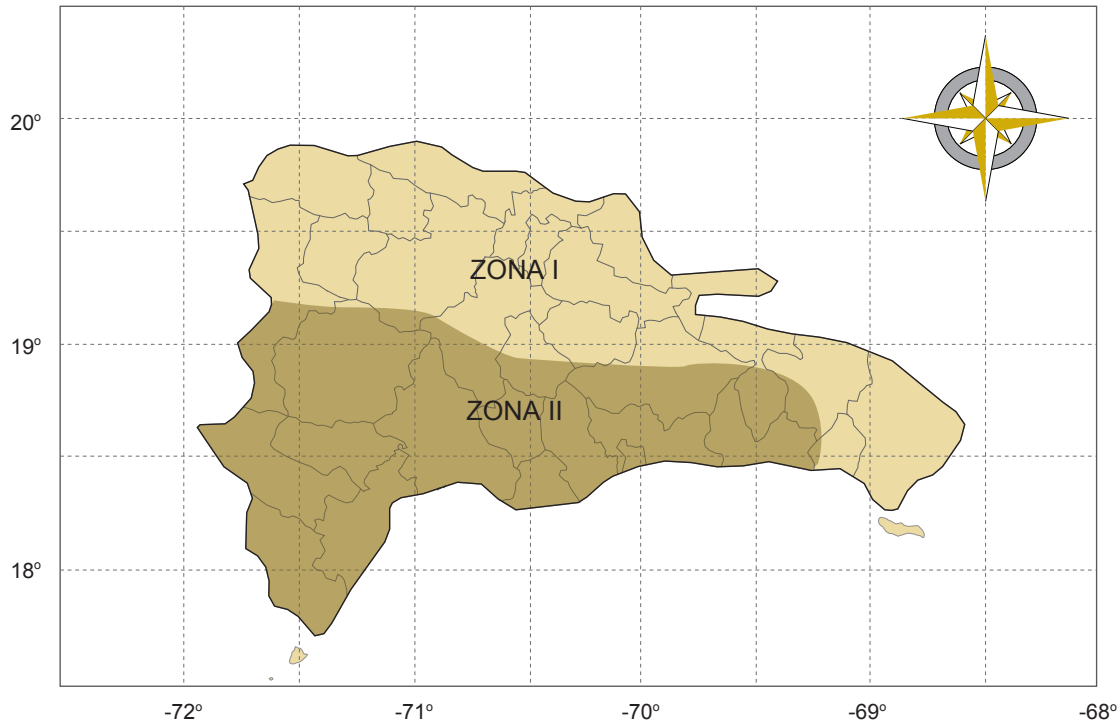


Figura H.1 Zonificación sísmica (Fuente: normas R-001 Decreto No. 201-11)

Tabla H.1 Zonificación sísmica. Valores de S_s y S_1

Zona	S_s	S_1
I	1.09 g	0,55 g
II	0.70 g	0.40 g

H.5.2 Efectos de Sitio

De acuerdo al Artículo 12, los sitios están definidos por las características de los suelos subyacentes en los 30 metros más superficiales; su clasificación se hace en función de su velocidad de onda de corte, V_s , y/o el número de golpes del ensayo de penetración estándar, N , o usando la resistencia al corte sin drenar, S_u . Los sitios se clasifican desde A (Roca Fuerte) con $V_s > 1,500$ m/s, llegando hasta el tipo de suelo más débil el F, suelos que pudieran tener las características siguientes: (1) Pudieran sufrir licuefacción durante sismos fuertes; (2) “Turbas” y/o arcillas con una gran cantidad de material orgánico, más de 3 m de espesor;

(3) Arcillas con un Índice de Plasticidad >75 y un espesor >7.5 m; (4) Arcillas blandas con un espesor > 35 m y $S_u < 0.50$. Ver **Tabla H.3**.

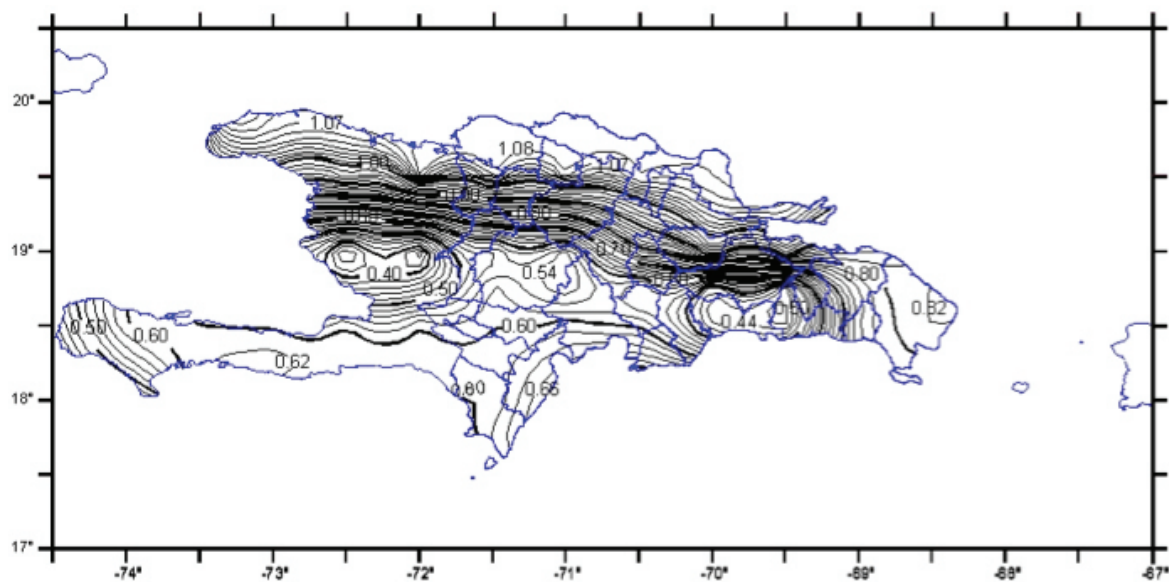


Figura H.2 Mapa de isoaceleraciones espectrales S_s para un 2% de probabilidad de ser excedida en 50 años (Fuente: normas R-001 Decreto No. 201-11)

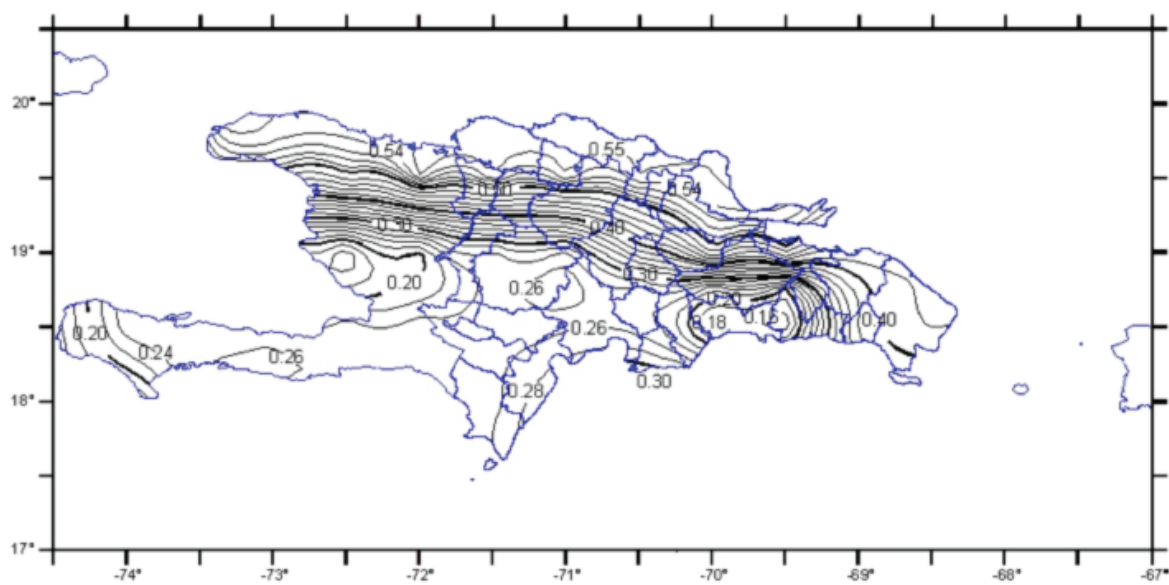


Figura H.3 Mapa de isoaceleraciones espectrales S_I para un 2% de probabilidad de ser excedida en 50 años (Fuente: normas R-001 Decreto No. 201-11)

Tabla H.2 Clasificación del sitio

Clasificación del Sitio	Designación	Propiedades promedio en los primeros 30 m		
		Velocidad de la Onda de Corte, Vs (m/s)	Resistencia de Penetración Estándar	Resistencia al corte del suelo sin drenar Su, (kgf/cm ²)
A	Roca Fuerte	Vs > 1500	N/A	N/A
B	Roca	760 < Vs ≤ 1500	N/A	N/A
C	Suelo muy Denso y Roca Blanda	360 < Vs ≤ 760	> 50	Su ≥ 1.0
D	Suelo Rígido	180 ≤ Vs ≤ 360	15 ≤ 50	0.5 ≤ Su ≤ 1.0
E	Suelo Blando	Vs < 180	< 15	Su < 0.5
E	-	Cualquier capa de suelo con más de 3 m que tenga las siguientes características:		
		1. Índice de Plasticidad PI > 20.		
		2. Contenido de Humedad, w ≥ 40%.		
		3. Resistencia al Cortante sin drenar S _u < 0.2 Kg/m ² .		
F	-	Cualquier suelo que tenga una o más de las siguientes características:		
		1. Suelos que podrían sufrir licuefacción durante sismo fuerte.		
		2. "Turbas" y/o arcillas con una gran cantidad de material orgánico con más de 3 m de Espesor.		
		3. Arcillas con un índice de plasticidad > 75 y un espesor mayor o igual a 7.5 m		
4. Arcillas blandas con un espesor mayor o igual a 35.0 m y S _u ≤ 0.50 Kg/cm ²				

En caso de que haya varios estratos con materiales de características diferentes dentro de los primeros 30 metros, se propone una metodología para calcular un valor equivalente que permita clasificarlo dentro de los seis tipos existentes. Artículos 13 al 16.

El Artículo 17 establece, que en caso de que los sondeos no lleguen a los 30 m de profundidad, es responsabilidad del Ingeniero geotécnico definir el Tipo de suelo. Asimismo no podrá clasificarse un sitio como A o B, si existe un estrato de otro material mayor de 3 metros entre la superficie y la profundidad de 30 metros, Artículo 18.

Si existe discrepancia entre los valores de N y Su para clasificar el Tipo de suelo, se tomará aquel que resultare en una demanda sísmica mayor, Artículo 19.

Estudios de Sitio. De acuerdo al Artículo 20, Se permitirá la realización de un análisis de respuesta específica de sitio para cualquier clasificación de sitio, pero el factor de amplificación

de base a superficie (calculado en cada periodo dentro del rango de interés) en ningún caso será menor al especificado en las **Tablas H.4 y H.5**. Este estudio será obligatorio si el sitio se clasifica como F, ver nota en **Tablas H.4, H.5 y H.6**.

La influencia de los Tipos de Suelos en la Respuesta Sísmica está determinada en función de los Factores de Sitio F_a y F_v , que dependen de la Clasificación del Sitio y de los valores de las aceleraciones espectrales de referencia S_1 y S_s del sitio, Artículo 21. Estos valores figuran en las **Tablas H4, H5 y H6**. La **Tabla H6** está relacionada con la Zonificación Sísmica. Hay que notar que mientras mayor es la aceleración espectral para suelos desde el tipo C al E se reduce la amplificación, debido a la incursión de los suelos en comportamiento inelástico.

Tabla H.3 Valores del factor del sitio (F_a)

Clase de sitio	Aceleración Espectral de referencia para periodos cortos (S_s) ^a						
	$S_s = 0.30$	$S_s = 0.40$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.60$	$S_s = 0.70$	$S_s = 0.80$	$S_s \geq 0.90$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.2	1.2
E	2.3	2.0	1.7	1.5	1.3	1.1	1.0
F	nota b	nota b	nota b	nota b	nota b	nota b	nota b

^a Use interpolación lineal para valores del mapa N°6 no incluidos

^b Para el sitio F se debe hacer un análisis dinámico del suelo para determinar el factor F_a adecuado.

Tabla H.4 Valores del factor del sitio (F_v)

Clase de sitio	Aceleración Espectral de referencia para periodos cortos (S_1) ^a			
	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.6	1.5	1.4	1.3
D	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.3	2.0	1.7	1.5
F	nota b	nota b	nota b	nota b

^a Use interpolación lineal para valores del mapa N° 7 no incluidos.

^b Para el sitio F se debe hacer un análisis dinámico del suelo para determinar el factor F_v adecuado.

Tabla H.5 Zonificación Sísmica: Zonas I y II

Clase de sitio	Zona I, II	
	Fa	Fv
A	0.8	0.8
B	1.0	1.0
C	1.6	1.5
D	1.6	1.5
E	2.3	2.0
F	nota b	nota b

^a Use interpolación lineal para valores del mapa N° 7 no incluidos.

^b Para el sitio F se debe hacer un análisis dinámico del suelo para determinar el factor Fv adecuado.

H.5.3 Clasificación de las Estructuras por su Función o Uso

En esta clasificación, lo que se busca es establecer qué tan importantes son las edificaciones para la sociedad y cuáles son las posibilidades de que las consecuencias de los sismos sobre las mismas, afecten a las personas, ya sea directa o indirectamente. Por lo tanto, se pondera su permanencia y continuidad en el servicio, dependiendo de su comportamiento ante un evento sísmico. Se clasifican en cinco Grupos, que son los siguientes:

Grupo I, EDIFICACIONES E INSTALACIONES ESENCIALES. Construcciones cuyas funciones sean esenciales para la Sociedad y que por lo tanto no deban sufrir daños estructurales o de otro tipo que las hagan inoperables con la ocurrencia de un sismo extremo. Entre ellas se cuentan los hospitales con cirugías y/o atención de emergencias, Edificaciones y Equipos de Estaciones telefónicas, de comunicaciones, bomberos y otras instalaciones necesarias para responder a una emergencia. Además las edificaciones que sirvan para preservar el orden público y la seguridad nacional, como son: Fuerzas Armadas, Policía Nacional y Oficinas Gubernamentales con el asiento del Presidente, Gobernadores, Síndicos y Cámaras Legislativas, así como también Tanques de almacenamiento de agua y edificaciones que almacenen productos esenciales.

Grupo II, EDIFICACIONES E INSTALACIONES RIESGOSAS. Construcciones o Instalaciones riesgosas, como son las que producen, almacenan o manipulan sustancias y/o materiales químicos, gases tóxicos y explosivos, cuya falla pueda poner en peligro

otras edificaciones. Estas edificaciones no deben sufrir daños en elementos estructurales y no estructurales durante la ocurrencia de un sismo extremo, de manera que se garantice la integridad de la instalación o edificación, y la protección de la población y el medio ambiente.

Grupo III, EDIFICACIONES DE OCUPACIÓN ESPECIAL. Construcciones que deben mantenerse en operación inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo severo, como los son: hospitales con 50 o más camas y edificaciones Públicas no incluidas en el Grupo I, Escuelas, Colegios o Centros Educativos, edificaciones y equipos en instalaciones de generación de energía y cualquier otra edificación que albergue más de 3,000 personas al mismo tiempo, como los son: Estadios deportivos, Centro de convenciones, entre otras.

Grupo IV, EDIFICACIONES DE OCUPACIÓN NORMAL. Construcciones de ocupación normal que puedan tolerar daños estructurales que las hagan inoperables como consecuencia de un sismo severo sin llegar al colapso parcial o desplome, tales como son: bancos, hoteles, edificios de oficinas, apartamentos familiares, edificios públicos y restaurantes, no incluidas en los Grupos I, II Y III.

Grupo V, EDIFICACIONES NO INCLUIDAS EN LOS GRUPOS ANTERIORES. Construcciones cuyo colapso no induce daños a otras estructuras ni produce pérdidas de vidas humanas, como los son Almacenes de productos no tóxicos, edificaciones provisionales para la construcción, entre otras.

H.5.4 Clasificación de Edificaciones según el Sistema Estructural

Los Tipos de estructuras que se han clasificado en los Sistemas Estructurales, se han elegido tomado en cuenta todo el espectro de construcciones que se hacen en el país, ya sean frecuentes o no. Los Sistemas Sismorresistentes se clasifican en cinco (5) grupos de acuerdo al sistema estructural usado para resistir las fuerzas sísmicas. Estos a su vez se subdividen en treinta y dos (32) tipos en función de los materiales usados y de su capacidad de absorción y disipación de energía. Estos son los siguientes:

1) Sistema 1. Aporticado. Sistemas Estructurales formados por vigas y columnas con capacidad para soportar y transmitir, a las cimentaciones, tanto las cargas gravitacionales como las fuerzas laterales generadas por los sismos, los cuales están subdivididos en:

- a) Tipo A-I. Pórticos Especiales de acero.

- b) Tipo A-II. Pórticos intermedios de acero.
- c) Tipo A-III. Pórticos ordinarios de acero.
- d) Tipo A-IV. Pórticos especiales de Hormigón Armado.
- e) Tipo A-V. Pórticos de intermedios de Hormigón Armado.
- f) Tipo A-VI. Pórticos ordinarios de Hormigón Armado.

2) Sistema 2. Muros. Sistemas estructurales formados por muros con capacidad para soportar y transmitir a las cimentaciones las cargas gravitacionales y las fuerzas laterales generadas por los sismos, los cuales están subdivididos en:

- a) Tipo M-I. Muros especiales de hormigón Armado.
- b) Tipo M-II. Muros ordinarios de hormigón armado.
- c) Tipo M-III. Muros prefabricados intermedios de hormigón armado.
- d) Tipo M-IV. Muros prefabricados ordinarios de hormigón armado.
- e) Tipo M-V. Muros especiales de mampostería armada.
- f) Tipo M-VI. Muros intermedios de mampostería armada.
- g) Tipo M-VII. Muros ordinarios de mampostería armada.

3) Sistema 3. Duales. Estructurales formados por pórticos y muros estructurales con una cuantía muro-área $\geq 0.5\%$ en cada dirección ortogonal o pórticos arriostrados en forma de X o K, los cuales se combinan para resistir tanto las cargas gravitacionales como las fuerzas laterales generadas por los sismos; las fuerzas sísmicas actuantes serán distribuida según los criterios siguientes:

- Los pórticos y muros y/o pórticos arriostrados se repartirán la fuerza total en proporción a sus rigideces relativas.
- Los pórticos se diseñarán para una fuerza no menor del 25% de la fuerza sísmica actuante.

Los Sistemas Duales estarán divididos en los Sub-tipos siguientes:

C-1) Sistemas duales con pórticos especiales:

- a) Tipo De-I. Pórticos de acero con arriostramiento excéntrico.
- b) Tipo De-II. Pórticos de acero con arriostramiento concéntrico.

- c) Tipo De-III. Muros especiales de hormigón armado.
- d) Tipo De-IV. Muros ordinarios de hormigón armado.
- e) Tipo De-V. Muros especiales de mampostería armada.
- f) Tipo De-VI. Muros intermedios de mampostería armada.

C-2) Sistemas duales con pórticos intermedios:

- a) Tipo Di-I. Pórticos de acero con arriostramiento excéntrico.
- b) Tipo Di-II. Pórticos de acero con arriostramiento concéntrico.
- c) Tipo Di-III. Muros especiales de hormigón armado.
- d) Tipo Di-IV. Muros especiales de mampostería armada.
- e) Tipo Di-V. Muros intermedios de mampostería armada.
- f) Tipo Di-VI Muros ordinarios de hormigón armado.

4) Sistema 4. Péndulos invertidos o Sistema Estructural con una sola línea resistente. Sistemas estructurales en los cuales las cargas gravitacionales y las fuerzas laterales generadas por los sismos, son resistidas por una o varias columnas en voladizo empotradas en su base, y más de un 70% de su masa se encuentra concentrada en un solo nivel. Se subdividen en los siguientes:

- a) Pi-I Pórticos especiales de acero.
- b) Pi-II Pórticos intermedios de acero.
- c) Pi-III Pórticos ordinarios de acero
- d) Pi-IV Pórticos especiales de hormigón
- e) Pi-V Pórticos intermedios de hormigón
- f) Pi-VI Pórticos ordinarios de hormigón
- g) Pi-VII Pórticos de madera

5) Sistema 5. Combinados. Se refiere a las estructuras que no sean clasificadas como Duales y que contienen diferentes tipos de sistemas estructurales dentro de una misma edificación, tanto en planta como en elevación. Para tales fines se limitará el valor de R_d al menor de los Tipos combinados.

H.5.5 Análisis Sísmico de Estructuras, Criterios Generales

En el Capítulo I, Artículo 24 y 25 se establece que todas las estructuras deberán tener un sistema resistente a las cargas gravitacionales y sísmica en dos direcciones ortogonales, en caso de que no lo posea se considerará una irregularidad estructural, ver Artículo 38(d). Las fuerzas sísmicas se aplicarán en dos direcciones ortogonales entre sí, seleccionadas de tal manera que produzcan los efectos más desfavorables en los elementos estructurales.

Se analizarán separadamente para cada una de las direcciones, se aplicarán simultáneamente el 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% en la dirección perpendicular.

Para determinar los efectos críticos, se sumarán sectorialmente los efectos de cargas gravitacionales (muertas y sobrecargas), las fuerzas sísmicas y otras, de acuerdo al Artículo 25, amplificadas de acuerdo al Apéndice C, que es como sigue:

- 1) $1.4 (D+F)$
- 2) $1.2 (D+F+T)+1.6 (L+H) + 0.5 (LR \text{ o } R)$
- 3) $1.2D + 1.6(LR \text{ o } R) + L$
- 4) $1.2D + 1.0E+L$
- 5) $0.9D+1.0E + 1.6H$

Donde:

D = Acción de la carga muerta

L = Acción de la carga viva

LR = Acción de la carga viva de techo

E = Acción sísmica

F = Acción producto de presión de fluidos

H = Acción del empuje lateral del terreno

R = Acción producto de los efectos de la lluvia

La acción sísmica, E, se determinará de acuerdo a los siguientes criterios:

Para la combinación (4), la acción sísmica, E, estará definida como

$$E = EH + EV$$

Para la combinación (5), la acción sísmica, E, estará definida como:

$$E = EH - EV$$

Donde EH es la acción producida por las fuerzas sísmicas horizontales y EV es la acción producida por las fuerzas sísmicas verticales; éstas se calculan como :

$$F_v = 0.3S_{DS}D$$

Donde D es la acción de la carga muerta, (Artículo 65).

En la combinación (5), el factor de carga en H se tomara igual a cero si la acción de H contrarresta la acción de E.

En la combinación (2), la acción de H se tomara igual a cero si la acción de H contrarresta la acción combinada de D y L.

Los métodos de Análisis considerados (Artículo 29) son cinco: Simplificado, Cuasi- Estático, Modal, dinámico paso a paso no lineal y el Método estático no lineal de Empuje Progresivo (Push over). En los métodos Cuasi-estático y Dinámico modal, deberán considerarse las torsiones y momentos de vuelco que se producen en cada piso, es decir se consideraran tres grados de libertad por piso (dos traslaciones y una rotación).

Para el análisis de los edificios de Concreto Armado será tomado en cuenta el agrietamiento de los elementos estructurales, según el Artículo 30. Si no se hace un análisis riguroso, los valores de las áreas e inercia a considerar son como sigue:

- a) Momento de Inercia
 - Columnas 0.8 I_g
 - Muros de Hormigón Armado 0.8 I_g
 - Muros de mampostería 0.6 I_g
 - Vigas 0.6 I_g (sin incluir el efecto de vigas T)
- b) Áreas 1.0 A_g

Donde:

I_g = Momento de Inercia de la sección bruta sin considerar el acero de refuerzo.

A_g = Área bruta sin considerar el acero de refuerzo.

H.5.6 Selección del Tipo de Análisis

La selección del tipo de análisis, depende de las características del Edificio a analizar, el criterio es como sigue (Ver Artículo 31):

Método Simplificado. Se aplica a edificios que cumplan con las condiciones siguientes:

- a) Las estructuras dentro de los Grupos IV y V (según el Artículo 22), del tipo M-I, M-II, M-VI y M-VII con un número de pisos menor o igual que cuatro (4).
- b) En cada nivel, la longitud total de apoyo de las losas sobre los muros de cargas, en cada dirección del análisis, debe ser mayor que el 50% de la longitud total máxima posible de la losa en la dirección considerada.
- c) La cuantía de muro Q_i en cada piso deberá ser mayor que el 5%. donde Q_i está definida como, Área total de los muros de carga en la dirección del analizad entre el área total de cada piso.
- d) La relación entre la altura del edificio y su dimensión mínima en planta no debe exceder de 1.5 y su planta deberá ser regular.
- e) En el caso de estructuras del tipo M-III, el cociente entre la altura de entrepiso y el espesor del muro de carga no debe exceder de 20.
- f) Todos los muros estructurales en cualquier nivel deberán llegar y anclarse en las cimentaciones.

Este Método es el usado para viviendas de uno y dos pisos, diseñadas para personas de escasos recursos construidas en Proyectos masivos, tanto del sector público como privado, así como también viviendas en general para este segmento de la población.

Método Cuasi-estático. Se aplica a edificios de hasta diez (10) pisos o treinta (30) metros de altura.

Método Dinámico. Se aplica a cualquier edificio, incluyendo aquellos con diferencias importantes en rigideces y/o resistencia entre pisos adyacentes y estructuras con diseños considerados como no convencionales o con marcadas irregularidades, tanto en planta como en elevación.

H.5.7 Sollicitación Sísmica

La sollicitación sísmica está caracterizada por un Espectro Elástico que contiene las Aceleraciones Espectrales de diseño (S_a), para un amortiguamiento del 5%, el cual se reduce por ductilidad y capacidad de disipación de Energía de las estructuras, la metodología es similar a la adoptada por el ASCE 7-10 y el IBC, donde a partir de los mapas de Isoaceleraciones espectrales para periodos cortos de 0.1 seg y periodos de 1.0 seg, ambos para un 2% de excedencia en 50 años, es decir un periodo de retorno de 2,475 años (mapas 6 y 7). La ordenadas del Espectro se reducen por 2/3 para pasar a un periodo de retorno de 475 años y se afectan a su vez por el factor de sitio F_a y F_v .

Las expresiones para la obtención de los espectros es como sigue:

$$S_a = 0.6 \frac{S_{DS}}{T_0} \times (T) + 0.4 S_{DS} \quad \text{para } T \leq T_0$$

$$S_a = S_{DS} \quad \text{para } T_0 < T \leq T_s$$

$$S_a = \frac{S_{DI}}{T} \quad \text{para } T > T_s$$

Donde:

$$S_{DS} = 2/3 F_a \times S_s$$

$$S_{DI} = 2/3 F_v \times S_1$$

$$T_0 = 0.2 \times \frac{S_{DI}}{S_{DS}}$$

$$T_s = 5T_0$$

S_s = Ordenada espectral de referencia para $T=0.20$ seg
(Tabla 1 ó mapa N°6 del apéndice A).

S_1 = Ordenada espectral de referencia para $T=1.00$ seg
(Tabla 1 ó mapa N°7 del apéndice A).

F_a = Factor de suelo asociado a periodos cortos (tabla 6 ó 4).

F_v = Factor de suelo asociado a periodos largos (tabla 6 ó 5).

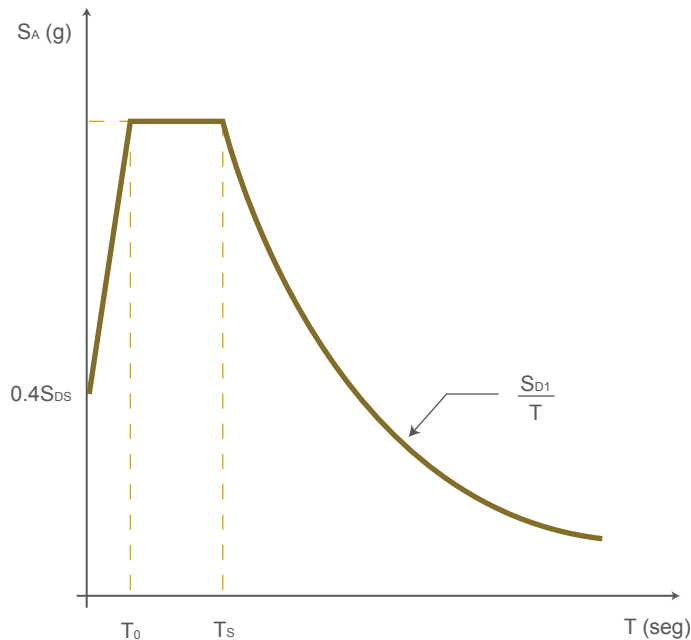


Figura H.4 Espectro sísmico lineal elástico (Fuente: normas R-001 Decreto No. 201-11)

Párrafo 1: Para Estructuras localizadas en el campo cercano, $S_A(g) = F_a S_s$, para $T \leq T_s$ y $S_A(g) = F_v S_1/T$ para $T > T_s$. (Véase mapa No. 11 en el Apéndice A).

En este mapa 11 (**Figura H5**), figura la localización de las fallas activas y el área sombreada alrededor de éstas es la que se considera con efectos del campo cercano.

H.5.8 Coeficiente de Corte Basal

El coeficiente de Corte Basal modifica el Espectro de Diseño elástico multiplicando por un Factor U que depende de la importancia y uso de la Estructura, ver Tabla 7 Artículo 37; así como se divide entre el Factor R_d que depende del tipo estructural, para tomar en cuenta que a la estructura le estamos permitiendo llegar a tener un comportamiento inelástico, lo que significa daños, ver **Tabla 8**. El Coeficiente de Corte Basal tiene la expresión siguiente:

$$Cb = \frac{U \times Sa}{R_d} \geq 0.03$$

Note que existe un valor mínimo para esta sollicitación que es el 3% del peso efectivo de la estructura.

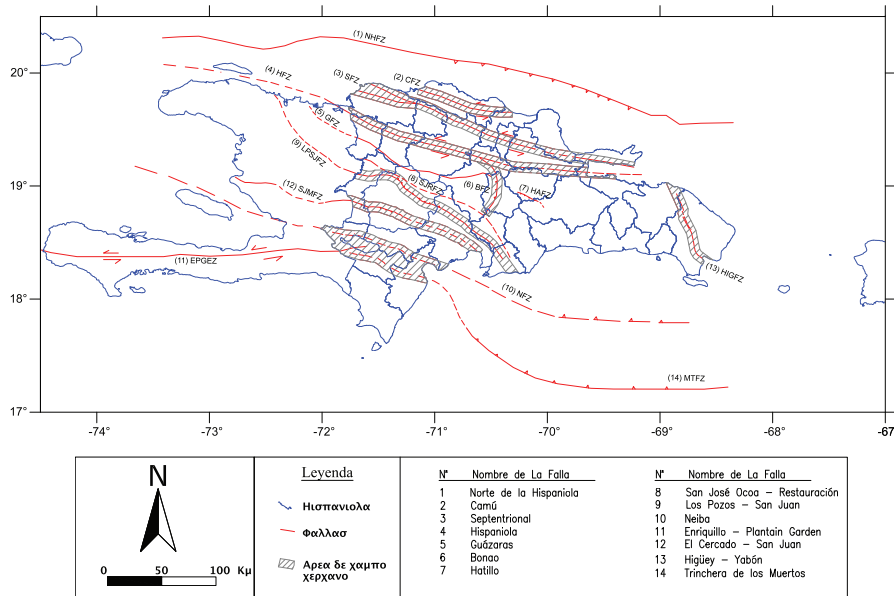


Figura H.5 Mapa del Campo Cercano. (Fuente: normas R-001 Decreto No. 201-11).

Tabla H.6 Coeficiente que depende de la función o uso de la estructura

Edificio Grupo	U
I	1.50
II	1.40
III	1.20
IV	1.00
V	0.90

Como puede observarse los factores de reducción R_d varían entre 1.00 para péndulos invertidos hasta 5.5 en Pórticos Especiales de Concreto Armado o Acero. También se limita la altura e inclusive se prohíbe algunos tipos estructurales dependiendo de la zona sísmica.

H.5.9 Criterios de Irregularidad

El Reglamento contempla una serie de irregularidades, tanto en planta como en elevación, se toman en cuenta con una disminución en los factores de reducción por ductilidad y capacidad de disipación de energía R_d , en algunos casos extremos se obliga a rediseñar la estructura.

Irregularidades en Planta

- Cuando el máximo desplazamiento de un piso en un extremo de la estructura, calculado incluyendo la excentricidad accidental, es mayor que 1.2 veces el promedio de los desplazamientos del piso en los dos extremos de la estructura, el valor de R_d deberá ser reducido a un 65%. Cuando esta relación sobrepase 1.4, el diseño deberá ser modificado para eliminar el efecto y llevarlo a un valor menor que 1.2.
- Cuando los elementos sismo-resistentes no sean ortogonales entre si, el factor R_d correspondiente deberá ser reducido a un 70% .
- En caso de que una estructura tenga reentrantes de más de un 15% de la dimensión en planta en la dirección del análisis, el valor de R_d deberá ser reducido al 80%.

Tabla H.7 Coeficiente de diseño y factores para sistemas estructurales sismorresistentes

Tipo Estructural	Q_i	R_d	C_d	K_o	Limitaciones en altura (mts.)	
					Zona 1	Zona 2
Sistema 1. Aperticados						
A-I. Pórticos especiales de acero	NA	5.5	4.75	0.15	50	SL
A-II Pórticos intermedios de acero	NA	4.5	4.00	0.15	NP	12
A-III Pórticos ordinarios de acero	NA	2.5	2.00	0.15	NP	NP
A-IV Pórticos especiales de hormigón armado	NA	5.5	4.75	0.13	SL	SL
A-V Pórticos intermedios de hormigón armado	NA	4.5	4.00	0.13	36	SL
A-VI Pórticos ordinarios de hormigón armado	NA	2.5	2.00	0.13	NP	NP
Sistema 2. Muros						
M-Ia. Muros especiales de hormigón armado	< 0.10	4.5	4.00	0.09	50	SL
M-Ib.	≥ 0.10	4.0	3.50	0.07	50	SL
M-IIa. Muros ordinarios de hormigón armado	< 0.10	3.0	2.50	0.09	NP	30
M-IIb.	≥ 0.10	3.0	2.00	0.07	NP	30
M-IIIa. Muros prefabricados intermedios de HA	< 0.10	3.5	3.50	0.09	12	30
M-IIIb.	≥ 0.10	3.0	3.00	0.07	12	18
M-IVa. Muros prefabricados ordinarios de HA	< 0.10	2.5	2.50	0.09	NP	NP
M-IVb.	≥ 0.10	2.0	2.00	0.07	NP	12
M-Va. Muros especiales de mampostería armada	< 0.10	3.0	2.50	0.09	12	18
M-Vb.	≥ 0.10	2.5	2.00	0.07	12	18
M-VIa. Muros intermedios de mampostería armada	< 0.10	2.5	2.00	0.09	NP	12
M-VIb.	≥ 0.10	2.0	1.80	0.07	NP	12
M-VIIa. Muros ordinarios de mampostería armada	< 0.10	2.0	1.80	0.09	NP	NP
M-VIIb.	≥ 0.10	1.5	1.30	0.07	NP	NP
Sistema 3ª. Duales con pórticos especiales						
De-I Pórticos de acero con arriostramiento excéntrico	NA	5.00	4.00	0.13	SL	SL

Tipo Estructural	Qi	Rd	Cd	Ko	Limitaciones en altura (mts.)	
					Zona 1	Zona 2
De-II Pórticos especiales de acero con arriostramiento concéntrico	NA	4.50	4.00	0.13	SL	SL
De-III Muros especiales de hormigón armado	NA	4.50	4.00	0.09	SL	SL
De-IV Muros ordinarios de hormigón armado	NA	4.00	3.50	0.09	18	30
De-V Muros especiales de mampostería armada	NA	3.50	3.00	0.09	12	18
De-VI Muros intermedios de mampostería armada	NA	3.00	2.50	0.09	NP	12
Sistema 3^b. Duales con pórticos intermedios						
Di-I Pórticos de acero con arriostramiento excéntrico	NA	4.50	4.00	0,13	12	15
Di-II Pórticos de acero con arriostramiento concéntrico	NA	4.00	3,50	0,13	NP	12
Di-III Muros especiales de hormigón armado	NA	3.50	3.00	0.09	30	50
Di-IV Muros especiales de mampostería armada	NA	2.50	2.00	0.09	NP	12
Di-V Muros intermedios de mampostería armada	NA	2.00	1.80	0.09	NP	9
Di-VI Muros ordinarios de hormigón armado	NA	3.00	2.50	0.09	NP	NP
Sistema 4. Péndulos invertidos						
Pi-I Pórticos especiales de acero	NA	1.50	1.50	NA	10	12
Pi-II Pórticos intermedios de acero	NA	1.50	1.50	NA	NP	10
Pi-III Pórticos ordinarios de acero	NA	1.30	1.30	NA	NP	NP
Pi-IV Pórticos especiales de hormigón	NA	1.50	1.50	NA	10	12
Pi-V Pórticos intermedios de hormigón	NA	1.50	1.50	NA	NP	NP
Pi-VI Pórticos ordinarios de hormigón	NA	1.00	1.00	NA	NP	NP
Pi-VII Pórticos de madera	NA	1.50	1.50	NA	NP	NP

SL = Sin límite, NP = No permitido, NA = No se aplica
 Nota: Las alturas se miden desde el tope de la fundación.

Irregularidades de elevación

- a) Cuando la estructura posea un Piso Suave, el valor de “Rd” no será mayor que 1.5. El piso Suave es aquel que se produce cuando la rigidez del sistema sismo-resistente a las fuerzas laterales en cualquier piso es menor que el 70% de la rigidez del piso adyacente superior, o menor que el 80% de la rigidez promedio de los tres pisos adyacentes superiores. Para el cálculo de la rigidez del piso se deberán tomar en cuenta los elementos no estructurales construidos con materiales rígidos, como: mampostería, ladrillos, concreto con poliestireno expandido y otros similares, adosados a los elementos verticales del sistema sismo-resistente.

- b) Cuando haya en la estructura un Piso Débil, “Rd” no será mayor de 1.5. Se considera Piso Débil el que se produce cuando la resistencia de los elementos verticales (muros y columnas) a la fuerzas laterales en cualquier piso es menor que el 80% de la resistencia del piso adyacente superior.

H.5.10 Métodos de Diseño

Método Simplificado

En este solo se verifica si los cortantes actuantes amplificados de acuerdo a las combinaciones de cargas establecidos en el Apéndice C, son menores que los resistentes en cada nivel de la estructura en dos direcciones ortogonales. Este método no toma en cuenta las torsiones, ni los momentos de volcamiento o desplazamientos, que pudieran producirse debido a los efectos sísmicos.

El cortante en la Base está dado por

$$V = C_b \times W$$

donde C_b es el coeficiente de Corte Basal y W el peso efectivo considerado par el análisis sísmico, este esta compuesto por las cargas muertas mas un porcentaje de las sobrecargas, que se consideran que luden movilizarse conjuntamente con la estructura, que puede ser como máximo un 25%.

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

El Periodo fundamental para la obtención el C_b en el Espectro deberá ser calculado con dos expresiones, tomando el que resultare menor, las expresiones son las siguientes:

$$T = \frac{K_0 H}{\sqrt{D_s}} \text{ (segundos)} \text{ y } T = C_T H^x \text{ (segundos)}$$

D_s es la dimensión de la planta en la dirección del análisis, H la altura y K_0 , C_t y X coeficientes dados en las [tablas H.8](#) y [H.9](#).

Tabla H.8 Valores de los coeficientes C_T y X

Sistema estructural sismo resistente		
Pórticos de acero	0.072	0.80
Pórticos de acero arriostrados	0.073	0.75
Pórticos de hormigón armado	0.046	0.90
Muros de hormigón armado y de mampostería	0.048	0.75

Lo establecido hasta aquí es aplicable a los métodos Cuasiestático y dinámicos.

Las fuerzas laterales producidas por el sismo en cada nivel se calculan de la manera siguiente:

$$F_i = V \times \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^N W_i \cdot h_i}$$

Método Cuasiestático

En este método se simula la acción sísmica por una serie de fuerzas estáticas aplicadas en cada piso, el cálculo de las fuerzas sísmicas en cada nivel se realiza tomando en cuenta tres grados de libertad por piso, dos traslaciones horizontales y una rotación. Son aplicables todos los conceptos del simplificado en cuanto al cálculo del Peso de la edificación y periodo fundamental, excepto para estructuras del Sistema 4 (péndulo invertido), en las cuales se utiliza la expresión siguiente:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Deberá considerarse una fuerza en el tope (F_t) por el efecto de látigo como $F_t = 0.07 T V$, siempre y cuando el Periodo de Vibración $T > 0.7$ segundos, pero no será mayor que $0.25V$. La expresión para el cálculo de las Fuerzas en cada piso, es la siguiente:

$$F_i = (V - F_t) \times \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^N W_i \cdot h_i}$$

Los momentos torsores en cada piso serán calculados como el producto del Cortante del Piso V_i por la excentricidad Normativa, la cual se compone de dos partes, una geométrica y la otra accidental (e_a) que es un 5% de la dimensión del edificio normal a la dirección de la acción del sismo. La expresión de la Excentricidad de diseño, es $e_{in} = 1.5 e_i \pm e_a$. Artículo 56 y 57.

La fuerza cortante que actúa en cada elemento se calcula como la suma del cortante directo más el producido por el Momento torsor debido a la excentricidad, no obstante si este disminuye el cortante directo no debe ser tomado en cuenta, por otro lado nunca el cortante producido por la torsión puede ser mayor y de signo contrario al directo, en caso de que esto ocurra deberá rediseñarse la estructura. Ver artículos 59 y 60. También deben ser tomadas en cuenta las fuerzas verticales previamente comentadas, que para el caso de los voladizos se usara una carga mínima del 30% de su peso.

Para el caso de estructuras con pisos formados por elementos prefabricados de concreto armado, pretensado, postensado u otros, así como por viguetas de acero con una losa de concreto, se les considerara como transmisores de las cargas sísmicas, siempre y cuando las conexiones con los apoyos sean capaces de transmitir esas solicitaciones. Para el caso de que los diafragmas sean flexibles, la fuerza sísmica por piso tendrá que distribuirse entre los elementos verticales que forman el sistema resistente al sismo, en proporción a la carga vertical que soportan. Artículos 54 y 55.

Métodos Dinámicos

En todos los métodos dinámicos deberá cumplirse, que la fuerza basal cortante será por lo menos el 65% de la determinada usando el Método Cuasiestático.

El Método Modal, considera tres grados de libertad por piso (dos traslaciones y una rotación), se hace la misma consideración que el método Cuasiestático, en relación a la distribución para diafragmas flexibles y asume de igual forma las cargas verticales, además tomara en cuenta los aspectos siguientes:

- a) Se incluirá el efecto de todos los modos de vibración con período igual o mayor que 0.2 segundos y que garanticen que participe al menos el 90% de la masa del edificio en cada dirección del análisis. En ningún caso se podrán considerar menos de tres modos.
- b) La Aceleración espectral expresada en función de “g” será calculada para cada período de vibración de los modos considerados, usando el Espectro de Diseño Elástico.

- c) Se permitirá usar un valor de aceleración espectral diferente a la especificada en el Reglamento, siempre que se demuestre por un análisis exhaustivo del sitio, que tome en cuenta la amenaza sísmica y las condiciones locales del suelo.
- d) Los Valores de diseño (fuerzas laterales, fuerzas cortantes, momentos de vuelco, y otros) serán determinados mediante la combinación de los valores modales según la expresión siguiente:

$$RM = \sqrt{\sum_{i=1}^{NM} (RMi)^2}$$

- e) Se exceptúa el caso de modos de vibración casi idénticos como ocurre cuando se toman en consideración grados de libertad correspondientes a torsión o a deformaciones de apéndices. En este caso se usará la expresión:

$$RM = \sum_{i=1}^{NM} |RMi|$$

Método paso a paso, en este deberán tomarse las consideraciones siguientes:

- a) Se deberán usar no menos de cuatro (4) acelerogramas de eventos sísmicos específicos reales, independientes entre sí, con magnitud, mecanismo focal y distancia a la falla, consistentes con las fallas que controlan el sismo de diseño de la localidad donde estará ubicada la estructura. También se podrán usar registros artificiales siempre y cuando se cumpla con los requerimientos establecidos en este artículo. Los niveles de aceleración pico deberán ser iguales o mayores a los establecidos en los mapas de Isoaceleraciones N°. 9 ó 10, dependiendo del uso de la estructura.
- b) Las ordenadas del Espectro promedio, resultante de los registros utilizados con un 5% de amortiguamiento en el intervalo 0.2T y 1.5T, no serán menores que las del espectro dado en el Artículo 34, después de haber considerado los efectos de sitio establecidos en los Artículos 12 al 21.
- c) Se deberá tener en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura.

Método Estático de Empuje Progresivo (Pushover)

Este método no es usado para el diseño sino para evaluar la capacidad o estabilidad de una estructura a las fuerzas sísmicas generadas por el sismo de diseño, aplicando fuerzas crecientes laterales que alcancen al valor del Cortante Basal. En este análisis se deberá tomar en cuenta el comportamiento inelástico de los elementos estructurales.

H.5.11 Control de desplazamientos

El Reglamento establece en el Artículo 71 los criterios tanto para evaluar los desplazamientos como también establece los límites permitidos de estos desplazamientos dependiendo de las condiciones de las edificaciones. Los Desplazamientos elásticos calculados en cualquiera de los métodos ya sea el Cuasiestático como el dinámico modal deben ser multiplicados por un coeficiente C_d que depende del tipo estructural, para obtener los desplazamientos totales inelásticos; estos coeficientes pueden obtenerse en la tabla 8.

Los desplazamientos en cada punto, son la suma de los producidos en el centro de masa, más los generados por la torsión, más los producidos por el efecto P-Delta. La verificación se hace tanto para el desplazamiento del entrepiso como el desplazamiento total del edificio, estos límites varían desde $0.008H$ para edificios de los sistemas Aporticados, Muros y Duales; si los elementos no estructurales no están conectados a la estructura este límite aumenta a $0.016H$; para los de Péndulos invertidos el límite baja a $0.005H$. Ver Artículos 72 y 73.

La separación entre edificios será el mayor de 10 cm o la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los desplazamientos del techo de cada edificación. Artículo 74.

H.5.12 Recomendaciones sobre la Estructuración

Se establecen una serie de condiciones que deberán cumplir todas las estructuras diseñadas de acuerdo con este Reglamento. Dentro de éstas figuran las siguientes:

- La distribución tanto en planta como en elevación de los elementos estructurales resistentes tanto a cargas gravitacionales como a cargas laterales debidas a viento y sismo, deberán estar repartidos de forma que garanticen una distribución uniforme de masas y rigideces y garanticen el flujo de las cargas uniforme e ininterrumpido desde el techo a las cimentaciones.
- En edificios con núcleos de elevadores y escaleras localizados en cualquier punto de la planta, deberán incluirse elementos del mismo tipo (muros de corte) en posiciones que reduzcan o eliminen los efectos torsionales que los núcleos pudieran generar.
- No se permite el uso de columnas o muros que no inicien en las cimentaciones.
- Para el caso de que se eliminen columnas o muros a partir de cierto nivel del edificio, hay que garantizar el flujo de cargas desde los pisos superiores; la eliminación debe hacerse de forma gradual y que garantice que la rigidez de ese entrepiso, quede con una rigidez similar a la de los entrepisos superiores evitando un piso suave.

- Si se hacen aberturas en los diafragmas, deberán ser menor del 15% del área total del piso, en caso de que sean mayores se usaran métodos de análisis que tomen en cuenta las variaciones de las rigideces y distribución de las fuerzas sísmicas. Para el caso de que las aberturas superen el 50% del área total, el factor de reducción por ductilidad y disipación de energía R_d deberá disminuirse al 80%.
- En caso de que las masas de los pisos adyacentes difieran en más de un 20% el método de análisis será el dinámico, debiendo cumplir que el cortante basal dinámico será al menos el 65% del determinado por el método Cuasiestático.
- Los entrepisos sin vigas apoyados sobre columnas no son permitidos, en este caso de deberán ser introducidos muros de corte u otros elementos similares que sean los encargados de resistir las solicitaciones sísmicas.
- Los edificios con retranqueos que se analicen con el método Cuasiestático podrán analizarse como un solo edificio solo si la planta de la torre es superior al 75% de la plantas inferiores, en caso contrario deberán desacoplarse y analizarse como dos estructuras o usar el método dinámico de análisis.
- Los edificios aporticados en los cuales los muros de cierres no estructurales están contruidos con materiales rígidos como mampostería de bloques de concreto, ladrillos, paneles de concreto con poliestireno expandido, etc., adosados a los elementos estructurales verticales de los pórticos, deberán ser tomados en cuenta en el modelo estructural analizado. El análisis se hará en dos etapas, una considerando la participación de los muros no estructurales y otra sin considerar su participación, pero reduciendo el valor de R_d de la estructura sin muros en un 30%. No se establece la metodología para tomar en cuenta la participación de lo muros en el modelo estructural.
- Se establece que las estructuras prefabricadas deben tener en dos direcciones ortogonales elementos Sismorresistentes que garanticen su comportamiento como una vaciada en sitio y las uniones deben ser diseñadas para poder desarrollar los valores de R_d que figuran en la Tabla 8, por tanto deben cumplir con el Capítulo 21 del ACI 318. Las losas constituidas por elementos prefabricados, deben tener rigidez suficiente para poder transmitir las fuerzas horizontales entre los elementos verticales Sismorresistentes, sobre estos debe colocarse una losa vaciada en sitio de no menos de 5 cms. El diseño del diafragma se hará de acuerdo al ASCE 7.
- Por el criterio de Redundancia como seguridad, todas las estructuras deberán tener por lo menos tres líneas de resistencia, en dos direcciones ortogonales.

H.5.13 Fundaciones

Se establecen los criterios generales para el diseño de las Fundaciones, las cuales pudieran ser aisladas, platea, mixtas, sobre pilotes e inclusive a diferentes profundidades.

- Estas deben diseñarse para las combinaciones de cargas establecidas, para el caso de combinaciones que introduzcan los efectos sísmicos, la capacidad resistente del suelo puede incrementarse en un 30% para tomar en cuenta el efecto dinámico.
- Las fundaciones aisladas, mixtas y cabezales de pilotes deben arriostrarse con una viga diseñadas para un asentamiento de 2.5 cms y una tracción de 0.1P (P = carga axial máxima), siempre y cuando el sitio no sea clasificado como A o B (Roca fuerte o roca).
- Se permite usar el uso de modelos que tome en cuenta la interacción del suelo con la estructura.
- Se recomienda el mejoramiento de suelos con posibilidad de licuarse o usar un sistema de fundación que sobrepase los estratos licuables y refiere al Reglamento para estudios geotécnicos R-024.
- Se permite el uso de sistemas de disipación de energía o de aislamiento en la base. En el caso de que sean usados, el sistema estructural sin su presencia debe ser capaz de resistir el 75% de la fuerza sísmica producida por el análisis Cuasiestático.
- También se establecen condiciones de diseño para muros de contención y de sótanos para edificios, se recomienda ver el R-024.

H.5.14 Elementos no Estructurales

Se establece que el diseño de estos elementos se hará de forma que sean capaces de soportar el desplazamiento relativo de los pisos adyacentes, las solicitaciones sísmicas están establecidas en el Apéndice D, las cuales se calculan de la forma siguiente:

$$F_p = \frac{0.4 a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \times \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right) \quad 1.6 S_{DS} I_p W_p \geq F_p \geq 0.3 S_{DS} I_p W_p$$

Donde:

- F_p = fuerza sísmica de diseño.
- S_{DS} = aceleración espectral de periodo corto.
- a_p = factor de amplificación del elemento o componente no estructural según Tabla D.1 de las normas.
- I_p = factor de importancia del elemento. Se tomará igual a 1.00.
- W_p = peso operativo del elemento.
- R_p = factor de modificación de respuesta según Tabla D.1 de las normas.
- z = altura del punto de sujeción relativo a la base de la estructura.
- h = altura promedio del techo relativa a la base de la estructura.

Los valores de a_p y R_p figuran en la Tabla D.1 de las normas.

H.6 Principales aportes, fortalezas, ventajas y aspectos novedosos del Reglamento Dominicano

Este nuevo Reglamento sustituye las “Recomendaciones Provisionales para el Análisis Sísmico de Estructuras” RPAS, que databan de 1979. Fue aprobado y puesto en vigencia por Decreto del Poder Ejecutivo en noviembre del 2011.

En este reglamento se produjeron cambios y mejoras relevantes, como son las siguientes:

- Se realizó un nuevo estudio de amenaza sísmica que produjo una nueva zonificación sísmica. En términos generales, aumenta la zona de máxima sismicidad e incorpora a esta zona el este del país colindante con el Canal de la Mona.
- Aumentan ligeramente los valores de la aceleración, sobre todo en la zona Norte del país y en la zona suroeste.
- Se introducen por vez primera mapas georeferenciados de Isoaceleraciones en la roca, Isoaceleraciones Espectrales para cortos y largos periodos, para diferentes periodos de retorno.
- Se presenta un Mapa georeferenciado con las trazas de las fallas activas en la isla de la Hispaniola, donde se marcan las zonas donde debe considerarse el efecto de Campo Cercano. Con éste también se pueden hacer los estudios de Sitio.
- Se establece una nueva forma de clasificar el sitio ampliando la clasificación a seis tipos, la cual se hace en función de las propiedades de los diferentes estratos

Tabla H.9 Coeficientes para elementos arquitectónicos (Tabla D.1 de las normas)

Elemento arquitectónico	a_p	R_p
Particiones y paredes no estructurales interiores:		
paredes de mampostería no reforzada	1.0	1.5
otras paredes y panderetas	1.0	2.5
Elementos en voladizo sin o con diagonales a la estructura por debajo de su centro de masas:		
parapetos y paredes interiores en voladizo	2.5	2.5
chimeneas y estantes soportados por la estructura	2.5	2.5
Elementos en voladizo arriostrados a la estructura por encima de su centro de masas:		
parapetos	1.0	2.5
chimeneas y estantes	1.0	2.5
paredes exteriores no estructurales	1.0	2.5
Elementos de paredes exteriores no estructurales y conexiones:		
elemento de pared	1.0	2.5
cuerpo de conexión de pared	1.0	2.5
sujetadores del sistema de conexión	1.25	1.0
revestimientos de madera:		
elementos de deformabilidad limitada y sujetadores	1.0	2.5
elementos de baja deformabilidad y sujetadores	1.0	1.5
Penthouses	2.5	3.5
Plafones	1.0	2.5
Gabinetes:		
gabinetes de almacenaje y equipos de laboratorios	1.0	2.5
Pisos de acceso:		
especiales	1.0	2.5
otros	1.0	1.5
Apendices y ornamentos	2.5	2.5
Señales y pantallas	2.5	2.5
Otros elementos rígidos:		
elementos de alta deformabilidad y sujetadores	1.0	3.5
elementos de deformabilidad limitada y sujetadores	1.0	2.5
materiales de baja deformabilidad y sujetadores	1.0	1.5
Otros elementos flexibles:		
elementos de alta deformabilidad y sujetadores	2.5	3.5
elementos de deformabilidad limitada y sujetadores	2.5	2.5
materiales de baja deformabilidad y sujetadores	2.5	1.5

subyacentes. Los parámetros considerados son la velocidad de onda de corte, el número de golpes por pie y la resistencia al corte del suelo sin drenar.

- Se redefine la clasificación de las edificaciones en función de uso e importancia para la sociedad, llegando a cinco grupos que a su vez son divididos en sub-grupos de acuerdo los tipos de edificios que se construyen en el país.
- Se prohíben ciertos tipos estructurales o se limita la altura, dependiendo de la zona Sísmica donde se encuentren.
- Se disminuyen sensiblemente los valores de reducción por ductilidad y capacidad de disipación de energía.
- Se cambia el Espectro; para su cálculo se utiliza un procedimiento similar al del IBC. Se usan Aceleraciones espectrales obtenidas para un periodo de Retorno de 2,475 años, las cuales se modifican multiplicando por $2/3$ para llevarlas a un periodo de retorno de 475 años. El efecto de suelo se considera con unos factores de amplificación que cambian la forma y magnitud del espectro, que dependen del nivel de aceleración y el tipo del suelo del Sitio.
- Se verifican los desplazamientos por torsión. Se introducen cambios en la consideración de la Torsión estática y la forma de calcularla.
- Se penaliza la estructura por irregularidad, disminuyendo el factor de Reducción R_d .
- Se hacen taxativas los que eran antes recomendaciones de estructuración. Se señalan específicamente las condiciones, como por ejemplo: que las columnas y muros deben arrancar desde la cimentación; que se garantice el flujo de cargas desde el techo a las fundaciones; condiciones a cumplir para que las estructuras prefabricadas se comporten como las vaciadas en sitio; la obligación de tener tres líneas resistentes en cada dirección ortogonal por redundancia, etc.
- Se dan recomendaciones para considerar en las estructuras aporricadas, la participación de las paredes de cierre no estructurales en el análisis sísmico.
- Se introduce por vez primera el método de Diseño por desempeño.

Dentro de las fortalezas del Reglamento se pueden considerar las siguientes:

- Tiene que ser observado en todo el territorio nacional dominicano.
- Este Reglamento se redactó a partir de las RPAS, con previsiones para evitar un

cambio muy drástico, de manera de facilitar su aplicación por el profesional practicante.

- Es un documento que ha mantenido la sencillez y poco volumen, a pesar de que trata todos los temas con objetividad y rigurosidad técnica.
- La Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, Arquitectura y Ramas Afines (CONARTIA) se encarga hacer y aprobar las reglamentaciones técnicas.

H.7 Limitaciones y debilidades del Reglamento

Dentro de las limitaciones y debilidades, podemos mencionar algunos aspectos relacionados con la implementación del Reglamento y otros con su contenido. Estas son como sigue:

- No han sido publicados los Comentarios al Reglamento, a pesar de haberse entregado una propuesta al Departamento de Reglamentos y Sistemas del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones. Su publicación contribuiría con la comprensión cabal y adecuada utilización del reglamento por parte de los usuarios.
- No han sido publicados los Ejemplos de análisis y diseño utilizando el Reglamento, lo que es una limitante en su aplicación para algunos de los Ingenieros practicantes.
- No se establece la forma en que serán modelados los muros no estructurales, para el análisis de la Estructura.
- No se han realizado cursos de divulgación sobre la aplicación del Reglamento a los Ingenieros practicantes y estudiantes de las universidades.
- No existe ninguna forma de evaluar el desempeño de las estructuras diseñadas con la aplicación del Reglamento.
- No existen los Espectros de desplazamientos.
- No se toman en cuenta las irregularidades topográficas, que tienen mucha influencia en la respuesta del suelo y por tanto en el Espectro.
- No se considera la variación de los valores del R_d en la rama ascendente del Espectro partiendo de la aceleración del terreno para un periodo de vibración nulo.
- No hay Espectros para suelos Licuables, sin embargo se obliga a la realización de un Estudio de Sitio.

- No existe una Comisión permanente para los estudios y evaluación de la aplicación del Reglamento y su actualización.

H.8 Comparación con otras normas

Para la actualización del Reglamento Sísmico, fueron consultadas y estudiadas normas de otros países del área, tanto latinoamericanos como de los Estados Unidos de América, para ver cómo resolvían los diferentes aspectos del análisis y diseño de las estructuras sometidas a los efectos de los eventos sísmicos. De este estudio surgió la adopción de algunas metodologías que están aplicadas en nuestro reglamento; una de las normas que más influyó fue la del ASCE 7-10, en lo referente a la clasificación del sitio y la forma Espectral.

H.9 Recomendaciones o comentarios sobre eventuales o necesarios cambios y actualizaciones

Hay algunos aspectos relativos a temas que deben ser incorporados o mejorados, como los siguientes:

- Incorporar una metodología que permita evaluar la confiabilidad del diseño realizado con los métodos estándares del Reglamento, sin incluir el de desempeño.
- Revisión de los factores R_d a la luz del comportamiento real de los tipos estructurales que se construyen en el país, a pesar de que los valores del Reglamento parecen ser conservadores.
- Incorporar la variación del factor R_d en la rama ascendente para el cálculo del Coeficiente Basal.
- Incluir los Espectros de Desplazamiento en el Reglamento.
- Incluir los Espectros para suelos licuables.
- Incluir una metodología que considere los efectos topográficos en la determinación del cortante basal.
- Incluir una metodología para modelar en el análisis los muros no estructurales y su interacción con la estructura.
- Establecer la creación y mantenimiento de una Comisión permanente de Estudio y actualización del Reglamento Sísmico adscrita a CONARTIA.

- Modificar la separación mínima para edificaciones de hasta cuatro pisos, ya que el valor mínimo de 10 cms. parece exagerado en estos casos.

H.10 Comentarios técnicos adicionales

Se trata en esta sección de algunos aspectos importantes que fueron temas de discusión en el Taller de Geópolis de julio de 2012.

H.10.1 Evaluación y readecuación de estructuras existentes

Para fines de sollicitación sísmica, se usa el Reglamento que se está comentando. Sin embargo, se encuentra en elaboración un reglamento específico para la Evaluación de Estructuras Existentes, que todavía no ha sido publicado y que formará parte del Reglamento General de Edificaciones en la Unidad 5 (Estructuras) bajo el Título 7 “Evaluación de Vulnerabilidad y Rediseño de Refuerzo de Edificaciones”.

Actualmente se realizan a diario evaluaciones sísmicas de estructuras en el país, que han sido construidas antes de la aplicación de las RAPS (es decir sin considerar las sollicitaciones sísmicas) y de otras con cambios de uso, remodeladas y/o modificadas en área, número de pisos, etc. Para estos fines se están usando los criterios del “Manual de Evaluación Sísmica y de Huracanes de Edificios Existentes de Hormigón para la República Dominicana, NISTIR 6867(NIST es el National Institute of Estándar and Technology) y del FEMA 310, así como también el criterio profesional del evaluador.

H.10.2 Amenaza Sísmica. Formas Espectrales

Como mencionamos antes, para escribir el nuevo Reglamento R001 Decreto No 201-11, se realizó un nuevo Estudio de Amenaza probabilístico, usando las últimas investigaciones y datos geológicos y tectónicos disponibles, así como los datos de eventos sísmicos hasta el 2008.

De aquí surgen los mapas de Isoaceleraciones en roca e Isoaceleraciones Espectrales usando las últimas curvas de atenuación que existen en la literatura científica. Los mapas se han confeccionado para diferentes niveles de riesgo, desde una probabilidad de excedencia de un 10% en 5 años, 10% en 50 años y un 2% en 50 años, es decir periodos de retorno de 50, 475 y 2,475 años respectivamente, tanto para periodos cortos de 0,2 s como periodos largos de 1s. Estos mapas han sido calibrados con los sismos ocurridos en Puerto Plata en 2003 y Puerto

Príncipe en el 2010, arrojando una buena correlación. A partir de estos mapas se estableció la Zonificación Sísmica que divide el país en dos zonas, una de máxima sismicidad en la zona norte y este del país y otra de sismicidad media en la parte sur. los valores de las aceleraciones espectrales de referencia S_s y S_1 para periodos cortos y largos, son para 2,475 años.

La forma espectral de la Aceleración (Espectro) se consigue usando los valores espectrales para 2,475 años, los cuales son multiplicados por $2/3$ para llevarlos a una probabilidad de excedencia de un 10% en 50 años ($Pr = 475$ años). El procedimiento para obtener el espectro se ha mostrado anteriormente y se sigue la orientación del ASCE 7-10.

Para la obtención del Coeficiente de Corte Basal, se amplifican los valores del Espectro por un coeficiente de Importancia o Uso que dependen de la función y del tipo de edificación, que aumenta la amenaza; por ejemplo para las Edificaciones esenciales se multiplica por 1.5, lo que lleva las solicitaciones a un 2% en 50 años es decir un periodo de retorno de 2,475 años.

H.10.3 Viviendas de uno y dos pisos

Se propone en la norma un procedimiento simplificado de diseño sísmico para estructuras de muros de mampostería. Para que pueda ser aplicado, se deben cumplir una serie de condiciones de regularidad y cantidad de muros. En general, las viviendas construidas para personas de escasos recursos, cumplen estas condiciones.

En este método sólo se verifica que el Cortante resistente de los muros es mayor que la solicitación sísmica, sin necesidad de hacer otro chequeo. Existe un Reglamento asociado que es el de Mampostería, que establece la resistencia al corte de los diferentes muros que se usan en el país. Este procedimiento es muy simple y eficiente.

H.10.4 Sistemas de disipación de energía y aislamiento sísmico

El Reglamento permite el uso de Disipadores de Energía y aislamiento en la base (Artículo 111), pero no tiene ninguna especificación sobre el uso o metodología de cálculo. Sólo establece un control para que la estructura sin tomar en cuenta estos sistemas, sea capaz de soportar el 75% de las solicitaciones derivadas del análisis por el método Cuasiestático. Este valor merece ser revisado, pues parece muy alto.

En la actualidad, solamente un edificio del país cuenta con Disipadores de Energía, probablemente por el costo asociado y las dificultades técnicas que implica su uso. Sin

embargo, creemos que en el futuro inmediato, con el inicio de construcciones de más de 30 pisos y el necesario Retrofit o readecuación de estructuras existentes para adaptarlas a las nuevas exigencias reglamentarias, estos sistemas de disipación de energía serán cada vez más usados y habrá necesidad de incorporar al Reglamento criterios claros y suficientes para permitir su uso.

H.10.5 Factores de Reducción

El actual Reglamento permite la incursión de los materiales en el rango inelástico. Este comportamiento se toma en cuenta reduciendo las sollicitaciones sísmicas por la disipación de energía generadas por la ductilidad y capacidad de disipación de los materiales, a través de un factor de reducción R_d , que depende del Tipo estructural definido en la clasificación.

Estos factores de reducción se establecen con base en el comportamiento esperado de los tipos diferentes de estructuras que se construyen en el país, así como del control de calidad de los materiales y la mano de obra usada, apoyadas en la literatura técnica. Los valores especificados son conservadores en relación a otras normas, pero entendemos que es necesario profundizar en la evaluación de estos factores de reducción.

H.10.6 Problemas en el modelado y aplicación del Reglamento

Dentro del cuerpo del Reglamento hay algunas guías de modelado, como es el caso de edificios con retranqueos o diafragmas flexible, etc. Sin embargo hay otros temas donde no se establecen los criterios para orientar el modelado y análisis de las estructuras: por ejemplo, no se indica cómo modelar las paredes no estructurales que tienen interacción con los elementos estructurales Sismorresistentes. Estos casos quedan a juicio del Ingeniero diseñador.

Sin embargo es muy difícil establecer guías de modelado para todas las variantes posibles. Creemos que lo mejor es establecer cursos de divulgación con ejemplos del uso del Reglamento, con casos prácticos y diferentes donde se establezca una interpretación correcta del espíritu de este.

H.10.7 Evaluación de la Confiabilidad del diseño y la estructura

No se establece ningún procedimiento con el cual se pueda evaluar la confiabilidad del diseño usando el Reglamento. En relación a la estructura construida habría que hacer la evaluación,

pero como comentamos anteriormente, esto es el objeto de otro Reglamento que todavía no ha sido publicado.

H.11 Comentario sobre la metodología y soporte institucional con que se desarrollan, se aprueban y se instrumentan las normas sísmicas en República Dominicana

El Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras, forma parte del Reglamento general de Edificaciones del país. Existe la Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines (CONARTIA), quien es la encargada de la creación de las Reglamentaciones Técnicas, dentro de las cuales está el Reglamento Sísmico R-001.

De esta Comisión depende el Departamento de Reglamentos y Sistemas del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, quien es el encargado de la redacción de los reglamentos, los cuales son a su vez desarrollados por comisiones técnicas que se crean para estos fines. Una vez terminados estos reglamentos se refieren a CONARTIA para su aprobación y/o modificación. Una vez aprobados por CONARTIA se refieren al Poder Ejecutivo para su promulgación.

Como podemos ver, hay todo un sistema de reglamentación para producir reglamentos técnicos de una forma fluida. Sin embargo, la realidad es otra, ya que el Reglamento Sísmico pasó treinta y dos años antes de ser modificado. Las razones son variadas, desde falta de personal y recursos del Departamento de Reglamentos y sistemas, ausencia de una Comisión Técnica permanente en el área sísmica (tampoco existen en otras áreas), falta de voluntad de las autoridades de los Ministerios involucrados en CONARTIA para impulsar las actualizaciones, etc.

Todos los Proyectos de construcción deben pasar por un Departamento de Tramitación de Planos del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC), para su revisión y aprobación con la cual se emite una Licencia de Construcción. Este departamento verifica el modelado de la estructura, la aplicación de las Normas de análisis, las Normas de Diseño, procedimiento de análisis y planos constructivos. Teóricamente al que se le emite la Licencia, está cumpliendo a cabalidad todas los Reglamentos vigentes. Sin embargo el resultado no es tan bueno como debería ser, debido a que no hay personal suficiente con la capacidad, criterio y experiencia para hacer esas revisiones.

También existe un procedimiento de inspección de las estructuras para cada una de las etapas de la construcción. Estas inspecciones son hechas por ingenieros del Departamento

de Inspecciones del MOPC. Por ejemplo, se realizan inspecciones antes de cada uno de los vaciados de concreto o colocación de un elemento estructural, para verificar que se esté cumpliendo con los planos aprobados en la Licencia de Construcción. Por cada inspección se emite una tarjeta que la certifica.

Este procedimiento que aparenta ser expedito, adolece del mismo problema de falta de personal así como también falta de capacidad de algunos de los Inspectores. En definitiva no hay una seguridad de que el control de calidad de la construcción, por parte del Estado sea la más adecuada.

H.12 Comentarios sobre aspectos de formación y nivel educativo

Las carreras de Ingeniería Civil ofrecidas por las diferentes Universidades, tienen duración variable desde tres años y medio a cinco años. La más demandada es la de cinco años. Requieren de un trabajo final de grado o, en su lugar cursar una asignatura electiva con un tema específico que ofrecen los Departamentos de la Carrera. Después de graduado, el egresado debe cumplir una Pasantía en una oficina del Estado o Privada reconocida, con una duración de un año; la fiscalización de este tema no es rigurosa.

Dentro de los Pensa de pregrado en la mayoría de las universidades, no hay materias específicas relacionadas con formación Sismorresistente. En algunas asignaturas se introducen temas de vibraciones mecánicas y conceptos de dinámica estructural, así como también lineamientos de una manera muy superficial, para la aplicación del Reglamento Sísmico dentro las materias obligatorias de Análisis Estructural. El egresado como Ingeniero Civil, en términos generales no posee los conocimientos necesarios para acometer problemas de Ingeniería Sísmica.

Existen algunos cursos de postgrado en Ingeniería Estructural, en los cuales se incluyen materias de Vibraciones Mecánicas, Dinámica Estructural, Teoría de Elasticidad, Elementos Finitos y Diseño Sísmico de Edificaciones, entre otras; también se ve cómo aplicar el Reglamento sísmico. Sin embargo, es conveniente señalar que para dictar estos cursos, no existen en el país suficientes Profesores con la capacidad necesaria, ni laboratorios adecuados para ensayos, ya que los que hay son muy limitados. Asimismo el bajo nivel de investigación que se desarrolla, permite cuestionar la calidad de estos Postgrados.

Como compensación se dictan cursos de educación continua ofrecidos por algunas universidades, Institutos y Sociedades profesionales, con el objetivo de complementar la formación profesional.

H.13 Comentarios generales sobre proyectos de investigación y líneas de trabajo consideradas prioritarias

Los proyectos de investigación que entendemos deberán tomarse como prioritarias, pudieran ser las siguientes:

- Estudios de las Fallas activas del país en términos de tasas de desplazamiento, ya que sólo son conocidas con cierto nivel de detalle la Septentrional y la Enriquillo Plantain Garden, conocimiento determinante para los estudios de Amenaza y estudios de sitio.
- Estudios de microzonificación de las ciudades más importantes, que concluyan en mapas de uso para diseño de las estructuras e influyan en el desarrollo urbano.
- Estudio de los modelos de análisis para tomar en cuenta la interacción de las paredes no estructurales con la estructura.
- Diseño práctico de juntas de aislamiento entre paredes no estructurales y la estructura resistente a las solicitaciones sísmicas.
- Redefinición de los valores del coeficiente de reducción por ductilidad y capacidad de disipación de energía, de los diferentes tipos estructurales construidos en el país y que están consignados en el Reglamento.
- Determinación del nivel de confiabilidad del diseño que se obtiene con la aplicación del Reglamento a diferentes tipos estructurales.

TABLA SÍNTESIS - REPÚBLICA DOMINICANA

NORMAS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE SÍNTESIS DE INFORMACIÓN (República Dominicana)

Norma Vigente: *Reglamento para el Análisis y Diseño de Estructuras*, R-001, Decreto N° 201-11-Forma parte del Reglamento General de Edificaciones, del cual el Análisis y Diseño Sísmico es el *Título 1-B*. El Reglamento consta de 8 Unidades, de las cuales la Unidad 5 es Estructuras, que tiene 7 Títulos: el 1 Cargas Mínimas; 2 Hormigón Armado; 3 Mampostería; 4 Madera; 5 Acero; 6 Estructuras Prefabricadas; 7 Evaluación de Vulnerabilidad y Rediseño de Refuerzo de Edificaciones. Estado actual: Vigente desde 2011.

Otras normas, reglamentos o especificaciones a las cuales se hace referencia en las Normas Sísmicas

Véase Reglamento General de Edificaciones, ut supra.

SÍNTESIS DE LA FILOSOFÍA DE DISEÑO O ESTRATEGIA PREVENTIVA

Objetivos de desempeño: Las edificaciones que cumplan con la Norma deben satisfacer las siguientes limitaciones:

- Artículo 1: Resistir los efectos de movimientos sísmicos de tal forma que la estructura se mantenga estable, garantizando principalmente la seguridad humana, ante sollicitaciones correspondientes a sismos de gran magnitud.
- Artículo 4: Será aplicado para cambios de uso y evaluación de la vulnerabilidad.

Cuantificación del desempeño

- El Título VII, Criterios Generales para el Diseño Sísmico por Desempeño, establece en su Artículo 114 establece tres niveles de amenaza para evaluar el desempeño: (a) Nivel de Amenaza Alta: asociado a un período de retorno de 50 años; (b) Nivel de Amenaza Moderada: período de retorno de 475 años; (c) Nivel de Amenaza Baja: período de retorno de 2475 años. Para cualquiera de estos niveles se deberá comprobar que los valores mínimos de las sollicitaciones son los establecidos en los Artículos que van del 22 al 76 (Clasificación de Estructuras, Análisis Sísmico, Cálculo de Cortantes, Torsión y Desplazamientos)
- El Artículo 115, establece la filosofía por desempeño, la cual está esencialmente basada en la premisa de que el comportamiento se puede predecir y evaluar de modo confiable. No se incluyen mecanismos de verificación del desempeño ante condiciones de sismos frecuentes (es decir, ante cargas supuestamente que no generen incursión en el régimen inelástico)
- El Artículo 116, establece los Niveles de Diseño por Razones Económicas y de Seguridad. Se establecen cuatro niveles de desempeño: (a) Ocupación inmediata: la edificación se mantiene operativa luego de un sismo y la respuesta de los elementos estructurales se mantienen en el rango elástico. No hay daños en elementos no estructurales y equipamiento; (b) Continuidad de Operación con Daños Menores: Los elementos estructurales y el equipamiento no sufren daños, aún cuando los elementos no estructurales pueden tener daños menores; (c) Seguridad de Vida: Se esperan daños locales en los elementos estructurales, reparables. En todos los casos no se producirán

	daños que amenace la vida de los ocupantes; (d) Prevención de Colapso: Se toleran daños en elementos estructurales y no estructurales sin llegar al colapso. En este caso, los daños estructurales pueden ser tan importantes que no sea reparables.
Probabilidad de Excedencia aceptada, para el sismo de diseño	Cada Espectro de Diseño se construye a partir de dos valores (S_s es la coordenada espectral para períodos cortos, $T=0,20$ s; y S_1 para períodos largos, $T=1$ s). Para todos los métodos excepto el de desempeño, las parejas de mapas a ser empleados para determinación de espectros (S_s y S_1) son para 2% de excedencia en 50 años, valores correspondientes a un períodos de retorno 2475 años; estos valores sufren modificaciones en función del tipo de suelo y las aceleraciones máximas. Para el método de desempeño se utilizan además otras parejas de mapas para valores de S_s y S_1 que se corresponden con 10% de excedencia en 5 años y 10 % de excedencia en 50 años, correspondientes con periodos de retorno de 50 y 475 años.
Importancia de la estructura	La importancia de la estructura se toma en cuenta mediante el uso de un factor de importancia U , que multiplica el espectro de diseño. Se definen cinco valores de U : <ul style="list-style-type: none"> - 0.90 edificaciones no incluidas en los grupos que siguen. No induce daños a otras estructuras, no produce daños humanos. - 1.0 edificaciones ordinarias, viviendas, bancos, hoteles, edificios públicos, oficinas, pueden tolerar daños estructurales que ls haga inoperables como consecuencia de un sismo severo (475 años), no incluidos en los grupos que siguen. - 1.20 edificaciones de ocupación especial que se deben mantener en operación inmediatamente después de un sismo severo: hospitales con 50 o más camas, escuelas, centros educativos, , equipos en instalaciones de generación d energía, edificaciones que alberguen más de 3000 personas al mismo tiempo, estadios deportivos, centros de convención (casos de edificios donde habite un gran número de personas). - 1.40 edificaciones e instalaciones riesgosas almacenaje o manipulación de sustancias y materiales químicos, gases tóxicos o explosivos, cuya falla pueda poner en peligro otras edificaciones. - 1.50 edificaciones o instalaciones esenciales, no deben sufrir daños estructurales o de otro tipo que las haga inoperables con la ocurrencia de un sismo extremo (2450 años): hospitales con cirugía y atención de emergencias, estaciones telefónicas, , bomberos, instalaciones para atender emergencias, Policía Nacional, oficinas Gubernamentales.
Sismo de Servicio	En la Norma se define como Sismo Extremo aquel que tiene una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años. Un Sismo Severo es el de 10% en 50 años. Sismo Frecuente con una probabilidad de Excedencia de 10% en 5 años, la estructura deberá mantenerse en el rango lineal (condiciones de Servicio).
ALCANCE GENERAL	
<p>Artículo 2. La aplicación de este Reglamento está limitada a los tipos estructurales incluidos en el Capítulo II (clasificación de Edificaciones según su sistema estructural)</p> <p>Artículo 3, Párrafo: Para estructuras diferentes a las especificadas en el Artículo 2, este Reglamento permite establecer las fuerzas sísmicas usando los mapas adecuados de S_s y S_1 adecuados al nivel de Riesgo requerido para otros tipos estructurales, sin ser limitativo: presas y obras afines, plantas nucleares, oleoductos, puentes tanques de almacenamiento de agua, muros de contención, silos, sistemas de tuberías, estructuras de paredes delgadas, torres de comunicación y transmisión,</p>	

<p>estructuras de generación de energía, estructuras costa fuera, túneles, estructuras para muelles, y otras similares. No se establece condiciones especiales para el diseño de plantas nucleares.</p>	
<p>Suministra la información necesaria para el proyecto de estructuras de concreto reforzado, acero estructural y estructuras mixtas de los dos materiales antes anotados.</p>	
<p>RECOMENDACIONES SOBRE ESTRUCTURACIÓN</p>	
General	<p>Las estructuras deben asegurar un flujo uniforme e ininterrumpido de las fuerzas inerciales desde el tope hasta las fundaciones. Se debe procurar una distribución regular de masas y rigideces. Esto es tratado en los Artículos 77 a 94.</p>
Configuración	<p>En su Artículo 87, se establece que toda edificación debe tener como mínimo tres líneas resistentes en cada una de las dos direcciones ortogonales “o casi ortogonales entre sí”. En los edificios con núcleo central, se deberá disponer de miembros resistentes de características similares en el perímetro del edificio.</p>
Núcleos de ascensores y/o circulación	<p>La ubicación de núcleo de circulación en esquinas o laterales de la edificación deberá evitarse. De ser necesario, su presencia debe ser debidamente compensada con otros elementos sismorresistentes, distribuidos convenientemente, de forma tal que se reduzcan los efectos torsionales.</p>
Continuidad Vertical	<p>La distribución de elementos sismorresistentes en planta deberá continuarse en la totalidad de los pisos de la edificación. La eliminación de algunos miembros podrá aceptarse siempre que no genere discontinuidades de rigidez y/o resistencia.</p>
Muros	<p>En ningún caso se permitirá el empleo de muros de concreto armado, de mampostería, o pórticos arriostrados como miembros estructurales, si no se inician desde las fundaciones.</p>
Diafragmas	<p>En las losas supuestas como diafragmas, aberturas o huecos no deben exceder un 15% del área total en planta, salvo que se empleen miembros adicionales que sustenten el mantenimiento de la rigidez en su plano. En caso de aberturas que excepcionalmente alcancen más del 50%, el factor R_d deberá reducirse a un 80%. R_d es un coeficiente de reducción por capacidad de disipación de energía.</p>
Vigas	<p>En su Artículo 86 se establece que estructuras compuestas por losas planas o nervadas, apoyadas solamente en columnas, no se considerarán aptas para resistir solicitaciones sísmicas. Estas deberán ser soportadas mediante la introducción de núcleos, muros perimetrales u otros elementos sismorresistentes.</p>
<p>CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA</p>	
General	<p>La acción sísmica se caracteriza por medio de espectros de respuesta reducidos por ductilidad. Los espectros son obtenidos empleando método similar a ASCE 7-10, con los mapas de 10% de excedencia en 5 ó 50 años, y 2% de excedencia en 50 años.</p>
Mapas de Zonación	<p>En adición a lo anterior incluye mapas de isoaceleraciones en roca para 10% de excedencia en 5 y 50 años, así como 2% en 50 años. El país está dividido en dos grandes zonas: Zona I (especialmente el norte de la Isla) con valores de S_s en exceso de 0.95g; Valores inferiores conforman la Zona II. Obsérvese que dentro de cada zona están las curvas de los mapas antes citados. Sin embargo en la Tabla 1 se dan unos <u>Espectros de Referencia</u> para Zona I ($S_s = 1.55g$ y</p>

	<p>S1 = 0.75 g) y para la Zona II (Ss = 0.95g y S1 = 0.55g). El diseñador elige si utiliza estos Espectros de referencia para cada Zona o si por el contrario elige las aceleraciones espectrales de los mapas y calcula el Espectro para el sitio específico de Proyecto. La ubicación de localidades, pueblos y Municipios para cada Zona Sísmica se da en la Tabla 2.</p>
Clasificación de Terrenos de Fundación	<p>En el Artículo 12 “Efectos de Sitio”, se clasifican las condiciones locales del subsuelo tomando como referencia información sobre los primeros 30 m de las características del subsuelo. Se definen cinco tipos de suelos (A, B, C, D, E del más rígido al más blando) caracterizados por Vs, SPT, Su (cuando aplique) y un sexto tipo, F. Dentro de los suelos Tipo E ($V_s < 180$ m/s) se incluyen también aquellos con una capa de más de 3 m que tenga ciertas características de IP, w y Su (índice de plasticidad, contenido de humedad y resistencia al cortante sin drenar). Como tipo F quedan los suelos potencialmente licuables, turbas con más de 3 m de espesor, arcillas blandas y otras similares. Es interesante destacar que los ensayos de suelos deben hacerse siguiendo los métodos de ensayo de ASTM.</p> <p>Se establecen excepciones y particularidades. Entre ellas, si los estudios no alcanzan los 30 m de profundidad, será responsabilidad del Ingeniero Geotécnico definir el tipo de suelo.</p>
Factores de Corrección	No hay factores de corrección como los de las Normas Venezolanas que desplazan todas las ordenadas espectrales
Espectros de Diseño	<p>En el Artículo 34 se establece el procedimiento para obtener los espectros de respuesta elástica. Estos son esencialmente coincidentes con el procedimiento establecido en ASCE 7-10, para amortiguamiento del 5%. Su construcción requiere el mapa de ordenadas espectrales para período corto (0.2 seg) que es el Mapa N° 6 del reglamento, y el mapa de ordenadas espectrales para período de 1.0 seg, Mapa N° 7 del Reglamento, ambos para períodos de retorno de 2475 años. Las ordenadas allí leídas, se reducen por 2/3 para pasar a 475 años y se afectan de dos coeficientes Fa y Fv, que son esencialmente iguales a los del ASCE.</p> <p>Los espectros de diseño son espectros elásticos reducidos por Factores de Reducción (Rd) que se dan en la Tabla 8 del reglamento. Estos son función de la tipología estructural y de la denominada cuantía muro/área de piso Qi.</p>
Espectros de desplazamiento	No se emplean en esta norma
Espectro de velocidades	No se emplean en esta norma
Ductilidad	<p>El coeficiente de reducción por capacidad de disipación de energía, Rd, se especifica en la tabla 8, según el tipo de estructuras definido en el capítulo II, título III. Para sistemas apertados de acero o concreto toma valores entre 2,5 y 5,5. Para muros de concreto, entre 3 y 4,5. Para muros de mampostería armada, entre 2 y 3. Para sistemas duales de pórticos y muros, entre 2 y 5, dependiendo de los materiales. Para péndulos invertidos, de 1 a 1,5. En las estructuras con muros, se considera la variable Qi (cuantía muro área en el piso i, mayor o menor que 0,1) en el valor de Rd asignado. Se imponen reducciones a los valores de Rd de la tabla, en el artículo 38, si existen irregularidades. Rd toma en cuenta la ductilidad y otros efectos (sobrerresistencia).</p>

	En la tabla 8 también se define, según la tipología estructural, un coeficiente de amplificación de desplazamientos C_d , que servirá para calcular los desplazamientos totales inelásticos, y que es menor en cada caso, que el R_d asignado para la reducción del espectro.
Estudios de Sitio	El Artículo 20, establece que es posible hacer un estudio específico del sitio de Proyecto, sin embargo se limita los valores de amplificación a que sean iguales o mayores que los de las tablas 4 y 5.
Efectos de Interacción Suelo-Estructura	Se permite el uso de modelos que representen la interacción suelo-estructura. No se dan especificaciones ni recomendaciones en ese sentido. Tampoco se establecen valores mínimos de fuerzas sísmicas que deban respetarse. (artículo 109)
Componente vertical	Las estructuras serán analizadas separadamente en dos direcciones ortogonales. Se superpondrán los efectos del 100% en una dirección con el 30% de los efectos en la dirección ortogonal. En el Artículo 65, correspondiente al Método Cuasi-Estático, se establece que la fuerza sísmica vertical F_v está dada por la siguiente expresión: $F_v = 0.3 S_{DS} D$, donde S_{DS} es la ordenada espectral de diseño para período corto y D es el peso propio. En el caso especial de los voladizos, estos se verificarán para una fuerza mínima vertical adicional igual a 30% de su peso propio.
TIPIFICACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES E IRREGULARIDADES	
General	1.- General: El contenido de los criterios de diseño de la Norma, se sustenta en la tipificación de la respuesta de sistemas estructurales bien definidos. Aquellos sistemas que difieran de los establecidos, como es el caso de los sistemas prefabricados y los aporticados rellenos con mampostería, deben cumplir provisiones especiales, las cuales están establecidas en el Capítulo III artículos 89 al 94. La tabla 8 tipifica estructuras de muros prefabricados de concreto armado, de dos tipos. No se permiten las estructuras de muros prefabricados "ordinarios" en la zona 1. Se permiten en la zona 2, hasta de 12 pisos si el coeficiente Q_i es mayor que 0.1.
Clasificación de edificaciones según sistema estructural	Se clasifican en 5 grupos generales. A) Sistema 1.- Aporticado, conformado por vigas y columnas. Se subdividen en 6 grupos: tres con miembros de acero (especiales, intermedios u ordinarios) y tres con miembros de concreto armado (especiales, intermedios u ordinarios). B) Sistema 2.- Muros, los cuales se subdividen en siete grupos: cuatro de concreto armado (especiales, ordinarios, prefabricados intermedios, prefabricados ordinarios) y tres de mampostería armada (especiales, intermedios y ordinarios); C) Sistema 3.- Duales, cuando sean pórticos y muros, los pórticos deben tomar no menos del 25 % de las fuerzas sísmicas. Se dividen en dos Sub tipos: seis Duales con Pórticos Especiales (dos pórticos de acero, dos muros de concreto armado y dos muros de mampostería armada) y seis duales con pórticos intermedios, igual subdivisión que el anterior. D) Sistema 4.- Péndulos invertidos o con una sola línea de resistencia, entre los cuales se tipifican siete diferentes; E) Sistema 5.- Combinados. Son estructuras que no clasifican como duales y contiene diferentes tipos e sistemas.
Sistemas Tipificados y Factores de Reducción (R)	El factor de reducción R_d depende del tipo de estructura, según clasificación que se da en el Reglamento. Definido el tipo de estructura en la Tabla 8 se da: (a) límites de la cuantía muro/área (Q_i) en un determinado piso; (b) valores del factor de reducción R_d , y mayoración de desplazamientos laterales

	Cd (ductilidad), inferior a Rd; (c) un valor Ko; (d) la limitación de altura si es que aplica; ciertos sistemas no son permitidos en las zonas de mayor peligro sísmico.
Tipificación de Irregularidades	En el Artículo 38 los factores de Reducción Rd se deben modificar en función de ciertas irregularidades: cuando el efecto torsional exceda ciertos valores, cuando haya un piso suave, o un piso débil, en caso de reentrantes. En el Artículo 24, también se considera una irregularidad, si los sistemas portantes no definen planos ortogonales en planta.
Limitaciones de Altura	En el Artículo 37, Tabla 8, se establecen limitaciones de altura que dependen del tipo estructural y de la zona sísmica.
Otros comentarios: Elementos no estructurales	En los Artículos 117 y 118, se trata el tema de los elementos no estructurales. Se consideran así, muros no estructurales, exteriores e interiores; ducterías de aire acondicionado, de sistemas contra incendios; estantes, plafones, equipos eléctricos y cualquier otro elemento sujeto a la estructura que puede ser afectado por los desplazamientos relativos entre pisos adyacentes. Los criterios mínimos de diseño se regirán por las disposiciones del Apéndice D y el Reglamento Seismic Design Requirements for Nonstructural Components de ASCE 7-10.
CRITERIOS DE MODELADO	
Nivel de Base	Estos temas se tratan en los Artículos 95 a 113, correspondiente a fundaciones. Estas se consideran infinitamente rígidas. En caso de niveles bajo el nivel de cota cero (sótanos), donde se hayan dispuesto muros de concreto reforzado debidamente arriostrados, se permite simular la interacción de éstos con el terreno por medio de coeficientes de balasto con sustento experimental.
Fundaciones	
Restricción de Grados de Libertad	Las restricciones de grados de libertad son congruentes con el método de análisis seleccionado. Para el caso del Método Simplificado, se considera solamente los desplazamientos en cada una de las direcciones ortogonales, sin tomar en cuenta las rotaciones, ni los desplazamientos verticales. En los otros métodos de diseño se consideran todas las deformaciones de los elementos y tres grados de libertad por piso, dos traslaciones y una rotación, así como también los diafragmas de piso pueden ser rígidos o flexibles.
Estimación del período fundamental de Vibración	La estimación del período fundamental de vibración está fundamentada en una fórmula empírica función del tipo de estructura y de la altura libre de la misma. Véase Método Cuasi Estático. En la tabla 8 se especifica un coeficiente Ko, según la tipología estructural para la determinación del período fundamental, excepto en el Método Dinámico donde se realiza un análisis modal.
Estado de las Secciones de Miembros	Para el análisis de un edificio de concreto armado, se tomará en cuenta el efecto del agrietamiento de los miembros estructurales. Se indican los cambios de los momentos de inercia a considerar en columnas, muros y vigas.
Modelo Analizado	El cálculo de las solicitaciones en los miembros de la estructura y sus deformaciones ocurre en el rango elástico. La deformación máxima implica incrementar estas últimas por Cd.
	En el Apéndice D, Tabla D1, del Reglamento, se establecen consideraciones particulares para la determinación de las fuerzas de diseño en componentes, apéndices, instalaciones. Se aplican allí factores de amplificación a_p que se dan en la Tabla D1, se incorpora la altura del punto de sujeción relativo a la base de la estructura o la altura promedio del techo, relativa a la base de la estructura.

Dirección de ataque de la acción sísmica	Se establecen dos direcciones ortogonales.
Interacción con mampostería de cerramientos	Este tema se trata en los Artículos 89 y 90. La interacción de la estructura portante con muros no estructurales de relleno, adosados a los miembros verticales de la estructura y que coincidan con las líneas sismorresistentes deberá tomarse en cuenta. El análisis se “deberá” realizar en dos etapas: (a) análisis considerando la participación de los muros no estructurales; (b) análisis sin considerar la participación de los muros no estructurales, empleando el valor R_d de la estructura sin muros reducidos en un 30%.
Edificios de muros portantes de concreto armado	El Reglamento no incluye específicamente cómo considerar el modelado de los muros desde el punto de vista de análisis, como tampoco la tiene para elementos columnas y vigas en los edificios aporticados. Se deja al criterio del diseñador, cómo modelar cada uno de los elementos resistentes.
Comentarios adicionales: Estructuras prefabricadas	En los Artículos 91 a 93, se establece como criterio general que estas estructuras garanticen un comportamiento similar al de una estructura vaciada in situ. Las uniones deberán ser diseñadas para absorber y disipar energía, de acuerdo con los factores de reducción de la Tabla 8. En todo caso, el diseño de las mismas deberá cumplir con los requisitos del capítulo 21, ACI 318. En su Artículo 93 se establece que las losas constituidas por elementos prefabricados, tengan una rigidez y resistencia suficiente para distribuir las fuerzas horizontales entre los miembros portantes. Se deberá colocar una losa vaciada in situ sobre los elementos prefabricados, de un espesor mínimo de 5 cm. Se establece además que a los fines del diseño del diafragma, se aplique la Norma ASCE 7-10.
Comentarios adicionales: Retranqueos	En el Artículo 88, se establecen criterios de análisis para edificios con retranqueos. (a) se podrán analizar como un solo edificio cuando las dimensiones en planta de la torre sean iguales o mayores que el 75% de las correspondientes a la parte inferior en todas las direcciones. Cuando en este caso se aplique el método cuasi estático, el valor del período se obtendrá a partir de la anchura media ponderada por la altura de cada parte; (b) De no cumplirse la condición anterior, para emplear el método cuasi estático deberán desacoplarse las dos estructuras. O analizar como un todo por medio de métodos dinámicos.
Comentarios adicionales: Edificaciones de mampostería estructural	En su Artículo 94 se establece que: “(a) para edificios construidos con muros de bloques con una altura no mayor de 6 pisos, se permitirá el uso del Método Simplificado o del Método Cuasi Estático, según sea el caso; (b) no se permitirán edificios de altura mayor de 6 pisos; (c) para este tipo de edificaciones se deberá aplicar el Reglamento de Mampostería R-027.
MÉTODOS DE ANÁLISIS	
Se establecen 5 métodos de análisis:	
Método simplificado (Análisis estático equivalente)	De acuerdo con el Artículo 31, este procedimiento se podrá aplicar a edificaciones que cumplan ciertas condiciones: (i) edificaciones de ocupación normal o cuyo colapso no induce daños a otras estructuras de los tipos, de muros de concreto armado o de mampostería armada (los seis tipos), con un número de pisos menor o igual que 4 ; (ii) en cada nivel, la longitud total de apoyo de las losas sobre los muros de carga, en cada dirección del análisis, debe ser mayor que el 50% de la longitud total máxima posible de la losa en cada dirección,

	<p>(iii) la cuantía de muro Q_i, en cada piso, deberá ser mayor que el 5% (se entiende por Q_i el cociente área de muro/área del piso i); (iv) la relación entre la altura del edificio y su menor dimensión en planta no debe exceder 1.5, y la edificación debe ser regular; (v) en el caso de estructuras a base de muros prefabricados de concreto, el cociente entre la altura de entrepiso y el espesor del muro de carga, no debe exceder 20; (vi) todos los muros estructurales en cualquier nivel, deben “llegar y anclarse en su base”.</p> <p>En los Artículos 39 a 46 se dan las expresiones a ser empleadas para determinar los cortantes en la base, a diferentes alturas. También se dan expresiones para determinar el menor valor del período fundamental entre dos expresiones: una que depende de K_o (tabla 8), altura (H) y dimensión en planta en la dirección analizada (D_s); y otra que es igual a la de la Norma Venezolana CT Hx donde CT y x se dan en la Tabla 9 que depende del sistema estructural.</p> <p>Se debe verificar la resistencia al corte de los muros en cada piso, en la dirección de análisis para las fuerzas cortantes actuantes, que se amplificaran de acuerdo a las Combinaciones de Cargas establecidas en el Apéndice C, (Combinaciones de Cargas).</p> <p>No se consideran efectos de torsión, ni de momento de volcamiento ni desplazamientos horizontales (artículo 45), porque este método es aplicable a estructuras muy limitadas tal y como se estableció anteriormente.</p>
<p>Análisis cuasi estático (Análisis estático equivalente con fuerza en el tope y torsión)</p>	<p>Limitado a estructuras regulares de no más de 10 pisos ni 30 metros. Aplican los Artículos 39 hasta el 43 del método simplificado (que tratan del cálculo del cortante en la base, el período fundamental y peso por piso), lo cual es razonable. Aquí si resulta aplicable el Artículo 40 comentado en el párrafo anterior. En el Artículo 48 se hace la salvedad que para estructuras del Sistema Estructural 4 (péndulos invertidos) el período se puede estimar como el de un oscilador de un grado de libertad. Hay una expresión para calcular la fuerza en el tope, con las limitaciones usuales.</p> <p>Se hace advertencia de que en edificios cuyos techos y pisos están formados por elementos prefabricados, éstos podrán ser considerados como transmisores de corte, siempre que se verifique la capacidad de la conexión. El cálculo de la torsión y los signos en la superposición con otros cortantes, es similar al de la Norma 1756 del año 1982. Cuando los cortantes por torsión en un miembro de la estructura exceda al que generan las fuerzas inerciales, se deberá redimensionar la estructura.</p> <p>En diversos Artículos, particularmente en el 63, se establecen formulaciones para calcular el momento de vuelco. Como es posible realizar el calculo de las Solicitaciones sísmicas manualmente, estas expresiones son usadas es el caso de que se quiera verificar la estabilidad global al vuelco de la estructura o los esfuerzos de tracción y compresión producidos en las columnas por las cargas sísmicas en cualquier nivel, sin necesidad de analizar la estructura en su conjunto, como también las solicitaciones debido a este efecto en las cimentaciones.</p>
<p>Análisis dinámico plano (1gdl por planta)</p>	<p>No se incluye como método particular en la norma, siempre deben incluirse tres grados de libertad por piso en los análisis dinámicos</p>
<p>Método de la torsión estática equivalente</p>	<p>Se toma en cuenta la torsión de piso más la accidental para los análisis cuasi estáticos y dinámicos.</p>

Análisis dinámico espacial (3GDL por planta)	<p>El análisis modal y el paso a paso se aceptarán como métodos dinámicos. Son aplicables los Artículos: 39 (cálculo del corte basal); 41 (peso correspondiente a un determinado nivel); 42 y 43 (coeficiente para la reducción de la sobrecarga en función del área); 55 (caso de estructuras con diafragmas que no se puedan considerar infinitamente rígidos); 65 (componente vertical del sismo). En su Artículo 67, se establece un límite inferior a los cortantes obtenidos por procedimientos dinámicos, que en este caso es el 65% de los cortantes calculados por el método cuasi-estático; por tanto, cuando se de esta condición las fuerzas deberán ampliarse proporcionalmente hasta satisfacer la condición impuesta. En el análisis modal se debe considerar lo siguiente: (i) se incluirán los efectos de todos los modos con períodos iguales o mayores que 0.2 segundos, que garanticen la participación de al menos el 90 % de la masa. En ningún caso se podrán considerar menos de 3 modos.; (ii) se emplearán las ordenadas espectrales establecidas en este Reglamento; (iii) solo se permitirá emplear un valor de aceleración espectral diferente al anterior, si se demuestra por medio de un análisis exhaustivo que tome en cuenta la amenaza sísmica del sitio y las condiciones locales del subsuelo; (iv) los valores de diseño se obtendrán por el procedimiento de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Para el caso de modos de vibración casi idénticos el cortante resultante será igual a la suma de los valores absolutos.</p>
Análisis dinámico con diafragma flexible	<p>En su Artículo 55 se establece que en el caso de diafragmas flexibles, la fuerza por piso deberá ser distribuida entre los elementos verticales, en proporción a la carga vertical que soportan. Además, se deberá garantizar la transmisión de estas fuerzas horizontales a los elementos sismo-resistentes, mediante elementos colectores.</p>
Método de análisis dinámico con acelerogramas	<p>Método paso a paso no lineal. El análisis modal y el paso a paso se aceptarán como métodos dinámicos. Son aplicables los Artículos: 39 (cálculo del corte basal); 41 (peso correspondiente a un determinado nivel); 42 y 43 (coeficiente para la reducción de la sobrecarga en función del área); 55 (caso de estructuras con diafragmas que no se puedan considerar infinitamente rígidos); 65 (componente vertical del sismo). En su Artículo 67, se establece un límite inferior a los cortantes obtenidos por procedimientos dinámicos, que en este caso es el 65% de los cortantes calculados por el método cuasi-estático; por tanto, cuando se de esta condición las fuerzas deberán ampliarse proporcionalmente hasta satisfacer la condición impuesta. En el Artículo 69 se establecen los criterios siguientes: (a) emplear no menos de 4 acelerogramas de eventos reales, independientes entre sí, consistentes con el entorno tectónico donde esté dispuesta la estructura; (b) las ordenadas promedio del espectro resultante, para 5% de amortiguamiento, no serán inferiores a las establecidas en el Reglamento en el rango de períodos de 0.2 T a 1.5 T, donde T es el período (se sobreentiende que es el fundamental) de la estructura, una vez se hayan incorporado los efectos de sitio establecidos en los Artículos 12 al 21 de este Reglamento; (c) “se deberá tener en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura”.</p>
Análisis estático inelástico (pushover)	<p>Método estático no lineal de empuje progresivo. En su Artículo 70 se establecen las tres condiciones siguientes: (a) Se podrá aplicar cuando se requiera evaluar la capacidad y estabilidad de una estructura a las fuerzas máximas horizontales generadas por el sismo de diseño; (b) la fuerza máxima a ser aplicada deberá ser al menos igual al cortante basal establecido en el Artículo 39</p>

	(Método Cuasi Estático); (c) “se deberá tener en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura”.
Otros métodos de análisis	No se contemplan otros métodos.
VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD Y/O DESEMPEÑO	
En la verificación de la seguridad y/o desempeño esperado, se emplean las combinaciones de solicitaciones establecidas en el Reglamento vigente, así como las capacidades nominales obtenidas con las Normas de Diseño. El diseñador de común acuerdo con el Propietario podrá decidir la aplicación del método del Diseño sísmico por Desempeño, el cual está establecido en el Título VII. Este podrá aplicarse a cualquier tipo de estructura. Sólo se establece el nivel de daño permitido en cada nivel de desempeño.	
Control de Cortantes Mínimos de Diseño	En el Artículo 35, el coeficiente de corte basal definido como: $(\text{factor de uso}) \times (\text{aceleración espectral de diseño en \% de } g) / R_d$, no puede ser inferior a 0.03.
Deformabilidad de la Estructura	En el Artículo 21 los desplazamientos totales serán calculados: (i) los desplazamientos horizontales causados por las fuerzas inerciales se obtendrán multiplicando los elásticos por los factores C_d dados en la Tabla 8; (ii) a estos deberán sumarse, con el signo más desfavorable, los debidos al efecto de la torsión; (iii) a los anteriores se sumarán aquellos desplazamientos horizontales que puedan causar los efectos P- Δ . Los máximos permitidos se establecen en los Artículo 72 a 74. Los máximos permitidos de deriva son de 0,008 h para estructuras de pórticos, muros y duales, y de 0,005h para estructuras tipo péndulo o de una sola línea resistente. Este límite se puede ampliar a 0,016 h, si los elementos no estructurales no están conectados a la estructura y no sufren daños por su deformación. Entre edificios adyacentes se debe mantener una separación que se establece en los Artículos 75 y 76 calculada como la raíz cuadrada de la suma de los máximos desplazamientos de techo, esta deberá igual o mayor que 10 cm.
Límites de deformaciones torsionales	Se establecen límites para la deformabilidad total de la estructura, que incluye los desplazamientos por efectos torsionales y por efecto P-delta. Sin embargo si el cortante en cualquier elemento, producto del momento torsional de piso, resulta ser mayor y de signo opuesto que la fuerza cortante directa, la estructura debe ser rediseñada (artículo 60). También en el Artículo 36 acápite a) Se limita que el desplazamiento máximo en el extremo de un piso cualquiera calculado incluyendo la excentricidad accidental debe ser menor 1.4 veces el desplazamiento promedio del piso, en caso contrario deberá rediseñarse la estructura para que esta relación sea menor que 1.2.
Otros aspectos de interés: controles y verificación de los Objetivos de Desempeño	El Título VII, Criterios Generales para el Diseño Sísmico por Desempeño, establece en su Artículo 114 establece tres niveles de amenaza para evaluar el desempeño: (a) Nivel de Amenaza Alta: asociado a un período de retorno de 50 años; (b) Nivel de Amenaza Moderada: período de retorno de 475 años; (c) Nivel de Amenaza Baja: período de retorno de 2475 años. Para cualquiera de estos niveles se deberá comprobar que los valores mínimos de las solicitaciones son los establecidos en los Artículos que van del 22 al 76 (Clasificación de Estructuras, Análisis Sísmico, Cálculo de Cortantes, Torsión y Desplazamientos).

	<p>Los controles de deformabilidad y límites de los Cortantes, no se especifican para cada nivel de desempeño.</p> <p>El Artículo 115, establece la filosofía por desempeño, la cual está esencialmente basada en la premisa de que el comportamiento se puede predecir y evaluar de modo confiable.</p> <p>No se incluyen mecanismos de verificación del desempeño ante condiciones de sismos frecuentes (es decir, ante cargas supuestamente que no generen incursión en el régimen inelástico)</p> <p>El Artículo 116, establece los Niveles de Diseño por Razones Económicas y de Seguridad. Se establecen cuatro niveles de desempeño: (a) <u>Ocupación inmediata</u>: la edificación se mantiene operativa luego de un sismo y la respuesta de los elementos estructurales se mantienen en el rango elástico. No hay daños en elementos no estructurales y equipamiento; (b) <u>Continuidad de Operación con Daños Menores</u>: Los elementos estructurales y el equipamiento no sufren daños, aun cuando los elementos no estructurales pueden tener daños menores; (c) <u>Seguridad de Vida</u>: Se esperan daños locales en los elementos estructurales, reparables. En todos los casos no se producirán daños que amenace la vida de los ocupantes; (d) <u>Prevención de Colapso</u>: Se toleran daños en elementos estructurales y no estructurales sin llegar al colapso. En este caso, los daños estructurales pueden ser tan importantes que no sean reparables.</p>
EVALUACIÓN Y ADECUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	
Normativa	Se trata en la Unidad 5. Estructuras, Título 7.
APORTES NOVEDOSOS Y ASPECTOS VENTAJOSOS	
Comentarios	El articulado o prescripciones de la Norma, no vienen acompañados de comentarios y aclaraciones sobre el contenido de la Norma. Nota. A pesar de que los Comentarios fueron entregados conjuntamente con el Reglamento así como los Ejemplos de Aplicación, no han sido publicados por el Ministerio de Obras Publicas y Comunicaciones (MOPC).
Direccionalidad Componente vertical	Se reconoce la acción de tres componentes sísmicas ortogonales. La componente vertical se considera independiente de las demás. Se propone analizar las estructuras para dos direcciones ortogonales que produzcan los efectos mas desfavorables, en cada caso se usara el 100% en una dirección y el 30% en la otra. La dirección vertical se combinara de acuerdo al Apéndice C (Combinaciones de Cargas). Para el caso modal se tomara como las solicitaciones, las dadas por: 1) Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones a cada dirección del sismo, 2) Para modos de igual o casi igual periodo, la suma de los valores absolutos de las solicitaciones en cada dirección.
Los Estudios de Sitio	La posibilidad de optar a esta opción, es obligada para el caso de suelos tipo F (Nota b, de la Tabla 6 del Reglamento). En otras secciones se indica que el mapa de fallas activas (Mapa 11 del Reglamento) permite efectuar estudios de sitio cuando sea necesario.
Evaluación de los Efectos Torsionales	Está previsto, en forma similar a la Norma Venezolana 1756 de 1982
Instrumentación Sísmica	No se establece el uso de Instrumentación para ningún tipo de edificación.

Dispositivos de reducción de respuesta sísmica	La norma acepta el uso de dispositivos de reducción de respuesta sísmica, tanto aisladores en la base como disipadores de energía. Este uso debe ser bien sustentado. La norma establece que, de usarse esos sistemas, a estructura debe ser capaz de resistir al menos el 75% de la carga sísmica sin la presencia de los dispositivos de reducción de respuesta, calculada a partir del uso del método estático equivalente.
Autoridad Competente	En el documento aquí examinado establece claramente que existe la Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, Arquitectura y Ramas Afines.
Mapa de Fallas	Incorpora mapa de fallas activas.
LIMITACIONES O DEBILIDADES	
Activas Autoridad Competente	El Departamento que administra la aplicación del Reglamento no dispone de suficientes Técnicos con la capacidad adecuada para verificar la aplicación correcta de esta a los Proyectos que se tramitan para la obtención de las Licencias de Construcción.
Mapas de Fallas Activas	De las Fallas que aparecen en este Mapa solo dos sistemas están estudiadas con profundidad, que son: La Septentrional y la Enriquillo Plantain Garden.
Factores de Modificación de Espectros de Respuesta	Existe incertidumbre en los factores de Rd usados, a pesar de que éstos han sido calculados de manera conservadora para que produzcan estructuras seguras, de acuerdo al desarrollo de la construcción y calidad de los materiales utilizados. También el valor de Rd se mantiene igual en la rama de periodos cortos del Espectro, condición que necesita de revisión y modificación.
Presencia de Irregularidades Topográficas	No han sido consideradas, sin embargo deben ser incorporadas. Uno de los inconvenientes es que no existen planos topográficos de las ciudades y los que existen no tienen la precisión suficiente para ser usados para estos propósitos.
Factores de reducción de espectros	Se presentan algunas deficiencia en las caracterización de ciertos componentes y elementos en la tipificación estructural, lo que induce a incertidumbres en los valores de los factores de Reducción.
Espectros en Suelos Licuables que han sido mejorados	No se tienen estos espectros; como medida correctiva se establece la necesidad de hacer un Estudio de Sitio.
Interacción de la estructura portante con los elementos de mampostería no reforzada	Se presenta incertidumbre en cuanto al detalle de las juntas posibles de usar si se quiere evitar que las paredes interactúen con la estructura, y también en cuanto a las sujeciones, para evitar que los efectos sísmicos fuera del plano los hagan colapsar; por lo tanto, se opta por tomarlas siempre en consideración. Por otro lado también se presenta incertidumbre en la definición exacta de los métodos y propiedades de las paredes a tomar en cuenta para el análisis.
Límites en la Deriva Tolerada	Creemos que el límite mínimo de la separación (10 cms) pudiera ser excesivo para algunos tipos de estructuras, sobre todo para las de número de pisos menor o igual a 4.
Viviendas de una o dos plantas	Están cubiertas por el Método Simplificado, aunque anteriormente a este Reglamento no se exigía su diseño Sísmico. Sin embargo la mayoría de estas

	estructuras se hacen de manera espontánea por la población y no son llevadas a las Autoridades Competente para su revisión.
Evaluación del desempeño esperado	No se evalúa. Entendemos que es proceso que deberá implementarse en un futuro, pero previamente hay que capacitar a los técnicos dominicanos en este aspecto.
Sistemas de Aislamiento Sísmico o de Disipadores de Energía	El Reglamento permite su uso, aunque no da muchos detalles para el diseño de estos. Hasta la fecha solo se han usado Disipadores de Energía en un solo edificio en el país, una de las razones es el costo. En la actualidad han comenzado a construirse edificios de más de 25 pisos y es posible que se incremente su uso y por tanto deberá dedicarse mayor aclaración en el Reglamento Sísmico.
Limitaciones en la Formación del Usuario	Tenemos el problema de falta de formación de los Usuarios por nuestras Universidades y por tanto los Reglamentos son tan taxativos, con recetas obligatorias que garanticen en lo posible su eficiencia.
Otras limitaciones o debilidades	Tenemos deficiencia en la verificación del diseño estructural y en la construcción después que los Planos han sido aprobados, por falta de Supervisión e inspección de las autoridades competentes.
Actualizaciones de la Normativa	No existe una Comisión Permanente para el Estudio y Actualización del Reglamento Sísmico, lo que no permite discutir los temas con la profundidad necesaria y además produce el retardo entre estas actualizaciones. Otro aspecto es la falta de preparación de personas especializadas en Ingeniería Sísmica e investigación en nuestras Universidades, lo que también es un limitante en esta actividad.



ANEXO I - Venezuela
José Grases, Marianela Lafuente y Carlos Genatios

Normas para el diseño sismorresistente

Informe país: Venezuela

I.1 Identificación de la norma o normas relacionadas con la problemática sísmica y documentos de referencia

En este informe, se presenta un resumen y revisión comentada de la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2001, titulada “EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES”. Consta de dos partes; PARTE 1: ARTICULADO y Parte 2: COMENTARIOS. Esta norma fue aprobada por el Consejo Superior de Fondonorma (Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad), el día 25 de julio de 2001.

Esta norma es de aplicación obligatoria y de utilización corriente en el país, para el diseño de estructuras de concreto armado y de acero.

Para resolver aspectos particulares que escapan el alcance de la citada Norma COVENIN vigente desde 2001, el país cuenta con otras Normas y Especificaciones propias de la industria petrolera e instalaciones de líneas de extra-alta tensión que no son tratadas aquí. Tampoco se hace referencia a un amplio documento dirigido al diseño y rehabilitación de puentes elaborado en 1987 que no ha sido aprobado como documento oficial.

De una manera general, junto con la Norma 1756:2001, se deben aplicar las normas: “Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones” (COVENIN-MINDUR 2002), las “Acciones del viento sobre construcciones” (COVENIN-MINDUR 2003), y las Normas para el Diseño de Estructuras de Concreto Armado (COVENIN-MINDUR 1753), así como las correspondientes para las estructuras de acero (COVENIN-MINDUR 1618). La Norma 1753 fue actualizada en 2006 y la 1618 se considera ya obsoleta pues su última versión del año 1998 está sustentada por documentos de la AISC que han sido modificados recientemente.

En la preparación de la Normativa relacionada a los problemas sísmicos, se estudiaron y analizaron documentos de referencia tales como: (i) (FEMA, 1997a) y sus versiones previas de 1991 y 1994, ahora plasmados en (ICC.2000); (ii) normas vigentes en otras regiones como California (ICBO, 1997) y sus versiones anteriores; (iii) la norma europea (Eurocódigo, 1998) y su versión anterior; (iv) las normas latinoamericanas de México (Reglamento

de Construcciones para el Distrito Federal, 1993: Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 1987); (v) Chile (NCh 433, 1993); (vi) Colombia (NORMA NSR-98, 1998); (vii) la norma de Nueva Zelanda (NZS 4203, 1984) Normativa Sísmica. Informe país: Venezuela.

I.2 Alcance

La norma COVENIN 1756 vigente, es aplicable exclusivamente al diseño de estructuras de concreto armado y acero, nuevas o existentes. Para estas últimas se dan criterios para su reforzamiento o reparación.

Se excluyen de esta norma estructuras de otro tipo, como prefabricados, puentes, tanques e instalaciones industriales. Tampoco se incluyen en su alcance la evaluación de viviendas de uno o dos niveles, ni edificaciones de muros de mampostería de ningún tipo (ni confinados, ni reforzados). No existen normas venezolanas vigentes destinadas a estos tipos de estructuras.

I.3 Filosofía general de la norma

Tal como se indica en la parte correspondiente a los Comentarios de la Norma 1756 vigente que aquí se revisa: “En esta Norma se establecen criterios de análisis y diseño de edificaciones ubicadas en zonas sísmicas, con el propósito de proteger vidas, aminorar en lo posible los daños esperados, así como mantener operativas las edificaciones esenciales después de sufrir los efectos de vibraciones intensas del terreno” (pp. C1).

Es decir, la norma establece sismos mínimos de referencia y requerimientos de diseño para minimizar el riesgo de colapso, aun cuando se toleran daños, estructurales y no estructurales. Para ello, las combinaciones de las acciones externas, incluyendo la sísmica, las cargas de servicio, la carga muerta, son estipuladas en el cuerpo de normas COVENIN de aplicación obligatoria. Bajo las combinaciones de efectos más desfavorables, se admite que en las regiones críticas de la estructura se pueden alcanzar deformaciones de naturaleza inelástica a nivel cedente. Los criterios de diseño y detallado, tienen por finalidad que la energía sísmica se disipe en forma histerética estable, desempeño este que está condicionado como se verá por el llamado Nivel de Diseño. Para ellos se exige cumplir los requerimientos de diseño y detallado dados en las normas COVENIN-MINDUR 1753 y 1618, para concreto y acero respectivamente. Sin embargo, no se incluyen en la norma analizada disposiciones para verificar el desempeño de las estructuras ante la acción sísmica, ni la confiabilidad del diseño realizado.

En la norma se presentan fundamentos básicos (Capítulo 3: Guía de aplicación y fundamentos básicos, pp12 a 14) de aplicación general que, incluso, según especifica la norma, pueden

ser utilizados para estructuras no tipificadas en la misma, o ser modificados o adaptados a criterios más modernos, bajo la responsabilidad del proyectista, y siempre y cuando cuente con la aprobación de una “Autoridad Ad-hoc”. Este mecanismo se menciona en la norma pero, en la práctica, no funciona en el país: no existe actualmente ninguna “autoridad ad-hoc” nombrada por los organismos oficiales con estas funciones o competencias

I.4 Objetivos de desempeño

En la norma no existen disposiciones para el diseño por categorías explícitas de desempeño. En efecto, se especifican espectros de respuesta elástica (según condiciones del suelo y zonificación sísmica) que, modificados por factores de reducción (que dependen de la ductilidad esperada), llevan a establecer el espectro de diseño de la estructura. Luego, en algunos Artículos y Comentarios se hace alusión al objetivo de desempeño que se desea para el espectro de diseño normativo, sin que quede explícitamente determinado o reglamentado este objetivo de desempeño, ni se indique la manera de comprobar qué desempeño se obtiene en la estructura.

Por ejemplo, en los comentarios C-3.5 (pp C-13), se menciona que se espera que: “bajo los movimientos sísmicos de diseño establecidos en la norma exista una muy baja probabilidad de alcanzar el estado de agotamiento resistente y los daños estructurales y no-estructurales sean, en su mayoría, reparables.” Pero no se hace referencia a estudios, ni se incluye un articulado en la norma, que permitan estimar esta probabilidad.

También en los fundamentos básicos (pp 14 del articulado) se especifica: “la confiabilidad final de la edificación depende del cumplimiento de esta norma y de las de diseño, además de la correcta ejecución, inspección y mantenimiento”. Sin embargo, no hay disposiciones normativas para evaluar la confiabilidad del diseño y los objetivos de desempeño (tampoco existen disposiciones para reglamentar la ejecución, inspección y mantenimiento).

El aspecto anterior está estrechamente relacionado a la verificación de la confiabilidad del diseño final, que es una de las limitaciones generalizadas en las normas de otros países, que será tratada más adelante.

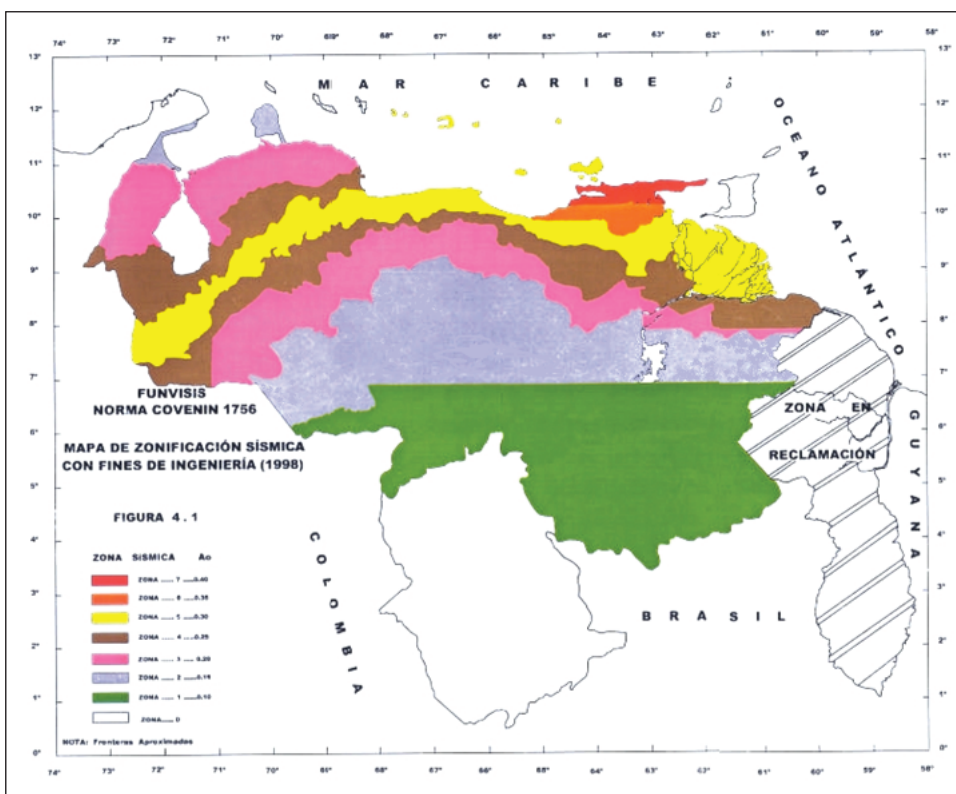
I.5 Resumen del contenido y aspectos resaltantes

A continuación se presentan aspectos resaltantes del documento COVENIN 1756 vigente desde 2001.

Sismos de Diseño: La zonificación sísmica (Capítulo 4 de la norma) responde a aceleraciones máximas del terreno asociados a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.

Zonación sísmica: El país queda dividido en 8 zonas, identificadas por Municipios, una de las cuales no requiere consideraciones de diseño sismo-resistente, y tres niveles de peligrosidad, definidos por el coeficiente de aceleración A_0 : elevado (0.30-0.40g), intermedio (0.20-0.25g) y bajo (0.10-0.15g). El mapa de zonificación sísmica que incluye la norma es el siguiente (figura 4.1 de la norma):

Figura I.1 Mapa de zonificación sísmica (Fuente: Figura 4.1 de las normas COVENIN 1756-2-2001)



Tipificación de Suelos: Además de la condición de roca, las condiciones locales del terreno se tipifican, en función de los espesores de sedimentos y de sus velocidades de propagación de ondas de corte. En términos de la velocidad de la onda, se caracterizan seis tipos de materiales de suelos (roca dura, roca suave, suelos duros, suelos firmes, suelos flojos y suelos flojos con capas más rígidas).

Formas espectrales normalizadas: Junto con la profundidad del sitio y la zonificación, esto conduce a definir el tipo de forma espectral normalizada, que puede ser uno de los cuatro siguientes: S1, S2, S3 o S4, desde los más rígidos a los más blandos. Para tomar en cuenta el

efecto de la mayor cercanía o lejanía de las fuentes sísmicas, se aplica un factor corrección ϕ para el coeficiente de aceleración horizontal. Se trata de espectros de respuesta elástica, tipificados según las condiciones locales del subsuelo y la peligrosidad sísmica. No se toma en cuenta en forma rigurosa la plasticidad del suelo. Se recomienda en los comentarios de la norma (C-24) realizar estudios particulares en las cercanías de fallas activas, pero no hay consideraciones específicas en el articulado de la norma para zonas cercanas a las fallas. En la norma se incluye la siguiente tabla (tabla 5.1 de la norma) para la selección de la forma espectral (S1 a S4) según el tipo de suelo.

Las formas de los **espectros de respuesta elástica** se definen en la norma a partir de la **Tabla 7.1** y la **Figura 7.1**:

Tabla I.1 Forma espectral y factor de corrección ϕ (Fuente: Normas COVENIN 1756-2-2001, tabla 5.1)

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0,85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤ 50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3 ^(a)	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	≤ 15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 ^(a)	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H1	S3 ^(c)	0.65	S2	0.70

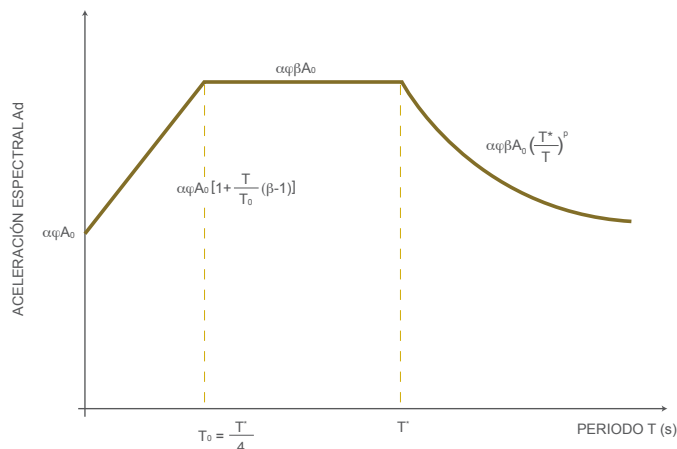
^(a) Si $A_0 \leq 0.15$ úsese S4

^(b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ($V_s < 170$ m/s) debe ser mayor que $0.1 H$.

^(c) Si $H_1 \geq 0.25 H$ y $A_0 \leq 0.20$ úsese S4

Tabla I.2 Valores de T^* , β y p (Tabla 7.1 de las normas)

Forma Espectral	T^* (seg)	β	p
S_1	0.4	2.4	1.0
S_2	0.7	2.6	1.0
S_3	1.0	2.8	1.0
S_4	1.3	3.0	0.8

**Figura I.2** Espectros de respuesta elástica (Fuente: Figura 7.1 de las normas COVENIN 1756-2-2001).

Espectros de Diseño: Los espectros de diseño (Artículo 7.2 de la norma) se obtienen a partir de los espectros elásticos, reducidos por factores de reducción. Los factores de reducción R dependen de la tipología estructural y del nivel de diseño, según se indica en la tabla 6.4 de la norma, como se señala más adelante. Los valores de R se modifican según el período. Para ello se define un valor T^+ (tabla 7.2 de la norma).

Tabla I.3 Valores de T^+ ⁽¹⁾ (tabla 7.2 de las normas)

Caso	T^+ (seg)
$R < 5$	0.1 (R-1)
$R \geq 5$	0.4

⁽¹⁾ $T_0 \leq T^+$

Las ordenadas espectrales elásticas se reducen por R , si los períodos son mayores que T^+ . Si son menores, las ordenadas elásticas se dividen por el siguiente factor:

$$I + \left(\frac{I}{T^+}\right) (R-I)$$

Donde el exponente c es igual a

Como se ve, la norma no hace mención directa de los valores de ductilidad de la estructura.

Sin embargo, estos valores R se relacionan directamente con la ductilidad esperada, dado que se definen en función del detallado de los elementos y de la tipología estructural. También, aunque no se menciona explícitamente en el Capítulo 7 de la norma, tienen en cuenta un factor de sobrerresistencia.

Componente Vertical de la Acción Sísmica: La componente vertical del sismo deberá ser como mínimo el 70% de la componente horizontal. (Comentarios, pp C-14)

Estudios de Sitio: La opción de efectuar estudios de sitio está abierta, aun cuando los valores finales de diseño, tanto espectros como aceleraciones, no pueden ser inferiores al 80% de los valores que da la norma. Se establece como agravante, sitios ubicados en las cercanías de embalses de 80 m de altura. Para suelos susceptibles de licuación se establece la necesidad de efectuar estudios adicionales, pero, en la norma, no se dan orientaciones sobre la forma de tratar estos terrenos. Aun cuando se trate de un tema propio de especialistas de suelos, el proyectista debería recibir alguna orientación que le facilite la toma de decisiones. Como no existe, en el país una norma vigente de suelos que cubra estos temas, se recomienda ampliar la norma con recomendaciones que permitan tomar decisiones en cuanto al sitio de la estructura.

Tipificación y Clasificación de Estructuras (Capítulo 6 de la norma): Las estructuras son clasificadas y tipificadas según:

- la configuración de sus miembros (4 tipos tanto de concreto armado, acero o mixtas). El Tipo I son estructuras de marco. El tipo II son combinaciones de marcos y muros. El tipo III son estructuras de muros. El tipo IV son estructuras con diafragmas flexibles, columnas en voladizos o losas planas.

- según el uso (tres factores de uso o importancia). El grupo A de estructuras esenciales o de alto riesgo, con un factor de importancia, $\alpha=1,3$. El grupo B1 de edificaciones densamente ocupadas ($\alpha=1,15$). El grupo B2, de ocupación normal ($\alpha=1,0$) y el grupo C, que no requieren cumplir con la norma, ya que son estructuras no destinadas a vivienda o uso público y no clasificables en los grupos anteriores.
- el nivel de diseño (3 niveles de diseño). Según el dimensionado y detallado de los elementos, que se espera brinden mayor o menor ductilidad a la estructura, se fijan los niveles ND1, ND2 y ND3.

Con arreglo a la tipificación anterior se establecen los factores de reducción a emplear en los espectros de diseño (tabla 6.4 de la norma). Los factores de reducción permitidos, varían entre 1.25 y 6 para estructuras de concreto armado y acero. Para estructuras mixtas, entre 1 y 6.

Tabla I.4 Factores de reducción R (Fuente: Normas COVENIN 1756-2-2001, tabla 6.4)

Nivel de Diseño	Estructuras de concreto armado				
	Tipo de estructura (sección 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	3.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

Nivel de Diseño	Estructuras de acero				
	Tipo de estructura (sección 6.3.1)				
	I ⁽¹⁾	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0 ⁽²⁾	5.0	4.0	6.0 ⁽³⁾	2.0
ND2	4.5	4.0	-	-	1.5
ND1	2.5	2.25	2.0	-	1.25

⁽¹⁾ Para sistemas con columnas articuladas en su base el valor de R será multiplicado por 0.75

⁽²⁾ En pórticos con vigas de celosía se usará 5.0 limitado a edificios de no más de 30 metros de altura

⁽³⁾ En aquellos casos donde la conexión viga colectora-columna sea del Tipo PR, según la Norma COVENIN 1618-98, úsese 5.0

Nivel de Diseño	Estructuras mixtas acero-concreto				
	Tipo de estructura (sección 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.0	6.0 ⁽¹⁾	2.0
ND2	4.0	4.0	-	-	1.5
ND1	2.25	2.50	2.25	-	1.0

Para muros estructurales reforzados con planchas de acero y miembros de borde de sección mixta acero-concreto, únese 5.0

Estructuras no Tipificadas: Requieren consideraciones especiales no establecidas en la Norma.

Modelado: Se establecen criterios para la consideración del porcentaje de la carga de servicio a considerar en la respuesta a sismos. En el artículo # 8.3.4 se trata la influencia de la tabiquería, esencialmente como generador de irregularidades. La norma no incluye recomendaciones específicas para modelar la tabiquería ni disposiciones para otros aspectos del modelado. Sin embargo, en los comentarios (C-8.3.4) se sugiere utilizar el modelo de biela diagonal según recomendaciones de Priestley (1980).

Interacción Suelo-Estructura: Se permite incorporar este efecto en el caso de fundaciones directas, sólo para el caso de estructuras regulares.

Irregularidades: Se tipifican 8 irregularidades verticales y otros tantos en planta. Algunas de ellas penalizan el diseño por medio de minoración de los factores de reducción de respuesta, artículo # 6.4.1. Las estructuras que no presenten las irregularidades establecidas en la Norma, se consideran regulares.

Coefficientes Sísmicos de Diseño: (Capítulo 7 de la norma) Se establecen valores mínimos asociados al factor de reducción, así como topes inferiores cuando los cortantes son obtenidos por métodos de análisis dinámicos. Igualmente, se establecen coeficientes sísmicos de diseño para componentes y partes de la estructura. Los topes inferiores se establecen por medio de expresiones muy sencillas que privan sobre los resultados de análisis dinámicos muy detallados. Este es un tema que los proyectistas sugieren sea revisado.

Criterios y Métodos de Análisis: (Capítulos 8 y 9 de la norma). En la norma se establecen cinco métodos de análisis: estático equivalente, incluido el de aplicación progresiva de cor-

tantes o 'push-over'; dinámico plano; dinámico espacial con diafragma rígido o diafragma flexible; análisis dinámico paso a paso con acelerogramas. En todos ellos se especifican procedimientos para la incorporación de los efectos torsionales.

Selección de Métodos de Análisis: La selección de los métodos de análisis que como mínimo deben emplearse, es función del número de niveles y del tipo de irregularidades que tenga la estructura (artículo # 9.2).

Control de Cortantes Mínimos: los coeficientes sísmicos a emplear en el diseño, obtenidos por métodos de análisis dinámicos, no pueden ser inferiores a valores mínimos establecidos con la aplicación del método estático equivalente. Esto se considera una medida preventiva por la omisión de efectos de los tabiques en el modelado (artículo 9.4.6) , con lo cual los períodos de vibración de los modos que más contribuyen en la respuesta pueden no ser representativos de los períodos de la estructura con la tabiquería usual.

Efectos P-delta: Se establecen criterios para el redimensionamiento de la estructura si este efecto excede ciertos valores aceptables (artículo 8.5).

Control de Desplazamientos: El control de derivas máximas tolerables entre niveles adyacentes, debe acompañarse de separaciones mínimas en el caso de edificaciones adyacentes (Capítulo 10 de la norma).

Dispositivos de Control Pasivo: Se autoriza el empleo de dispositivos de aislamiento sísmico o incrementos del amortiguamiento, debidamente sustentados. No se incluyen criterios en la norma. (Artículo 8.7).

Fundaciones, Muros de Sostenimiento y Terrenos en Pendiente: (Capítulo 11 de la norma). Se dan los requisitos mínimos para el diseño sismorresistente de fundaciones y arriostamientos. Se dan criterios para evaluar estabilidad de terrenos en pendiente (pendientes suaves y taludes).

Edificaciones existentes: (Capítulo 12 de la norma) Se establecen lineamientos para la evaluación, adecuación o reparación de edificaciones existentes.

Instrumentación Sísmica: (Capítulo 13 de la norma) Se dan criterios para seleccionar el número de instrumentos, tipo y localización en edificaciones.

I.6 Principales aportes, fortalezas, ventajas y aspectos novedosos de la norma venezolana

La norma COVENIN 1756:2001, partes 1 y 2 sustituye a la norma anterior COVENIN 1756 del año 1982. En su elaboración se contó con una versión provisional para discusión, la Norma 1756:1998, a la cual se le hicieron los ajustes que resultaron convenientes. En cualquier caso, el nuevo documento del año 2001 mantuvo el mismo formato del año 1982, con considerables mejoras y adiciones.

Los principales cambios y mejoras introducidos, con respecto a la normativa anterior, incluyen, entre otros:

- Un nuevo mapa de zonificación sísmica, ajustado a la división política del país en municipios.
- Ajustes en los valores de la aceleración del terreno A_0 .
- Inclusión de nuevas consideraciones para tomar en cuenta el perfil geotécnico.
- Mejoras en la descripción de tipos estructurales.
- Consideración de efectos de interacción suelo-estructura en el caso de estructuras regulares.
- Consideración del efecto P-delta
- Reducción de la excentricidad accidental.

Una de las fortalezas importantes de la norma es la inclusión del volumen de comentarios, con abundancia de referencias actualizadas y recomendaciones para los aspectos problemáticos de la norma, o que fueron temas de discusión.

Otra fortaleza es que se trata de un documento sintético, condensado y poco voluminoso, con un amplio alcance.

I.7 Limitaciones y debilidades de la norma

La revisión hecha de un documento que ya tiene más de una década de haber sido aprobado ha permitido identificar algunas limitaciones y aspectos susceptibles de mejora. A continuación se señalan algunos de los más relevantes.

- Como primera limitación a los casos donde en el usuario del documento es referido a una “Autoridad Ad-hoc” o “Autoridad Competente”, es la de que ésta no existe.

Por tal razón, miembros del Comité de Redacción del documento son contactados a título personal, lo cual resulta ser una práctica inconveniente.

- Resulta obligado mencionar aquí las diferencias en la cuantificación de la amenaza sísmica entre dos Normas COVENIN: la 3621:2000 empleada para el diseño sismo-resistente de instalaciones industriales y la COVENIN 1756:2001 que se ha revisado en la Sección 1 del presente Informe. Es evidente la conveniencia de unificar criterios ya que la caracterización de la amenaza sísmica no es dependiente de lo que se desee construir. Este tema requiere atención especial, pues las normas más modernas caracterizan la amenaza sísmica según procedimientos novedosos, con base a los resultados de la evaluación de estadísticas de miles de registros recién publicados en 2008.
- Al igual que documentos normativos de otros países, la Norma venezolana aquí analizada puede resultar de difícil seguimiento por los inevitables saltos necesarios de una sección a otra, y las referencias cruzadas a lo largo del texto. Es recomendable desarrollar documentos que complementen la norma y faciliten su aplicación: por ejemplo, artículos técnicos explicativos, comentarios, estudios de referencia y manuales de aplicación, entre otros.
- La norma exige que el usuario tenga amplios conocimientos en materia de dinámica estructural e ingeniería sismorresistente. Es muy probable que un ingeniero civil venezolano, egresado promedio, sin estudios de postgrado, probablemente no tenga los conocimientos necesarios para su correcta utilización. Esta deficiencia puede atenuarse con recursos como manuales de aplicación de la norma, cursos de inducción, y otros, que pueden ser implementados para subsanar en algo las debilidades en la formación teórica de profesionales de la ingeniería, a la hora de aplicar la norma.
- Algunos aspectos exigidos para la correcta aplicación de la norma, resultan ser muy complejos, y el comentario general, es que deben estudiarse y proponerse simplificaciones que los hagan de más fácil aplicación. Por ejemplo, el análisis de la torsión, entre otros.
- La norma venezolana es muy fragmentada en criterios; esto muestra la necesidad de mantener un grupo de estudio que dé coherencia y desarrolle métodos de análisis que incluyan todos los casos de la norma. En esto se echa de menos la posibilidad de acudir a una “Autoridad Competente”, o “Autoridad Ad Hoc”, que responda por la correcta aplicación de la normativa y recoja las debilidades para mejorar futuros documentos.
- La norma venezolana incluye numerosos comentarios que hablan del modelado de los edificios. Estos comentarios denotan la dificultad de cumplir las normas, con los

métodos simplificados que se proponen (por ejemplo, tratar de modelar la torsión con métodos de análisis plano, entre otros casos).

- No hay recomendaciones para la consideración de la tabiquería.
- Es necesario revisar los límites de deriva. Las limitaciones en la deriva lucen muy generosas, pues exceden la deformabilidad de la tabiquería. Derivas tolerables más pequeñas, limitan este problema, pero generan estructuras más rígidas que, en general, conducen a cortantes mayores.
- No hay un tratamiento explícito ni comprobación de los objetivos de desempeño que se buscan con la norma. Tampoco de la confiabilidad del diseño.
- Falta un articulado que abra las puertas al empleo de modernos dispositivos de control vibratorio, de uso frecuente en otros países.
- Aunque las estructuras de viviendas están contempladas en la norma, no hay un articulado específico, con recomendaciones simplificadas, para el diseño de viviendas de uno y dos pisos. Este es un tema desarrollado en normativas de otros países.
- En la norma, el problema de cómo tratar suelos licuables no está resuelto. Sólo se señala en el texto, la necesidad de hacer estudios adicionales, si se detecta esta situación. En el país no existe una norma de suelos vigente que trate estos temas. Convendría desarrollar un articulado o ampliar los comentarios de la norma sísmica, para incluir recomendaciones en cuanto a: a) cuándo se da la situación de suelo licuable, cómo mejorarlo; b) hasta qué nivel de acciones sísmicas es mejorable y hasta qué profundidad debe quedar mejorado; c) a partir de qué condición es mejor buscar otro terreno, entre otras. y cosas por el estilo que no están escritas y dependen de opiniones.

I.8 Comparación con otras normas

La actualización de los documentos normativos se sustentan esencialmente en tres fuentes de información: (i) el resultado de investigaciones teóricas y/o experimentales; (ii) el análisis e interpretación de los efectos de los sismos; de allí la importancia de los trabajos de campo, y; (iii) el resultado de la interacción con colegas especialistas y el reflejo de las dos primeras fuentes de información en documentos actualizados.

De lo anterior se desprende la utilidad de evaluar y analizar el contenido de documentos actualizados en los 10 a 15 últimos años. Algunos ejemplos siguen:

- La Norma de Costa Rica ha despertado interés pues contiene nuevas secciones

para la evaluación sismo-resistente de viviendas que no se han beneficiado de la intervención de ingenieros especializados.

- El sustento de la ASCE 7:2010 en varios aspectos ha sido revisado por ser novedoso y, además, por haber sido adoptado por, al menos, dos países de la región: República Dominicana y Panamá.
- Con posterioridad al último gran sismo de Chile, este país ha revisado algunos aspectos puntuales de su normativa, que ya han sido incorporados a los documentos vigentes. Revista especial interés pues en ese país se emplean sistemas de aislamiento sísmico que han sido puestos a prueba exitosamente.
- Colombia también ha ampliado sustancialmente el texto de su documento Normativo vigente. Su extenso contenido actualmente se encuentra en vías de ser sintetizado.

I.9 Recomendaciones o comentarios sobre eventuales o necesarios cambios y actualizaciones

A la luz de las fortalezas y debilidades anotadas a lo largo de la revisión hecha a la Norma COVENIN vigente, se han identificado un conjunto de temas que se anotan a continuación:

- Se sugiere incorporar en la norma un enfoque explícito por niveles de desempeño y criterios para evaluar la confiabilidad del diseño
- La conveniencia de revisar y validar los factores de reducción recomendados para definir los espectros de diseño.
- La necesidad de establecer criterios normativos para el modelado de la tabiquería y de los elementos estructurales. También para determinar la validez de los métodos de análisis y modelos simplificados cuyo empleo se acepta en la norma.
- Se sugiere una revisión de los criterios normativos para la consideración de los efectos torsionales; la metodología que establece actualmente la norma no es suficientemente clara.
- Incorporar disposiciones normativas específicas que permitan y estimulen el correcto uso de dispositivos de disipación de energía o de control vibratorio.
- Incorporar procedimientos simplificados de análisis y diseño para estructuras de uno o dos pisos.
- Desarrollar una norma para suelos que incluya los requerimientos sísmicos y, especialmente, la consideración de la licuefacción.

- Complementar en los Comentarios el tema de los Espectros de Desplazamientos. Facilita la evaluación de ensayos.
- Discutir la inclusión o revisión de topes inferiores de los Coeficientes Sísmicos .
- Discusión de los topes superiores de las derivas permisibles.
- Se proponen como posibles temas de revisión: (i) un mayor grado de discriminación de sistemas estructurales que el de la actual Norma 1756; (ii) factores de reducción función del período. (iii) la inclusión de criterios de evaluación de viviendas cuya construcción no está sustentada por un proyecto de ingeniería.
- Se sugiere revisar los factores de importancia especificados. La vida útil de la estructura de 50 años y la probabilidad de excedencia asociada, de 10% para el sismo de diseño, es un criterio tal vez inadecuado para las demandas actuales, de tipo económico y otros. Tradicionalmente, se consideraba este criterio suficientemente conservador. Hay que considerar que, al aplicar un factor de importancia de 1.3, se eleva el período medio de retorno hasta 1200 o 1300 años, y con 1.5 se lleva a períodos mucho más largos. En todo caso, conviene revisar el concepto de vida útil de las estructuras, los factores de importancia especificados, y adecuarlos a las exigencias actuales.

I.10 Comentarios técnicos adicionales:

En esta sección, se discute el tratamiento que se da en la normativa vigente en Venezuela, a algunos temas de interés, que fueron propuestos en el taller de la red Geópolis efectuado en julio de 2012 en Caracas.

Como se comenta a continuación, es necesario profundizar en algunos de estos temas; posiblemente convenga incluir algunos de estos aspectos en la norma venezolana, decisión que debe equilibrar tanto las bondades como el costo, para los diferentes tipos y usos de las estructuras contempladas en la Norma COVENIN 1756. Otros aspectos, por su propia complejidad, pudieran requerir documentos ad-hoc, independientes de la citada norma COVENIN.

I.10.1 Evaluación y readecuación de estructuras existentes

La norma incluye, en el Capítulo 12, disposiciones para evaluar, adecuar, rehabilitar, reforzar o reparar una edificación existente. Se sugiere un desarrollo más amplio de estas especificaciones o la creación de otra norma que regule este complejo aspecto. En las estructuras

existentes, durante su vida útil, se realizan cambios de uso, modificación de la tabiquería, incluso cambios estructurales y remodelaciones que modifican sustancialmente la respuesta con respecto al diseño inicial.

I.10.2 Amenaza sísmica. Formas espectrales

El país se divide en 8 zonas sísmicas. El mapa de zonificación se muestra anteriormente en este documento. También se comentaron los espectros elásticos tipificados que se proponen en la norma, y los espectros de diseño. Por cada zona sísmica se asigna un coeficiente de aceleración horizontal A_0 , que varía entre 0.4 en la zona más peligrosa y 0. Es una sola intensidad de peligro sísmico para cada zona definida, que corresponde a un período de recurrencia de 475 años. Es decir, a una probabilidad de excedencia de 10% para una vida útil de 50 años. El peligro así considerado, es mayorado para cada estructura, cuando se aplica el factor de importancia α , que varía entre 1.00 y 1.30 (Artículo 6.1 de la norma). Con esto, las estructuras de mayor importancia se diseñan para menores probabilidades de excedencia del sismo de excedencia en 50 años, o para probabilidades de excedencia iguales durante una vida útil mayor, lo que es equivalente. Sin embargo, se recomienda revisar estos valores para considerar mayores niveles de peligrosidad sísmica o de vida útil de la estructura.

I.10.3 Viviendas de uno y dos pisos

Como ya se comentó anteriormente en este informe, no se consideran recomendaciones específicas ni procedimientos simplificados para viviendas de uno o dos pisos en la norma venezolana. Es necesario el desarrollo de una normativa que contemple este tipo de estructuras.

I.10.4 Sistemas de disipación de energía y aislamiento sísmico

Hay apenas un Artículo en la norma venezolana, el 8.7, que especifica: “Se autoriza el empleo de sistemas de control pasivo debidamente justificados, analítica y experimentalmente para reducir la respuesta sísmica, tales como los sistemas de aislamiento sísmico y amortiguamiento”. Pero no se incluyen disposiciones específicas en el articulado para el uso de estos sistemas. En futuras revisiones de la norma, será necesario incorporar los. El uso de este tipo de dispositivos cobra cada día mayor relevancia y puede inclusive presentar soluciones convenientes en distintos casos, hasta en los de rehabilitación y readecuación de estructuras.

Se inserta a continuación, el comentario de este Artículo, incluido en la norma.

“C-8.7 DISPOSITIVOS PARA REDUCIR LA RESPUESTA SÍSMICA

La experiencia recabada hasta la fecha sobre el desempeño de edificaciones construidas sobre sistemas de aislamiento sísmico durante sismos intensos, es muy promisoro. Hasta tanto se promulguen normas nacionales, los sistemas propuestos pueden evaluarse con la metodología establecida por (ICBO, 1997) 6 (FEMA, 1997aH).

La definición de las acciones sísmicas cuando se usan sistemas de aislamiento amerita estudios especiales. Particularmente, es necesario definir un sismo de menor probabilidad a los usuales (un terremoto “máximo” posible, o semejante) para las verificaciones de estabilidad y previsiones contra el colapso”.

I.10.5 Factores de reducción

En las Tablas 6.4 de la norma, se especifican los factores de reducción R , asociados a distintos tipos estructurales (4 tipos de estructuras, sean de concreto armado, acero o mixtas: pórticos, combinaciones de pórticos y muros, de muros y otras de diafragmas flexibles, columnas en voladizos o losas planas) y distintos niveles de diseño, tal como se comentó anteriormente en este informe.

Los espectros de diseño se obtienen de los espectros elásticos propuestos en la norma, reducidos por un factor que es igual a R o menor que R , dependiendo del período de la estructura.

A diferencia de otras normas, en la norma venezolana no se especifica directamente la reducción de los espectros en términos de la ductilidad, sino que se asocia con una mayor o menor exigencia en el diseño y detallado de los elementos (Niveles de diseño ND1, ND2 ó ND3) y la ductilidad esperada según los tipos estructurales considerados.

Así, por ejemplo, se considera que R , para estructuras de pórticos de concreto armado o acero, diseñadas con las más altas exigencias y respetando todos los requisitos de armado y detallado sismorresistente, alcanza un valor de seis. Convendría validar si esto es adecuado para la práctica corriente en Venezuela, ya que estos valores, y también otros propuestos en la tabla 6.4, si se asocian directamente con la ductilidad, pueden lucir excesivos.

Sin embargo, para calcular los desplazamientos laterales totales (Artículo 10.1), la norma estipula mayorar los desplazamientos elásticos, obtenidos del análisis, por un factor igual a $0.8R$, con lo cual se acepta que la reducción de los espectros sísmicos está asociada a la ductilidad, pero también, al efecto de “sobrerresistencia”. La sobrerresistencia contribuiría

con un 20% en la reducción de las fuerzas. Sería conveniente realizar análisis más profundos para fundamentar esta propuesta.

I.10.6 Problemas de modelado y aplicación de la norma

No hay consideraciones específicas en la norma, para el modelado. Para el ingeniero que desea aplicar la norma venezolana, las incertidumbres que se derivan son muchas y el problema se suele resolver evaluando diferentes alternativas y seleccionando la más desfavorable. Estas incertidumbres se reflejan en la abundancia de comentarios y discusiones de muchos aspectos: por ejemplo, la manera de considerar la tabiquería, cómo determinar si un diafragma es flexible o no, cómo modelar las juntas, los muros, las vigas de bajo acoplamiento, las fundaciones en pendiente, la interacción de los sótanos con el terreno adyacente, entre otros muchos.

I.10.7 Evaluación de la confiabilidad del diseño y de la estructura

No se incluye en la norma venezolana, ninguna disposición que atienda la cuantificación de la confiabilidad del diseño, ni de la estructura finalmente construida. Este aspecto, más que novedoso, ya es de obligatoria ejecución en normas internacionales como por ejemplo ISO.

I.11 Comentarios sobre la metodología y soporte institucional con que se desarrollan, se aprueban y se instrumentan las normas sísmicas

La norma sísmica venezolana alude explícitamente a la existencia de una autoridad competente, como se expresa en el Artículo 1.1:

“La presente Norma establece los criterios de análisis y diseño para edificaciones situadas en zonas donde pueden ocurrir movimientos sísmicos. No obstante pueden ser modificados siempre que se presenten los resultados de estudios especiales que sean aprobados por una Autoridad Ad-Hoc, sin que los valores de diseño sean inferiores al ochenta por ciento (80%) de los especificados en el Artículo 7.2”.

Sin embargo, en la práctica, esta figura “Ad-Hoc” no ha sido creada por los organismos oficiales que tienen competencia en la materia.

La creación de esta figura es de fundamental importancia para impulsar el correcto uso y aplicación de la norma, velar por su implementación, impulsar programas de formación, talleres, creación de comisiones técnicas, desarrollo de otras normativas relacionadas, etc.

De manera general, en el país existen leyes que establecen las responsabilidades civiles, penales y/o administrativas de los profesionales involucrados en la ejecución de proyectos de ingeniería. La responsabilidad de la correcta aplicación de la norma, se define según lo dispuesto en la Ley Orgánica de Ordenación Urbanística y otras que tienen que ver con la materia, y la responsabilidad penal de los profesionales se establece en el Código Civil vigente. La norma sísmica venezolana 1756:2001 es de obligatorio cumplimiento. Fue aprobada por el Ministerio de Industria y Comercio con ese carácter, de acuerdo con la Ley sobre Normas Técnicas y de Control de Calidad, publicada en Gaceta Oficial.

Pero, en la práctica, las disposiciones legales existentes no son suficientes para garantizar que las normas se apliquen de manera adecuada. La responsabilidad de las autoridades municipales o de otras autoridades competentes, en la aprobación de proyectos y en la supervisión e inspección de construcciones y estructuras, no está tampoco claramente establecida.

Como una primera aproximación, la Autoridad Ad-hoc, o Autoridad Competente, debería ser un Cuerpo de expertos que pueda atender consultas, aclaratorias, evaluar propuestas, etc. de carácter permanente (de naturaleza universitaria, académica, o algo similar) y proponer la conveniencia de la adecuación de aspectos de las Normativas vigentes.

I.12 Comentarios sobre aspectos de formación y nivel educativo

En Venezuela, existen varias universidades públicas y privadas que confieren el título de “Ingeniero Civil”. En general, para obtenerlo, se requieren cinco años de estudio. En muchas de las instituciones universitarias, se exige un trabajo final de grado, y-o pasantías profesionales para obtener el título. La formación puede orientarse a especialidades diversas que incluyen ingeniería sanitaria, vial, hidráulica, estructuras, geodesia, entre otras.

La formación en ingeniería sísmica, a nivel de pregrado, no es muy profunda. En la mayoría de las universidades que otorgan el título de ingeniero civil, o estructural, se contemplan en el pensum sólo asignaturas electivas que tienen que ver con esta disciplina, y que sólo en pocas ocasiones son cursadas por los estudiantes del último año de la carrera, dada la complejidad de la materia a tratar. El tema sísmico y algunos contenidos necesarios para la aplicación de la normativa vigente, se incluyen dentro de algunas asignaturas obligatorias (como por ejemplo, en los cursos de proyectos de estructuras de concreto armado y proyectos de estructuras

de acero), pero no con la rigurosidad ni profundidad teórica con las que se debería considerar el tema en un país con grandes zonas de alto riesgo sísmico. El tratamiento del tema es más bien instrumental, orientado a la aplicación práctica en el cálculo. Tampoco se otorga formación suficiente para el control, inspección y supervisión de proyectos y obras.

En Venezuela, más del 50% de la población vive en viviendas de origen informal, auto-construidas, sin criterios técnicos, con metodologías empíricas, con paredes de bloques de mampostería, sin mecanismos de refuerzos o con mampostería confinada (constituida por elementos que conforman un marco de concreto armado, que se coloca una vez construida la pared de bloques, generalmente huecos de arcilla). Actualmente, se consiguen viviendas de este tipo de hasta 8 pisos de altura, lo cual constituye una muy importante fuente de vulnerabilidad. A pesar de esta realidad, en las universidades venezolanas, en la carrera de ingeniería civil, no se incluyen asignaturas que traten este tema, orientadas al análisis, diseño, construcción y reparación de viviendas de este tipo (con excepción de una asignatura electiva en pregrado y una electiva en postgrado que fueron creadas en la UCV en el año 2004, pero que en la actualidad no son incluidas en las ofertas de cursos).

Una revisión de los planes de estudios de algunas de las universidades más importantes del país indica que no se confiere formación específica en las áreas de dinámica de estructuras, análisis dinámico y no lineal, comportamiento dinámico de los materiales, modelado de estructuras, uso de sistemas computacionales de cálculo de estructuras, comportamiento sísmico de viviendas de mampostería, diseño y cálculo sísmico de puentes y estructuras estratégicas, entre otros temas que pudieran mencionarse, y que son de especial interés en la ingeniería sismorresistente. Algunos de estos cursos se incluyen en la formación de maestría.

En la práctica, es de temer que los estudiantes egresados de las universidades venezolanas, con el título de ingeniero civil o estructural, no tengan los conocimientos mínimos necesarios para aplicar apropiadamente la normativa sísmica vigente actualmente en el país. Muchos utilizan las normas como un “recetario”, lo que conduce a aplicaciones inadecuadas.

Un aspecto de especial importancia es el desconocimiento que la mayoría de los estudiantes, y de los egresados, tienen del concepto de ductilidad, así como del comportamiento de miembros estructurales bajo acciones sísmicas; esto conduce a apreciaciones erróneas en el diseño y verificación de proyectos, tanto por parte de ingenieros en su práctica profesional, como de funcionarios públicos que contratan y verifican proyectos.

Algunas universidades del país ofrecen formación de postgrado en el área sísmica. Sin embargo, la escasez de recursos financieros, la insuficiencia de laboratorios, el debilitamiento de la planta profesoral y de investigación, hacen difícil mantener la calidad de los estudios.

I.13 Comentarios generales sobre proyectos de investigación y líneas de trabajo consideradas prioritarias

A continuación, se presentan algunos comentarios de interés e inquietudes puntuales, agrupados en cuatro temáticas generales.

T1.- Amenaza

Los **mapas de peligrosidad sísmica** deben ser un reflejo y estar condicionados por la información que:

- a) sintetice la **amenaza sísmica** propia de escenarios sismo-tectónicos bien definidos, en términos de ordenadas espectrales; se recomienda emplear los mismos períodos de ASCE/ASI que son: 0.2 seg y 1.0 seg.
- b) permita establecer las **acciones de diseño** asociadas a criterios explícitos sobre: (i) tipo de terreno supuesto en el mapa; (ii) porcentaje de amortiguamiento referido al crítico; (iii) período medio de retorno, expresado en términos de probabilidades anuales de excedencia o funciones distribución acumulada de probabilidades de no excedencia; (iv) cambios esperados en las ordenadas espectrales función de rangos de valores de estas últimas y del tipo de suelo
- c) los **factores de uso o de importancia** estén explícitamente asociados a, o condicionados por, las consecuencias de una eventual falla o mal funcionamiento, tipificado como Categorías o Niveles de Riesgo;
- d) en función de los tres parámetros anteriores deben quedar explícitamente indicados los **requerimientos de diseño** para lograr una confiabilidad preestablecida.

Como excepción a lo anterior, las Normas autorizan Estudios de Sitio. Los valores finalmente adoptados para el diseño, no deben ser inferiores a un cierto porcentaje de los que establece la Norma aun cuando si podrán excederlos.

Se propone considerar que en la revisión de las Normas se incorpore alguna formulación similar a la que se da en la Norma COVENIN 3621:2000, la cual facilita la evaluación de la probabilidad anual de ocurrencia de las ordenadas espectrales del terreno $[P(Sa)]$, donde Sa puede ser un rango de valores prefijado.

Proponer a los sismólogos discusiones en torno a:

- ¿Qué se está haciendo en materia de predicción?;
- el tema de la baja atenuación entre Antillas Menores y Guayana para sismos con $M > 7$ y focos a unos 130-140 km de profundidad;
- origen de los maremotos de Cumaná;
- repteo de fallas transcurrentes.

T2.- Criterios de Diseño

Tomando en consideración los objetivos finales de confiabilidad estructural de las Normas modernas es preciso que queden definidas las Categorías de Riesgo y Factores de Importancia o de Uso.

Obsérvese que al igual que los temas de la Sección T1, este último enfoque también facilita la eventual elaboración de un documento único para el diseño sismo-resistente de edificaciones e instalaciones (COVENIN 1756:2001 y COVENIN 3621:2000).

Entre los principios generales de los documentos normativos se encuentra la tipificación estructural. Es decir la caracterización de sistemas estructurales sustentados por el desempeño esperado de edificaciones y/o instalaciones a las acciones sísmicas de tipo vibratorio. Tal desempeño se encuentra asociado a un conjunto de medidas preventivas, verificables a nivel de cálculo, establecidas en las Normas de Diseño como la COVENIN 1753 y la COVENIN 1681.

En el caso de la Norma Venezolana se propone como posibles temas de revisión: (i) un mayor grado de discriminación de sistemas estructurales que el de la actual Norma 1756; (ii) ¿factores de reducción función del período? (iii) la inclusión de criterios de evaluación de viviendas cuya construcción no está sustentada por un proyecto de ingeniería.

T3.- Vulnerabilidad o Respuesta Esperada del Sistema

Si se acepta la definición de vulnerabilidad como: probabilidad condicional de alcanzar un cierto estado de desempeño (ED), dado que ocurra la acción sísmica (Sa), la cual se puede representar como $[P(ED/Sa)]$. Tal probabilidad anual de alcanzar el estado (ED) se puede obtener como la sumatoria de los productos $[P(ED/Sai)] \times [P(Sai)]$ para todos los (Sai) posibles. La vulnerabilidad se ha dado por medio de 'curvas de resiliencia'. En edificios de varios niveles, el 'push over' es de empleo cada día más frecuente. La respuesta dinámica inelástica 'paso a paso' es más laboriosa.

T4.- Riesgo Tolerable

Tema abierto a discusión, relacionado con los factores de uso o de importancia ¿Se pueden ofrecer en los comentarios procedimientos simplificados para el cálculo de la confiabilidad? ¿Cuánto es ‘tolerable’?

T5.- La Autoridad ad-hoc, o Autoridad Competente

Debería ser un cuerpo de expertos que pueda atender consultas, aclaratorias, evaluar propuestas, etc. de carácter permanente, que incluya profesionales demeritoria trayectoria e investigadores reconocidos del mundo universitario o académico.

TABLA SÍNTESIS - VENEZUELA

NORMAS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE SÍNTESIS DE INFORMACIÓN (Venezuela)

Brevisísima Historia: El primer documento normativo data de 1939, modificado en 1947 y luego en 1955. El terremoto de Caracas de 1967 dio origen a una nueva versión ese mismo año, la cual se actualizó en 1982 y se revisó en 2001, actualmente vigente

Norma Vigente: COVENIN 1756: edificaciones sismorresistentes (Volúmenes de articulado y de comentarios). **Estado actual:** Sin actualización desde 2001.

Normas y Especificaciones Relacionadas	<ul style="list-style-type: none"> - COVENIN 3621: Diseño sismorresistente de instalaciones industriales (2000) - COVENIN 3622: Diseño sismorresistente de recipientes y envases (2000) - COVENIN 3623: Diseño sismorresistente de tanques metálicos (2000) - PDVSA 90615.1.013: Cargas sísmicas en recipientes verticales, chimeneas y torres (1999)
---	---

Otras normas, reglamentos o especificaciones a las cuales se hace referencia en las Normas Sísmicas	<ul style="list-style-type: none"> - CADAFE Norma NS-P-420 para la calificación de equipos de S/E eléctricas (1984) - EDELCA Especificaciones técnicas generales de subestaciones. Consideraciones antisísmicas (1991) - COVENIN 1618: Estructuras de acero para edificaciones (1998) - COVENIN 1753: Estructuras de concreto armado para edificaciones. Análisis y diseño (2006) (La versión oficial es de 1985, la de 2006 no ha sido aprobada oficialmente) - COVENIN 2002: Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones (1988)
--	---

SÍNTESIS DE LA FILOSOFÍA DE DISEÑO O ESTRATEGIA PREVENTIVA

Objetivos de desempeño: Las edificaciones que cumplan con la Norma deben satisfacer las siguientes limitaciones:	<ul style="list-style-type: none"> - Resistir sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada. - Limitar a daños reparables, los que puedan sufrir los elementos no estructurales o estructurales bajo la acción de sismos de mediana intensidad. - Aun cuando se generen daños irreparables, evitar el colapso de la estructura para eventos con 10% de excedencia en 50 años. La probabilidad de ruina asociada se ha estimado en 10-4 - La norma no define los sismos de intensidad moderada ni mediana. Los objetivos de desempeño no se establecen explícitamente. En el caso de evaluación de edificaciones existentes, es común la verificación del cociente demanda/capacidad, sea en los diagramas de interacción o en la deformabilidad de la estructura. - Al igual que muchas de las normas de la región, no se realiza una verificación de distintos objetivos de desempeño
---	---

Cuantificación del desempeño	La norma venezolana no contempla ni cuantificación ni verificación de las condiciones de desempeño, ya que sólo se hace un análisis asociado a las condiciones extremas de sollicitación sísmica generadas por un sismo de diseño (no hay verificaciones explícitas de condiciones asociadas a sismos moderados). Otras normas si lo hacen; por ejemplo la ecuatoriana.
-------------------------------------	---

Probabilidad de Excedencia aceptada, para el sismo de diseño	10% en 50 años de vida útil (sismo de diseño con probabilidad de excedencia de 475 años)
	Otras, función del factor de importancia.

Importancia de la estructura	<p>La importancia de la estructura se toma en cuenta mediante el uso de un factor de importancia α, que multiplica el espectro de diseño.</p> <p>Se definen tres valores de α:</p> <ul style="list-style-type: none"> - 1.00 (edificaciones ordinarias, viviendas oficinas); (probabilidad de excedencia de 10% en 50 años) - 1.15 (casos de edificios donde habite un gran número de personas); - 1.30 (de importancia excepcional, hospitales, estaciones de bomberos y similares). Con este último factor se estima que la probabilidad de excedencia en 50 años es de 5 %
Sismo de Servicio	<p>No está definido en la norma.</p> <p>Se trata de un sismo con período de retorno del orden de 50 a 100 años, para verificación de demandas de ductilidad inferiores a la unidad (equivale a emplear un espectro elástico no reducido, $R = 1.0$, con aceleraciones máximas del terreno adecuadas al período de retorno empleado).</p>
ALCANCE GENERAL	
<p>1.- La Norma cubre el diseño de edificaciones para usos como vivienda, comercio, escuelas, centros comerciales, salas de espectáculos, hospitales, centrales de bomberos y similares. No contempla instalaciones industriales, puentes, embalses, túneles y otras obras de infraestructura.</p> <p>2.- Suministra la información necesaria para el proyecto de estructuras de concreto reforzado, acero estructural y estructuras mixtas de los dos materiales antes anotados.</p>	
CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA	
General	<p>La acción sísmica se caracteriza por medio de espectros de respuesta reducidos por ductilidad. Los espectros son obtenidos como producto de: la aceleración máxima esperada a nivel de roca, por formas espectrales normalizadas que dependen de las condiciones locales del subsuelo.</p>
Mapas de Zonación	<p>La norma vigente contiene un mapa de zonación, discriminado en estados y municipios. En él se dan las aceleraciones máximas esperadas en roca, según siete niveles de aceleración desde 0.10g hasta 0.40g, con incrementos de 5 centésimas de la gravedad (g). Los valores de aceleración se encuentran nominalmente asociados a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años (475 años de período medio de retorno). La aplicación del factor de importancia, para la misma vida útil de 50 años, reduce la probabilidad de excedencia.</p>
Clasificación de Terrenos de Fundación	<p>La Norma vigente presupone la clasificación de los terrenos de fundación en tres grandes grupos con base en las velocidades medias de propagación de ondas de corte y los espesores de los diferentes estratos. En líneas generales estos son: roca o suelos duros; aluviones consolidados; aluviones recientes.</p> <p>En la Norma se exige la evaluación del potencial de licuación del subsuelo en el sitio de fundación. Si este no fuese nulo, en el estudio de suelos se deben presentar alternativas de mejoramiento del sitio (en Venezuela no hay normas para suelos).</p>
Factores de Corrección	<p>La influencia de la lejanía de las fuentes que más contribuyen a la amenaza se reconoce por medio de factores de corrección que merecen revisión. Para el caso particular de suelos muy blandos, distantes de las fuentes que pueden liberar más energía, se establece un tipo particular de espectro que amplifica las aceleraciones asociadas a las bajas frecuencias esperadas. Los valores de amplificación llegan a 3 (especialmente en suelos blandos distantes de las fuentes sismogénicas).</p>

Espectros de Diseño	Los espectros de diseño son espectros elásticos reducidos por Factores de Reducción. Estos son función de la tipología estructural y del denominado Nivel de Diseño que se describe más adelante. Un porcentaje importante del factor de reducción está asociado a la capacidad de absorber y disipar energía en el rango inelástico de deformaciones (ductilidad) y un porcentaje menor, del orden del 20% se asocia a la sobrerresistencia. (Se sugiere estudiar con mayor profundidad los valores de sobrerresistencia, e incorporarla en la normativa).
Espectros de desplazamiento	No se incluyen en la norma. Otras normas sí prevén su uso (como la norma ecuatoriana).
Espectro de velocidades	No se incluyen en la norma.
Ductilidad	La norma asigna un valor para el factor de reducción de respuesta espectral, el cual depende del tipo de estructura y de los niveles de diseño. El factor de reducción R varía entre 1 y 6. Este factor de reducción está compuesto, en un 20% por la sobrerresistencia y en un 80 % por la ductilidad (esto quiere decir, que la ductilidad máxima que se acepta es de 5, la cual permite llegar a un factor de reducción de 6). A cada edificación existente se le asigna un nivel de diseño (ND1, ND2 y ND3), según los requerimientos normativos vigentes para los elementos estructurales. El factor de reducción es variable en función del período de la estructura, es decir, para períodos cortos, el factor de reducción disminuye.
Estudios de Sitio	La Norma deja abierta la posibilidad de estudios de sitio, que cuantifiquen las tasas de excedencia de los movimientos máximos del terreno y sus contenidos de frecuencia. Se toleran reducciones hasta de un 20% de los valores normativos. Estos estudios de sitio son indispensables para la evaluación de la confiabilidad
Efectos de Interacción Suelo-Estructura	No se permiten reducciones por este efecto, salvo en las edificaciones regulares si se permite el uso de modelos de interacción suelo-estructura. Se establece un límite a la reducción de las fuerzas cortantes por efectos de esta interacción: "En ningún caso el valor del cortante basal en cada dirección será menor que el valor mínimo de control establecido por el método de análisis utilizado".
Componente vertical	Es obligatorio tomar en cuenta la componente vertical, la cual tiene una magnitud de 2/3 de la componente espectral horizontal. Adicionalmente, es necesario hacer una verificación en el cálculo de voladizos.
TIIFICACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES E IRREGULARIDADES	
General	El contenido de los criterios de diseño de la Norma, se sustenta en la tipificación de la respuesta de sistemas estructurales bien definidos. Aquellos sistemas cuya respuesta no sea tipificable, como es el caso de los sistemas prefabricados, quedan excluidos del ámbito de aplicación de la Norma.
Sistemas Tipificados y Factores de Reducción (R)	<ul style="list-style-type: none"> - Sistemas de pórticos de concreto armado. $2.0 \leq R \leq 6$ - Sistemas de pórticos de acero. $2.5 \leq R \leq 6$ - Sistemas a base de muros de concreto. $1.5 \leq R \leq 4.5$ - Sistemas duales muros-pórticos. $1.75 \leq R \leq 5$ - Muros de concreto reforzado, acoplados con dinteles. $2 \leq R \leq 5$ - Monocolumnas de concreto reforzado. $1.25 \leq R \leq 2$ - Sistemas diagonalizados de acero. $2 \leq R \leq 4$ - Está abierta la alternativa de emplear información con sustento experimental.

Tipificación de Irregularidades	<ul style="list-style-type: none"> - 9 irregularidades tipificadas en elevación. - 4 irregularidades tipificadas en planta. - Las irregularidades pueden: (i) disminuir el valor del factor de reducción; (ii) incrementar localmente (en miembros de la estructura) las solicitaciones de diseño; (iii) establecer métodos de análisis más rigurosos.
Limitaciones de Altura	En la Norma no se establecen limitaciones de altura para los diferentes sistemas estructurales. La altura solo es limitante en la aplicación del método estático equivalente.
CRITERIOS DE MODELADO	
Nivel de Base	Cota o nivel en el cual se supone que la acción sísmica actúa sobre la estructura. Generalmente se restringen todos los grados de libertad de los miembros de la estructura que llegan al nivel de base. En casos particulares sólo se restringen los grados de libertad traslacionales horizontales de la junta, más no los rotacionales ni el traslacional vertical. Para edificaciones regulares se permite la incorporación de la interacción suelo estructura; en la norma no se establecen límites a la reducción de cargas que esto puede generar, por lo que se sugiere incorporar limitaciones en este parámetro.
Fundaciones	Estas se consideran infinitamente rígidas. En caso de niveles bajo el nivel de cota cero (sótanos), donde se hayan dispuesto muros de concreto reforzado debidamente arriostrados, se permite simular la interacción de éstos con el terreno por medio de coeficientes de balasto con sustento experimental.
Restricción de Grados de Libertad	Las restricciones de grados de libertad son congruentes con el método de análisis seleccionado. En sistemas tipo mono-columnas, en todos los nodos del modelo, deben considerarse los tres grados de libertad rotacionales y al menos dos GDL horizontales.
Estimación del período fundamental de Vibración	La estimación del período fundamental de vibración está fundamentada en una fórmula empírica función del tipo de estructura y de la altura libre de la misma. También se sugiere el uso de métodos como el de Rayleigh.
Estado de las Secciones de Miembros	En general, los criterios de la norma utilizan secciones no fisuradas. Se permite el uso de secciones fisuradas pero no se recomiendan métodos para ello. Especialmente en el caso de edificaciones de múltiples niveles, se considera que la hipótesis de miembros no fisurados es conservadora.
Modelo Analizado	El cálculo de las solicitaciones en los miembros de la estructura y sus deformaciones ocurren en el rango elástico. La deformación máxima implica incrementar estas últimas por 0.8 R. La norma incluye consideraciones particulares para la determinación de las fuerzas de diseño en componentes, apéndices e instalaciones.
Dirección de ataque de la acción sísmica	La norma establece que la acción sísmica actúa en dos direcciones asociadas a los planos resistentes significativos del edificio. Esta consideración puede ser mejorada tomando en cuenta los resultados de estudios más recientes. La norma establece que las estructuras deberán ser diseñadas para la acción simultánea de las dos componentes sísmicas horizontales. En los miembros estructurales se combinan las solicitaciones debidas a ambas componentes con los criterios: (a) Raíz cuadrada de suma de los cuadrados (b) El valor absoluto de una componente en una dirección más el 30% de la

	componente en la dirección ortogonal, y viceversa (c) Opcionalmente se podrá utilizar el criterio CQC3 con la dirección más desfavorable del movimientos sísmico; en este caso, se podrá utilizar una relación de intensidades no menor a 0,70 (esto en el caso CQC3; en los otros casos, ambas componentes ortogonales se tomarán de igual intensidad).
Interacción con mampostería de cerramientos	Sin que sea prescriptivo, algunos proyectistas evalúan los resultados de dos modelos: sin la presencia de los tabiques de fachada y con su interacción simulada por la presencia de diagonales con un módulo de elasticidad adecuado. Los modelos de biela diagonal sugeridos por la norma, deberían ser acompañados de orientaciones mejor definidas para el análisis.
Edificios de muros portantes de concreto armado	La norma no incluye orientaciones suficientes para el correcto modelado de esta tipología estructural.
Comentarios adicionales:	-
MÉTODOS DE ANÁLISIS	
Análisis estático equivalente	Limitado a estructuras regulares de no más de 10 pisos ni 30 metros. Se incluyen distintas expresiones para la determinación del período fundamental, que se basan en el cociente de Rayleigh, y se proponen expresiones aproximadas en función de la altura y del tipo del edificio.
Análisis dinámico plano (1GDL por planta)	<p>Considera un grado de libertad lateral por planta. Se emplea este método:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Para estructuras regulares de más de 10 pisos o más de 30 m. - Cuando la masa de un piso exceda 1.3 veces la masa de alguno de los pisos contiguos (se exceptúa el último nivel) - Cuando la dimensión horizontal de la planta en algún piso exceda 1.3 veces la de pisos adyacentes. Se excluye último nivel. - Cuando el cociente entre la altura de la estructura y la menor dimensión en la base exceda 4. También si esto se cumple en alguna porción significativa de la estructura. <p>En todos los casos, este método exige cumplir con un criterio mínimo de número de modos a incluir en el análisis. Se incluyen fórmulas para edificios de menos o más de veinte pisos, con valores mínimos de 3 y 4 respectivamente. Se incluyen procedimientos para estimar los cortes basales mínimos. También se consideran efectos p delta para obtener incrementos eventuales de fuerza cortante, desplazamientos y derivas.</p>
Método de la torsión estática equivalente	Para los casos de análisis simplificado (estático equivalente y dinámico plano) se incluye un procedimiento de verificación de los momentos torsores, con criterios que incluyen la excentricidad accidental, la amplificación dinámica torsional en las direcciones analizadas.
Análisis dinámico espacial (3GDL por planta)	<p>Superposición modal con 3 grados de libertad por planta. Se aplicará en los siguientes casos:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Irregularidades Verticales <ol style="list-style-type: none"> 1. Entrepiso blando: La rigidez lateral de algún entrepiso es menor que 0.7 veces del entrepiso superior o 0.8 veces el promedio de los 3 entrepisos superiores. Se debe considerar la rigidez de la mampostería de relleno.

	<p>En el caso en que la contribución de la rigidez de la tabiquería sea mayor para el piso inferior que para los superiores, ésta se podrá omitir.</p> <ol style="list-style-type: none"> 2. Entrepiso débil: La resistencia lateral de algún entrepiso es menor que 0,7 veces la del piso superior o 0,8 veces el promedio de las resistencias de los 3 entrepisos superiores. En la evaluación de la resistencia se incluye la tabiquería. En el caso de que su contribución sea mayor para el inferior que para los superiores, se puede omitir. 3. Aumento de masa con elevación: si la masa crece sistemáticamente con la altura. Se toman en cuenta los apéndices. 4. Discontinuidades en el plano del sistema resistente: Columnas o muros interrumpidos, reducciones mayores del 20% en las secciones de las columnas, de un nivel al otro y desalineamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos pisos consecutivos, superior a un tercio de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento. 5. Falta de conexión entre miembros verticales (si no se conectan al diafragma en algún nivel). <p>- Irregularidades en planta</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Gran excentricidad (distancia entre el centro de cortantes y centro de rigidez): Mayor al 20% del radio de giro inercial. 2. Riesgo torsional elevado: a) el radio de giro torsional es inferior al 50% del radio de giro inercial, b) la excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el 20% del radio de giro torsional en alguna dirección. 3. Sistema no ortogonal: cuando una porción importante de los planos del sistema sismorresistente no sean paralelos a los ejes principales de dicho sistema. <p>Se incluyen procedimientos para estimar los cortes basales mínimos. También se consideran efectos p delta para obtener incrementos eventuales de fuerza cortante, desplazamientos y derivas.</p> <p>Se consideran efectos de excentricidad accidental, para lo cual se añaden a los resultados del análisis los efectos estáticos de una excentricidad del cortante igual al 6% de la dimensión de la planta perpendicular a la dirección del cortante analizado.</p>
<p>Análisis dinámico con diafragma flexible</p>	<p>Diafragma flexible</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Cuando la rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4 cm de espesor y la relación largo/ancho no sea mayor que 4.5. 2. Cuando un número significativo de plantas tenga entrantes cuya menor longitud exceda el cuarenta por ciento (40%) de la dimensión del menor rectángulo que inscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección del entrante; o cuando el área de dichos entrantes supere el treinta por ciento (30%) del área del citado rectángulo circunscrito. 3. Cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas. 4. Cuando existan aberturas prominentes adyacentes a planos 5. sismorresistentes importantes o, en general, cuando se carezca de 6. conexiones adecuadas con ellos. 7. Cuando en alguna planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5.

	<p>Se utiliza el método de los elementos finitos para modelar los diafragmas. El número de modos de análisis deberá ser tal que la suma de sus masas participativas sea, al menos, el 90% de la masa total de la estructura. Se tomará en cuenta la torsión adicional por excentricidad accidental de manera tal que la distribución de masas de cada piso genere un desplazamiento del centro de masas, del 3% de la dimensión de la planta en cada dirección de análisis.</p> <p>Se realiza el control de cortante mínimo y del efecto p delta.</p>
Método de análisis dinámico con acelerogramas	<p>El método es de aplicación general. En particular se requiere para estructuras no tipificadas en la norma. En estas estructuras se recomienda un análisis inelástico que suministre valores realistas de las demandas de ductilidad de la estructura y sus componentes. El diagrama de restitución adoptado deberá ser respaldado por información experimental. Puede ser utilizado en sustitución de los métodos de análisis basados en modelos elásticos del edificio.</p> <p>Se utilizarán métodos de integración directa con al menos cuatro acelerogramas o pares de acelerogramas correlacionados, compatibles con el espectro normativo. Deberán incluirse los efectos p delta.</p>
Análisis estático inelástico (pushover)	<p>Es un procedimiento complementario, que ayuda a determinar mecanismos de falla, zonas críticas y demandas globales o locales de ductilidad. No sustituye a los métodos de análisis anteriores, especificados en la norma. Este procedimiento permite la obtención de índices del valor de ductilidad global y/o factor de reducción de respuesta en función de las características mecánicas de los miembros diseñados con diagramas de restitución adecuados. Se considera que pueden obtenerse buenos resultados mediante la aplicación de fuerzas de piso, monotónicamente crecientes, proporcionales a las que se obtienen con la aplicación de los métodos lineales, hasta valores que definan sucesivamente la resistencia global y cedente, la sobrerresistencia sin excesiva degradación y quizás el nivel de inestabilidad.</p>
Otros métodos de análisis	<p>La norma venezolana no contempla el uso de otros métodos, sin embargo, otras normas sí, como son los casos de: Ecuador y Costa Rica.</p>
VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD Y/O DESEMPEÑO	
<p>En la verificación de la seguridad y/o desempeño esperado, se emplean las combinaciones de sollicitaciones establecidas en la Norma COVENIN 1753 vigente, así como las capacidades nominales obtenidas con las Normas de Diseño citadas.</p>	
Control de Cortantes Mínimos de Diseño	<p>Se establecen limitaciones a los cortantes de diseño: (a) un límite general igual a (αA_0) dividido por (R); (b) un límite restringido a los métodos de análisis dinámico, el cual está sustentado en una aplicación simplificada del método estático equivalente (donde interviene el período fundamental estimado empíricamente y el factor de reducción R).</p> <p>Se debe verificar que el cortante producto del análisis dinámico no sea inferior al cortante definido por el método estático equivalente, y en todos los casos, nunca podrá ser menor que (αA_0) dividido por (R).</p>
Deformabilidad de la Estructura	<p>Se deben satisfacer dos limitaciones: (a) los efectos de segundo orden (P-Δ) se deben incorporar al exceder cierto límite; (b) la deriva entre niveles adyacentes está limitada a un máximo de 2,4% y valores inferiores según la importancia de la edificación (c) si se exceden ciertos límites de desplazamientos laterales, debe procederse a redimensionar la edificación.</p>

Límites de deformaciones torsionales	Verificación de valores tolerables.
Otros aspectos de interés	--
EVALUACIÓN Y ADECUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	
Normativa	La Norma incluye algunas recomendaciones en el Capítulo 12. Prácticamente la Norma establece los criterios necesarios para rehabilitar o intervenir una edificación existente, a fin de cumplir con los requisitos y objetivos de desempeño establecidos en la Normativa vigente para estructuras nuevas. Se establecen sismos de diseño y/o revisión, función de los valores de R asignados a la edificación. Estos dependen del año de edificación o proyecto.
APORTES NOVEDOSOS Y ASPECTOS VENTAJOSOS	
Comentarios	El articulado o prescripciones de la Norma, vienen acompañados de comentarios y aclaraciones sobre el contenido de la Norma.
Direccionalidad	Se reconoce la acción de tres componentes sísmicas ortogonales. La componente vertical se considera independiente de las demás. Se proponen tres métodos de combinación de las componentes horizontales: 1) Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones correspondientes a cada dirección del sismo. 2) el valor absoluto de las solicitaciones en una dirección más el 30% del valor absoluto de las solicitaciones en la dirección ortogonal, para cada una de las direcciones y 3) criterio CQC3 que incorpora la dirección más desfavorable del sismo y se puede utilizar una relación de intensidades de las dos componentes no menor que 70%.
Componente vertical	El coeficiente de la aceleración vertical, se tomará como 0.7 veces los valores de A_0 . Su efecto neto es aproximadamente proporcional a la carga permanente con dos sentidos posibles. Equivale a estimar el efecto total del sismo como: $S = S_h \pm 0.3S_v$. En la práctica el sismo vertical se asocia a los factores de carga de las combinaciones del diseño.
Los Estudios de Sitio	Los estudios de sitio, opción novedosa en su momento, ha facilitado la optimización en las medidas de prevención, así como la evaluación de la confiabilidad estructural exigida por ejemplo en Normas ISO.
Evaluación de los Efectos Torsionales	Si bien este fue un aporte novedoso en la última versión de la Norma, su aplicación resulta algo compleja. Se requiere la elaboración de una nueva versión que siendo más sencilla, cubra la función deseada.
Instrumentación Sísmica	La Norma tiene un Capítulo dedicado al tipo de instrumento y localización en función de las características de la edificación.
Dispositivos de reducción de respuesta sísmica	Se introduce un artículo que permite utilizarlos, aunque no se reglamenta su uso ni se dan más detalles. Se recomienda para ello la utilización de la metodología ICBO 1977 o FEMA 1997.
Método simplificado de análisis y diseño para viviendas de 1 y 2 pisos	La norma venezolana no incluye ningún tipo de metodología simplificada para viviendas de 1 y 2 pisos. En principio, estas pueden ser analizadas siguiendo los métodos establecidos en la norma.

Otros aspectos ventajosos	-
LIMITACIONES O DEBILIDADES	
Autoridad Competente	En el documento aquí examinado y en otras Normas COVENIN se hace referencia a la Autoridad Competente, la cual no existe actualmente.
Mapa de Fallas Activas	Normas aprobadas en los últimos años (como la de República Dominicana) incorporan mapas de fallas activas con umbrales en sus tasas de desplazamiento en el orden de 1 mm/año. Esta información se considera una debilidad de la Norma venezolana, ya que no las incluye. Criterios de aplicación a nivel de diseño del mapa de fallas activas.
Factores de Modificación de Espectros de Respuesta	En dos documentos vigentes (COVENIN 1756 aquí revisada y COVENIN 3621 para diseño de instalaciones industriales) los factores de modificación de los espectros de respuesta no son coincidentes. Este aspecto requiere atención.
Presencia de Irregularidades Topográficas	Es sabido que las irregularidades topográficas pronunciadas pueden amplificar los movimientos máximos del terreno. Esta es una limitación que debe subsanarse en próximas versiones de la Norma.
Factores de reducción de espectros	Se requiere revisar estos valores, tanto para estructuras de concreto armado como las de acero.
Espectros en Suelos Licuables que han sido mejorados	El problema de los suelos licuables ha sido motivo de controversia en casos particulares y no se han encontrado criterios bien definidos. Se requieren recomendaciones específicas que formen parte de un documento más amplio sobre los problemas geotécnicos en zonas sísmicas.
Interacción de la estructura portante con los elementos de mampostería no reforzada	Si bien la importancia de esta interacción se reconoce en la caracterización de irregularidades, en la Norma no hay criterios bien definidos para su incorporación en la respuesta a las acciones sísmicas.
Límites en la Deriva Tolerada	El sustento en las derivas permisibles debe revisarse. Los valores tolerados en la Norma parecen algo elevados.
Viviendas de una o dos plantas	Aun cuando las viviendas de cualquier número de niveles pueden ser diseñadas con los lineamientos de esta norma, no hay un articulado específico con recomendaciones simplificadas para su diseño o evaluación. Normas de otros países sí contienen estas especificaciones.
Evaluación del desempeño esperado	En la norma venezolana se incluye.
Sistemas de Aislamiento Sísmico o de Disipadores de Energía	Si bien en la Norma está abierta esa posibilidad, hay una ausencia total de información que oriente sobre la evaluación de sistemas, análisis de la respuesta y limitaciones.

Limitaciones en la Formación del Usuario	Esta limitación para la correcta aplicación de la Norma puede subsanarse entre otras medidas, con la elaboración de un Manual de Aplicación de las Normas.
Otras limitaciones o debilidades	---

BIBLIOGRAFÍA

- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE 7-10, 3rd printing). Reston, Virginia: Autor.
- Argentina, Instituto Nacional de Prevención Sísmica, Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles. (2012). *Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte I. Construcciones en general* (INPRES-CIRSOC 103). Buenos Aires, Argentina: Autor.
- Argentina, Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles. (2006). *Breve Reseña Histórica del Desarrollo de los Reglamentos de Seguridad Estructural*. Buenos Aires, Argentina: Autor.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente* (NSR-10). Bogotá: Autor.
- Bertero, V. (2009). *Connections: The EERI Oral History Series*. R. Reitherman (Ed.). Oakland, CA : Earthquake Engineering Research Institute.
- Bertero, V. (s.f.) *Evolucion de Los Codigos Sismicos UBC. Crónica de un desastre anunciado*. Disponible en <http://es.scribd.com/doc/171370598/V-Bertero-Evolucion-de-Los-Codigos-Sismicos-UBC>
- Boroschek, R. (2002). *Aislación sísmica de edificios*. Santiago, Chile: Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- Chile, Instituto Nacional de Normalización. (2009). *Diseño sísmico de edificios* (Norma Chilena Oficial NCh 433. Of96). Santiago de Chile, Chile: Autor.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures. Theory and Application to Earthquake Engineering* (4^a Ed.). Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall.
- Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL). (1999). Honduras: Evaluación de los daños ocasionados por el Huracán Mitch, 1998. Sus implicaciones para el desarrollo económico y social y el medio ambiente. Disponible en <http://www.eclac.cl/>
- Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN). (1988). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones* (Norma COVENIN 2002-88). Caracas, Venezuela: Autor.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN). (2001). *Edificaciones Sismorresistentes* (Norma COVENIN 1756:01). Caracas, Venezuela: Autor.

- Cornell, C. A. (1968). Engineering Seismic Risk Analysis. *Bulletin of the Seismologic Society of America*, 58(5), 1583-1606.
- Costa Rica, Colegio Federado de Ingenieros de Costa Rica, Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica*. San José de Costa Rica: Autor.
- Dowrick, D. (2003). *Earthquake resistant design and risk reduction*. Chichester, United Kingdom: Wiley.
- Ecuador, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2011). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. NEC 2011* (Decreto Ejecutivo N° 705). Quito, Ecuador: Autor.
- Estrella J. E. & Whittaker A.S. (2005). *The performance-based design paradigm* (Technical report MCEER-05-0011). Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, University of Buffalo. Buffalo, New York: Ketter Hall.
- Fardis, M. (2009). *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN – Eurocode 8*. New York: Springer.
- Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad (FONDONORMA). (2006). *Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural* (Norma Venezolana 1753-2006). Caracas, Venezuela: Autor.
- Genatios, C. (2010). *Vargas, desastre, proyecto y realidad*. Trabajo de ingreso a la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat, Caracas, Venezuela.
- Grases, J. (2014). *La amenaza sísmica. Estrategias preventivas*. Caracas, Venezuela: CAF.
- Gutiérrez, J. A. (septiembre, 2012). *Seismic Risk Prevention in Costa Rica: A Successful 39 Year Experience*. Trabajo presentado en las Memorias de la quinceava “World Conference On Earthquake Engineering” (15ª WCEE), Lisboa, Portugal.
- Kelly, J., Skinner, R. & Heine, A. (1972). Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures. *Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 5(3), 63-88.
- Kirikov, B. (1992). *History of Earthquake resistant construction, from antiquity to our times*. (P. I. Zabolotniy, Trad.). Madrid: Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, Fundación MAPFRE.
- Klingner R., Pubiano N., Bashandy T. & Sweeney S. (junio, 1996). *Evaluation and Analytical Verification of Shaking Table Data from Infilled Frames*. Trabajo presentado en las Memorias de la onceava “World Conference on Earthquake Engineering” (11ª WCEE), Acapulco, México.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical and earthquake engineering*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall.
- López, O. A. (2014). *Guía para la evaluación de edificaciones existentes con fines de adecuación sísmica*. Caracas, Venezuela: CAF.

- Madsen, H.O., Krenk & Lind, N. C. (1986). *Methods of structural safety*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall.
- Munich Re Touch. (2012). *Topics-Geo, Natural Catastrophes*. Recuperado de <http://www.munichre.com/touch/naturalhazards/en/publications/topics-geo/index.html>
- Muñoz, A., Blondet, M., Quintana, U. & León, H. (agosto, 2004). *Earthquake-Resistant Performance of Peruvian School Buildings*. Trabajo presentado en las Memorias de la treceava “World Conference on Earthquake Engineering” (13^a WCEE), Vancouver, Canadá.
- Muñoz, E., Núñez, F., Rodríguez, J. A., Ramos, A. & Otálora C. (2008). Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente en acero basado en confiabilidad estructural. *Revista ingeniería construcción*, 23(3), 125-144. Disponible en: http://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S071850732008000300001&lng=es&nrm=iso. ISSN 0718-5073
- Natural catastrophe know-how for risk management and research (NatCatService). Disponible en <http://www.munichre.com>
- Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres (UNISDR) & Corporación OSSO. (2013). *Impacto de los desastres en América Latina y el Caribe, 1990-2011* (Tendencias y estadísticas para 16 países. Informe). Ciudad de Panamá, Panamá: Disponible en http://eird.org/americas/noticias/Impacto_de_los_desastres_en_las_Americas.pdf
- Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres (UNISDR) . (2009). *Terminología Sobre Reducción del Riesgo de Desastres*. Ciudad de Panamá, Panamá: Autor. Disponible en <http://www.unisdr.org/we/inform/terminology>
- Orta, B., Adell J. M., Bustamante, R., García, A. & Vega, S. (julio-septiembre 2009). Ensayo en Lima (Perú) de edificio de adobe sismorresistente construido con el sistema de albañilería integral. *Informes de la Construcción*, 61(515), 59-65.
- Park, A. & Pauley, T. (1980). Concrete structures. In E. Rousenblueth (Ed.), *Design of earthquake resistant structures*. London: Pentech Press.
- Pauley, T. & Priestley, M.N.J (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Chichester, United Kingdom: Wiley.
- Perú, Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2003). *Reglamento Nacional de Edificaciones* (RNE: Título III Edificaciones, III.2 Estructuras, E.030, Diseño Sismorresistente). Lima, Perú: Autor.
- Quimby, B. (2007-2012). *A Beginner's Guide to ASCE 7-05*. Recuperado de www.bgstructuralengineering.com
- República Dominicana, Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, Dirección General de Reglamentos y Sistemas. (2011). *Reglamento para el Análisis y Diseño de Estructuras* (R-001, Decreto N° 201-11). Santo Domingo, República Dominicana: Autor.
- Rodríguez, M. E. & Blandón, J.J. (enero-junio 2003). Ensayos ante cargas laterales cíclicas reversibles de un edificio prefabricado de concreto reforzado de dos niveles. Parte I: descripción del

- estudio experimental. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (68), 55-92. Disponible en: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61806803>
- Salgado, M. A., Bernal, G.A., Yamin, L. E. & Cardona, O. D. (julio-diciembre, 2010). Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas colombianas de diseño sismo resistente NSR-10. *Revista de Ingeniería de la Universidad de los Andes, Bogotá*, (32), 28-37. Disponible en: http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0121-49930121-49932010000200004&lng=en&nrm=iso
- The Historical Society of Long Beach. (1981). *Earthquake '33: A Photographic History*. Long Beach, CA: Editor.
- U.S. Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (Fema 356/November 2000). Washington, DC: Autor.
- U.S. Geological Survey. (1971). *The San Fernando, California, earthquake of February 9, 1971* (Professional Paper 733, USGS and NOAA Report). Washington: Editor.
- Uniform Building Code (UBC). (2012). *Code Interpretations Manual Update*. Whittier, California: Autor. Disponible en http://ecodes.biz/ecodes_support/UPDATES/Books/Books_main.html
- Wen, Y. K. (2001). Reliability and performance-based design. *Structural Safety*, (23), 407-428.
- Wiegel, R. (1970). *Earthquake Engineering*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall.

AUTORES

Luis Gabriel Aycardi (Colombia)

Ingeniero Civil de la Universidad Nacional de Colombia, con estudios en Columbia University (New York) y Lehigh University (Pennsylvania). Profesor Universitario desde 1960, y de Graduados en Estructuras desde 1.967. Fundador y Profesor de la Escuela Colombiana de Ingeniería. Ha dictado 19 cursos diferentes. Ha realizado diseño estructural de millones de metros cuadrados de estructuras para edificios de vivienda, oficinas, instalaciones aeroportuarias, hospitales, universidades, centros comerciales, puentes; ha desarrollado consultoría sobre comportamiento sísmico de más de 100 edificios con alturas hasta de 48 pisos y consultorías sobre Patología Estructural. Ha sido distinguido como Profesor Emérito de la Universidad Nacional – 1990, Premio a Investigación del año en concreto, Asocreto 1986, Premio AICUN a la Trayectoria Profesional – 1995, Orden al Mérito Julio Garavito, Grado Gran Oficial, de la Sociedad Colombiana de Ingenieros, 1995. Premio Excelencia Profesional en Ingeniería Adexum, Premio Guillermo González Zuleta, de la Sociedad Colombiana de Ingenieros – 1996, Premio Internacional Vida y Obra, de CEMEX México – 2009. Medalla al Mérito Académico Antonio M. Gómez, de la Escuela Colombiana de Ingeniería 2010. Premio “Fundadores” Sociedad Colombiana de Ingenieros – 2010, Premio José Gómez Pinzón (Sociedad Colombiana de Ingenieros, la Sociedad Colombiana de Arquitectos y la Cámara Colombiana de la Construcción, Camacol) - 2012, Premio Lámpara de Diógenes – Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – 2013.

Marcial Blondet (Perú)

Ingeniero civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), M.Sc y Ph.D. Universidad de California, Berkeley (UCB), en ingeniería sismorresistente. De 1992 a 1999 trabajó como director de los laboratorios del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la UCB, donde condujo ensayos a escala natural de estructuras de acero y concreto armado. De 2005 al 2011 fue Decano de la Escuela de Posgrado de la PUCP, y actualmente dirige los programas de maestría en Ingeniería Civil y de doctorado en Ingeniería de esa universidad. Sus intereses profesionales están en el desarrollo de sistemas de refuerzo de bajo costo para viviendas de mampostería de ladrillo y adobe y la protección sísmica de monumentos históricos de tierra. Tiene numerosas publicaciones técnicas sobre estos temas y ha publicado manuales de construcción en albañilería confinada y en adobe reforzado.

Rubén Boroschek (Chile)

Ingeniero Civil de la Universidad de Costa Rica. M.Sc y Ph.D. de la Universidad de California Berkeley (UCB) donde fue ayudante de investigación y realizó un visita post doctoral. Ha sido consultor internacional por más de 28 años en temas de ingeniería sismorresistente, ingeniería sísmológica, dinámica experimental, y vulnerabilidad de infraestructura crítica. Por diez años fue el director del Centro Colaborador de Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud de la Organización de Mundial de Salud. Ha sido miembro del directorio de la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica de Chile y de la Asociación de Ingenieros Civiles Estructurales de Chile. En la actualidad es Profesor de la Universidad de Chile y Socio-Gerente de RBA Ltda. Ha escritos más de 150 artículos en revistas, congresos y un libro.

Francisco Javier Crisafulli (Argentina)

Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Cuyo, Argentina, Ph. D. in Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, Profesor Ingeniería Estructural y Responsable del Laboratorio de Estructuras del Instituto de Mecánica Estructural y Riesgo Sísmico (IMERIS), Universidad Nacional de Cuyo. Director de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo. Académico invitado en la Universidad de Pavia, Italia, en la Universidad de Minho, Portugal, y en la Universidad de California, Berkeley.

Miguel F. Cruz Azofeifa (Costa Rica)

Ingeniero Civil 1978 Universidad de Costa Rica. M.Sc. 1981 Universidad Central de Venezuela en Ingeniería Sismo- Resistente. Posgrado Geotecnia 1985 U. Politécnica de Madrid. Dr. en Ciencias 1996 Universidad Central de Venezuela, en Ingeniería Estructural. Catedrático Universidad de Costa Rica 1983-2010, Profesor Postgrado en Ingeniería Civil Universidad de Costa Rica. Miembro de la Comisión Permanente del Código Sísmico de Costa Rica. Miembro de la Comisión del Código de Cimentaciones de Costa Rica. Coordinador de la Comisión de la Norma Sísmica de Hospitales de El Salvador. Redactor de los Términos de Referencia para la contratación del Código Sísmico Dominicano. Miembro de la Comisión del Código Sísmico de Puentes de Costa Rica.

Carlos Genatios (Venezuela)

Ingeniero Civil Universidad Central de Venezuela (1980), M.Sc. U. Federal Rio de Janeiro, Dr. Sc. INSA Francia (1991) DEA U. Toulouse. Estudios post-doctorales ÉNS, Francia. Prof. titular Instituto de Materiales y Modelos Estructurales UCV, del cual fue Director

(1998-99). Lic. Filosofía UCV. Viceministro Desarrollo Urbano (1999). Ministro de Ciencia y Tecnología (1999-2002). Presidente Consejo Andino de Ciencia y Tecnología (2000-01). Consultor BID, CAF y BM. Cofundador 7 cátedras de pre y post grado, UCV. Autor o coautor de artículos científicos y de opinión y de seis libros sobre ingeniería estructural, prevención de desastres, vivienda y ciencia y tecnología. Cofundador: Centro Nacional Tecnologías de Información, Fondo investigación y desarrollo en telecomunicaciones, Ojo Electoral, Centro CITECI, Centro Pascal. Gran Oficial Orden Nacional del Mérito, Francia y Comendador Orden Palmas Académicas, Francia. Ganador en coautoría 1er premio nacional I+D en vivienda. Miembro de Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat.

José Grases Galofre (Venezuela)

Ingeniero Civil de la Universidad Central de Venezuela (UCV) en 1959, incorporado al Laboratorio de Ensayo de Materiales, pasantías en la Technische Hochschule, München y Cement and Concrete Association, London. Dr. Ciencias, Universidad Central de Venezuela, Jefe de División del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME), Director del IMME 1965-67, fundador del Curso Multinacional de Ingeniería Sísmica, iniciado en 1973. Miembro de varias comisiones de Normas en Venezuela, entre 1980 y 1999. Jubilado de la UCV en 1988, entra en la Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales, y miembro fundador de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat. Vicepresidente de la International Association for Earthquake Engineering 1992. Director de una empresa de consultoría desde 1988.

Jorge Gutiérrez Gutiérrez (Costa Rica)

Ingeniero Civil, Universidad de Costa Rica, 1970. M.Sc. (1973) y Ph.D. (1976) Universidad de California, Berkeley en Ingeniería estructural y sismorresistente. Profesor Catedrático Universidad de Costa Rica LANAMME (1969-1996), y ahora Profesor Emérito. Más de 56 publicaciones científicas y técnicas en los campos de su especialidad. Presentación de ponencias en más de treinta Seminarios y Congresos Internacionales. Ingeniero consultor en temas de análisis, diseño estructural sismo-resistente y readecuación sísmica de estructuras. Miembro del Consejo Universitario, Universidad de Costa Rica (1981-1985), Presidente (1985-1986). Vicerrector de Investigación, Universidad de Costa Rica (1994-1996). Miembro Fundador (1973 al presente) y Expresidente (1999-2006) de la Comisión Permanente del Código Sísmico de Costa Rica (1999-2010), CFIA. Miembro Fundador y Expresidente (1987-1989) de la Asociación Costarricense de Ingeniería Estructural. Gerente Investigación y Desarrollo, Corporación Holcim (Costa Rica) (2007-2009). Miembro del Consejo Editorial del “World Housing Encyclopedia”, proyecto conjunto del Earthquake Engineering Research Institute y de la International Association for Earthquake Engineering (EERI/IAEE) (2005-al

presente). Miembro del Comité Asesor de la “Revista Internacional de Métodos Numéricos para el Cálculo y Diseño en Ingeniería”, Barcelona, España, y del Comité Asesor del Boletín del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Universidad Central de Venezuela, Caracas, Venezuela, Miembro del Consejo Editorial de la revista científica “Journal of Bamboo and Rattan”, VSP, Holanda. (Desde 1999). Participación en Juntas Directivas: SNE (actual ARESEP) (1983-1986), ICE (1986-1994), RACSA (1989-1994), CNFL (1986-1989 y 1996-1998), CEMPASA (actual CEMEX) (1985-1990), CONICIT (1997-2003), Presidente Consejo Director (1999- 2001).

Richard E. Klingner (EEUU de América)

BS en Ingeniería Civil (1968), MS en Ingeniería Estructural (1969) y PhD en Ingeniería Sismorresistente (1977) de la Universidad de California en Berkeley. En adición a experiencia en consultoría, trabajó desde 1977 a 2013 como miembro de facultad de Ingeniería Civil en la Universidad de Texas en Austin (EEUU), de la cual es actualmente Profesor Emérito. Allí especializó en la investigación analítica y experimental de la respuesta dinámica de estructuras, el diseño sismo-resistente de estructuras de mampostería y de concreto reforzado, y anclajes en concreto. Ha publicado extensamente en estas áreas, siendo autor o co-autor de más de 500 trabajos técnicos, incluyendo más de 40 libros o capítulos de libros. Entre 2006 y 2012, llevó a cabo dos investigaciones sobre el comportamiento y diseño sísmico de mampostería, incluyendo ensayos a escala completa en mesa vibratoria. Durante el período 2002-2008, fue jefe del Masonry Standards Joint Committee, encargado del desarrollo de las normas sobre mampostería en los EEUU. Actualmente tiene nombramiento de Profesor Visitante en la Universidad de Costa Rica.

Marianela Lafuente (Venezuela)

Ingeniero Civil Universidad Central de Venezuela (1980), M.Sc. Universidade Federal de Rio de Janeiro, Dr. Sc. Institut National des Sciences Appliquées, Francia (1991). Post doctorado ENS Cachan. Prof. titular Instituto de Materiales y Modelos Estructurales UCV, del cual fue Directora (1999). Lic. Filosofía UCV y Lic. Letras U. Toulouse. Viceministra de Ciencia y Tecnología (1999-2002). Investigadora en ingeniería estructural, prevención de desastres, y en ciencia y tecnología. Consultora BID, CAF y BM. Cofundadora de 7 cátedras de pre y post grado en ingeniería UCV. Autora o coautora de numerosos artículos científicos, y de opinión y de varios libros. Cofundadora de: Centro Nacional de Tecnologías de Información, Fondo para investigación y desarrollo en telecomunicaciones, Centro CITECI, Centro Pascal. Ganadora en coautoría del Primer premio nacional investigación en vivienda. Designada individuo de número de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat.

Alfonso Malaver Rodríguez (Venezuela)

Ingeniero Civil, 1970, Universidad Santa María, Caracas. Master of Science in Earthquake Engineering, 1977, Stanford University, USA. Profesor de Pregrado y Postgrado, Universidad Católica Andrés Bello, Caracas. Subdirector de la Oficina Técnica Especial del Sismo (OTES- MOP) (1973-1975). Jefe del Dpto. de Ingeniería Sísmica de FUNVISIS (1978-1989). Miembro Comisión de Normas Sísmicas de FUNVISIS. Miembro del Consejo de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Católica Andrés Bello (1990-Presente). Ingeniero Consultor en la Empresa Coral 83 Ingeniería de Consulta (1990-Presente). Autor o Coautor de 62 Artículos Técnicos en las áreas de Ingeniería Sísmica, Evaluación Estructural, Patología e Instrumentación Sísmica.

Ottón Lara Montiel (Ecuador)

Ingeniero Civil del Instituto Tecnológico de Monterrey (1968), M.Sc. University of California, Berkeley, USA (1978), Ph.D University of British Columbia (2010). Profesor de ingeniería Civil Universidad Politécnica del Litoral, Guayaquil, Ecuador. Presidente y Director del Área de diseño de puentes y diseño de sistemas de protección sísmica en Sísmica Ingenieros Consultores Cía. Ltda., desde 1969 a la fecha.

Oscar Andrés López Sánchez (Venezuela)

Ingeniero Civil, Universidad Central de Venezuela (UCV), MSc. y Ph.D. University of California, Berkeley. Profesor titular del Instituto de Materiales y Modelos estructurales (IMME), del cual ha sido director en dos ocasiones, UCV. Asesor de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas. Consultor en Ingeniería Sismo Resistente. Premio Nacional del Ministerio de Ciencia y Tecnología al mejor Trabajo Científico, Tecnológico y de Innovación en la mención Investigación Tecnológica en 1998, 2002, 2005 y 2009. Miembro de las comisiones de normas sismo resistentes de Venezuela. Miembro de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat, Sillón XXXV. Autor de numerosas publicaciones en ingeniería sísmica.

Héctor E. O'Reilly Pérez (República Dominicana)

Ingeniero Civil en la Universidad Autónoma de Santo Domingo (USAD) en 1973, Ms Sc en Ingeniería Sismo-Resistente en el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Universidad Central de Venezuela (UCV) en el 1977, Estudios de Análisis de Riego Sísmico en Universidad Simón Bolívar de Venezuela en 1976. Investigador a tiempo parcial en el IMME desde 1975 al 1977. Profesor e investigador en la UASD 1977-

1997, Profesor en INTEC en 1977-1979, Director del Departamento de Ingeniería Civil en la UASD 1979-1980. Miembro Fundador de la Sociedad Dominicana de Sismología e Ingeniería Sísmica (SODOSISMICA) en 1977, pasado Presidente y actual miembro de su Consejo de Directores. Representante de República Dominicana a la Asociación Mundial de Ingeniería Sísmica, Miembro de ACI, Miembro de la Comisión Nacional de Normas, Reglamentos y Sistemas, Autor de los Análisis de Amenaza Sísmica incluyendo los mapas para el Reglamento Sísmico de los años 1979 y el nuevo del 2011, coautor de la redacción original de esos mismos Reglamentos Sísmicos. Publicaciones en Congresos y Seminarios nacionales e Internacionales, Diseñador de Estructuras de Edificios Multipisos, Hoteles, Centros de Convenciones, Instalaciones Deportivas, Estructuras Industriales, silo, Tanques y Puentes. Evaluación y Adecuación (Retrofit) de Estructuras diversas. Actualmente Consultor en Ingeniería Estructural Sismo-resistente y Presidente de OBINSA fundada en 1983.

Sandra Santa Cruz (Perú)

Ingeniera Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, obtuvo sus títulos de Maestría y Doctorado en la Universidad Nacional Autónoma de México. Ha participado como consultora independiente en proyectos de organismos internacionales en temas de gestión de riesgos naturales. Tiene experiencia en la coordinación y ejecución de proyectos de desarrollo de tecnología y software, análisis de peligro sísmico y cálculo estructural. Ha publicado artículos en revistas técnicas arbitradas, de difusión y en memorias de congresos científicos. Actualmente se desempeña como profesora y asesora de tesis en la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Alberto Sarria Molina (Colombia)

Ingeniero Civil en la Universidad de Los Andes de Bogotá, y Decano de la Facultad de Ingeniería por 10 años. Dedicado al estudio de los terremotos, fue profesor titular de esa cátedra hasta su jubilación. Ha escrito varios textos sobre Sismología e Ingeniería Sismorresistente, miembro de la Comisión de Normas de Colombia. Como consecuencia del terremoto de Popayán, 1983, fue designado coordinador de los trabajos de campo, lo cual se publicó en un grueso volumen de resultados. Ha presentado múltiples trabajos en reuniones técnicas y congresos internacionales.



GeóPOLIS, es un programa de CAF –banco de desarrollo de América Latina– que desarrolla una visión integral y multidisciplinaria para el fortalecimiento de capacidades en América Latina y el Caribe sobre prevención y gestión de riesgos de desastres. Articula una red de ingenieros y especialistas con alto nivel académico y comprobada experticia en las líneas de investigación del programa: (i) ingeniería sísmica, (ii) planificación y fortalecimiento institucional para la reducción de riesgos de desastres, y (iii) cambio climático y disponibilidad de recursos hídricos. La serie GeóPOLIS consiste en un conjunto de documentos orientados a difundir las experiencias, estudios de casos y mejores prácticas de la región con el objetivo de mejorar la calidad de vida de nuestras sociedades.