

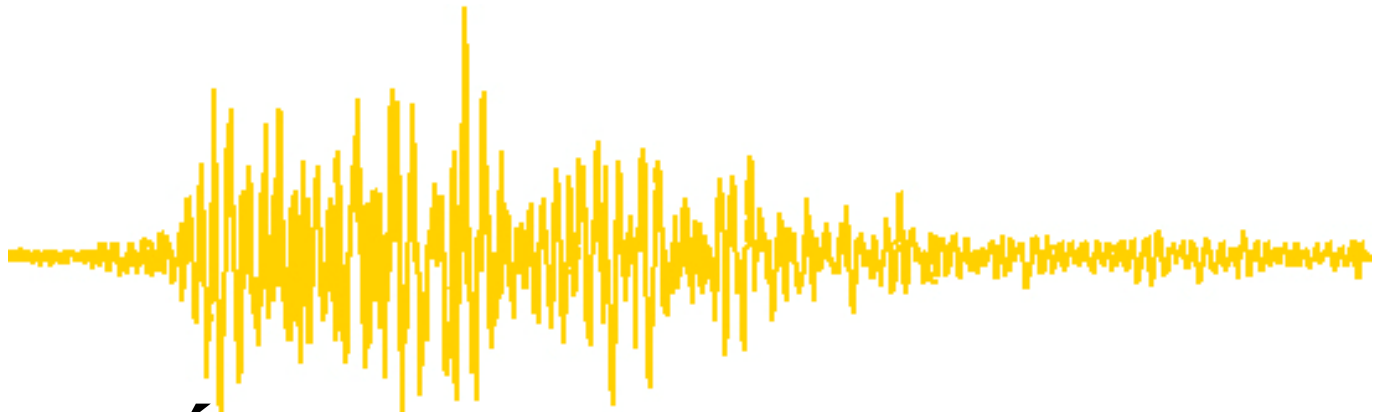


Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio
Viceministerio de Vivienda
Dirección del Sistema Habitacional
República de Colombia

**COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN
DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES**
(Creada por la Ley 400 de 1997)

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10



TÍTULO A – REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

Secretaría de la Comisión:

ais Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 19A N° 84-14, Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: +57-1-530-0826 • Fax: +57-1- 530-0827 • asosismica@gmail.com



Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio

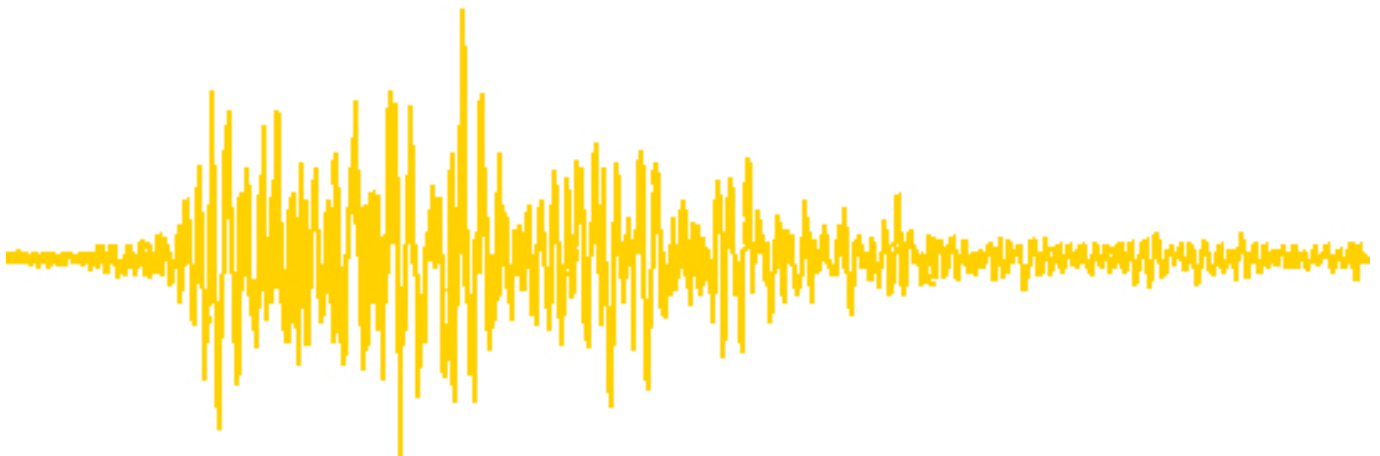
Viceministerio de Vivienda

Dirección del Sistema Habitacional

República de Colombia

**COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN
DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)**

NOTAS:



Secretaría de la Comisión:

ais Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 19A N° 84-14, Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: +57-1-530-0826 • Fax: +57-1- 530-0827 • asosismica@gmail.com

TÍTULO A

REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

ÍNDICE

CAPÍTULO A.1 – INTRODUCCIÓN	A-1
A.1.1 – NORMAS SISMO RESISTENTES COLOMBIANAS	A-1
A.1.2 – ORGANIZACIÓN DEL PRESENTE REGLAMENTO	A-1
A.1.2.1 – TEMARIO	A-1
A.1.2.2 – OBJETO	A-2
A.1.2.3 – ALCANCE	A-2
A.1.2.4 – EXCEPCIONES	A-3
A.1.2.5 – DEFINICIONES	A-3
A.1.3 – PROCEDIMIENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES, DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO	A-3
A.1.3.1 – GENERAL	A-3
A.1.3.2 – ESTUDIOS GEOTÉCNICOS	A-3
A.1.3.3 – DISEÑO ARQUITECTÓNICO	A-3
A.1.3.4 – DISEÑO ESTRUCTURAL	A-4
Tabla A.1.3-1 – Procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas y existentes	A-4
Paso 1 – Predimensionamiento y coordinación con los otros profesionales	A-4
Paso 2 – Evaluación de las solicitudes definitivas	A-4
Paso 3 – Obtención del nivel de amenaza sísmica y los valores de A_h y A_v	A-4
Paso 4 – Movimientos sísmicos de diseño	A-5
Paso 5 – Características de la estructuración y del material estructural empleado	A-5
Paso 6 – Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis	A-5
Paso 7 – Determinación de las fuerzas sísmicas	A-6
Paso 8 – Análisis sísmico de la estructura	A-6
Paso 9 – Desplazamientos horizontales	A-6
Paso 10 – Verificación de derivas	A-6
Paso 11 – Combinación de las diferentes solicitudes	A-6
Paso 12 – Diseño de los elementos estructurales	A-7
A.1.3.5 – DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	A-7
A.1.3.6 – DISEÑO SÍSMICO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	A-7
A.1.3.7 – REVISIÓN DE LOS DISEÑOS	A-8
A.1.3.8 – CONSTRUCCIÓN	A-8
A.1.3.9 – SUPERVISIÓN TÉCNICA INDEPENDIENTE	A-8
A.1.3.9.1 – Edificaciones indispensables y de atención a la comunidad	A-8
A.1.3.9.2 – Edificaciones diseñadas y construidas de acuerdo con el Título E del Reglamento	A-8
A.1.3.9.3 – Supervisión técnica independiente exigida por los diseñadores	A-8
A.1.3.9.4 – Idoneidad del supervisor técnico independiente	A-9
A.1.3.9.5 – Alcance de la supervisión técnica independiente	A-9
A.1.3.9.6 – Edificaciones donde no se requiere supervisión técnica independiente	A-9
A.1.3.9.7 – Sistemas de aislamiento sísmico	A-9
A.1.3.9.8 – Disipadores de energía	A-9
A.1.3.9.9 – Intervención en el sistema estructural	A-9
A.1.3.10 – EDIFICACIONES INDISPENSABLES	A-9
A.1.3.11 – CASAS DE UNO Y DOS PISOS	A-9
A.1.3.12 – ASPECTOS FUNDAMENTALES DE DISEÑO	A-9
A.1.3.13 – CONSTRUCCIÓN RESPONSABLE AMBIENTALMENTE	A-10
A.1.3.14 – RÉGIMEN DE RESPONSABILIDAD DE LOS PROFESIONALES	A-10
A.1.4 – CONSIDERACIONES ESPECIALES	A-10
A.1.4.1 – POR TAMAÑO Y GRUPO DE USO	A-10
A.1.4.2 – SISTEMAS PREFABRICADOS	A-10
A.1.5 – DISEÑOS, PLANOS, MEMORIAS Y ESTUDIOS	A-10
A.1.5.1 – DISEÑADOR RESPONSABLE	A-10
A.1.5.2 – PLANOS	A-11
A.1.5.2.1 – Planos estructurales	A-11
A.1.5.2.2 – Planos arquitectónicos y de elementos no estructurales arquitectónicos	A-11
A.1.5.2.3 – Planos hidráulicos y sanitarios, eléctricos, mecánicos y de instalaciones especiales	A-11
A.1.5.3 – MEMORIAS	A-12
A.1.5.3.1 – Memorias estructurales	A-12
A.1.5.3.2 – Memorias de otros diseños	A-12
A.1.5.4 – ESTUDIO GEOTÉCNICO	A-12
A.1.6 – OBLIGATORIEDAD DE LAS NORMAS TÉCNICAS CITADAS EN EL REGLAMENTO	A-12
A.1.6.1- NORMAS NTC	A-12
A.1.6.2 – OTRAS NORMAS	A-12
A.1.6.3 – REFERENCIAS	A-12
A.1.7 – SISTEMA DE UNIDADES	A-13
A.1.7.1 – SISTEMA MÉTRICO SI	A-13
A.1.7.2 – REFERENCIAS AL SISTEMA MÉTRICO mks	A-13

CAPÍTULO A.2 – ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA Y MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO	A-15
A.2.0 – NOMENCLATURA	A-15
A.2.1 – GENERAL	A-16
A.2.1.1- MOVIMIENTOS SÍSMICOS PRESCRITOS	A-16
A.2.1.2 – EFECTOS LOCALES DIFERENTES	A-16
A.2.1.2.1 – Estudios de microzonificación sísmica	A-16
A.2.1.2.2 – Estudios sísmicos particulares de sitio	A-16
A.2.1.3- MOVIMIENTOS SÍSMICOS DIFERENTES	A-16
A.2.2 – MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO	A-16
Tabla A.2.2 –1 –Valores de A_a y de A_v según las regiones de los mapas de las figuras A.2.3-2 y A.2.3-3	A-17
A.2.3 – ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA	A-17
A.2.3.1 – ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA BAJA	A-17
A.2.3.2 – ZONA DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA	A-17
A.2.3.3 – ZONA DE AMENAZA SÍSMICA ALTA	A-17
Tabla A.2.3-1 – Nivel de amenaza sísmica según valores de A_a y de A_v	A-17
Tabla A.2.3-2 – Valor de A_a y de A_v para las ciudades capitales de departamento	A-18
Figura A.2.3-1 – Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de A_a y A_v	A-19
Figura A.2.3-2 – Mapa de valores de A_a	A-20
Figura A.2.3-3 – Mapa de valores de A_v	A-21
A.2.4 – EFECTOS LOCALES	A-22
A.2.4.1 – GENERAL	A-22
A.2.4.1.1 – Estabilidad del depósito de suelo	A-22
A.2.4.1.2 – Procedimientos alternos	A-22
A.2.4.2 – TIPOS DE PERFIL DE SUELO	A-22
A.2.4.3 – PARÁMETROS EMPLEADOS EN LA DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO	A-22
A.2.4.3.1 – Velocidad media de la onda de cortante	A-22
A.2.4.3.2 – Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar	A-23
A.2.4.3.3 – Resistencia media al corte	A-23
A.2.4.3.4 – Índice de plasticidad	A-23
A.2.4.3.5 – Contenido de agua	A-24
A.2.4.4 – DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO	A-24
Tabla A.2.4-1 – Clasificación de los perfiles de suelo	A-24
A.2.4.5 – PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN	A-24
A.2.4.5.1 – Paso 1	A-24
A.2.4.5.2 – Paso 2	A-24
A.2.4.5.3 – Paso 3	A-24
Tabla A.2.4-2 – Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E	A-25
A.2.4.5.4 – Velocidad de la onda de cortante en roca	A-25
Tabla A.2.4-3 – Valores del coeficiente F_a para la zona de períodos cortos del espectro	A-25
Tabla A.2.4-4 – Valores del coeficiente F_v para la zona de períodos intermedios del espectro	A-26
Figura A.2.4-1 – Coeficiente de amplificación F_a del suelo para la zona de períodos cortos del espectro	A-26
Figura A.2.4-2 – Coeficiente de amplificación F_v del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro	A-27
A.2.5 – COEFICIENTE DE IMPORTANCIA	A-27
A.2.5.1 – GRUPOS DE USO	A-27
A.2.5.1.1 – Grupo IV – Edificaciones indispensables	A-27
A.2.5.1.2 – Grupo III – Edificaciones de atención a la comunidad	A-28
A.2.5.1.3 – Grupo II – Estructuras de ocupación especial	A-28
A.2.5.1.4 – Grupo I – Estructuras de ocupación normal	A-28
A.2.5.2 – COEFICIENTE DE IMPORTANCIA	A-28
Tabla A.2.5.-1 – Valores del coeficiente de importancia, I	A-28
A.2.6 – ESPECTRO DE DISEÑO	A-28
A.2.6.1 – Espectro de aceleraciones	A-28
Figura A.2.6-1 — Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g	A-29
A.2.6.2 – Espectro de velocidades	A-29
Figura A.2.6-2 — Espectro elástico de velocidades (m/s) de diseño	A-30
A.2.6.3 – Espectro de desplazamientos	A-30
Figura A.2.6-3 - Espectro elástico de desplazamientos (m) de diseño	A-31
A.2.7 – FAMILIAS DE ACELEROGRAMAS	A-31
A.2.8 – COMPONENTE VERTICAL DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS	A-32
A.2.9 – ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA	A-32
A.2.9.3 – ALCANCE	A-32
A.2.9.3.1 – Geología y neotectónica	A-32
A.2.9.3.2 – Sismología regional	A-33
A.2.9.3.3 – Definición de fuentes sismogénicas	A-33
A.2.9.3.4 – Determinación de la aceleración y velocidad esperada para las ondas sísmicas de diseño en roca	A-33
A.2.9.3.5 – Estudios geotécnicos	A-34
A.2.9.3.6 – Estudios de amplificación de onda, zonificación y obtención de movimientos sísmicos de diseño en superficie	A-35
A.2.9.3.7 – Aprobación del estudio de microzonificación	A-36
A.2.9.4 – EMPLEO DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, R	A-36
Figura A.2.9-1 — Variación del coeficiente de disipación de energía R	A-37
A.2.9.5 – ARMONIZACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA CON LA PRESENTE VERSIÓN DEL REGLAMENTO	A-37
A.2.10 – ESTUDIOS SÍSMICOS PARTICULARES DE SITIO	A-37
A.2.10.1 – PROPÓSITO	A-37

Tabla A.2.10-1 – Casos en los cuales se requiere estudio sísmico particular de sitio	A-38
A.2.10.2 – ALCANCE Y METODOLOGÍA	A-38
A.2.10.2.1 – Entorno geológico y tectónico, sismología regional, y fuentes sismogénicas	A-38
A.2.10.2.2 – Espectro de aceleración de diseño en roca y familias de acelerogramas a utilizar	A-38
A.2.10.2.3 – Exploración geotécnica adicional a la requerida para el diseño de la cimentación	A-38
A.2.10.2.4 – Estudio de amplificación de onda y obtención de los movimientos sísmicos de diseño en superficie	A-39
A.2.10.3 – UTILIZACIÓN DE LOS RESULTADOS	A-40
A.2.11 – NORMAS TÉCNICAS MENCIONADAS EN ESTE CAPÍTULO	A-40
CAPÍTULO A.3 – REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO SISMO RESISTENTE	A-41
A.3.0 – NOMENCLATURA	A-41
A.3.1 – BASES GENERALES DE DISEÑO SISMO RESISTENTE	A-42
A.3.1.1 – PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	A-42
A.3.1.2 – CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURACIÓN	A-42
A.3.1.3 – CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA MÍNIMA REQUERIDA	A-42
A.3.1.4 – RESISTENCIA SÍSMICA EN LAS DIFERENTES DIRECCIONES HORIZONTALES	A-42
A.3.1.5 – TRAYECTORIA DE LAS FUERZAS	A-42
A.3.1.6 – SISTEMAS DE RESISTENCIA SÍSMICA ISOSTÁTICOS	A-43
A.3.1.7 – SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA PREFABRICADOS	A-43
A.3.1.8 – MATERIALES ESTRUCTURALES DISEÑADOS USANDO EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO	A-43
A.3.2 – SISTEMAS ESTRUCTURALES	A-43
A.3.2.1 – TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES	A-43
A.3.2.1.1 – Sistema de muros de carga	A-43
A.3.2.1.2 – Sistema combinado	A-43
A.3.2.1.3 – Sistema de pórtico	A-43
A.3.2.1.4 – Sistema dual	A-43
A.3.2.2 – CLASIFICACIÓN EN UNO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES	A-44
A.3.2.3 – LÍMITES DE ALTURA PARA LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES	A-44
A.3.2.4 – COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES EN LA ALTURA	A-44
A.3.2.4.1 – Máximo valor de R permitido	A-44
A.3.2.4.2 – Pisos livianos	A-44
A.3.2.4.3 – Estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez	A-44
A.3.2.4.4 – Estructura rígida apoyada sobre una estructura con menor rigidez	A-44
A.3.2.5 – COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES EN PLANTA	A-44
A.3.2.6 – ELEMENTOS COMUNES A VARIOS SISTEMAS ESTRUCTURALES	A-44
A.3.3 – CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN	A-45
A.3.3.1 – GENERAL	A-45
A.3.3.2 – DEFINICIÓN DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	A-45
A.3.3.3 – REDUCCIÓN DEL VALOR DE R PARA ESTRUCTURAS IRREGULARES Y CON AUSENCIA DE REDUNDANCIA	A-45
A.3.3.4 – CONFIGURACIÓN EN PLANTA	A-45
A.3.3.5 – CONFIGURACIÓN EN LA ALTURA	A-45
A.3.3.5.1 – Excepciones a las irregularidades en altura	A-45
A.3.3.6 – EDIFICACIONES EN ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA BAJA DE LOS GRUPOS DE USO I Y II	A-45
A.3.3.7 – EDIFICACIONES EN ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA DEL GRUPO DE USO I	A-45
A.3.3.8 – AUSENCIA DE REDUNDANCIA EN EL SISTEMA ESTRUCTURAL DE RESISTENCIA SÍSMICA	A-45
A.3.3.8.1 – En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía mínima (DMI)	A-45
A.3.3.8.2 – En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES)	A-46
A.3.3.9 – USO DEL COEFICIENTE DE SOBRERRESISTENCIA Ω_0	A-46
A.3.4 – MÉTODOS DE ANÁLISIS	A-47
A.3.4.1 – MÉTODOS RECONOCIDOS	A-47
A.3.4.2 – MÉTODO DE ANÁLISIS A UTILIZAR	A-47
A.3.4.2.1 – Método de la fuerza horizontal equivalente	A-47
A.3.4.2.2 – Método del análisis dinámico elástico	A-47
A.3.4.2.3 – Método del análisis dinámico inelástico	A-47
A.3.4.2.4 – Método del análisis no lineal estático de plastificación progresiva	A-47
A.3.4.3 – RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA Y SUS ELEMENTOS	A-48
A.3.5 – REQUISITOS PARA LOS MATERIALES ESTRUCTURALES	A-48
A.3.6 – EFECTOS SÍSMICOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	A-48
A.3.6.1 – GENERALIDADES	A-48
A.3.6.1.1 – Elementos del sistema de resistencia sísmica	A-48
A.3.6.1.2 – Elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica	A-48
A.3.6.2 – COMBINACIÓN DE LOS EFECTOS DE CARGA	A-48
A.3.6.3 – DIRECCIÓN DE APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS	A-48
A.3.6.3.1 – Casos en los cuales hay que tener en cuenta los efectos ortogonales	A-48
A.3.6.3.2 – Efectos ortogonales	A-48
A.3.6.4 – AMARRES Y CONTINUIDAD	A-49
A.3.6.4.1 – Partes de la edificación	A-49
A.3.6.4.2 – Vigas de amarre en la cimentación	A-49
A.3.6.5 – ELEMENTOS COLECTORES	A-49
A.3.6.6 – DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA CORTANTE EN EL PISO	A-49
A.3.6.7 – TORSIÓN EN EL PISO	A-49
A.3.6.7.1 – Torsión accidental	A-49
A.3.6.7.2 – Torsión debida a la no coincidencia del centro de masa y de rigidez	A-50
A.3.6.7.3 – Torsión de diseño	A-50

A.3.6.8 – DIAFRAGMAS	A-50
A.3.6.9 – ELEMENTOS LOCALIZADOS DEBAJO DE LA BASE	A-51
A.3.6.10 – MUROS ESTRUCTURALES	A-51
A.3.6.11 – ESTRUCTURAS DE TIPO PÉNDULO INVERTIDO	A-51
A.3.6.12 – ELEMENTOS VERTICALES DISCONTINUOS	A-51
A.3.6.13 – EFECTO DE LAS ACELERACIONES VERTICALES	A-52
A.3.7 – FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	A-52
A.3.7.1 – SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	A-52
A.3.7.2 – CIMENTACIÓN	A-52
A.3.8 – ESTRUCTURAS AISLADAS SÍSMICAMENTE EN SU BASE	A-52
A.3.9 – USO DE ELEMENTOS DISIPADORES DE ENERGÍA	A-53
Tabla A.3-1 – Sistema estructural de muros de carga	A-54
Tabla A.3-2 – Sistema estructural combinado	A-55
Tabla A.3-3 – Sistema estructural de pórtico resistente a momentos	A-57
Tabla A.3-4 – Sistema estructural dual	A-58
Tabla A.3-5 – Mezcla de sistemas estructurales en la altura	A-60
Tabla A.3-6 – Irregularidades en planta	A-61
Tabla A.3-7 – Irregularidades en la altura	A-62
Figura A.3-1 – Irregularidades en planta	A-63
Figura A.3-2 – Irregularidades en la altura	A-64
CAPÍTULO A.4 – MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE	A-65
A.4.0 – NOMENCLATURA	A-65
A.4.1 – GENERAL	A-65
A.4.2 – PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN	A-65
Tabla A.4.2-1 – Valor de los parámetros C_r y α para el cálculo del período aproximado T_a	A-66
A.4.3 – FUERZAS SÍSMICAS HORIZONTALES EQUIVALENTES	A-67
A.4.4 – ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA	A-67
A.4.5 – USO DEL SISTEMA INTERNACIONAL DE MEDIDAS (SI) EN EL CALCULO DE LAS FUERZAS SÍSMICAS DE ACUERDO CON ESTE CAPÍTULO	A-68
CAPÍTULO A.5 – MÉTODO DEL ANÁLISIS DINÁMICO	A-69
A.5.0 – NOMENCLATURA	A-69
A.5.1 – GENERAL	A-69
A.5.2 – MODELO MATEMÁTICO	A-70
A.5.2.1 – MODELO MATEMÁTICO A EMPLEAR	A-70
A.5.2.1.1 – Modelo tridimensional con diafragma rígido	A-70
A.5.2.1.2 – Modelo tridimensional con diafragma flexible	A-70
A.5.2.1.3 – Modelos limitados a un plano vertical	A-70
A.5.2.1.4 – Otros modelos	A-70
A.5.2.2 – MASA DE LA EDIFICACIÓN	A-70
A.5.2.3 – RIGIDEZ EN LOS MÉTODOS DINÁMICOS ELÁSTICOS	A-70
A.5.2.4 – RIGIDEZ EN LOS MÉTODOS DINÁMICOS INELÁSTICOS	A-71
A.5.3 – REPRESENTACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS	A-71
A.5.3.1 – GENERALIDADES	A-71
A.5.3.2 – PROCEDIMIENTOS ESPECTRALES	A-71
A.5.3.3 – PROCEDIMIENTOS CRONOLÓGICOS	A-71
A.5.4 – ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO ESPECTRAL	A-71
A.5.4.1 – METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS	A-71
A.5.4.2 – NUMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN	A-71
A.5.4.3 – CALCULO DEL CORTANTE MODAL EN LA BASE	A-72
A.5.4.4 – COMBINACIÓN DE LOS MODOS	A-72
A.5.4.5 – AJUSTE DE LOS RESULTADOS	A-72
A.5.4.6 – EFECTOS DIRECCIONALES	A-73
A.5.4.7 – TORSIÓN	A-73
A.5.4.8 – SISTEMAS DUALES	A-73
A.5.5 – MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO CRONOLÓGICO	A-73
A.5.5.1 – GENERALIDADES	A-73
A.5.5.2 – RESPUESTA MÁXIMA	A-73
A.5.5.3 – AJUSTE DE LOS RESULTADOS	A-73
A.5.5.4 – FUERZAS DE DISEÑO EN LOS ELEMENTOS	A-74
A.5.5.5 – FUERZAS DE DISEÑO EN LA CIMENTACIÓN	A-74
CAPÍTULO A.6 – REQUISITOS DE LA DERIVA	A-75
A.6.0 – NOMENCLATURA	A-75
A.6.1 – GENERAL	A-75
A.6.1.1 – ALCANCE	A-75
A.6.1.2 – DEFINICIÓN DE DERIVA	A-75
A.6.1.3 – NECESIDAD DE CONTROLAR LA DERIVA	A-75
A.6.2 – CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL	A-76
A.6.2.1 – DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN EL CENTRO DE MASA DEL PISO	A-76
A.6.2.2 – DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES CAUSADOS POR EFECTOS TORSIONALES	A-76
A.6.2.3 – DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES CAUSADOS POR EFECTOS P-DELTA	A-76
A.6.2.4 – DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES TOTALES	A-77
A.6.3 – EVALUACIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA	A-77

A.6.3.1 – DERIVA MÁXIMA	A-77
A.6.4 – LÍMITES DE LA DERIVA.....	A-78
Tabla A.6.4-1 – Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}	A-78
A.6.5 – SEPARACIÓN ENTRE ESTRUCTURAS ADYACENTES POR CONSIDERACIONES SÍSMICAS	A-79
A.6.5.1 – DENTRO DE LA MISMA CONSTRUCCIÓN	A-79
A.6.5.2 – ENTRE EDIFICACIONES VECINAS QUE NO HAGAN PARTE DE LA MISMA CONSTRUCCIÓN.....	A-79
A.6.5.2.1 – Alcance	A-79
A.6.5.2.2 – Definiciones	A-79
A.6.5.2.3 – Requisitos de separación sísmica con respecto al paramento del lote para edificaciones nuevas	A-79
Tabla A.6.5-1 – Separación sísmica mínima en la cubierta entre edificaciones colindantes que no hagan parte de la misma construcción.....	A-81
Figura A.6.5-1 – Medición de la separación sísmica	A-81
CAPÍTULO A.7 – INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	A-83
A.7.1 – GENERAL	A-83
A.7.1.1 – DEFINICIÓN	A-83
A.7.1.2 – EFECTOS ASOCIADOS CON LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	A-83
A.7.1.3 – PROCEDIMIENTO RECOMENDADO	A-83
A.7.2 – INFORMACIÓN GEOTÉCNICA	A-83
A.7.2.1 – EXPLORACIÓN	A-84
A.7.2.2 – LABORATORIO	A-84
A.7.2.3 – INTERPRETACIÓN	A-84
A.7.2.4 – REVISIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS	A-84
A.7.3 – ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	A-84
A.7.3.1 – TIPO DE MODELO	A-84
A.7.3.2 – FUERZAS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	A-84
A.7.3.3 – DERIVAS	A-84
A.7.3.4 – CORTANTE SÍSMICO EN LA BASE	A-84
A.7.3.5 – VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	A-84
CAPÍTULO A.8 – EFECTOS SÍSMICOS SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE NO HACEN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	A-85
A.8.0 – NOMENCLATURA	A-85
A.8.1 – GENERAL	A-85
A.8.1.1 – ALCANCE	A-85
A.8.1.2 – RESPONSABILIDAD DEL DISEÑO	A-85
A.8.1.3 – CRITERIO DE DISEÑO	A-85
A.8.2 – FUERZAS HORIZONTALES DE DISEÑO.....	A-86
A.8.2.1 – ACELERACIÓN HORIZONTAL SOBRE EL ELEMENTO	A-86
A.8.2.1.1 – Método de la fuerza horizontal equivalente	A-86
A.8.2.1.2 – Método del análisis dinámico	A-86
A.8.2.2 – FUERZAS HORIZONTALES SOBRE EL ELEMENTO	A-86
A.8.2.3 – FUERZAS SOBRE LAS UNIONES AL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	A-87
A.8.3 – DEFORMACIONES DE DISEÑO	A-87
A.8.4 – REQUISITOS DE DISEÑO.....	A-87
CAPÍTULO A.9 – ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....	A-89
A.9.0 – NOMENCLATURA	A-89
A.9.1 – GENERAL	A-89
A.9.1.1 – PROPÓSITO	A-89
A.9.1.2 – ALCANCE	A-89
A.9.1.3 – EXENCIONES	A-89
A.9.2 – GRADO DE DESEMPEÑO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	A-90
A.9.2.1 – DEFINICIÓN DEL DESEMPEÑO	A-90
A.9.2.2 – CLASIFICACIÓN EN UNO DE LOS GRADOS DE DESEMPEÑO	A-90
A.9.2.3 – GRADO DE DESEMPEÑO MÍNIMO	A-90
Tabla A.9.2-1 – Grado de desempeño mínimo requerido	A-90
A.9.3 – RESPONSABILIDADES.....	A-90
A.9.3.1 – DEL DISEÑADOR RESPONSABLE	A-90
A.9.3.2 – DEL SUPERVISOR TÉCNICO INDEPENDIENTE	A-90
A.9.3.3 – COORDINACIÓN ENTRE DISEÑOS DE ELEMENTOS QUE HACEN PARTE DE DIFERENTES SISTEMAS	A-91
A.9.4 – CRITERIO DE DISEÑO.....	A-91
A.9.4.1 – GENERAL	A-91
A.9.4.2 – FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO	A-91
A.9.4.2.1 – Aceleración en el punto de soporte del elemento – a_x	A-91
A.9.4.2.2 – Amplificación dinámica del elemento no estructural – a_p	A-92
A.9.4.2.3 – Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del elemento no estructural – R_p	A-92
A.9.4.3 – CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN	A-92
A.9.4.4 – APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS	A-92
A.9.4.5 – TRANSFERENCIA DE LAS FUERZAS SÍSMICAS	A-92
A.9.4.6 – OTRAS SOLICITACIONES	A-92
A.9.4.7 – DISEÑO UTILIZANDO EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO	A-92
A.9.4.8 – ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES LOCALIZADOS EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA Y POR DEBAJO DE ELLA, O FUERA DE ELLA	A-93
A.9.4.9 – TIPOS DE ANCLAJE SEGÚN EL VALOR DE R_p PERMITIDO PARA EL ELEMENTO NO ESTRUCTURAL	A-93

A.9.4.9.1 – Especiales ($R_p = 6$)	A-93
A.9.4.9.2 – Dúctiles ($R_p = 3$)	A-93
A.9.4.9.3 – No dúctiles ($R_p = 1.5$)	A-93
A.9.4.9.4 – Húmedos ($R_p = 0.5$)	A-93
A.9.4.10 –ELEMENTOS DE CONEXIÓN PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES	A-93
A.9.5 – ELEMENTOS ARQUITECTÓNICOS	A-93
A.9.5.1 – GENERAL	A-93
A.9.5.2 – ELEMENTOS QUE REQUIEREN ESPECIAL CUIDADO EN SU DISEÑO	A-93
A.9.5.3 – FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO	A-94
A.9.5.4 – FUERZAS DE VIENTO	A-94
A.9.5.5 – ANCLAJE DE LAS FACHADAS	A-94
A.9.5.6 – CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN	A-95
A.9.5.7 – FUERZAS SÍSMICAS EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO NO ESTRUCTURAL	A-95
A.9.5.8 – CIELOS RASOS	A-95
Tabla A.9.5-1 – Coeficiente de amplificación dinámica, a_p , y tipo de anclajes o amarres requeridos, usado para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía R_p , para elementos arquitectónicos (Véase la sección I.2.1.2 del presente Reglamento NSR-10)	A-95
A.9.6 – INSTALACIONES HIDRÁULICAS, SANITARIAS, MECÁNICAS Y ELÉCTRICAS	A-96
A.9.6.1 – GENERAL	A-96
A.9.6.2 – FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO	A-96
A.9.6.3 – SOPORTES	A-96
A.9.6.4 – EMPATES CON LAS REDES DE SERVICIOS PÚBLICOS	A-96
A.9.6.5 – INTERRUPTORES AUTOMÁTICOS	A-96
A.9.6.6 – ASCENSORES EN EDIFICACIONES DEL GRUPO DE USO IV	A-96
Tabla A.9.6-1 – Coeficiente de amplificación dinámica, a_p , y tipo de anclajes o amarres requeridos, usado para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía R_p , para elementos hidráulicos, mecánicos o eléctricos	A-97
CAPÍTULO A.10 – EVALUACIÓN E INTERVENCIÓN DE EDIFICACIONES CONSTRUIDAS ANTES DE LA VIGENCIA DE LA PRESENTE VERSIÓN DEL REGLAMENTO	A-99
A.10.0 – NOMENCLATURA	A-99
A.10.1 – PROPÓSITO Y ALCANCE	A-99
A.10.1.1 – GENERAL	A-99
A.10.1.2 – PROPÓSITO	A-99
A.10.1.3 – ALCANCE	A-99
A.10.1.3.1 – Reparaciones y cambios menores	A-100
A.10.1.3.2 – Cambio de uso	A-100
A.10.1.3.3 – Vulnerabilidad sísmica	A-100
A.10.1.3.4 – Modificaciones	A-100
A.10.1.3.5 – Reforzamiento estructural	A-100
A.10.1.3.6 – Reparación de edificaciones dañadas por sismos	A-100
A.10.1.3.7 – Cumplimiento de los Títulos J y K del Reglamento	A-100
A.10.1.4 – PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN DE LA INTERVENCIÓN	A-100
INFORMACIÓN PRELIMINAR	A-100
EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE	A-100
INTERVENCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	A-101
A.10.1.5 – CÁLCULOS, MEMORIAS Y PLANOS	A-101
A.10.1.6 – SUPERVISIÓN TÉCNICA INDEPENDIENTE	A-101
A.10.1.7 – CRITERIO Y RESPONSABILIDAD DEL INGENIERO	A-101
A.10.2 – ESTUDIOS E INVESTIGACIONES REQUERIDAS	A-102
A.10.2.1 – INFORMACIÓN PREVIA	A-102
A.10.2.2 – ESTADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	A-102
A.10.2.2.1 – Calidad del diseño y la construcción de la estructura original	A-102
A.10.2.2.2 – Estado de la estructura	A-102
A.10.3 – MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO CON SEGURIDAD LIMITADA	A-102
Tabla A.10.3-1 – Valor de A_e según las regiones de los mapas de la figura A.10.3-1	A-103
Tabla A.10.3-2 – Valor de A_e para las ciudades capitales de departamento	A-103
Figura A.10.3-1 – Mapa de valores de A_e	A-104
A.10.4 – CRITERIOS DE EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE	A-105
A.10.4.1 – GENERAL	A-105
A.10.4.2 – SOLICITACIONES EQUIVALENTES	A-105
A.10.4.2.1 – Movimientos sísmicos para un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva	A-105
A.10.4.2.2 – Movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitada	A-105
A.10.4.2.3 – Clasificación del sistema estructural	A-105
A.10.4.2.4 – Coeficiente de capacidad de disipación de energía, R'	A-105
A.10.4.2.5 – Fuerzas sísmicas	A-106
A.10.4.2.6 – Cargas diferentes a las solicitaciones sísmicas	A-106
A.10.4.2.7 – Análisis estructural	A-106
A.10.4.2.8 – Obtención de las solicitaciones equivalentes	A-106
A.10.4.3 – RELACIÓN ENTRE DEMANDA Y CAPACIDAD	A-106
A.10.4.3.1 – Definición del índice de sobre esfuerzo	A-106
A.10.4.3.2 – Determinación del índice de sobre esfuerzo	A-106
A.10.4.3.3 – Resistencia existente de los elementos	A-106
A.10.4.3.4 – Resistencia efectiva	A-107
Tabla A.10.4-1 – Valores de ϕ_c y ϕ_c	A-107
A.10.4.3.5 – Definición del índice de flexibilidad	A-107

A.10.4.4 – METODOLOGÍAS ALTERNAS	A-107
A.10.5 – ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD	A-107
A.10.5.1 – GENERAL	A-107
A.10.5.2 – EDIFICACIONES INDISPENSABLES	A-108
A.10.6 – TIPOS DE MODIFICACIÓN	A-108
A.10.6.1 – AMPLIACIONES	A-108
A.10.6.2 – ACTUALIZACIÓN AL REGLAMENTO	A-108
A.10.6.3 – MODIFICACIONES	A-108
A.10.7 – AMPLIACIÓN ADOSADA	A-108
A.10.7.1 – NECESIDAD DE INTERVENCIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE	A-108
A.10.7.2 – RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE FUNCIONAMIENTO REQUERIDAS	A-109
A.10.7.3 – REQUISITOS CONSTRUCTIVOS	A-109
A.10.7.4 – EFECTOS EN LA CIMENTACIÓN	A-109
A.10.8 – AMPLIACIÓN EN ALTURA	A-109
A.10.8.1 – TRABAJO EN CONJUNTO	A-109
A.10.8.2 – RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE FUNCIONAMIENTO REQUERIDAS	A-109
A.10.8.2.1 – Cargas verticales	A-109
A.10.8.2.2 – Fuerzas horizontales	A-110
A.10.8.3 – ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES EN LA PORCIÓN ANTIGUA	A-110
A.10.8.4 – EMPALME DE ELEMENTOS NUEVOS CON ELEMENTOS ANTIGUOS	A-110
A.10.8.5 – REQUISITOS CONSTRUCTIVOS	A-110
A.10.8.6 – EFECTOS EN LA CIMENTACIÓN	A-110
A.10.9 – REHABILITACIÓN SÍSMICA	A-110
A.10.9.1 – ALCANCE	A-110
A.10.9.2 – RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE FUNCIONAMIENTO REQUERIDAS SEGÚN EL USO Y LA EDAD DE LA EDIFICACIÓN	A-110
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	A-111
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	A-111
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	A-111
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	A-111
A.10.9.2.5 – Edificaciones declaradas como patrimonio histórico, de conservación arquitectónica o de interés cultural	A-112
A.10.9.3 – REQUISITOS CONSTRUCTIVOS	A-112
A.10.9.4 – METODOLOGÍAS ALTERNAS	A-112
A.10.10 – REPARACIÓN DE EDIFICACIONES DAÑADAS POR SISMOS	A-112
A.10.10.1 – GENERAL	A-112
A.10.10.1.1 – Objeto	A-112
A.10.10.1.2 – Alcance de la reparación	A-112
A.10.10.1.3 – Ocupación de la edificación durante su reparación	A-113
A.10.10.2 – ESTUDIOS E INVESTIGACIONES REQUERIDAS	A-113
A.10.10.2.1 – Procedimiento de evaluación de los daños y del diseño de la reparación	A-113
A.10.10.2.2 – Información sobre la estructura y su estado	A-113
A.10.10.2.3 – Criterios para diseñar la reparación	A-113
A.10.10.2.4 – Cálculos, memorias y planos de la reparación	A-113
A.10.10.2.5 – Supervisión técnica independiente	A-113
CAPÍTULO A.11 – INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA	A-115
A.11.1 – GENERAL	A-115
A.11.1.1 – INSTRUMENTACIÓN	A-115
A.11.1.2 – ACELERÓGRAFOS	A-115
A.11.1.3 – LOCALIZACIÓN	A-115
A.11.1.4 – CARACTERÍSTICAS DEL ESPACIO DONDE SE COLOCA EL INSTRUMENTO	A-116
A.11.1.5 – COSTOS	A-116
A.11.2 – COLOCACIÓN DE INSTRUMENTOS SÍSMICOS	A-117
A.11.2.1 – ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA ALTA	A-117
A.11.2.2 – ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA	A-117
A.11.2.3 – ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA BAJA	A-117
CAPÍTULO A.12 – REQUISITOS ESPECIALES PARA EDIFICACIONES INDISPENSABLES DE LOS GRUPOS DE USO III y IV	A-119
A.12.0 – NOMENCLATURA	A-119
A.12.1 – GENERAL	A-119
A.12.1.1 – PROPÓSITO	A-119
A.12.1.2 – ALCANCE	A-119
A.12.1.3 – METODOLOGÍA	A-119
A.12.1.4 – PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN	A-120
Paso A – Movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño	A-120
Paso B – Fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño	A-120
Paso C – Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño	A-120
Paso D – Verificación para el umbral de daño	A-120
A.12.2 – MOVIMIENTOS SÍSMICOS DEL UMBRAL DE DAÑO	A-120

Tabla A.12.2-1 – Valores de A_d según la región del mapa de la figura A.12.2-1	A-120
Figura A.12.2-1 – Mapa de valores de A_d	A-121
Tabla A.12.2-2 – Valores de A_d para las ciudades capitales de departamento	A-122
A.12.3 – ESPECTRO SÍSMICO PARA EL UMBRAL DE DAÑO	A-122
Figura A.12.3-1 – Espectro de aceleraciones horizontales elástico del umbral de daño	A-123
A.12.4 – METODOLOGÍA DE ANÁLISIS	A-123
A.12.4.1 – MÉTODO DE ANÁLISIS A UTILIZAR	A-123
A.12.4.2 – RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA Y SUS ELEMENTOS	A-123
A.12.4.3 – USO DEL MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE EN LA EVALUACIÓN DEL UMBRAL DE DAÑO	A-123
A.12.4.3.1 – Período fundamental de la edificación	A-124
A.12.4.3.2 – Fuerzas sísmicas horizontales del umbral de daño	A-124
A.12.4.3.3 – Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas horizontales del umbral de daño	A-124
A.12.4.4. – USO DEL MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO EN LA EVALUACIÓN DEL UMBRAL DE DAÑO	A-124
A.12.5 – REQUISITOS DE LA DERIVA PARA EL UMBRAL DE DAÑO	A-124
A.12.5.1 – DESPLAZAMIENTOS TOTALES HORIZONTALES PARA EL UMBRAL DE DAÑO	A-124
A.12.5.2 – DERIVA MÁXIMA PARA EL UMBRAL DE DAÑO	A-124
A.12.5.3 – LIMITES DE LA DERIVA PARA EL UMBRAL DE DAÑO	A-124
Tabla A.12.5-1 – Derivas máximas para el umbral de daño como porcentaje de h_{pi}	A-125
A.12.6 – VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS	A-125
A.12.6.1 – ELEMENTOS ESTRUCTURALES	A-125
A.12.6.2 – MUROS NO ESTRUCTURALES	A-125
CAPÍTULO A.13 – DEFINICIONES Y NOMENCLATURA DEL TÍTULO A	A-127
A.13.1 – DEFINICIONES	A-127
A.13.2 – NOMENCLATURA	A-139
APÉNDICE A-1 – DISEÑO SISMO RESISTENTE DE ESTRUCTURAS QUE NO ESTÁN CUBIERTAS DENTRO DE LA DEFINICIÓN DE EDIFICACIONES DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES NSR-10	A-143
A-1.1 – GENERALIDADES	A-143
A-1.1.1 – PROPÓSITO DEL APÉNDICE A-1	A-143
A-1.1.2 – ALCANCE DEL APÉNDICE A-1	A-143
A-1.1.3 – TIPOS DE ESTRUCTURAS QUE NO ESTÁN CUBIERTAS POR EL APÉNDICE A-1	A-143
A-1.2 – REQUISITOS APLICABLES	A-143
A-1.2.1 – MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO	A-143
A-1.2.2 – REQUISITOS DE SISMO RESISTENCIA	A-143
A-1.2.3 – MATERIALES ESTRUCTURALES CUBIERTOS	A-144
APÉNDICE A-2 – RECOMENDACIONES PARA EL CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA	A-145
A-2.0 – NOMENCLATURA	A-145
A-2.1 – GENERAL	A-146
A-2.2 – MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE	A-147
A-2.2.1 – CORTANTE EN LA BASE	A-147
A-2.2.1.1 – Período efectivo de la edificación	A-147
Tabla A-2.1-1 – Valores de G/G_0 y v_s/v_{s0}	A-147
A-2.2.1.2 – Amortiguamiento efectivo	A-148
Figura A-2.2-1 – Coeficiente de amortiguamiento crítico de la cimentación, β_0	A-149
A-2.2.2 – DISTRIBUCIÓN EN LA ALTURA DE LAS FUERZAS SÍSMICAS	A-149
A-2.2.3 – OTROS EFECTOS	A-149
A-2.3 – MÉTODO DEL ANÁLISIS MODAL	A-149
A-2.3.1 – CORTANTES MODALES EN LA BASE	A-149
A-2.3.2 – OTROS EFECTOS MODALES	A-150
A-2.3.3 – VALORES DE DISEÑO	A-150
APÉNDICE A-3 – PROCEDIMIENTO NO LINEAL ESTÁTICO DE PLASTIFICACIÓN PROGRESIVA “PUSH-OVER”	A-151
PREFACIO	A-151
A-3.1 – GENERAL	A-151
A-3.1.1 – Propósito	A-151
A-3.1.2 – Alcance	A-151
A-3.1.3 – Definiciones	A-151
A-3.1.4 – Nomenclatura	A-152
A-3.2 – PROCEDIMIENTO NO LINEAL ESTÁTICO	A-153
A-3.2.1 – Modelación	A-153
A-3.2.2 – Análisis	A-154
A-3.2.3 – Resistencia efectiva a la fluencia y periodo efectivo	A-154
A-3.2.4 – Vector característico de forma	A-154
A-3.2.5 – Desplazamiento objetivo	A-154
A-3.2.6 – Deriva de piso	A-155
A-3.2.7 – Resistencia de los elementos	A-155
A-3.2.8 – Distribución de las fuerzas sísmicas de diseño	A-155
A-3.2.9 – Evaluación detallada	A-155

A-3.2.9.1 – Fuerza y deformación requeridas para el elemento	A-155
A-3.2.9.2 – Elementos	A-155
A-3.2.10 – Revisión del diseño	A-156
REFERENCIAS	A-156

APÉNDICE A-4 – VALORES DE A_a , A_v , A_c y A_d y DEFINICIÓN DE LA ZONA DE AMENAZA SÍSMICA DE LOS MUNICIPIOS COLOMBIANOS A-157

DEPARTAMENTO DE AMAZONAS	A-157
DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA	A-157
DEPARTAMENTO DE ARAUCA	A-159
ARCHIPIÉLAGO DE SAN ANDRÉS	A-159
DEPARTAMENTO DE ATLÁNTICO	A-159
DEPARTAMENTO DE BOLÍVAR	A-160
DEPARTAMENTO DE BOYACÁ	A-161
DEPARTAMENTO DE CALDAS	A-163
DEPARTAMENTO DE CAQUETÁ	A-163
DEPARTAMENTO DE CASANARE	A-164
DEPARTAMENTO DE CAUCA	A-164
DEPARTAMENTO DE CESAR	A-165
DEPARTAMENTO DE CHOCO	A-165
DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA	A-166
DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA	A-167
DISTRITO CAPITAL	A-169
DEPARTAMENTO DE GUAINÍA	A-169
DEPARTAMENTO DE GUAJIRA	A-169
DEPARTAMENTO DE GUAVIARE	A-169
DEPARTAMENTO DE HUILA	A-170
DEPARTAMENTO DE MAGDALENA	A-170
DEPARTAMENTO DE META	A-171
DEPARTAMENTO DE NARIÑO	A-171
DEPARTAMENTO DE NORTE DE SANTANDER	A-173
DEPARTAMENTO DE PUTUMAYO	A-173
DEPARTAMENTO DE QUINDÍO	A-174
DEPARTAMENTO DE RISARALDA	A-174
DEPARTAMENTO DE SANTANDER	A-174
DEPARTAMENTO DE SUCRE	A-176
DEPARTAMENTO DE TOLIMA	A-176
DEPARTAMENTO DEL VALLE DEL CAUCA	A-177
DEPARTAMENTO DE VAUPÉS	A-178
DEPARTAMENTO DE VICHADA	A-178

APÉNDICE A-5 – CALIDADES, EXPERIENCIA, IDONEIDAD Y ACREDITACIÓN DE PROFESIONALES (Calidades de los profesionales que realicen labores de diseño estructural, de diseño sísmico de elementos no estructurales, de elaboración de estudios geotécnicos, de revisión de los diseños y estudios, de dirección de la construcción y de supervisión técnica independiente de la construcción, y los mecanismos y tramites por medio de los cuales se demuestre la experiencia profesional, idoneidad y el conocimiento de la Ley 400 de 1997 modificada por medio la Ley 1229 de 2008, el Decreto-Ley 019 de 2012 y la Ley 1796 de 2016, y sus Reglamentos) A-179

A-5.1 – PROPÓSITO Y ALCANCE DEL APÉNDICE A-5	A-179
A-5.1.1 – PROPÓSITO	A-179
A-5.1.2 – ALCANCE	A-179
A-5.1.3 – OBLIGACIÓN DE DEMOSTRAR LA EXPERIENCIA PROFESIONAL Y ACREDITAR LA IDONEIDAD Y EL CONOCIMIENTO DE LA REGLAMENTACIÓN DE SISMO RESISTENCIA	A-179
A-5.2 – PROFESIONES REGULADAS POR LA LEY 400 DE 1997 Y SUS POSTERIORES MODIFICACIONES	A-179
A-5.2.1 – PROFESIONES	A-179
A-5.2.1.1 – Ingenieros civiles	A-179
A-5.2.1.2 – Arquitectos	A-180
A-5.2.1.3 – Constructores en arquitectura e ingeniería	A-180
A-5.2.1.4 – Ingenieros mecánicos	A-180
A-5.2.1.5 – Profesionales colombianos con títulos o experiencia obtenidos en el exterior y profesionales extranjeros	A-180
A-5.2.2 – MATRÍCULA PROFESIONAL	A-180
A-5.2.2.1 – Matrícula profesional de ingeniero civil	A-180
A-5.2.2.2 – Matrícula profesional de arquitecto	A-180
A-5.2.2.3 – Matrícula profesional de constructor en arquitectura e ingeniería	A-180
A-5.2.2.4 – Matrícula profesional de ingeniero mecánico	A-180
Tabla A-5.2-1 – Resumen de las cualidades, calidades y experiencia de los profesionales	A-181
A-5.3 – MECANISMO GENERAL DE ACREDITACIÓN PROFESIONAL	A-182
A-5.4 – ACREDITACIÓN Y VALIDACIÓN DE LA EXPERIENCIA PROFESIONAL	A-182
A-5.4.1 – GENERALIDADES	A-182
A-5.4.2 – EXPERIENCIA REQUERIDA	A-182
A-5.4.2.1 – Experiencia de los diseñadores estructurales	A-182
A-5.4.2.2 – Experiencia de los diseñadores de elementos no estructurales	A-182

A-5.4.2.3 – Experiencia de los ingenieros geotecnistas.....	A-183
A-5.4.2.4 – Experiencia de los revisores de diseños	A-183
A-5.4.2.5 – Experiencia de los directores de construcción	A-183
A-5.4.2.6 – Experiencia de los supervisores técnicos independientes	A-183
A-5.4.2.7 – Experiencia del personal auxiliar, profesional y no profesional, de los supervisores técnicos independientes.....	A-183
A-5.4.3 – ENTIDADES ENCARGADAS DE VALIDAR LA EXPERIENCIA Y ANTE LAS CUALES SE DEBE APORTAR LA DOCUMENTACIÓN CORRESPONDIENTE	A-183
A-5.4.3.1 – Ingenieros civiles	A-183
A-5.4.3.2 – Arquitectos	A-183
A-5.4.3.3 – Constructores en arquitectura e ingeniería	A-183
A-5.4.3.4 – Ingenieros mecánicos	A-183
A-5.4.4 – DOCUMENTACIÓN QUE DEBEN APORTAR LOS PROFESIONALES PARA LA VALIDACIÓN DE LA EXPERIENCIA	A-183
A-5.4.4.1 – Profesión y labores para las cuales se solicita la validación de la experiencia	A-184
A-5.4.4.2 – Títulos de postgrado	A-184
A-5.4.4.3 – Experiencia profesional.....	A-184
A-5.4.5 – REGLAMENTACIÓN DE LAS LABORES QUE REALIZARÁN LAS ENTIDADES ENCARGADAS DE VALIDAR LA EXPERIENCIA Y ANTE LAS CUALES SE DEBE APORTAR LA DOCUMENTACIÓN CORRESPONDIENTE.....	A-184
A-5.4.6 – VIGENCIA DE LA VALIDACIÓN DE LA EXPERIENCIA PROFESIONAL	A-184
A-5.5 – ACREDITACIÓN DE LA IDONEIDAD PROFESIONAL Y EL CONOCIMIENTO DE LA REGLAMENTACIÓN DE SISMO RESISTENCIA	A-184
A-5.5.1 – GENERALIDADES.....	A-184
A-5.5.2 – OBJETO DE LA ACREDITACIÓN	A-184
A-5.5.3 – ENTIDAD DESIGNADA PARA REALIZAR LAS PRUEBAS DE ACREDITACIÓN	A-184
A-5.5.4 – ALCANCE, METODOLOGÍA Y CRITERIOS DE CALIFICACIÓN DE LAS PRUEBAS DE ACREDITACIÓN	A-184
A-5.5.5 – TEMARIO DE LAS PREGUNTAS PARA LAS PRUEBAS DE ACREDITACIÓN	A-185
A-5.5.6 – ELABORACIÓN DE LAS PREGUNTAS DE LA PRUEBA DE ACREDITACIÓN	A-185
A-5.5.7 – CONVOCATORIA A LAS PRUEBAS DE ACREDITACIÓN	A-185
A-5.5.8 – CONFIDENCIALIDAD DE LA CALIFICACIÓN EN LOS EXÁMENES DE ACREDITACIÓN.....	A-185
A-5.5.9 – APROBACIÓN DEL EXAMEN DE ACREDITACIÓN.....	A-185
A-5.5.10 – PERIODICIDAD DE LAS PRUEBAS Y EXÁMENES DE ACREDITACIÓN.....	A-185
A-5.5.11 – VIGENCIA DE LA ACREDITACIÓN	A-185
A-5.6 – REGISTRO ÚNICO NACIONAL DE PROFESIONALES ACREDITADOS.....	A-186
A-5.7 – INCOMPATIBILIDADES EN LAS LABORES DE REVISIÓN DE LOS DISEÑOS Y SUPERVISIÓN TÉCNICA INDEPENDIENTE.....	A-186
A-5.7.1 – RÉGIMEN DE INCOMPATIBILIDADES EN EL EJERCICIO DE LA REVISIÓN DE DISEÑOS Y LA SUPERVISIÓN TÉCNICA INDEPENDIENTE	A-186

APÉNDICE A-6 – DE LA REVISIÓN INDEPENDIENTE DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES (Revisión independiente de los diseños estructurales de acuerdo con la Ley 400 de 1997, modificada por medio de la Ley 1229 de 2008, el Decreto-Ley 019 de 2012 y la Ley 1796 de 2016 y sus reglamentos, y la Ley 388 de 1997 y sus respectivos reglamentos) A-187

A-6.1 – PROPÓSITO Y ALCANCE DEL APÉNDICE A-6.....	A-187
A-6.1.1 – PROPÓSITO	A-187
A-6.1.2 – ALCANCE	A-187
A-6.1.3 – OBLIGACIÓN DE REVISAR DE OFICIO LOS DISEÑOS Y ESTUDIOS POR PARTE DEL CURADOR URBANO O LA AUTORIDAD MUNICIPAL O DISTRITAL ENCARGADA DE LA EXPEDICIÓN DE LAS LICENCIAS URBANÍSTICAS	A-187
A-6.2 – ASPECTOS GENERALES SOBRE LOS REVISORES INDEPENDIENTES DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES	A-187
A-6.2.1 – ESCOGENCIA DEL REVISOR INDEPENDIENTE DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES.....	A-187
A-6.2.2 – INDEPENDENCIA DEL REVISOR DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES	A-187
A-6.2.3 – COSTO DE LA REVISIÓN INDEPENDIENTE DE DISEÑOS ESTRUCTURALES	A-187
A-6.2.4 – CONTENIDO DE LA REVISIÓN INDEPENDIENTE DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES.....	A-188
A-6.2.5 – ALCANCE Y METODOLOGÍA DE LA REVISIÓN INDEPENDIENTE DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES	A-188
A-6.2.6 – CERTIFICACIÓN DEL CUMPLIMIENTO DE LA NORMATIVA DE SISMO RESISTENCIA	A-188
A-6.2.7 – REVISIÓN INDEPENDIENTE DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES POR PERSONAS JURÍDICAS	A-188
A-6.2.8 – INCOMPATIBILIDADES	A-188
A-6.3 – EDIFICACIONES QUE REQUIEREN LA REVISIÓN DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES POR PARTE DE UN PROFESIONAL PARTICULAR INDEPENDIENTE	A-188
A-6.3.1 – EDIFICACIONES QUE TENGAN O SUPEREN LOS DOS MIL METROS CUADRADOS (2 000 m ²) DE ÁREA CONSTRUIDA	A-188
A-6.3.2 – EDIFICACIONES QUE TENGAN MENOS DE DOS MIL METROS CUADRADOS (2 000 m ²) DE ÁREA CONSTRUIDA, PERO CUENTEN CON LA POSIBILIDAD DE TRAMITAR AMPLIACIONES QUE PERMITAN ALCANZAR LOS DOS MIL (2 000 m ²) METROS CUADRADOS EXIGIDOS	A-188
A-6.3.3 – EDIFICACIONES QUE EN CONJUNTO SUPEREN LOS DOS MIL METROS CUADRADOS (2 000 m ²) DE ÁREA CONSTRUIDA	A-188
A-6.3.4 – REVISIÓN DE LOS DISEÑOS PARA EDIFICACIONES DE MENOS DE DOS MIL METROS CUADRADOS (2 000 m ²) DE ÁREA CONSTRUIDA QUE DEBAN SOMETERSE A SUPERVISIÓN TÉCNICA INDEPENDIENTE.....	A-188
A-6.3.5 – REVISIÓN DE OFICIO POR PARTE DEL CURADOR URBANO O LA AUTORIDAD MUNICIPAL O DISTRITAL ENCARGADA DE LA EXPEDICIÓN DE LAS LICENCIAS URBANÍSTICAS	A-189
A-6.4 – RESOLUCIÓN DE CONFLICTOS ENTRE EL DISEÑADOR ESTRUCTURAL Y EL REVISOR INDEPENDIENTE DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES	A-189

A-6.4.1 – ALCANCE Y PROPÓSITO	A-189
A-6.4.2 – RESOLUCIÓN CORDIAL DE DIFERENCIAS	A-189
A-6.4.3 – LABOR DEL SOLICITANTE DE LA LICENCIA	A-189
A-6.4.4 – FUNDAMENTO TÉCNICO Y CIENTÍFICO DE ACUERDO AL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES NSR-10	A-189
A-6.4.5 – ACTA DE RESOLUCIÓN	A-189
A-6.4.6 – RESPONSABILIDAD	A-190
A-6.4.7 – REQUISITO DE PROCEDIBILIDAD	A-190
A-6.4.8 – TRIBUNAL DE REVISIÓN POR PARES	A-190
A-6.4.9 – CONFORMACIÓN DEL TRIBUNAL DE REVISIÓN POR PARES	A-190
A-6.4.9.1 – Reglamentación de la operación del Tribunal de revisión por pares	A-190
A-6.4.9.1.1 – Convocatoria	A-190
A-6.4.9.1.2 – Aceptación de la convocatoria	A-190
A-6.4.9.1.3 – Cita para la designación del tercer revisor	A-190
A-6.4.9.1.4 – Plazo para emitir el fallo en ingeniería	A-191
A-6.4.9.1.5 – Documentación que se debe aportar al Tribunal de revisión por pares	A-191
A-6.4.9.1.6 – Honorarios de los árbitros que hacen parte del Tribunal de revisión por pares	A-191
A-6.4.9.1.7 – Alcance del fallo del Tribunal de revisión por pares	A-191

NOTAS:

TÍTULO A

REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

CAPÍTULO A.1 INTRODUCCIÓN

A.1.1 — NORMAS SISMO RESISTENTES COLOMBIANAS

De conformidad con lo señalado en el artículo 2 de la Ley 400 de 1997, modificado por el artículo 183 del Decreto-Ley 019 de 2012, las construcciones que se adelanten en el territorio de la República deberán fundamentarse única y exclusivamente en las normas establecidas en la Ley 400 de 1997 y en las disposiciones que la reglamenten.

La construcción deberá sujetarse estrictamente a los planos aprobados por el Curador Urbano o la autoridad encargada de la expedición de licencias urbanísticas. En todo caso, salvo disposición legal en contrario, las autoridades municipales y distritales no podrán expedir ni exigir el cumplimiento de normas técnicas o de construcción diferentes a las contempladas en la Ley 400 de 1997 y en las disposiciones que la reglamenten.

A.1.1.1 — El diseño, construcción y supervisión técnica de edificaciones en el territorio de la República de Colombia debe someterse única y exclusivamente a los criterios y requisitos mínimos que se establecen en las Normas Sismo Resistentes Colombianas, las cuales se indican a continuación:

- (a) La Ley 400 de 1997,
- (b) La Ley 1229 de 2008,
- (c) El Decreto-Ley 0019 de 2012
- (d) La Ley 1796 de 2016
- (e) El presente Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, y
- (f) Las resoluciones expedidas por la “Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes” creada por el artículo 39 de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio.

A.1.2 — ORGANIZACIÓN DEL PRESENTE REGLAMENTO

A.1.2.1 — TEMARIO — El presente Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, está dividido temáticamente en los siguientes Títulos, de acuerdo con lo prescrito en el Artículo 47 de la Ley 400 de 1997, así:

TÍTULO A — Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente

TÍTULO B — Cargas

TÍTULO C — Concreto estructural

TÍTULO D — Mampostería estructural

TÍTULO E — Casas de uno y dos pisos

TÍTULO F — Estructuras metálicas

TÍTULO G — Estructuras de madera y Estructuras de guadua

TÍTULO H — Estudios geotécnicos

TÍTULO I — Supervisión técnica independiente

TÍTULO J — Requisitos de protección contra el fuego en edificaciones

TÍTULO K — Otros requisitos complementarios

A.1.2.2 — OBJETO — El presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, tiene por objeto:

A.1.2.2.1 — Reducir a un mínimo el riesgo de la pérdida de vidas humanas, y defender en lo posible el patrimonio del Estado y de los ciudadanos.

A.1.2.2.2 — Una edificación diseñada siguiendo los requisitos de este Reglamento, debe ser capaz de resistir, además de las fuerzas que le impone su uso, temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño a los elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso.

A.1.2.2.3 — Además de la defensa de la vida, con el cumplimiento de los niveles prescritos por el presente Reglamento para los movimientos sísmicos de diseño, los cuales corresponden a requisitos mínimos establecidos para el diseño de elementos estructurales y elementos no estructurales, se permite proteger en alguna medida el patrimonio.

A.1.2.2.4 — Los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el presente Reglamento corresponden a los que afectarían las edificaciones de presentarse un sismo fuerte. Ante la ocurrencia, en el territorio nacional, de un sismo fuerte que induzca movimientos de características similares a los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el presente Reglamento deben esperarse, en las edificaciones construidas cumpliendo con el Reglamento, daños estructurales y no estructurales reparables, aunque en algunos casos pueda que no sea económicamente factible su reparación.

A.1.2.2.5 — Para las edificaciones indispensables y de atención a la comunidad como las define el Capítulo A.2 del presente Reglamento, se espera que el daño producido por movimientos sísmicos de características similares a los movimientos sísmicos de diseño prescritos en él sea reparable y no sea tan severo que inhiba la operación y ocupación inmediata y continuada de la edificación.

A.1.2.3 — ALCANCE — El presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, contiene:

A.1.2.3.1 — Los requisitos mínimos para el diseño y construcción de edificaciones nuevas, con el fin de que sean capaces de resistir las fuerzas que les impone la naturaleza o su uso y para incrementar su resistencia a los efectos producidos por los movimientos sísmicos. Además establece, en el Título E, requisitos simplificados de diseño y construcción para casas de uno y dos pisos que pertenezcan al grupo de uso **I** tal como lo define A.2.5.1.4.

A.1.2.3.2 — Para edificaciones construidas antes de la vigencia del presente Reglamento, el Capítulo A.10 establece los requisitos a emplear en la evaluación, adición, modificación y remodelación del sistema estructural; el análisis de vulnerabilidad, el diseño de las intervenciones de reforzamiento y rehabilitación sísmica, y la reparación de edificaciones con posterioridad a la ocurrencia de un sismo.

A.1.2.3.3 — En el Capítulo A.12 se establecen requisitos especiales para el diseño y construcción sismo resistente de edificaciones indispensables pertenecientes al grupo de uso **IV** tal como lo define A.2.5.1.1 y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso **III**, tal como lo define A.2.5.1.2, esenciales para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de una emergencia, incluyendo un sismo. En relación con las edificaciones incluidas en los literales (e) y (f) del grupo de uso **III**, como lo define A.2.5.1.2, queda a decisión del propietario en el primer caso o de la autoridad competente en el segundo definir si se requiere adelantar el diseño de ellas según los requisitos especiales del Capítulo A.12.

A.1.2.3.4 — Los requisitos técnicos y científicos de sismo resistencia y de diseño de los materiales estructurales cubiertos en el presente Reglamento NSR-10, pueden aplicarse en el diseño de estructuras y construcciones que no sean consideradas edificaciones, pero que hagan parte de construcciones que sean necesarias para el cumplimiento del deber constitucional de preservar la vida y la salubridad de los colombianos ante la ocurrencia de un sismo u otro desastre natural y que requiere de la correcta operación de estas construcciones para preservarlas. En esta medida, debe efectuarse una utilización correcta de los requisitos de sismo resistencia del Reglamento NSR-10, con las limitaciones y salvedades que se presentan

en el Apéndice A-1. El propietario de estas construcciones o la entidad que gestiona su construcción debe obtener los correspondientes permisos y autorizaciones, los cuales, en algunos casos, exceden el ámbito de lo autorizado por la Ley 400 de 1997, modificada por medio de la Ley 1229 de 2008, el Decreto-Ley 0019 de 2012 y la Ley 1796 de 2016, o la Ley 388 de 1997 y sus reglamentos. Véase el Apéndice A-1 para determinar la aplicabilidad de los requisitos técnicos y científicos de sismo resistencia y de los materiales estructurales cubiertos por el presente Reglamento NSR-10.

A.1.2.4 — EXCEPCIONES — El presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, es aplicable a edificaciones (construcciones cuyo uso primordial es la habitación u ocupación por seres humanos) y no se aplica a:

A.1.2.4.1 — El diseño y construcción de estructuras especiales tales como puentes, torres de transmisión, torres y equipos industriales, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas construcciones diferentes de edificaciones.

A.1.2.4.2 — Ante los avances de la ciencia y tecnología en el análisis y diseño sismo resistente de estructuras, algunas restricciones provenientes de la primera normativa sismo resistente expedida en 1984 que se mantienen en la Ley 400 de 1997 han sido superadas. Por tal razón, se permite el uso de los requisitos de sismo resistencia y de diseño de los materiales estructurales cubiertos en el presente Reglamento NSR-10 en el diseño de estructuras que no puedan ser consideradas edificaciones ni estructuras convencionales, pero que hagan parte de construcciones que sean necesarias para el cumplimiento del deber constitucional de preservar la vida y la salubridad de los colombianos ante la ocurrencia de un sismo u otro desastre natural y que requiere de la correcta operación de estas construcciones para preservarlas. La utilización de estos requisitos técnicos y científicos de sismo resistencia y de diseño y construcción de los materiales estructurales cubiertos por el presente Reglamento NSR-10, es aplicable en los casos y tipologías de construcción de estructuras no convencionales, las cuales están explícitamente definidas en el Apéndice A-1 del presente Reglamento NSR 10.

A.1.2.4.3 — Estructuras que no estén cubiertas dentro de las limitaciones de cada uno de los materiales estructurales prescritos dentro de este Reglamento. Cuando el uso de estas estructuras es la habitación u ocupación por seres humanos, su diseño y construcción debe someterse a lo prescrito en el Capítulo II, Artículos 8° a 14° de la Ley 400 de 1997.

A.1.2.4.4 — Para el diseño sismo resistente de algunas estructuras que se encuentran por fuera del alcance del Reglamento, debe consultarse el Apéndice A-1.

A.1.2.5 — DEFINICIONES — En el Capítulo A.13 del presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes se dan las definiciones de los términos empleados en el presente Título A del Reglamento.

A.1.3 — PROCEDIMIENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES, DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO

A.1.3.1 — GENERAL — El diseño y construcción de una edificación sometida a este Reglamento debe llevarse a cabo como se indica a continuación. Las diferentes etapas de los estudios, construcción y supervisión técnica independiente, se amplían en las secciones pertinentes del Reglamento.

A.1.3.2 — ESTUDIOS GEOTÉCNICOS — Debe realizarse una exploración del subsuelo en el lugar en que se va a construir la edificación, complementada con una consideración de sus alrededores para detectar, de ser el caso, movimientos de suelo. El alcance de la exploración y el programa de ensayos de laboratorio se establecen en el Título H — Estudios Geotécnicos. El ingeniero geotecnista debe elaborar un informe en el cual relacione la exploración y los resultados obtenidos en el laboratorio, se den las recomendaciones que debe seguir el ingeniero estructural en el diseño de la cimentación y obras de contención, la definición de los efectos sísmicos locales, los procedimientos constructivos que debe emplear el constructor, y los aspectos especiales a ser tenidos en cuenta por el supervisor técnico independiente. En el reporte se deben indicar los asentamientos esperados, su variabilidad en el tiempo y las medidas que deben tomarse para no afectar adversamente las construcciones vecinas. El reporte debe ir firmado por un ingeniero civil facultado para este fin de acuerdo con la Ley 400 de 1997.

A.1.3.3 — DISEÑO ARQUITECTÓNICO — El proyecto arquitectónico de la edificación debe cumplir la reglamentación urbana vigente, los requisitos especificados en el Título J y en el Título K del Reglamento NSR 10 para medios de evacuación, protección contra incendios, la señalización de los medios de evacuación, los materiales

apropiados para la protección contra incendios de los medios de evacuación y elementos de seguridad anti impacto o caída como barandas y elementos vidriados, y además debe indicar, para efectos de este Reglamento, los grupos de ocupación de cada una de las partes de la edificación, número de personas para las cuales está diseñado el espacio, y su clasificación dentro de los grupos de uso definidos en el Capítulo A.2, el tipo de cada uno de los elementos no estructurales y el grado de desempeño mínimo que deben tener de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.9. El proyecto arquitectónico debe ir firmado por un arquitecto con matrícula profesional vigente. Cuando los planos arquitectónicos incluyan los diseños sísmicos de los elementos no estructurales, éstos deben ir firmados por un profesional facultado para este fin. Véase A.1.3.6 y el literal (h) de A.6.5.2.3 sobre separación sísmica de edificaciones adyacentes.

A.1.3.4 — DISEÑO ESTRUCTURAL — El diseño estructural debe ser realizado por un ingeniero civil facultado para este fin, de acuerdo con la Ley 400 de 1997. La estructura de la edificación debe diseñarse para que tenga resistencia y rigidez adecuadas ante las cargas mínimas de diseño prescritas por el Reglamento y debe, además, verificarse que dispone de rigidez adecuada para limitar la deformabilidad ante las cargas de servicio, de tal manera que no se vea afectado el funcionamiento de la edificación. A continuación en la Tabla A.1.3-1 se especifican las etapas que deben llevarse a cabo, dentro del alcance de este Reglamento, en el diseño estructural de edificaciones nuevas y existentes, diferentes a las cubiertas en A.1.3.11. En la Tabla A.1.3-1 se ha seguido el orden del procedimiento de diseño de edificaciones nuevas, el cual no necesariamente coincide con el de edificaciones existentes, pues este último se debe ajustar a la secuencia prescrita en el Capítulo A.10 y lo indicado en la Tabla A.1.3-1 tiene simplemente carácter informativo para las edificaciones existentes.

Tabla A.1.3 -1
Procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas y existentes

Diseño de edificaciones nuevas	Intervención de edificaciones existentes
Paso 1 — Predimensionamiento y coordinación con los otros profesionales	
Definición del sistema estructural, dimensiones tentativas para evaluar preliminarmente las diferentes solicitudes tales como: la masa de la estructura, las cargas muertas, las cargas vivas, los efectos sísmicos, y las fuerzas de viento. Estas dimensiones preliminares se coordinan con los otros profesionales que participan en el diseño.	Además de la coordinación con otros profesionales respecto al proyecto, debe establecerse si la intervención está comprendida dentro del alcance dado en A.10.1.3. Si está cubierto, se deben realizar las etapas 1 y 2 de A.10.1.4 y con esa información se debe realizar la etapa 3 de ese numeral.
Paso 2 — Evaluación de las solicitudes definitivas	
Con las dimensiones de los elementos de la estructura definidas como resultado del paso 1, se evalúan todas las solicitudes que pueden afectar la edificación de acuerdo con los requisitos del Título B del Reglamento. Estas incluyen: el efecto gravitacional de la masa de los elementos estructurales, o peso propio, las cargas de acabados y elementos no estructurales, las cargas muertas, las fuerzas de viento, las deformaciones impuestas por efectos reológicos de los materiales estructurales y asentamientos del suelo que da apoyo a la fundación. Así mismo se debe determinar la masa de la edificación y su contenido cuando así lo exige el Reglamento, la cual será empleada en la determinación de los efectos sísmicos, de acuerdo con los pasos siguientes.	Se debe realizar la etapa 4 de A.10.1.4 donde, entre otros aspectos, se debe determinar una información real análoga a la exigida para edificaciones nuevas, pero con base en la edificación existente de acuerdo con lo indicado en A.10.4.2.6.
Paso 3 — Obtención del nivel de amenaza sísmica y los valores de A_a y A_v	
Este paso consiste en localizar el lugar donde se construirá la edificación dentro de los mapas de zonificación sísmica dados en el Capítulo A.2 del Reglamento y en determinar el nivel de amenaza sísmica del lugar, de acuerdo con los valores de los parámetros A_a y A_v obtenidos en los mapas de zonificación sísmica del Capítulo A.2. El nivel de amenaza sísmica se clasificará como alta, intermedia o baja. En el Apéndice A-4 se presenta una enumeración de los municipios colombianos, con su definición de la zona de amenaza sísmica, y los valores de los parámetros A_a y A_v , entre otros.	Dentro del alcance de la etapa 4 de A.10.4.1, para las edificaciones existentes los movimientos sísmicos de diseño se determinan de igual forma que para edificaciones nuevas, con la excepción de las edificaciones a las cuales el Reglamento les permite acogerse al uso de movimientos sísmicos para el nivel de seguridad limitada para rehabilitación sísmica. Para el uso de movimientos sísmicos para el nivel de seguridad limitada debe consultarse A.10.9.2.5, el cual solo aplica a edificaciones declaradas como patrimonio histórico y bajo las condiciones impuestas allí. En este caso se permite el uso de A_e , en vez de los valores de A_a y A_v tal como se indica en A.10.3.

continúa...

Tabla A.1.3 -1 (continuación)
Procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas y existentes

Diseño de edificaciones nuevas	Intervención de edificaciones existentes
Paso 4 — Movimientos sísmicos de diseño	
<p>Deben definirse unos movimientos sísmicos de diseño en el lugar de la edificación, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2 del Reglamento y, en el caso de Edificaciones cubiertas por A.1.2.3.3, con los requisitos del Capítulo A.12 del Reglamento, tomando en cuenta:</p> <p>(a) La amenaza sísmica para el lugar determinada en el paso 3, expresada a través de los parámetros A_a y A_v, o A_d, según sea el caso, los cuales representan la aceleración horizontal pico efectiva y la velocidad horizontal pico efectiva expresada en términos de aceleración del sismo de diseño,</p> <p>(b) Las características de la estratificación del suelo subyacente en el lugar a través de unos coeficientes de sitio F_a y F_v, y</p> <p>(c) La importancia de la edificación para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de un sismo a través de un coeficiente de importancia I.</p> <p>Las características de los movimientos sísmicos de diseño se expresan por medio de un espectro elástico de diseño. 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 A.2.</p>	<p>Se deben seguir el mismo procedimiento que para edificaciones nuevas. Para el caso de edificaciones declaradas como patrimonio histórico y bajo las condiciones que lo permite A.10.9.2.5 se pueden utilizar los movimientos sísmicos para el nivel de seguridad limitada definido en A.10.3.</p>
Paso 5 — Características de la estructuración y del material estructural empleado	
<p>El sistema estructural de resistencia sísmica de la edificación debe clasificarse dentro de uno de los sistemas estructurales prescritos en el Capítulo A.3: sistema de muros de carga, sistema combinado, sistema de pórtico, o sistema dual. 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 (<i>DES</i>), moderada (<i>DMO</i>) o mínima (<i>DMI</i>); de la altura de la edificación, y de su grado de irregularidad.</p>	<p>Dentro del alcance de la etapa 4 de A.10.4.1, para las edificaciones existentes se debe determinar, de acuerdo con las características del sistema estructural empleado originalmente en su construcción, una correspondencia con los sistemas estructurales que se permiten para edificaciones nuevas de acuerdo con lo prescrito en A.10.4.2.</p>
Paso 6 — Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis	
<p>Definición del procedimiento de análisis sísmico de la estructura de acuerdo con la regularidad o irregularidad de la configuración de la edificación, tanto en planta como en alzado, su grado de redundancia o de ausencia de ella en el sistema estructural de resistencia sísmica, su altura, las características del suelo en el lugar, y el nivel de amenaza sísmica, siguiendo los preceptos dados en el Capítulo A.3 de este Reglamento.</p>	<p>Se aplican los mismos principios que para edificaciones nuevas.</p>

continúa...

Tabla A.1.3 -1 (continuación)
 Procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas y existentes

Diseño de edificaciones nuevas	Intervención de edificaciones existentes
Paso 7 — Determinación de las fuerzas sísmicas	
Obtención de las fuerzas sísmicas, F_s , que deben aplicarse a la estructura para lo cual deben usarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el paso 4.	Dentro del alcance de la etapa 4 de A.10.4.1, para las edificaciones existentes se determinan unas solicitaciones equivalentes a las de edificaciones nuevas, pero ajustadas a las propiedades de la estructura existente. Véase A.10.4.2.
Paso 8 — Análisis sísmico de la estructura	
El análisis sísmico de la estructura se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos de diseño prescritos, a un modelo matemático apropiado de la estructura, tal como se define en el Capítulo A.3. Este análisis se realiza para los movimientos sísmicos de diseño sin ser divididos por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , y debe hacerse por el método que se haya definido en el paso 6. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos de diseño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos.	Se debe cumplir lo indicado en la etapa 5 de A.10.1.4.
Paso 9 — Desplazamientos horizontales	
Evaluación de los desplazamientos horizontales, incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, y las derivas (desplazamiento relativo entre niveles contiguos), utilizando los procedimientos dados en el Capítulo A.6 y con base en los desplazamientos obtenidos en el paso 8.	Se debe cumplir lo indicado en la etapa 9 de A.10.1.4.
Paso 10 — Verificación de derivas	
Comprobación de que las derivas de diseño obtenidas no excedan los límites dados en el Capítulo A.6. Si la estructura excede los límites de deriva, calculada incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, es obligatorio rigidizarla, llevando a cabo nuevamente los pasos 8, 9 y 10, hasta cuando cumpla la comprobación de derivas.	Se debe cumplir lo indicado en la etapa 10 de A.10.1.4.
Paso 11 — Combinación de las diferentes solicitaciones	
Las diferentes solicitaciones que deben ser tenidas en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas de diseño de la estructura, 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 diseño, E , obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas F_s , determinadas en el paso 7, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R ($E = F_s/R$). El coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , es función de: (a) El sistema de resistencia sísmica de acuerdo con la clasificación dada en el Capítulo A.3, (b) Del grado de irregularidad de la edificación, (c) Del grado de redundancia o de ausencia de ella en el sistema estructural de resistencia sísmica, y (d) De los requisitos de diseño y detallado de cada material, para el grado de capacidad de disipación de energía correspondiente (<i>DMI</i> , <i>DMO</i> , o <i>DES</i>), tal como se especifica en el Capítulo A.3.	Se debe cumplir lo indicado en las etapas 6 a 8 de A.10.1.4.

continúa...

Tabla A.1.3 -1 (continuación)
Procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas y existentes

Diseño de edificaciones nuevas	Intervención de edificaciones existentes
Paso 12 — Diseño de los elementos estructurales	
<p>Se lleva a cabo de acuerdo con los requisitos propios del sistema de resistencia sísmica y del material estructural utilizado. Los elementos estructurales deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía mínimo (<i>DM</i>) moderado (<i>DMO</i>), o especial (<i>DES</i>) prescrito en el Capítulo A.3, según les corresponda, lo cual le permitirá a la estructura responder, ante la ocurrencia de un sismo, en el rango inelástico de respuesta y cumplir con los objetivos de las normas sísmo resistentes. El diseño de los elementos estructurales debe realizarse para los valores más desfavorables obtenidos de las combinaciones obtenidas en el paso 11, tal como prescribe el Título B de este Reglamento.</p>	<p>Se debe cumplir lo indicado en las etapas 8, 11 y 12 de A.10.1.4 donde se indica como interpretar la resistencia efectiva de la edificación a la luz de las solicitaciones equivalentes y como se define la resistencia a proveer para reducir la vulnerabilidad de la edificación, cuando es vulnerable, para diseñar la intervención de la edificación.</p>

A.1.3.5 — DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN — Los efectos de las diferentes solicitaciones, incluyendo los efectos de los movimientos sísmicos de diseño sobre los elementos de la cimentación y el suelo de soporte se obtienen así:

- (a) Para efectos del diseño estructural de los elementos que componen la cimentación, se emplean los resultados de las combinaciones realizadas en el paso 11 de A.1.3.4, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, *E*, a partir de las reacciones de la estructura sobre estos elementos, tomando en cuenta la capacidad de la estructura. En el diseño de los elementos de cimentación deben seguirse los requisitos propios del material estructural y del Título H de este Reglamento.
- (b) Para efectos de obtener los esfuerzos sobre el suelo de cimentación, a partir de las reacciones de la estructura y su cimentación sobre el suelo, se emplean las combinaciones de carga para el método de esfuerzos de trabajo de la sección B.2.3, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, *E*. Los efectos de la estructura y del sismo sobre el suelo así obtenidos están definidos al nivel de esfuerzos de trabajo y deben evaluarse de acuerdo con los requisitos del Título H de este Reglamento.

A.1.3.6 — DISEÑO SÍSMICO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES — El diseño sísmico de los elementos no estructurales debe realizarse de acuerdo con los siguientes requisitos:

A.1.3.6.1 — Se debe cumplir el grado de desempeño superior, bueno o bajo que define el Capítulo A.9 según el grupo de uso al cual pertenezca la edificación.

A.1.3.6.2 — El diseño sísmico de los elementos no estructurales debe ser llevado a cabo por profesionales facultados para este fin de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.9, considerando para el efecto los parámetros de diseño sísmico aportados por el diseñador estructural.

A.1.3.6.3 — Dentro de la clasificación de elementos no estructurales se incluyen sistemas como las estanterías, cuyo tratamiento deberá ser como el de sistemas estructurales, los cuales pueden hacer parte de la estructura de la edificación, o ser un sistema estructural independiente de la estructura de la edificación donde se alojan. El diseño de este tipo de sistemas debe ser llevado a cabo por ingenieros estructurales o ingenieros mecánicos para el caso de estanterías metálicas, siguiendo requisitos de diseño sísmo resistente acordes con las condiciones de carga específicas de cada aplicación, de acuerdo con el Capítulo A.9.

A.1.3.6.4 — Se permite el uso de elementos diseñados e instalados por su fabricante, o cuya instalación se hace siguiendo sus instrucciones, cumpliendo lo indicado en A.1.5.1.2.

A.1.3.6.5 — El constructor quien suscribe la licencia de construcción debe:

- (a) Recopilar los diseños de los diferentes elementos no estructurales y las características y documentación de aquellos que se acojan a lo permitido en A.1.5.1.2, para presentarlos en una sola memoria ante la Curaduría u oficina o dependencia encargada de estudiar, tramitar, y

expedir las licencias de construcción.

- (b) Los diferentes diseños de los elementos no estructurales deben ser firmados por el Constructor que suscribe la licencia, indicando así que se hace responsable que los elementos no estructurales se construyan de acuerdo con lo diseñado, cumpliendo con el grado de desempeño especificado.

A.1.3.7 — REVISIÓN DE LOS DISEÑOS — Los planos, memorias y estudios del proyecto deben ser revisados para efectos de la obtención de la licencia de construcción por profesionales facultados para este fin, dicha revisión debe efectuarse según lo establecido en la Ley 400 de 1997 modificada por la Ley 1796 de 2016 y el presente Reglamento NSR 10, como se señala a continuación:

A.1.3.7.1 — Revisión de oficio — El curador urbano o la autoridad municipal o distrital a cargo de la expedición de las licencias urbanísticas, en todos los casos revisará de oficio el proyecto arquitectónico, los diseños estructurales, el estudio geotécnico y los diseños sísmicos de los elementos no estructurales.

A.1.3.7.2 — Revisión independiente de los diseños estructurales — Se hará una revisión independiente del diseño estructural en los casos establecidos por la Ley 400 de 1997, modificada por la Ley 1796 de 2016 y de acuerdo con la reglamentación establecida en el Apéndice A-6 sobre “Revisión independiente de los diseños estructurales” del presente Reglamento NSR-10, sin perjuicio de la revisión de oficio que debe adelantar en todos los casos el curador urbano o la autoridad municipal o distrital a cargo de la expedición de las licencias urbanísticas.

A.1.3.7.3 — Revisión independiente de los diseños de elementos no estructurales — La revisión independiente de los diseños de elementos no estructurales es de carácter voluntario, y podrá realizarse sin perjuicio de la revisión de oficio que debe adelantar en todos los casos el curador urbano o la autoridad municipal o distrital a cargo de la expedición de las licencias urbanísticas.

A.1.3.7.4 — Revisión independiente de los estudios geotécnicos — La revisión independiente de los estudios geotécnicos es de carácter voluntario, y podrá realizarse sin perjuicio de la revisión de oficio que debe adelantar en todos los casos el curador urbano o la autoridad municipal o distrital a cargo de la expedición de las licencias urbanísticas.

A.1.3.8 — CONSTRUCCIÓN — La construcción de la estructura, y de los elementos no estructurales, de la edificación se debe realizar de acuerdo con los requisitos propios del material, para el grado de capacidad de disipación de energía para el cual fue diseñada, de acuerdo con los requisitos dados por el Reglamento NSR 10 para cada material estructural y siguiendo los procedimientos y especificaciones dados por los diseñadores. La dirección de la construcción debe ser realizada por profesionales facultados para este fin, de acuerdo con la Ley 400 de 1997 y el presente Reglamento NSR-10.

A.1.3.9 — SUPERVISIÓN TÉCNICA INDEPENDIENTE — De acuerdo con el Título V de la Ley 400 de 1997 y la Ley 1796 de 2016, la construcción de estructuras de edificaciones, o unidades constructivas, que tengan o superen los dos mil metros cuadrados (2000 m²) de área construida, independientemente de su uso, deben someterse a una supervisión técnica independiente realizada de acuerdo con lo establecido en el Título I de este Reglamento NSR-10. (Véase la sección I.2.1.2 del presente Reglamento NSR-10).

A.1.3.9.1 — Edificaciones indispensables y de atención a la comunidad — De acuerdo con el Artículo 20 de la Ley 400 de 1997, las edificaciones de los grupos de uso III y IV, independientemente del área que tengan, deben someterse a una Supervisión Técnica Independiente.

A.1.3.9.2 — Edificaciones diseñadas y construidas de acuerdo con el Título E del Reglamento — De acuerdo con el Parágrafo 2 del artículo 18 de la Ley 400 de 1997, modificado por el artículo 4 de la Ley 1796 de 2016, se excluyen de la obligatoriedad de la supervisión técnica independiente, las estructuras que diseñen y construyan siguiendo las recomendaciones del Título E, siempre y cuando se trate de menos de 5 unidades de vivienda y tengan menos de dos mil metros cuadrados (2000 m²) de área construida en conjunto.

A.1.3.9.3 — Supervisión técnica independiente exigida por los diseñadores — De acuerdo con el artículo 18 de la Ley 400 de 1997, modificado por el artículo 4 de la Ley 1796 de 2016, el diseñador estructural, o el ingeniero geotecnista, de acuerdo con su criterio, pueden requerir supervisión técnica independiente en edificaciones de cualquier área; cuya complejidad, procedimientos constructivos especiales o materiales

empleados, la hagan necesaria, consignado este requisito en los planos estructurales o en el estudio geotécnico respectivamente..

A.1.3.9.4 — Idoneidad del supervisor técnico independiente — El supervisor técnico independiente debe ser un profesional, ingeniero civil o arquitecto, o un constructor en arquitectura e ingeniería, o un ingeniero mecánico (solo para el caso de estructuras metálicas o prefabricadas) según el Capítulo V del Título VI de la Ley 400 de 1997, modificada por la Ley 1229 de 2008. Parte de las labores de supervisión pueden ser delegadas por el supervisor técnico independiente en personal técnico auxiliar, el cual trabajará bajo su dirección y su responsabilidad.

A.1.3.9.5 — Alcance de la supervisión técnica independiente — El alcance de las labores que debe realizar el supervisor técnico independiente están establecidas en el Título I de este Reglamento.

A.1.3.9.6 — Edificaciones donde no se requiere supervisión técnica independiente — En aquellas edificaciones donde no se requiera la supervisión técnica independiente, este hecho no exime al constructor de realizar los controles de calidad de los materiales que el Reglamento requiere para los diferentes materiales estructurales, ni de llevar registros y controles de las condiciones de cimentación y geotécnicas del proyecto.

A.1.3.9.7 — Sistemas de aislamiento sísmico — Según A.3.8.3 la construcción de una edificación que utilice sistemas de aislamiento sísmico en su base debe someterse a una supervisión técnica independiente permanente, como la describe el Título I del presente Reglamento NSR-10.

A.1.3.9.8 — Disipadores de energía — Según A.3.9.3 la construcción de una edificación que utilice elementos disipadores de energía debe someterse a una supervisión técnica independiente permanente, como la describe el Título I del presente Reglamento NSR-10.

A.1.3.9.9 — Intervención en el sistema estructural — Según A.10.1.6 la construcción de la intervención del sistema estructural de edificaciones existentes debe someterse, en todos los casos, a una supervisión técnica independiente dentro del alcance que se da en el Título I del presente Reglamento NSR-10.

A.1.3.10 — EDIFICACIONES INDISPENSABLES — Las edificaciones indispensables, pertenecientes al grupo de uso **IV**, tal como las define A.2.5.1.1, y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso **III**, tal como las define A.2.5.1.2, deben diseñarse y construirse cumpliendo los requisitos presentados en el procedimiento de diseño definido en A.1.3.2 a A.1.3.8, y además los requisitos adicionales dados en el Capítulo A.12, dentro de los cuales se amplía el Paso 10 de A.1.3.4, exigiendo una verificación de la edificación para los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño de la edificación. En relación con las edificaciones incluidas en los literales (e) y (f) del grupo de uso **III**, como lo define A.2.5.1.2, queda a decisión del propietario en el primer caso o de la autoridad competente en el segundo definir si se requiere adelantar el diseño de ellas según los requisitos especiales del Capítulo A.12.

A.1.3.11 — CASAS DE UNO Y DOS PISOS — Las edificaciones de uno y dos pisos deben diseñarse de acuerdo con los Capítulos A.1 a A.12 de este Reglamento. Las casas de uno y dos pisos del grupo de uso **I**, tal como lo define A.2.5.1.4, que no formen parte de programas de cinco o más unidades de vivienda ni tengan o superen los dos mil metros cuadrados (2000 m²) de área construida en conjunto, pueden diseñarse alternativamente de acuerdo con los requisitos del Título E de este Reglamento, caso en el cual no estarán obligadas a contar con la supervisión técnica independiente.

A.1.3.12 — ASPECTOS FUNDAMENTALES DE DISEÑO — En toda edificación del grupo de uso **I**, como las define A.2.5.1, que forme parte de programas de cinco o más unidades de vivienda o tenga o supere los dos mil metros cuadrados (2000 m²) de área construida en conjunto, en todas las edificaciones de los grupos de usos **II**, **III** y **IV**, como las define A.2.5.1 y cuando con base en las características de la edificación o del lugar, el diseñador estructural o el ingeniero geotecnista lo estime conveniente, deben considerarse los siguientes aspectos especiales en su diseño, construcción y supervisión técnica independiente:

- (a) Influencia del tipo de suelo en la amplificación de los movimientos sísmicos y la respuesta sísmica de las edificaciones que igualmente pueden verse afectadas por la similitud entre los períodos de la estructura y alguno de los períodos del depósito,
- (b) Potencial de licuación del suelo en el lugar,
- (c) Posibilidad de falla de taludes o remoción en masa debida al sismo,

- (d) Comportamiento en grupo del conjunto ante solicitaciones sísmicas, eólicas y térmicas de acuerdo con las juntas que tenga el proyecto,
- (e) Especificaciones complementarias acerca de la calidad de los materiales a utilizar y del alcance de los ensayos de comprobación técnica de la calidad real de estos materiales, y
- (f) Verificación de la concepción estructural de la edificación desde el punto de vista de cargas verticales y fuerzas horizontales.
- (g) Obligatoriedad de una supervisión técnica independiente según lo requerido por el Título I del Reglamento NSR-10.

A.1.3.13 — CONSTRUCCIÓN RESPONSABLE AMBIENTALMENTE — Las construcciones que se adelanten en el territorio nacional deben cumplir con la legislación y reglamentación nacional, departamental y municipal o distrital respecto al uso responsable ambientalmente de materiales y procedimientos constructivos. Se deben utilizar adecuadamente los recursos naturales y tener en cuenta el medio ambiente sin producir deterioro en él y sin vulnerar la renovación o disponibilidad futura de estos materiales. Esta responsabilidad ambiental debe desarrollarse desde la etapa de diseño y aplicarse y verificarse en la etapa de construcción, por todos los profesionales y demás personas que intervengan en dichas etapas. Véase el Título 7 de la Parte 2 del Libro 2 del Decreto 1077 de 2015, Decreto Unico Reglamentario del Sector Vivienda, Ciudad y Territorio, y la Resolución 549 de 2015 expedida por el Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, o la norma que la adicione, modifique o sustituya.

A.1.3.14 — RÉGIMEN DE RESPONSABILIDAD DE LOS PROFESIONALES — De conformidad con lo establecido en los artículos 2060 y 2061 del Código Civil, los artículos 4, 15, 18 y 19 de la Ley 400 de 1997, estos tres últimos modificados por los artículos 3, 4 y 5 de la Ley 1796 de 2016, respectivamente, la responsabilidad de los diseños o estudios, construcción y supervisión técnica independiente de los diferentes elementos que componen la edificación, así como la adopción de todas las medidas necesarias para el cumplimiento del presente Reglamento NSR-10, recae en los profesionales que elaboran los diferentes diseños y quienes adelanten las funciones de revisión independiente, construcción y supervisión técnica independiente, según las definiciones contenidas en el capítulo A.13 del presente Reglamento NSR-10, o la norma que la adicione, modifique o sustituya.

En caso, de que la edificación perezca o amenace ruina, por vicios del diseño, revisión independiente, construcción y/o supervisión técnica independiente, los profesionales que adelanten tales labores además de la responsabilidad disciplinaria contenida en la Ley 842 de 2003 modificada por la Ley 1325 de 2009 para el caso de ingenieros; y la Ley 435 de 1998 para el caso de los arquitectos, podrán ser vinculados a las investigaciones que en materia civil y penal se adelanten, por las actuaciones u omisiones en el desarrollo del proyecto.

A.1.4 — CONSIDERACIONES ESPECIALES

A.1.4.1 — POR TAMAÑO Y GRUPO DE USO — En toda edificación del grupo de uso **I**, como las define A.2.5.1, que tenga o supere los dos mil metros cuadrados (2000 m²) de área construida en conjunto, o que forme parte de un programa de cinco o más unidades de vivienda, y en todas las edificaciones de los grupos de usos **II**, **III** y **IV**, como las define A.2.5.1, será obligatoria la supervisión técnica independiente según lo requerido por el Título I del Reglamento NSR-10.

A.1.4.2 — SISTEMAS PREFABRICADOS — De acuerdo con lo establecido en el Artículo 12 de la Ley 400 de 1997, se permite el uso de sistemas de resistencia sísmica que estén compuestos, parcial o totalmente, por elementos prefabricados, que no estén cubiertos por este Reglamento, siempre y cuando cumpla uno de los dos procedimientos siguientes:

- (a) Se utilicen los criterios de diseño sísmico presentados en A.3.1.7, o
- (b) Se obtenga una autorización previa de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, de acuerdo con los requisitos y responsabilidades establecidas en el Artículo 14 de la Ley 400 de 1997.

A.1.5 — DISEÑOS, PLANOS, MEMORIAS Y ESTUDIOS

A.1.5.1 — DISEÑADOR RESPONSABLE — La responsabilidad de los diseños de los diferentes elementos que componen la edificación recae en los profesionales bajo cuya dirección se elaboran los diferentes diseños particulares. Se presume, que cuando un elemento figure en un plano o memoria de diseño, es porque se han tomado

todas las medidas necesarias para cumplir el propósito del Reglamento y por lo tanto el profesional que firma o rotula el plano es el responsable del diseño correspondiente.

A.1.5.1.1 — Deben consultarse en el Título II de la Ley 400 de 1997, así como en el Capítulo A.13 de este Reglamento, las definiciones de constructor, diseñador arquitectónico, diseñador estructural, ingeniero geotecnista, propietario y supervisor técnico independiente, para efectos de la asignación de las responsabilidades correspondientes.

A.1.5.1.2 — En aquellos casos en los cuales en los diseños se especifican elementos cuyo suministro e instalación se realiza por parte de su fabricante o siguiendo sus instrucciones, el diseñador puede limitarse a especificar en sus planos, memorias o especificaciones, las características que deben cumplir los elementos, y la responsabilidad de que se cumplan estas características recae en el constructor que suscribe la licencia de construcción y este cumplimiento debe ser verificado por el supervisor técnico independiente, cuando la edificación deba contar con su participación según el A.1.3.9.

A.1.5.2 — PLANOS — Los planos arquitectónicos, estructurales y de elementos no estructurales, que se presenten para la obtención de la licencia de construcción deben ser iguales a los utilizados en la construcción de la obra, y por lo menos una copia debe permanecer en archivo de la Curaduría, departamento administrativo o dependencia distrital o municipal encargada de expedir las licencias de construcción. La Curaduría Urbana o la dependencia municipal o distrital encargada de expedir las licencias de construcción, podrá solicitar una copia en medio magnético del proyecto estructural (planos y memorias), en los formatos digitales que ésta defina. En los proyectos que requieran supervisión técnica independiente, de acuerdo con el presente Reglamento, se deberá cumplir adicionalmente con lo especificado en el Título I en relación con los planos finales de obra (planos record).

A.1.5.2.1 — Planos estructurales — Los planos estructurales deben ir firmados por un ingeniero civil facultado para ese fin y quien obra como diseñador estructural responsable. Los planos estructurales deben contener como mínimo:

- (a) Especificaciones de los materiales de construcción que se van a utilizar en la estructura, tales como resistencia del concreto, resistencia del acero, calidad de las unidades de mampostería, tipo de mortero, calidad de la madera estructural, y toda información adicional que sea relevante para la construcción y supervisión técnica independiente de la estructura. Cuando la calidad del material cambie dentro de la misma edificación, debe anotarse claramente cuál material debe usarse en cada porción de la estructura,
- (b) Tamaño y localización de todos los elementos estructurales así como sus dimensiones y refuerzo,
- (c) Precauciones que se deben tener en cuenta, tales como contraflechas, para contrarrestar cambios volumétricos de los materiales estructurales tales como: cambios por variaciones en la humedad ambiente, retracción de fraguado, flujo plástico o variaciones de temperatura,
- (d) Localización y magnitud de todas las fuerzas de preesfuerzo, cuando se utilice concreto preesforzado,
- (e) Tipo y localización de las conexiones entre elementos estructurales y los empalmes entre los elementos de refuerzo, así como detalles de conexiones y sistema de limpieza y protección anticorrosiva en el caso de estructuras de acero,
- (f) El grado de capacidad de disipación de energía bajo el cual se diseñó el material estructural del sistema de resistencia sísmica,
- (g) Las cargas vivas y de acabados supuestas en los cálculos, y
- (h) El grupo de uso al cual pertenece la edificación.

A.1.5.2.2 — Planos arquitectónicos y de elementos no estructurales arquitectónicos — Los planos arquitectónicos deben ir firmados por un arquitecto facultado para ese fin y quien obra como diseñador arquitectónico responsable. El proyecto y planos arquitectónicos deben cumplir con el alcance del diseño arquitectónico definido en A.1.3.3. Para efectos del presente Reglamento deben contener el grado de desempeño sísmico de los elementos no estructurales arquitectónicos, tal como los define el Capítulo A.9, por medio de notas apropiadas colocadas en el plano correspondiente. Los planos de elementos no estructurales, deben contener todos los detalles y especificaciones, compatibles con este grado de desempeño, necesarios para garantizar que la construcción pueda ejecutarse apropiadamente. El diseñador de los elementos no estructurales, cuando el diseño sísmico de los elementos no estructurales se realice por un profesional diferente del arquitecto, debe firmar los planos arquitectónicos generales, además de los planos de los diseños particulares. Véase A.1.3.6 y el literal (h) de A.6.5.2.3 sobre separación sísmica de edificaciones adyacentes.

A.1.5.2.3 — Planos hidráulicos y sanitarios, eléctricos, mecánicos y de instalaciones especiales — Los planos de instalaciones hidráulicas y sanitarias, eléctricas, mecánicas y de instalaciones especiales, deben ir firmados por profesionales facultados para ese fin. Para efectos del presente Reglamento NSR-10 cada uno de estos planos debe contener una nota claramente visible donde se indique el grado de desempeño de los elementos no estructurales diferentes de los arquitectónicos, tal como los define el Capítulo A.9 y la referencia al plano donde se incluyan todos los detalles y especificaciones, compatibles con este grado de desempeño, necesarios para garantizar que la construcción pueda ejecutarse apropiadamente. Véase A.1.3.6.5.

A.1.5.3 — MEMORIAS — Los planos deben ir acompañados por memorias de diseño y cálculo en las cuales se describan los procedimientos por medio de los cuales se realizaron los diseños.

A.1.5.3.1 — Memorias estructurales — Los planos estructurales que se presenten para obtener la licencia de construcción deben ir acompañados de la memoria justificativa de cálculos, firmada por el Ingeniero que realizó el diseño estructural. En esta memoria debe incluirse una descripción del sistema estructural usado, y además deben anotarse claramente las cargas verticales, el grado de capacidad de disipación de energía del sistema de resistencia sísmica, el cálculo de la fuerza sísmica, el tipo de análisis estructural utilizado y la verificación de que las derivas máximas no fueron excedidas. Cuando se use un equipo de procesamiento automático de información, además de lo anterior, debe entregarse una descripción de los principios bajo los cuales se realiza el modelo digital y su análisis estructural y los datos de entrada al procesador automático debidamente identificados. Los datos de salida pueden utilizarse para ilustrar los resultados y pueden incluirse en su totalidad en un anexo a las memorias de cálculo, pero no pueden constituirse en sí mismos como memorias de cálculo, requiriéndose de una memoria explicativa de su utilización en el diseño.

A.1.5.3.2 — Memorias de otros diseños — Las justificaciones para el grado de desempeño de los elementos no estructurales deben consignarse en una memoria. Esta memoria debe ser elaborada por el profesional responsable de los diseños, ya sea el arquitecto o el diseñador de los elementos no estructurales, y los diseñadores hidráulicos, eléctricos, mecánicos o de instalaciones especiales. Véase A.1.3.6. Igualmente debe contarse con una memoria de las especificaciones sobre materiales, elementos estructurales, medios de ingreso y egreso y sistemas de detección y extinción de incendios relacionadas con la seguridad a la vida, de acuerdo con los Títulos J y K de este Reglamento.

A.1.5.4 — ESTUDIO GEOTÉCNICO — Para efectos de obtener una licencia de construcción debe presentarse un estudio geotécnico realizado de acuerdo con los requisitos del Título H del presente Reglamento. El estudio geotécnico debe ir firmado por un ingeniero civil facultado para ese fin, y debe hacer referencia a:

- (a) Lo exigido en A.1.3.2,
- (b) A la definición de los efectos locales exigida en A.2.4, incluyendo el caso en el que se realice un estudio sísmico particular de sitio según lo indicado en A.2.10,
- (c) A la obtención de los parámetros del suelo para efectos de la evaluación de la interacción suelo-estructura tal como la define el Capítulo A.7, cuando esta es requerida por el Capítulo A.3, y
- (d) A las demás que exija el Título H.

A.1.6 — OBLIGATORIEDAD DE LAS NORMAS TÉCNICAS CITADAS EN EL REGLAMENTO

A.1.6.1— NORMAS NTC — Las Normas Técnicas Colombianas NTC, citadas en el presente Reglamento, hacen parte de él. Las normas NTC son promulgadas por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación ICONTEC, único organismo nacional de normalización reconocido por el gobierno de Colombia.

A.1.6.2 — OTRAS NORMAS — En aquellos casos en los cuales no exista una norma NTC se acepta la utilización de normas de la Sociedad Americana de Ensayo y Materiales (American Society for Testing and Materials — ASTM) o de otras instituciones, las cuales también hacen parte del Reglamento cuando no exista la correspondiente norma NTC.

A.1.6.3 — REFERENCIAS — Al lado de las normas NTC se ha colocado entre paréntesis una norma de la ASTM o de otra institución. Esto se hace únicamente como referencia y la norma obligatoria siempre será la norma NTC. Esta norma de referencia corresponde a una norma ASTM, o de otra institución, que es compatible con los requisitos correspondientes del Reglamento, y no necesariamente corresponde a la norma de antecedente de la norma NTC. Las normas de antecedente de las normas NTC son las que se encuentran consignadas en el texto de la misma norma.

A.1.7 — SISTEMA DE UNIDADES

A.1.7.1 — SISTEMA MÉTRICO SI — De acuerdo con lo exigido por el Decreto 1731 de 18 de Septiembre de 1967, el presente Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10, se ha expedido utilizando el Sistema Internacional de Medidas (SI), el cual es de uso obligatorio en el territorio nacional. Debe consultarse la norma NTC 1000 (ISO 1000), expedida por el ICONTEC, para efectos de la correcta aplicación del Sistema Internacional de Medidas SI.

A.1.7.2 — REFERENCIAS AL SISTEMA MÉTRICO mks — Las unidades que se utilizan en las ecuaciones del Reglamento son las unidades del sistema SI. Al final de algunos Títulos hay un apéndice en el cual se relacionan las ecuaciones correspondientes en los sistemas de unidades SI y mks. En general todas las ecuaciones en las cuales se utiliza la raíz cuadrada de un esfuerzo, que por definición sigue teniendo unidades de esfuerzo, como es el caso de $\sqrt{f'_c}$ en concreto reforzado, $\sqrt{f'_m}$ en mampostería reforzada, o $\sqrt{F_y}$ en estructuras metálicas, producen resultados inconsistentes si se emplean en esfuerzos expresados en el sistema mks (kgf/cm^2), y solo pueden emplearse con esfuerzos expresados en el Sistema Internacional de Medidas (SI).

NOTAS:

CAPÍTULO A.2

ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA Y MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO

A.2.0 — NOMENCLATURA

- A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- A_v = coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- d_c = es la suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.
- d_i = espesor del estrato i , localizado dentro de los 30 m superiores del perfil.
- d_s = es la suma de los espesores de los m estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil en ecuación A.2.4-3.
- F_a = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.
- F_v = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.
- g = aceleración debida a la gravedad (9.8 m/s²).
- H = espesor total en m de los estratos de suelos cohesivos.
- I = coeficiente de importancia definido en A.2.5.2
- IP = índice de plasticidad, el cual se obtiene cumpliendo la norma ASTM D 4318.
- N_i = número de golpes por píe obtenido en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, haciendo corrección por energía N60. El valor de N_i usado para obtener el valor medio, no debe exceder 100.
- R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.
- 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_C = coeficiente de capacidad de disipación de energía definido para la zona de períodos cortos menores de T_C en función del valor de R , cuando se exige así en los estudios de microzonificación. Definido en la ecuación A.2.9-1.
- S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T . Está definido en A.2.6.1.
- S_d = valor del espectro de desplazamientos de diseño para un período de vibración dado. Máximo desplazamiento horizontal de diseño, expresado en m, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T . Está definido en A.2.6.3.
- S_v = valor del espectro de velocidades de diseño para un período de vibración dado. Máxima velocidad horizontal de diseño, expresada en m/s, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T . Está definido en A.2.6.2.
- s_{ui} = es la resistencia al corte no drenado en kPa (kgf/cm²) del estrato i , la cual no debe exceder 250 kPa (2.5 kgf/cm²) para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma NTC 1527 (ASTM D 2166) o la norma NTC 2041 (ASTM D 2850).
- T = período de vibración del sistema elástico, en segundos.
- T_C = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo. (Véase A.2.6).
- T_L = período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño, para períodos largos. (Véase A.2.6).

- T_0 = período de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones, en s
 v_{si} = velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i , medida en campo, en m/s
 w = contenido de agua en porcentaje, el cual se determina por medio de la norma NTC 1495 (ASTM D 2166).

A.2.1 — GENERAL

A.2.1.1— MOVIMIENTOS SÍSMICOS PRESCRITOS — 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 del espectro elástico de diseño definido en A.2.6, o por medio de familias de acelerogramas que cumplan los requisitos de A.2.7.

A.2.1.2 — EFECTOS LOCALES DIFERENTES — En A.2.4 el Reglamento prescribe un procedimiento para determinar los efectos en los movimientos sísmicos de diseño de la transmisión de las ondas sísmicas en el suelo existente debajo de la edificación. Pueden utilizarse movimientos sísmicos de diseño diferentes a los definidos en A.2.4, si se demuestra que fueron obtenidos utilizando mejor información proveniente de un estudio detallado de propagación de la onda sísmica a través del suelo existente debajo del sitio, o de la incidencia de la topografía del lugar, en los siguientes casos:

A.2.1.2.1 — Estudios de microzonificación sísmica — Cuando las autoridades municipales o distritales han aprobado un estudio de microzonificación sísmica, realizado de acuerdo con el alcance que fija la sección A.2.9, el cual contenga recomendaciones para el lugar donde se adelantará la edificación, ya sea por medio de unos efectos de sitio o formas espectrales especiales, se deben utilizar los resultados de ésta, así como los valores del coeficiente de sitio, dados en ella, en vez de los presentados en A.2.4 y A.2.6.

A.2.1.2.2 — Estudios sísmicos particulares de sitio — Cuando el ingeniero geotecnista responsable del estudio geotécnico de la edificación defina unos efectos locales particulares para el lugar donde se encuentra localizada la edificación, utilizando estudios de amplificación de las ondas sísmicas o estudios especiales referentes a efectos topográficos, o ambos, éstos deben realizarse de acuerdo con lo prescrito en A.2.10.

A.2.1.3 — MOVIMIENTOS SÍSMICOS DIFERENTES — Cuando se utilicen movimientos sísmicos de diseño obtenidos a partir de valores de A_a o A_v o A_e diferentes de los dados en este Reglamento, estos valores de A_a , o A_v , o ambos, o de A_e , deben ser aprobados por la oficina o dependencia distrital o municipal encargada de expedir las licencias de construcción, previo concepto de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

A.2.2 — MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO

A.2.2.1 — Los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectiva, representada por el parámetro A_a , y de la velocidad pico efectiva, representada por el parámetro A_v , para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años. Los valores de estos coeficientes, para efectos de este Reglamento, deben determinarse de acuerdo con A.2.2.2 y A.2.2.3.

A.2.2.2 — Se determina el número de la región en donde está localizada la edificación usando para A_a el mapa de la figura A.2.3-2 y el número de la región donde está localizada la edificación para A_v , en el mapa de la figura A.2.3-3.

A.2.2.3 — Los valores de A_a y A_v se obtienen de la Tabla A.2.2-1, en función del número de la región determinado en A.2.2.2. Para las ciudades capitales de departamento del país los valores se presentan en la Tabla A.2.3-2 y para todos los municipios del país en el Apéndice A-4 incluido al final del presente Título.

Tabla A.2.2-1
Valores de A_a y de A_v , según las regiones
De los mapas de las figuras A.2.3-2 Y A.2.3-3

Región N°	Valor de A_a o de A_v
10	0.50
9	0.45
8	0.40
7	0.35
6	0.30
5	0.25
4	0.20
3	0.15
2	0.10
1	0.05

A.2.3 — ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA

La edificación debe localizarse dentro de una de las zonas de amenaza sísmica que se definen en esta sección y que están presentadas en el Mapa de la figura A.2.3-1.

A.2.3.1 — ZONA DE AMENAZA SÍSMICA BAJA — Es el conjunto de lugares en donde tanto A_a como A_v son menores o iguales a 0.10. Véase la Tabla A.2.3-1.

A.2.3.2 — ZONA DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA — Es el conjunto de lugares en donde A_a o A_v , o ambos, son mayores de 0.10 y ninguno de los dos excede 0.20. Véase la Tabla A.2.3-1.

A.2.3.3 — ZONA DE AMENAZA SÍSMICA ALTA — Es el conjunto de lugares en donde A_a o A_v , o ambos, son mayores que 0.20. Véase la Tabla A.2.3-1.

Tabla A.2.3-1
Nivel de amenaza sísmica según valores de A_a y de A_v

Mayor valor entre A_a y A_v	Asociado en mapas de las figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 a Región N°	Amenaza Sísmica
0.50	10	Alta
0.45	9	Alta
0.40	8	Alta
0.35	7	Alta
0.30	6	Alta
0.25	5	Alta
0.20	4	Intermedia
0.15	3	Intermedia
0.10	2	Baja
0.05	1	Baja

Tabla A.2.3-2
Valor de A_a y de A_v para las ciudades capitales de departamento

Ciudad	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta
Florencia	0.20	0.15	Intermedia
Ibagué	0.20	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	0.05	Baja
Manizales	0.25	0.25	Alta
Medellín	0.15	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	0.05	Baja
Mocoa	0.30	0.25	Alta
Montería	0.10	0.15	Intermedia
Neiva	0.25	0.25	Alta
Pasto	0.25	0.25	Alta
Pereira	0.25	0.25	Alta
Popayán	0.25	0.20	Alta
Puerto Carreño	0.05	0.05	Baja
Puerto Inírida	0.05	0.05	Baja
Quibdó	0.35	0.35	Alta
Riohacha	0.10	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	0.10	Intermedia
San José del Guaviare	0.05	0.05	Baja
Sincelejo	0.10	0.15	Intermedia
Tunja	0.20	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	0.10	Baja
Villavicencio	0.35	0.30	Alta
Yopal	0.30	0.20	Alta

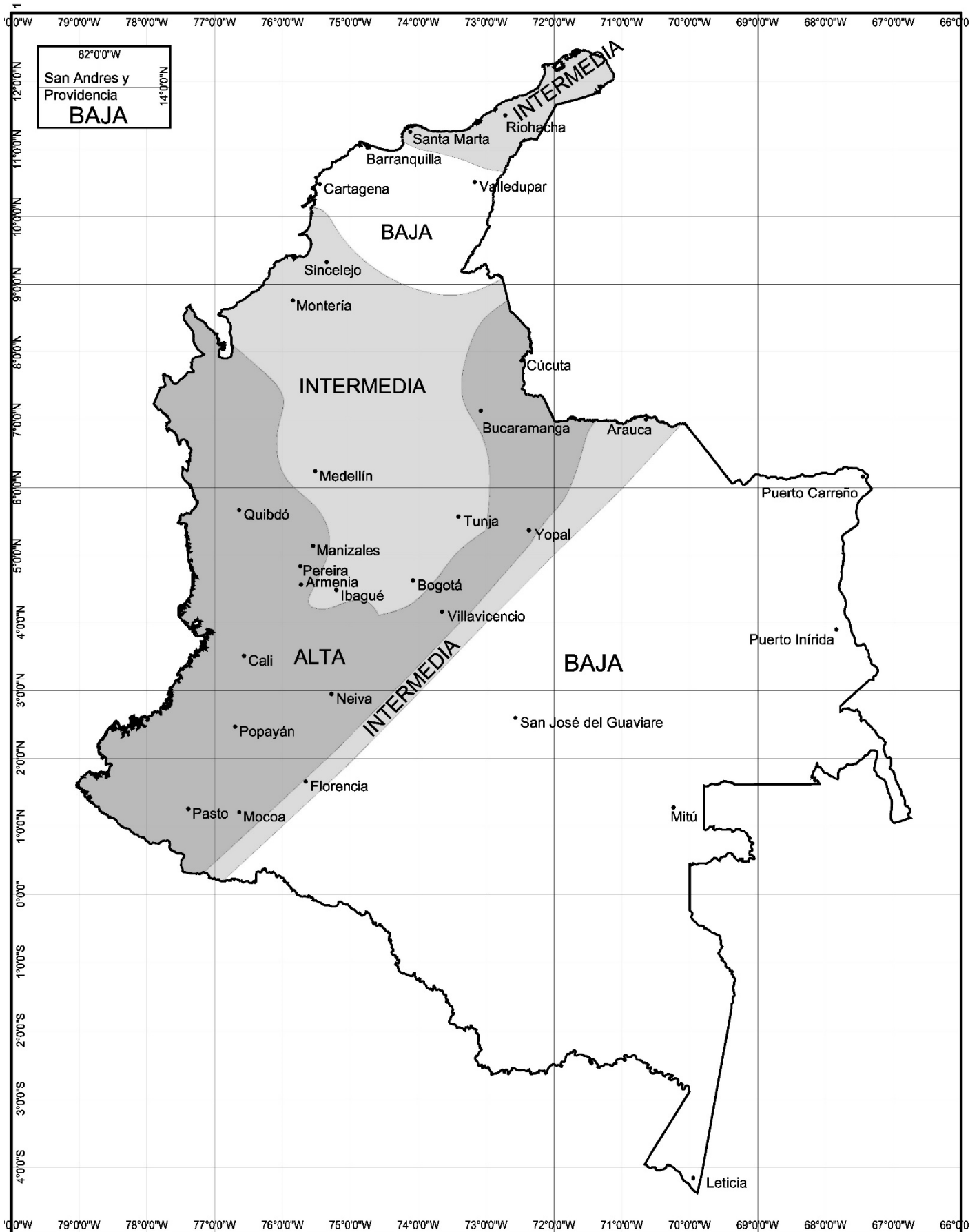


Figura A.2.3-1 — Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de A_a y A_v

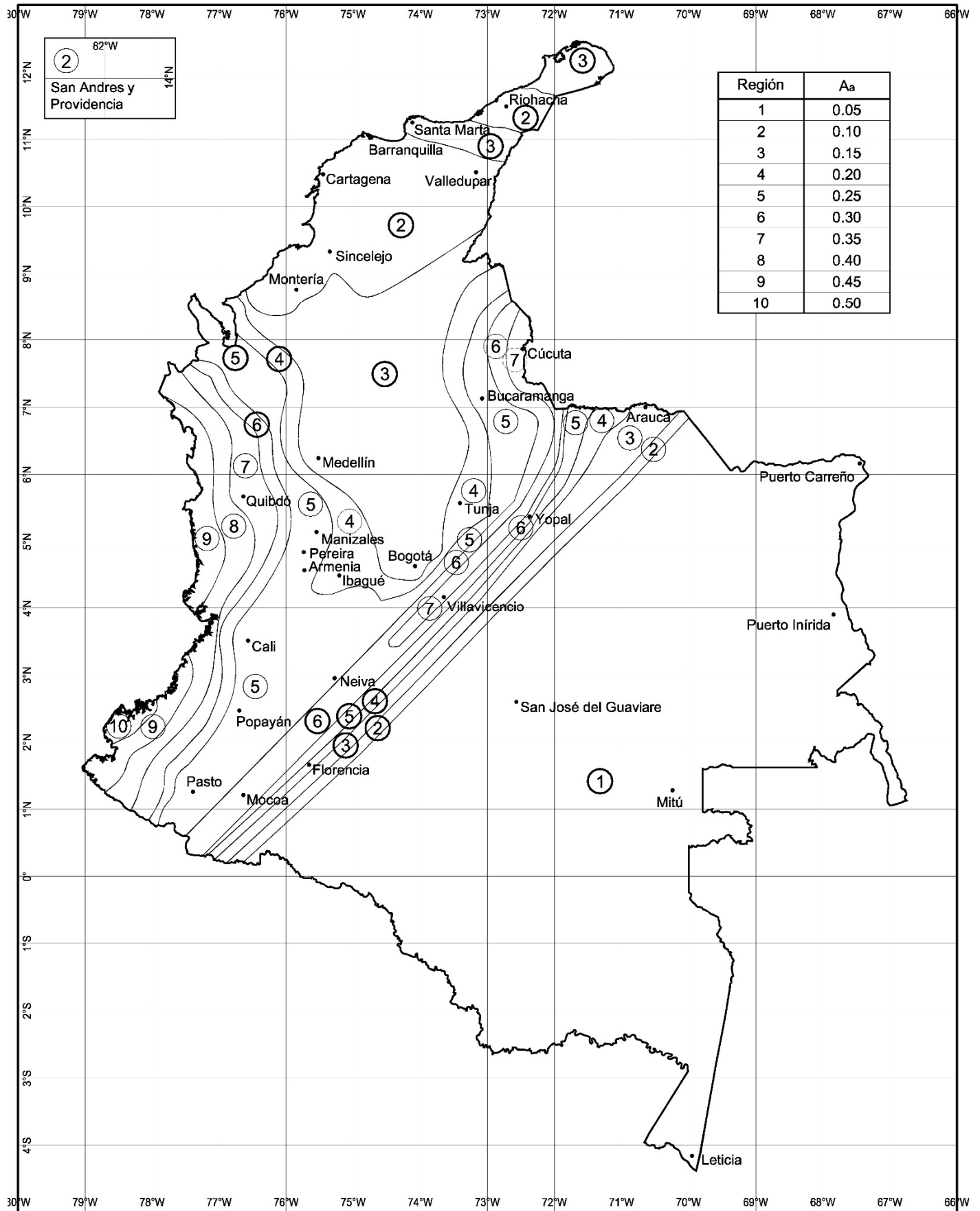


Figura A.2.3-2 — Mapa de valores de A_a

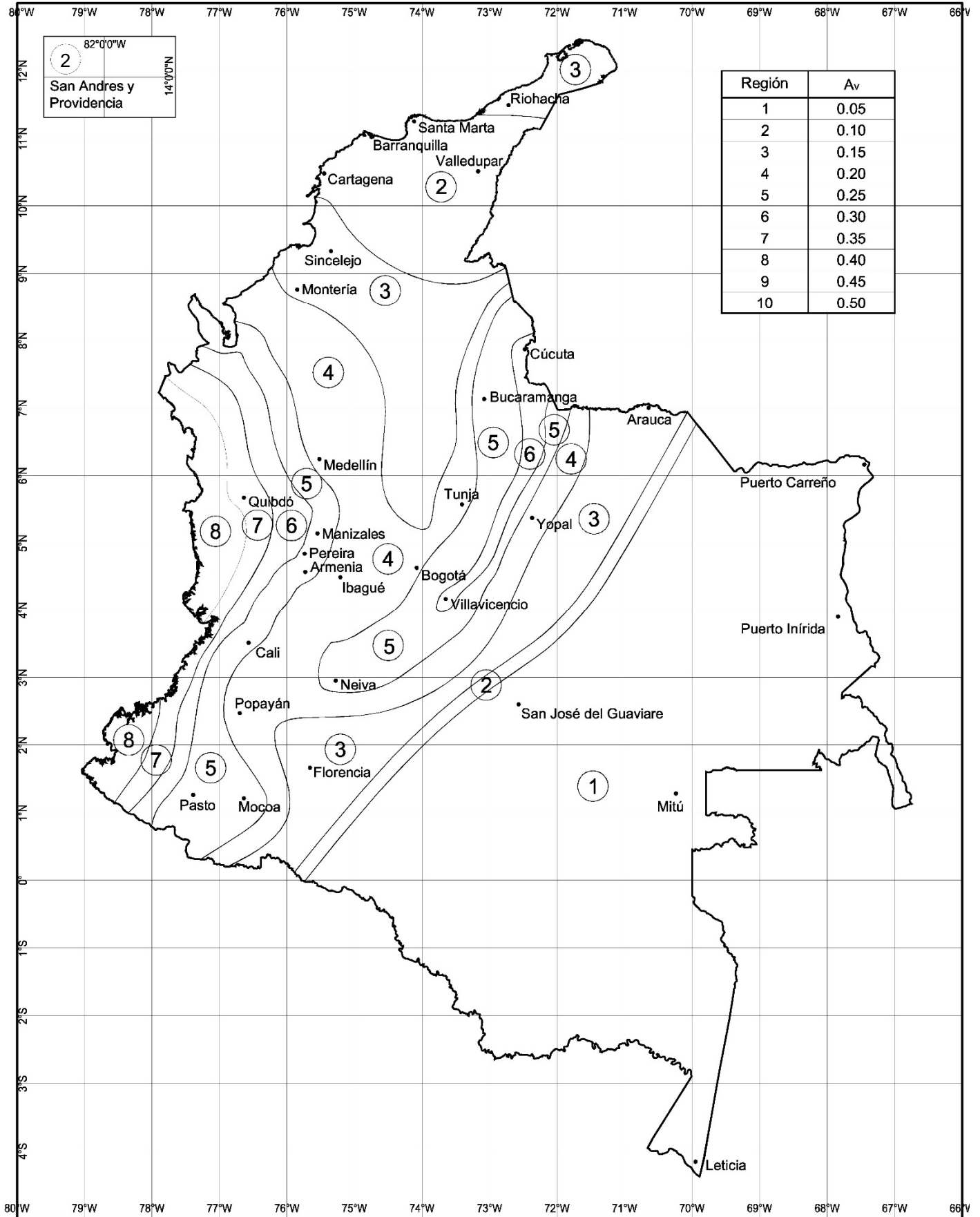


Figura A.2.3-3 - Mapa de valores de A_v

A.2.4 — EFECTOS LOCALES

En esta sección se dan los tipos de perfil de suelo y los valores de los coeficientes de sitio. El perfil de suelo debe ser determinado por el ingeniero geotecnista a partir de unos datos geotécnicos debidamente sustentados.

A.2.4.1 — GENERAL — Se prescriben dos factores de amplificación del espectro por efectos de sitio, F_a y F_v , los cuales afectan la zona del espectro de períodos cortos y períodos intermedios, respectivamente. Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse con base en los perfiles de suelo dados a continuación, independientemente del tipo de cimentación empleado. La identificación del perfil de suelo se realiza a partir de la superficie del terreno. Cuando existan sótanos, o en edificio en ladera, el ingeniero geotecnista, 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.

A.2.4.1.1 — Estabilidad del depósito de suelo — Los perfiles de suelo presentados en esta sección A.2.4 hacen referencia a depósitos estables de suelo. Cuando exista la posibilidad de que el depósito no sea estable, especialmente ante la ocurrencia de un sismo, como puede ser en sitios en ladera o en sitios con suelos potencialmente licuables, no deben utilizarse las definiciones dadas y hay necesidad de realizar una investigación geotécnica que identifique la estabilidad del depósito, además de las medidas correctivas, si son posibles, que se deben tomar para poder adelantar una construcción en el lugar. El estudio geotécnico debe indicar claramente las medidas correctivas y los coeficientes de sitio que se debe utilizar en el diseño, dado que se lleven a cabo las medidas correctivas planteadas. La construcción de edificaciones en el sitio no puede adelantarse sin tomar medidas correctivas, cuando éstas sean necesarias.

A.2.4.1.2 — Procedimientos alternos — Cuando según A.2.1.2 se permitan procedimientos alternos para definir los efectos locales, se debe cumplir con lo requerido allí en vez de lo presentado en esta sección.

A.2.4.2 — TIPOS DE PERFIL DE SUELO — Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Tabla A.2.4-1. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A a E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables 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.

A.2.4.3 — PARÁMETROS EMPLEADOS EN LA DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO — A continuación se definen los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo con base en los 30 m superiores del mismo y considerando ensayos realizados en muestras tomadas al menos cada 1.50 m de espesor del suelo. Estos parámetros son (a) la velocidad media de la onda de cortante, \bar{v}_s , en m/s, (b) el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, \bar{N} , en golpes/píe a lo largo de todo el perfil, o, (c) cuando se trate de considerar por separado los estratos no cohesivos y los cohesivos del perfil, para los estratos de suelos no cohesivos se determinará el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, \bar{N}_{ch} , en golpes/píe, y para los cohesivos la resistencia media al corte obtenida del ensayo para determinar su resistencia no drenada, \bar{s}_u , en kPa. Además se emplean el Índice de Plasticidad (**IP**), y el contenido de agua en porcentaje, w .

A.2.4.3.1 — Velocidad media de la onda de cortante — La velocidad media de la onda de cortante se obtiene por medio de:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (\text{A.2.4-1})$$

donde:

- v_{si} = velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i , medida en campo, en m/s
 d_i = espesor del estrato i , localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

$$\sum_{i=1}^n d_i = 30 \text{ m siempre}$$

A.2.4.3.2 — Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar — El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar se obtiene por medio de los dos procedimientos dados a continuación:

(a) Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo — El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo, indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (\text{A.2.4-2})$$

donde:

N_i = número de golpes por pie obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, haciendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato i . El valor de N_i a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

(b) Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en perfiles que contengan suelos no cohesivos — En los estratos de suelos no cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse, la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los m estratos de suelos no cohesivos:

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}} \quad (\text{A.2.4-3})$$

donde:

d_s = es la suma de los espesores de los m estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

A.2.4.3.3 — Resistencia media al corte — Para la resistencia al corte no drenada, \bar{s}_u , obtenida de ensayos en los estratos de suelos cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los k estratos de suelos cohesivos:

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{s_{ui}}} \quad (\text{A.2.4-4})$$

donde:

d_c = es la suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

s_{ui} = es la resistencia al corte no drenado en kPa (kgf/cm²) del estrato i , la cual no debe exceder 250 kPa (2.5 kgf/cm²) para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma NTC 1527 (ASTM D 2166) o la norma NTC 2041 (ASTM D 2850).

A.2.4.3.4 — Índice de plasticidad — En la clasificación de los estratos de arcilla se emplea el Índice de Plasticidad (**IP**), el cual se obtiene cumpliendo la norma ASTM D 4318.

A.2.4.3.5 — Contenido de agua — En la clasificación de los estratos de arcilla se emplea el contenido de agua en porcentaje, w , el cual se determina por medio de la norma NTC 1495 (ASTM D 2166).

A.2.4.4 — DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO — El procedimiento que se emplea para definir el tipo de perfil de suelo se basa en los valores de los parámetros del suelo de los 30 metros superiores del perfil, medidos en el sitio que se describieron en A.2.4.3. La clasificación se da en la Tabla A.2.4-1.

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u$
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: 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. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36$ m)	

A.2.4.5 — PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN — El procedimiento para definir el perfil es el siguiente:

A.2.4.5.1 — Paso 1 — Debe primero verificarse si el suelo cae dentro de la clasificación de alguna de las categorías de perfil de suelo tipo **F**, en cuyo caso debe realizarse un estudio sísmico particular de clasificación en el sitio, por parte de un ingeniero geotecnista siguiendo los lineamientos de A.2.10.

A.2.4.5.2 — Paso 2 — Debe establecerse la existencia de estratos de arcilla blanda. La arcilla blanda se define como aquella que tiene una resistencia al corte no drenado menor de 50 kPa (0.50 kgf/cm²), un contenido de agua, w , mayor del 40%, y un índice de plasticidad, IP , mayor de 20. Si hay un espesor total, H , de 3 m o más de estratos de arcilla que cumplan estas condiciones el perfil se clasifica como tipo **E**.

A.2.4.5.3 — Paso 3 — El perfil se clasifica utilizando uno de los tres criterios: \bar{v}_s , \bar{N} , o la consideración conjunta de \bar{N}_{ch} y \bar{s}_u , seleccionando el aplicable como se indica a continuación. En caso que se cuente \bar{v}_s prevalecerá la clasificación basada en este criterio. En caso que no se cuente con \bar{v}_s se podrá utilizar el criterio basado en \bar{N} que involucra todos los estratos del perfil. Alternativamente se podrá utilizar el criterio basado conjuntamente en \bar{s}_u , para la fracción de suelos cohesivos y el criterio \bar{N}_{ch} , que toma en cuenta la fracción de los suelos no cohesivos del perfil. Para esta tercera consideración, en caso que las dos evaluaciones respectivas indiquen perfiles diferentes, se debe utilizar el perfil de suelos más blandos de los

dos casos, por ejemplo, asignando un perfil tipo **E** en vez de tipo **D**. En la Tabla A.2.4-2 se resumen los tres criterios para clasificar perfil de suelos tipo C, D o E. Los tres criterios se aplican así:

- (a) \bar{v}_s en los 30 m superiores del perfil,
- (b) \bar{N} en los 30 m superiores del perfil, o
- (c) \bar{N}_{ch} para los estratos de suelos existentes en los 30 m superiores que se clasifican como no cohesivos cuando $IP < 20$, o el promedio ponderado \bar{s}_u en los estratos de suelos cohesivos existentes en los 30 m superiores del perfil, que tienen $IP > 20$, lo que indique un perfil más blando.

Tabla A.2.4-2
Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

Tipo de perfil	\bar{v}_s	\bar{N} o \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm ²)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)

A.2.4.5.4 — Velocidad de la onda de cortante en roca — La roca competente del perfil tipo **A**, debe definirse por medio de mediciones de velocidad de la onda de cortante en el sitio, o en perfiles de la misma formación donde haya meteorización y fracturación similares. En aquellos casos en que sabe que las condiciones de la roca son continuas hasta una profundidad de al menos 30 m, la velocidad de onda de cortante superficial puede emplearse para definir \bar{v}_s . La velocidad de la onda de cortante en roca, para el perfil Tipo **B**, debe medirse en el sitio o estimarse, por parte del ingeniero geotecnista para roca competente con meteorización y fracturación moderada. Para las rocas más blandas, o muy meteorizadas o fracturadas, deben medirse en el sitio la velocidad de la onda de cortante, o bien clasificarse como perfil tipo C. Los perfiles donde existan más de 3 m de suelo entre la superficie de la roca y la parte inferior de la fundación, no pueden clasificarse como perfiles tipo **A** o **B**.

A.2.4.5.5 — En la Tabla A.2.4-3 se dan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos cortos del orden de T_0 , como muestra la figura A.2.4-1. Para valores intermedios de A_a se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tabla A.2.4-3
Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

A.2.4.5.6 — En la Tabla A.2.4-4 se dan los valores del coeficiente F_v que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos intermedios del orden de 1 s. Estos coeficientes se presentan también en la figura A.2.4-2. Para valores intermedios de A_v se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_v , para la zona de períodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

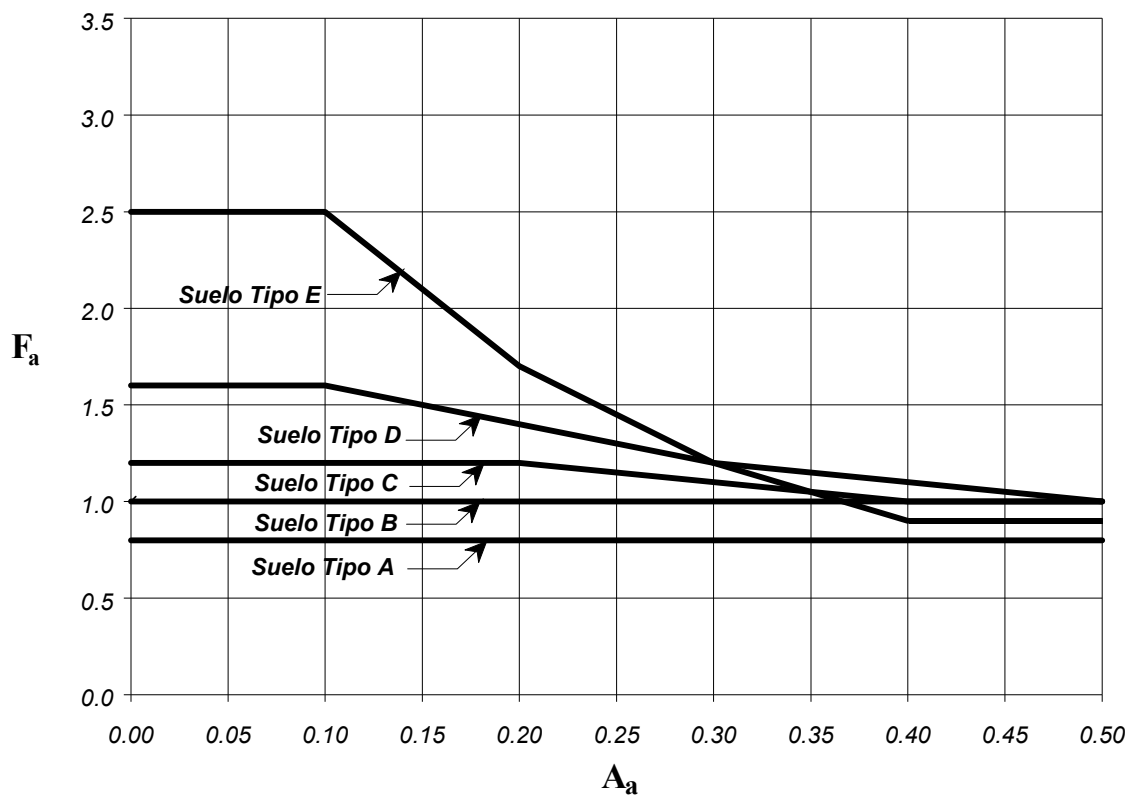


Figura A.2.4-1 - Coeficiente de amplificación F_a del suelo para la zona de períodos cortos del espectro

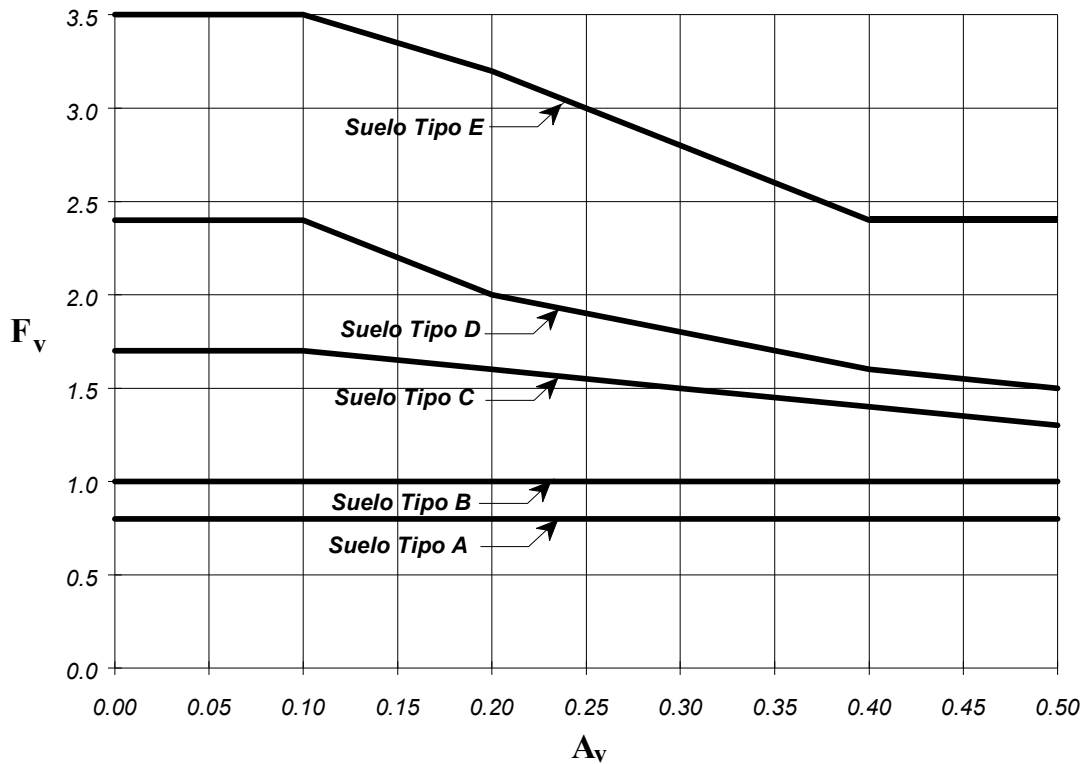


Figura A.2.4-2 — Coeficiente de amplificación F_v del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro

A.2.4.5.7 — Los valores de los coeficientes F_a y F_v no tienen en cuenta efectos de ladera. De haberlos, deberán considerarse complementariamente con base en una reglamentación expedida por la municipalidad o, en ausencia de dicha reglamentación, con base en estudios particulares, realizados por el ingeniero geotecnista de la edificación, debidamente sustentados.

A.2.5 — COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

En esta sección se definen los grupos de tipo de uso y los valores del coeficiente de importancia.

A.2.5.1 — GRUPOS DE USO — Todas las edificaciones deben clasificarse dentro de uno de los siguientes Grupos de Uso:

A.2.5.1.1 — Grupo IV — Edificaciones indispensables — Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alterno. Este grupo debe incluir:

- (a) Todas las edificaciones que componen hospitales clínicas y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía, salas de cuidados intensivos, salas de neonatos y/o atención de urgencias,
- (b) Todas las edificaciones que componen aeropuertos, estaciones ferroviarias y de sistemas masivos de transporte, centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión,
- (c) Edificaciones designadas como refugios para emergencias, centrales de aeronavegación, hangares de aeronaves de servicios de emergencia,
- (d) Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos,
- (e) Edificaciones que contengan agentes explosivos, tóxicos y dañinos para el público, y
- (f) En el grupo IV deben incluirse las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos, peatonales y vehiculares de las edificaciones tipificadas en los literales a, b, c, d y e del presente numeral.

A.2.5.1.2 — Grupo III — Edificaciones de atención a la comunidad — Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el grupo IV. Este grupo debe incluir:

- (a) Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres,
- (b) Garajes de vehículos de emergencia,
- (c) Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias,
- (d) Guarderías, escuelas, colegios, universidades y otros centros de enseñanza,
- (e) Aquellas del grupo II para las que el propietario desee contar con seguridad adicional, y
- (f) Aquellas otras que la administración municipal, distrital, departamental o nacional designe como tales.

A.2.5.1.3 — Grupo II — Estructuras de ocupación especial — Cubre las siguientes estructuras:

- (a) Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón,
- (b) Graderías al aire libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez,
- (c) Almacenes y centros comerciales con más de 500 m² por piso,
- (d) Edificaciones de hospitales, clínicas y centros de salud, no cubiertas en A.2.5.1.1.
- (e) Edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas, y
- (f) Edificios gubernamentales.

A.2.5.1.4 — Grupo I — Estructuras de ocupación normal — Todas la edificaciones cubiertas por el alcance de este Reglamento, pero que no se han incluido en los Grupos II, III y IV.

A.2.5.2 — COEFICIENTE DE IMPORTANCIA — El Coeficiente de Importancia, **I**, modifica el espectro, y con ello las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación para tomar en cuenta que para edificaciones de los grupos II, III y IV deben considerarse valores de aceleración con una probabilidad menor de ser excedidos que aquella del diez por ciento en un lapso de cincuenta años considerada en el numeral A.2.2.1. Los valores de **I** se dan en la Tabla A.2.5-1.

Tabla A.2.5-1
Valores del coeficiente de importancia, **I**

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

A.2.6 — ESPECTRO DE DISEÑO

A.2.6.1 — Espectro de aceleraciones — La forma del espectro elástico de aceleraciones, S_a expresada como fracción de la gravedad, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la figura A.2.6-1 y se define por medio de la ecuación A.2.6-1, con las limitaciones dadas en A.2.6.1.1 a A.2.6.1.3.

$$S_a = \frac{1.2 A_v F_v I}{T} \quad (\text{A.2.6-1})$$

A.2.6.1.1 — Para períodos de vibración menores de T_C , calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-2, el valor de S_a puede limitarse al obtenido de la ecuación A.2.6-3.

$$T_C = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad (\text{A.2.6-2})$$

y

$$S_a = 2.5A_a F_a I \quad (\text{A.2.6-3})$$

A.2.6.1.2 — Para períodos de vibración mayores que T_L , calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-4, el valor de S_a no puede ser menor que el dado por la ecuación A.2.6-5.

$$T_L = 2.4F_v \quad (\text{A.2.6-4})$$

y

$$S_a = \frac{1.2A_v F_v T_L I}{T^2} \quad (\text{A.2.6-5})$$

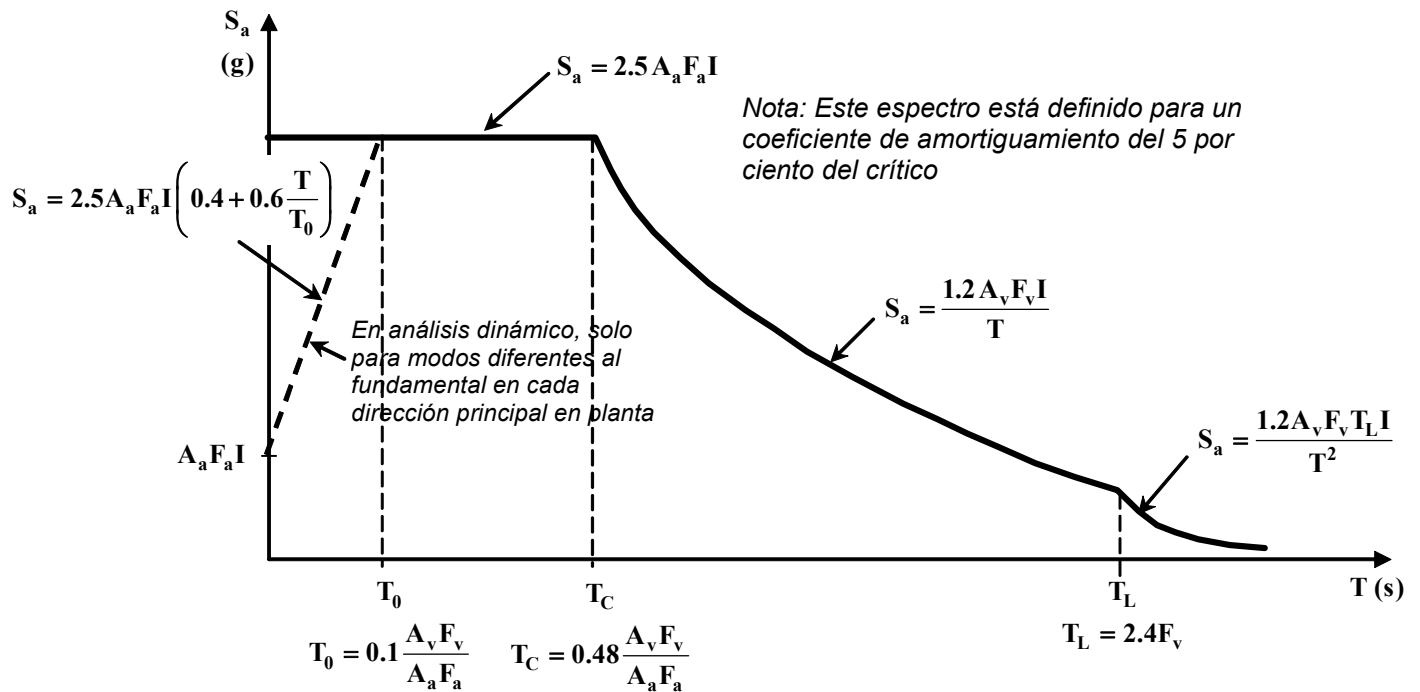


Figura A.2.6-1 — Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g

A.2.6.1.3 — Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en el Capítulo A.5, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de T_0 calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-6, el espectro de diseño puede obtenerse de la ecuación A.2.6-7.

$$T_0 = 0.1 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad (\text{A.2.6-6})$$

y

$$S_a = 2.5A_a F_a I \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (\text{A.2.6-7})$$

A.2.6.2 — Espectro de velocidades — La forma del espectro elástico de velocidades en m/s, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la figura A.2.6-2 y se define por medio de la ecuación A.2.6-8, con las limitaciones dadas en A.2.6.2.1 a A.2.6.2.3.

$$S_v = 1.87A_v F_v I \text{ (m/s)} \quad (\text{A.2.6-8})$$

A.2.6.2.1 — Para períodos de vibración menores de T_C , calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-2, el valor de S_v , en m/s, puede limitarse al obtenido de la ecuación A.2.6-9.

$$S_v = 3.9A_a F_a T I \text{ (m/s)} \quad (\text{A.2.6-9})$$

A.2.6.2.2 — Para períodos de vibración mayores que T_L , calculados de acuerdo con la ecuación A.2.6-4, el valor de S_v , en m/s, no puede ser menor que el dado por la ecuación A.2.6-10.

$$S_v = \frac{1.87A_v F_v I T_L}{T} \text{ (m/s)} \quad (\text{A.2.6-10})$$

A.2.6.2.3 — Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en el Capítulo A.5, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de T_0 calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-6, el espectro de velocidades de diseño, en m/s, puede obtenerse de la ecuación A.2.6-11.

$$S_v = 3.9A_a F_a I T \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \text{ (m/s)} \quad (\text{A.2.6-11})$$

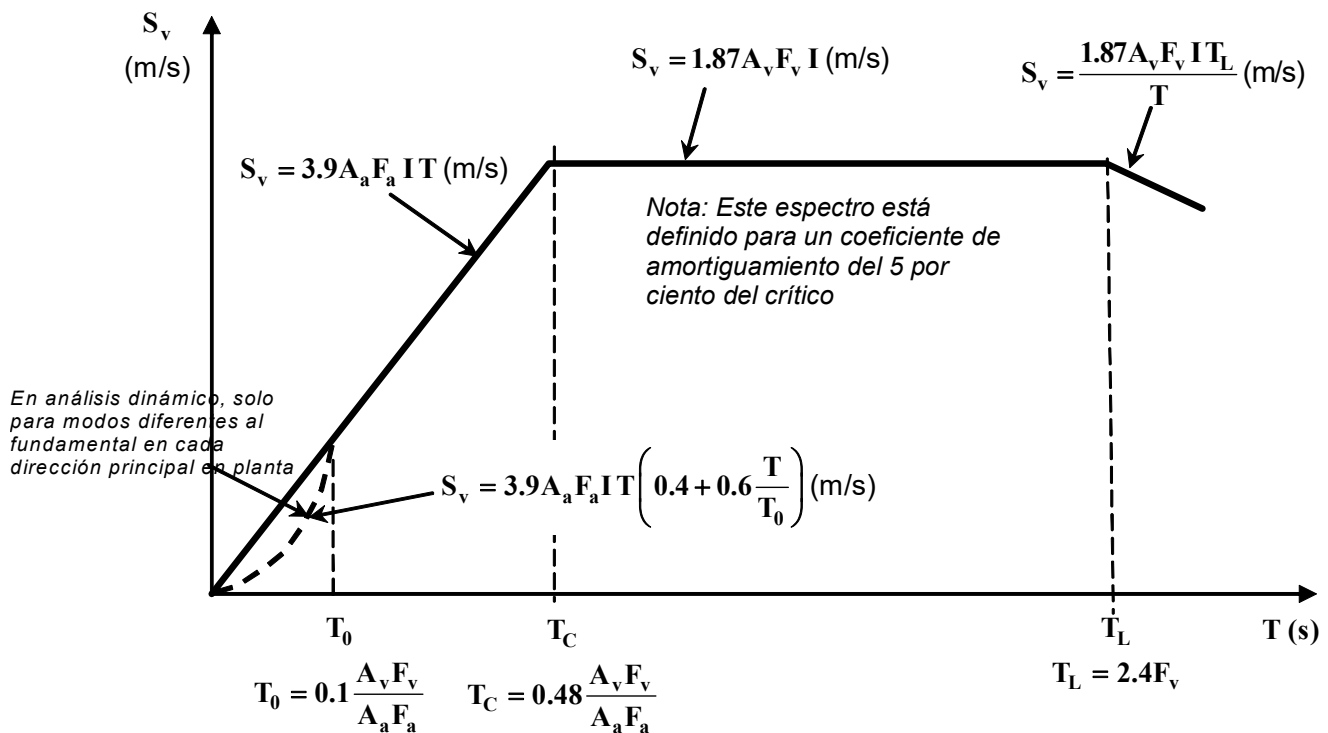


Figura A.2.6-2 — Espectro Elástico de Velocidades (m/s) de Diseño

A.2.6.3 — Espectro de desplazamientos — La forma del espectro elástico de desplazamientos en m, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la figura A.2.6-3 y se define por medio de la ecuación A.2.6-12, con las limitaciones dadas en A.2.6.3.1 a A.2.6.3.3.

$$S_d = 0.3A_v F_v I T \text{ (m)} \quad (\text{A.2.6-12})$$

A.2.6.3.1 — Para períodos de vibración menores de T_C , calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-2, el valor de S_d , en m, puede limitarse al obtenido de la ecuación A.2.6-13.

$$S_d = 0.62A_a F_a I T^2 \text{ (m)} \quad (\text{A.2.6-13})$$

A.2.6.3.2 — Para períodos de vibración mayores que T_L , calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-4, el valor de S_d , en m, no puede ser menor que el dado por la ecuación A.2.6-14.

$$S_d = 0.3A_v F_v I T_L \text{ (m)} \quad (\text{A.2.6-14})$$

A.2.6.3.3 — Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en el Capítulo A.5, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de T_0 calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-6, el espectro de desplazamientos de diseño, en m, puede obtenerse de la ecuación A.2.6-15.

$$S_d = 0.62A_a F_a I T^2 \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \text{ (m)} \quad (\text{A.2.6-15})$$

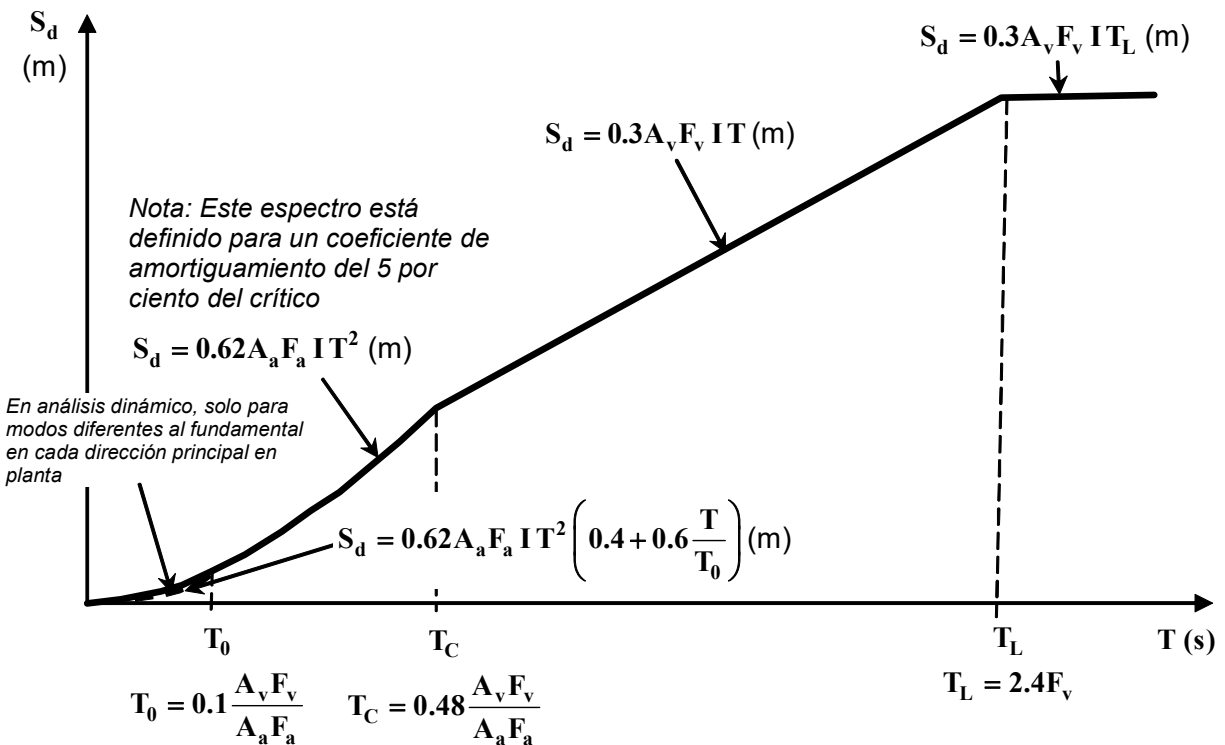


Figura A.2.6-3 - Espectro Elástico de Desplazamientos (m) de Diseño

A.2.7 — FAMILIAS DE ACELEROGRAMAS

A.2.7.1 — Cuando se empleen procedimientos de análisis dinámico consistentes en evaluaciones contra el tiempo, obtenidas integrando paso a paso la ecuación de movimiento, los acelerogramas que se utilicen deben cumplir los siguientes requisitos:

- Debe utilizarse, para efectos de diseño, la respuesta ante la componente horizontal de un mínimo de tres (3) acelerogramas diferentes, (véase A.5.5), todos ellos representativos de los movimientos esperados del terreno teniendo en cuenta que deben provenir de registros tomados en eventos con magnitudes, distancias hipocentrales o a la falla causante, y mecanismos de ruptura similares a los de los movimientos sísmicos de diseño prescritos para el lugar, pero que cumplan la mayor gama de frecuencias y amplificaciones posible. Si se utilizan siete o más acelerogramas, en vez del mínimo de tres prescritos anteriormente, se puede utilizar el valor promedio de los valores obtenidos de todos los acelerogramas empleados en vez de considerar los valores máximos de los análisis individuales.
- Cuando se considere que no es posible contar con el número requerido de registros reales con las condiciones descritas en (a), se permite suplir la diferencia por medio de registros sintéticos simulados adecuados para representar los movimientos sísmicos de diseño prescritos para el lugar.
- Los espectros de respuesta de los acelerogramas empleados, apropiadamente escalados en consistencia con la amenaza, no pueden tener individualmente ordenadas espectrales, para cualquier

período de vibración en el rango comprendido entre $0.8T$ y $1.2T$, donde T es el período de vibración fundamental inelástico esperado de la estructura en la dirección bajo estudio, menores que el 80% de las ordenadas espectrales del movimiento esperado del terreno definidas en A.2.6, y el promedio de las ordenadas espectrales de todos los registros utilizados, en el rango comprendido entre $0.2T$ y $1.5T$, no debe ser menor que las ordenadas espectrales en el mismo rango de períodos para el movimiento esperado del terreno definido en A.2.6.

- (d) Cuando en el Capítulo A.5 estos registros se utilizan en análisis tridimensionales, deben utilizarse las dos componentes horizontales del mismo registro las cuales se deben escalar con el mismo factor de escala. En este caso, en vez del promedio mencionado en (c) se debe utilizar la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores.

A.2.8 — COMPONENTE VERTICAL DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS

A.2.8.1 — Cuando se utilice la componente vertical de los movimientos sísmicos de diseño, como mínimo debe tomarse como las dos terceras partes de los valores correspondientes a los efectos horizontales, ya sea en el espectro de diseño, o en las familias de acelerogramas, de contar en este caso con solo registros horizontales (Véase A.5.4.6). En caso de usar acelerogramas reales podrá emplearse la aceleración vertical registrada con el ajuste equivalente que se haya realizado a las componentes horizontales.

A.2.9 — ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA

A.2.9.1 — Cuando se adelanten estudios de microzonificación sísmica que cumplan con el alcance dado en la sección A.2.9.3, las autoridades municipales o distritales, están facultadas para expedir una reglamentación substitutiva de carácter obligatorio, que reemplace lo indicado en las secciones A.2.4 y A.2.6 del presente Reglamento. Los estudios de microzonificación sísmica cubiertos por el alcance del presente Reglamento, tienen como fin último dar parámetros de diseño para edificaciones respecto a la amplificación de las ondas sísmicas por efecto de los suelos subyacentes bajo la ciudad objeto de la microzonificación sísmica y por lo tanto se deben restringir a este fin. Estudios análogos para el diseño de construcciones diferentes a edificaciones y que cubran aspectos de diseño de líneas vitales o de otras construcciones no cubiertas por el alcance de la Ley 400 de 1997, deben ser objeto de un alcance, que aunque análogo, podría no ser el indicado en la presente sección del Reglamento y su trámite debe ser independiente de lo cubierto en el presente Reglamento.

A.2.9.2 — Las capitales de departamento y las ciudades de más de 100 000 habitantes, localizadas en las zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, con el fin de tener en cuenta el efecto que sobre las construcciones tenga la propagación de la onda sísmica a través de los estratos de suelo subyacentes, deberán armonizar los instrumentos de planificación para el ordenamiento territorial, con un estudio o estudios de microzonificación sísmica, que cumpla con el alcance dado en la sección A.2.9.3.

A.2.9.3 — ALCANCE — El alcance del estudio de microzonificación sísmica debe cubrir, como mínimo, los siguientes temas, los cuales deben consignarse en un informe detallado en el cual se describan las labores realizadas, los resultados de estas labores y las fuentes de información provenientes de terceros consideradas, si las hubo:

A.2.9.3.1 — Geología y neotectónica — Los estudios que deben realizarse corresponden a:

- (a) Un estudio geológico y geomorfológico regional con énfasis especial en la identificación de la deformación tectónica sismogénica ocurrida durante el Cuaternario (Neotectónica) y en la determinación de la edad de tales deformaciones sismogénicas, orientado a la definición de tasas de recurrencia sísmica. El estudio neotectónico debe registrar todos los indicadores morfotectónicos y estratigráficos conducentes a identificar claramente la geometría y cinemática de las fallas sismogénicas que hayan tenido actividad sismogénica recurrente durante el Cuaternario, con lo cual, para efectos del presente Reglamento, dicha falla se considera activa. Además, dicho estudio geológico regional debe contener mapas de geología estructural regional que incluyan los tipos de roca, las estructuras geológicas de superficie y las fallas geológicas, incluyendo estimativos acerca de su longitud, continuidad y tipo de desplazamiento que han sufrido.
- (b) Opcionalmente, cuando una falla geológica, que el estudio de neotectónica haya definido como activa, esté localizada a menos de veinte kilómetros alrededor del área que se está microzonificando, ésta puede investigarse por medio de estudios particulares de neotectónica y paleosismología, que entre otras técnicas pueden utilizar trincheras de exploración sísmológica,

con el objetivo de establecer de la mejor manera posible la magnitud, la edad de los episodios sísmicos pre-históricos y los periodos de recurrencia de tales episodios. Estos datos deben incorporarse en la determinación del valor de la máxima aceleración horizontal efectiva.

- (c) En el caso de fallas que estén localizadas inmediatamente debajo de la ciudad, deben llevarse a cabo exploraciones por estudios particulares de neotectónica, paleosismicidad y geofísica con el fin de determinar rupturas recientes de las fallas y otros lineamientos. Deben describirse los desplazamientos, asentamientos, doblamientos de estratos, licuación, inundaciones por crecientes o tsunamis (en zonas costeras), expansión lateral, deslizamientos y flujos de lodo en el lugar. Debe incluirse la verificación de niveles de agua freática con el fin de determinar si existen barreras dentro de la tabla de agua que puedan ser asociadas con fallas o afectar la respuesta del suelo durante un sismo.

A.2.9.3.2 — Sismología regional — Debe recopilarse la información histórica e instrumental sobre la sismicidad regional. Esta información debe incluir:

- (a) Documentación detallada de la historia sísmica de la región. Se deben preparar catálogos sísmicos de los eventos que se han sentido en el sitio. Estos catálogos deben contener la fecha, la localización, la profundidad y la magnitud, entre otros datos, para cada sismo. Esta información debe ilustrarse por medio de mapas regionales.
- (b) Elaboración, donde la información lo permita, de curvas de recurrencia de la frecuencia de sismos regionales, incluyendo magnitudes pequeñas. El estimativo de la frecuencia de ocurrencia de sismos dañinos se puede estimar de estas estadísticas.
- (c) Estudio de los registros acelerográficos disponibles, de los reportes de daños y toda la información de intensidades locales existente sobre la región.
- (d) Elaboración de estimativos de la máxima intensidad en terreno firme, cercano al sitio, que debe haberse sentido con los sismos importantes que han afectado el sitio.
- (e) Se debe recopilar toda la información sismológica instrumental de la región. Ésta debe incluir la definición de la magnitud empleada, las ecuaciones de conversión cuando ésta haya sido convertida de otro tipo de magnitud, y la fuente (tipo de instrumento y su localización) de los sismogramas utilizados para determinar la magnitud original y localización original del evento.

A.2.9.3.3 — Definición de fuentes sismogénicas — Con base en la geología, neotectónica y sismicidad regionales determinadas en A.2.9.3.1 y A.2.9.3.2, debe determinarse lo siguiente:

- (a) Deben identificarse las fallas y zonas sismogénicas activas conocidas para la región que puedan producir sismos fuertes que afecten la ciudad.
- (b) En caso de considerarse conveniente, se conformarán fuentes sismogénicas con agrupaciones de fallas, en particular cuando no se puedan asignar razonablemente eventos a una sola de ellas.
- (c) Deberá darse un tratamiento especial a aquellos eventos que no es posible asignarse a fallas.
- (d) Deben determinarse estadísticamente las tasas esperadas de recurrencia para diferentes magnitudes y las magnitudes máximas esperadas para todas las fuentes sismogénicas.

A.2.9.3.4 — Determinación de la aceleración y velocidad esperada para las ondas sísmicas de diseño en roca — Deben realizarse y documentarse los siguientes estudios con base en la información obtenida en A.2.9.3.1, A.2.9.3.2, y A.2.9.3.3:

- (a) **Evaluación por procedimientos deterministas** — Se debe determinar la máxima aceleración horizontal y la máxima velocidad horizontal en roca que pueda producir el sismo característico de cada una de las fuentes sismogénicas identificadas en A.2.9.3.3 en la ciudad, para la magnitud máxima esperada y la disposición geográfica de la fuente con respecto a la ciudad. Para esta evaluación deben utilizarse relaciones de atenuación apropiadas para el entorno tectónico en sus valores medios. Deben usarse, como mínimo, relaciones de atenuación apropiadas para ondas de período corto (en el rango aproximado de periodos de 0.1 a 0.5 segundos) para obtener valores de aceleración horizontal máxima en roca y de período moderado de aproximadamente 1 segundo para obtener valores de velocidad máxima horizontal en roca.
- (b) **Evaluación de los valores de A_a y A_v por procedimientos probabilistas** — Deben evaluarse la máxima aceleración horizontal efectiva y la velocidad horizontal efectiva con una probabilidad de excedencia de 10 por ciento en un lapso de 50 años, teniendo en cuenta la incertidumbre en la determinación tanto de la máxima aceleración horizontal efectiva como de la máxima velocidad efectiva, de manera que se incluya al menos el 90 por ciento de su dispersión total. Esta parte del estudio debe incorporar interpretaciones científicas apropiadas, incluyendo las incertidumbres en los modelos y los valores de los parámetros para las fuentes sismogénicas y los movimientos sísmicos. El estudio debe documentarse en el reporte final. En caso que en

desarrollo de la evaluaciones (a) o (b) anteriores, se pueda contar tan solo con los valores de velocidad horizontal en roca sin contar con los de aceleración horizontal en roca, las velocidades horizontales pueden convertirse en aceleraciones horizontales efectivas equivalentes dividiéndolas por 0.75 m/s para expresarlas en fracción de g , o en el caso de contar solo con la aceleración efectiva se podrá usar la relación contraria para obtener las velocidades efectivas en roca.

- (c) **Evaluación de aceleraciones espectrales para diseño en roca** — Alternativamente al procedimiento señalado en (b), pueden evaluarse las tasas de excedencia de aceleraciones espectrales en roca para un número suficiente de periodos estructurales de tal manera que, haciendo uso de tasa de excedencia de aceleraciones espectrales estimadas, se puedan estimar espectros de amenaza uniforme a nivel de roca para varias probabilidades de excedencia, dentro de las que debe incluirse una probabilidad de excedencia de 10 por ciento en un lapso de 50 años. Para este espectro deben evaluarse los parámetros A_a , A_v , T_0 , T_C y T_L que mejor se ajusten a las formas espectrales propuestas por este reglamento en la sección A.2.6. Al igual que lo señalado en (b), para la metodología considerada en (c), esta parte del estudio debe incorporar interpretaciones científicas apropiadas, incluyendo las incertidumbres en los modelos y los valores de los parámetros para las fuentes sísmogénicas y los movimientos sísmicos. El estudio debe documentarse en el reporte final.
- (d) **Comparación con los valores de A_a y A_v del Reglamento** — Los valores de aceleración horizontal efectiva y velocidad horizontal efectiva convertida en aceleración, obtenidos en (a), (b) o (c) deben compararse con los valores de A_a y A_v dados en el presente Reglamento en A.2.2. Para efectos del estudio de microzonificación sísmica y la reglamentación de la ciudad deben utilizarse los mayores valores de A_a y A_v entre los obtenidos en (a), en (b) o en (c), y los dados en A.2.2 para la ciudad. Si se desea utilizar un menor valor que el dado en A.2.2 debe obtenerse una autorización especial de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, por medio de una solicitud al respecto debidamente sustentada. Igual autorización debe obtenerse de la Comisión Asesora si se desea utilizar un valor de T_0 mayor o valores de T_C y T_L menores que los dados en A.2.6.1.3, A.2.6.1.1 y A.2.6.1.2 respectivamente.
- (e) **Definición de familias de acelerogramas** — En consistencia con lo indicado en A.2.7, debe determinarse un número plural de acelerogramas que sean representativos de movimientos sísmicos, en roca, descriptivos de lo que se pueda presentar en terreno firme (roca) en la ciudad o en la roca subyacente bajo ella. El número de acelerogramas no debe ser menor de tres por cada tipo de fuente sísmica representativa de la amenaza y deben ser compatibles con las condiciones que afecten su contenido frecuencial, entorno tectónico, distancia epicentral, tipo de fuente sísmogénica que los genera y niveles de aceleración y velocidad máxima horizontal que representan según lo estudiado para el caso en particular. Estos acelerogramas pueden ser escalados ya sea en aceleración o en velocidad con base en estudios de atenuación o amplificación cuando correspondan a registros tomados a distancias epicentrales sensiblemente diferentes.

A.2.9.3.5 — Estudios geotécnicos — Con base en información de estudios geotécnicos existentes y sondeos realizados especialmente para el estudio de microzonificación sísmica, debe determinarse lo siguiente:

- (a) Identificación y estudio de aspectos geotécnicos y geológicos locales en diferentes lugares de la ciudad, referentes a la posición y espesores de la estratificación dominante, la profundidad de la roca de base, y la localización del nivel freático.
- (b) Definición de las propiedades del suelo en la profundidad de los perfiles desde el punto de vista de ingeniería, tales como: peso específico, peso unitario, contenido de agua, límites de consistencia, resistencia al corte, comportamiento bajo cargas cíclicas a través del módulo dinámico de cortante, valores de la capacidad de amortiguamiento histerético. Estas propiedades deben establecerse utilizando mediciones en el sitio, o ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas obtenidas de los sondeos, según sea el caso. El estudio de clasificación y características de los suelos debe identificar la presencia de suelos granulares saturados y poco compactos, con el fin de establecer la susceptibilidad a la licuación.
- (c) Determinación de las velocidades de las ondas P y S, utilizando procedimientos de medición en el sitio (métodos geofísicos de propagación de ondas tales como técnicas de cross-hole o down-hole, entre otros) o utilizando correlaciones con otros parámetros representativos para

complementar el perfil de velocidades.

- (d) En zonas con contenido apreciable de cantos rodados deben obtenerse columnas estratigráficas completas que incluyan las porciones representadas por el suelo y las rocas. No es aceptable en estos casos limitarse a reportar únicamente la porción de suelo ni basar los estudios de amplificación de onda solo sobre esta porción de la columna estratigráfica desconociendo la existencia de los cantos rodados.
- (e) Los sondeos de los estudios de microzonificación deben alcanzar, como mínimo, la profundidad de 30 m, o llegar a roca.
- (f) Con base en lo anterior se debe establecer una primera aproximación a una zonificación geotécnica para evaluación de la respuesta sísmica, la cual incluya sectores de perfiles homogéneos por estratigrafía y espesores, los cuales son la base del mapa de zonificación de respuesta o microzonificación sísmica.

A.2.9.3.6 — Estudios de amplificación de onda, zonificación, y obtención de movimientos sísmicos de diseño en superficie — Con base en información obtenida y definida en los pasos anteriores, debe determinarse lo siguiente:

- (a) Análisis de la respuesta dinámica del subsuelo, empleando en principio la propagación ondulatoria unidimensional, bidimensional o tridimensional, pero soportada por los estudios geotécnicos anotados, en un número plural de lugares dentro de la ciudad donde haya perfiles de suelo y propiedades mecánicas del mismo que se consideren representativas de la zona circundante.
- (b) Definición de unas curvas promedio de transferencia de la señal sísmica por los estratos de suelo localizados entre roca y la superficie, las cuales permitan definir las variaciones, de amplificación o deamplificación, de las ondas sísmicas para los diferentes períodos de vibración de interés. El resultado de estas curvas promedio de transferencia debe corresponder a las amplificaciones obtenidas para los diferentes acelerogramas y aunque se utilice una gama de propiedades de los suelos, en este caso la amplificación también se evaluará en el promedio de la respuesta para los diferentes acelerogramas y las diferentes propiedades de los suelos.
- (c) Estudio de los efectos de amplificación generados por accidentes topográficos como pueden ser las laderas y colinas aisladas.
- (d) En zonas de ladera, debe establecerse la amenaza potencial de movimientos de masa iniciados por el sismo (debe consultarse A.2.4.1.1).
- (e) De estos estudios de amplificación de onda se deben deducir los correspondientes espectros que incluyan la amplificación local para que, mediante un análisis cualitativo apropiado, se puedan establecer factores de amplificación dominantes del subsuelo para las estratigrafías identificadas.
- (f) Cuando en una zona del espectro en superficie dominen las particularidades de los movimientos sísmicos provenientes de una fuente sismogénica y en otra zona del espectro los de otra fuente sismogénica, de considerarse conveniente para el análisis del comportamiento estructural multimodal y de ser posible su separación, los resultados pueden presentarse independientemente sin tratar de generar una envolvente que los cubra.
- (g) Síntesis de los resultados mediante la agrupación en zonas cuyas características sean similares, a las cuales se les pueda aplicar los valores de amplificación promedio deducidos, estableciendo coeficientes de sitio F_a y F_v , tal como se definen en A.2.4. En esta síntesis de los resultados, se presentará mediante el establecimiento de zonas menores, las cuales conforman la microzonificación sísmica, cuya respuesta dinámica sea sensiblemente similar. Debe ejercerse el mayor criterio en la selección de las dimensiones de las microzonas, incluyendo el estudio de los efectos de amplificación generados por accidentes topográficos como pueden ser las laderas y colinas aisladas. Alternativamente a definir microzonas sísmicas, se pueden definir los espectros de respuesta en una malla de puntos lo suficientemente densa que para efectos prácticos pueda considerarse como una definición continua del espectro de respuesta, dentro de la cual se interpolará el espectro correspondiente al sitio particular de una edificación bajo estudio. Alternativamente a la determinación explícita de coeficientes de sitio F_a y F_v los efectos de amplificación o deamplificación del sitio pueden quedar representados en espectros de amenaza uniforme en superficie. Este último caso puede utilizarse en sitios donde las condiciones locales generen espectros de amenaza en superficie que no puedan ajustarse a las formas de amplificación espectral según A.2.6 y asociadas a los factores F_a y F_v .
- (h) El estudio de microzonificación debe definir las formas espectrales del espectro de seguridad limitada a ser utilizado en el Capítulo A.10 de la NSR-10 y del espectro de umbral de daño del Capítulo A.12 de la NSR-10, los cuales se deben ajustar a los niveles de probabilidad de excedencia y período de retorno promedio indicados en estos capítulos respectivamente y su

amplificación en superficie debe ser consistente con los demás parámetros del espectro de diseño propuesto y tener en cuenta para el espectro de umbral de daño que éste último está definido para un coeficiente de amortiguamiento crítico de 2%.

- (i) En lo posible, comprobación experimental local de los resultados mediante estudios de respuesta de vibración ambiental, con el fin de establecer la concordancia entre los resultados experimentales y los factores de amplificación obtenidos en (g) para el caso de intensidades muy bajas.
- (j) En caso que sea aplicable, definición de los criterios a emplear en las zonas de transición entre un tipo de comportamiento del suelo y otro.
- (k) Definición de los criterios a emplear cuando se realicen estudios sísmicos de sitio particulares, según A.2.10, para una edificación en particular, cuyos valores mínimos exigidos en el diseño de la edificación deben ser los que se obtendrían para un perfil tipo B según el numeral A.2.4 de la presente versión del Reglamento sin la existencia de la microzonificación sísmica.

A.2.9.3.7 — Aprobación del estudio de microzonificación — Para que el estudio de microzonificación sísmica pueda ser exigido en la obtención de licencias de construcción de edificaciones, tal como las definen las Leyes 388 y 400 de 1997, los resultados de los estudios cuyo alcance se define aquí deben cumplir las siguientes condiciones:

- (a) Que se cumplan todos los requisitos exigidos por las Leyes 388 y 400 de 1997 al respecto.
- (b) Que haya un concepto de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio por medio del cual la Comisión indique que el estudio se ajusta a los requisitos de la presente versión del Reglamento.
- (c) Que se haya consultado a los ingenieros estructurales de la ciudad o distrito objeto del estudio facultados para presentar diseños estructurales, según la Ley 400 de 1997 y sus decretos reglamentarios, canalizando sus observaciones a través de las organizaciones gremiales que los representan en la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, a saber: la Sociedad Colombiana de Ingenieros (SCI), la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), la Asociación Colombiana de Ingeniería Estructural (ACIES) y la Cámara Colombiana de la Construcción (CAMACOL).
- (d) Que la ciudad objeto de la microzonificación sísmica desarrolle un plan de instalación, operación y mantenimiento de una red de acelerógrafos de movimientos fuertes que cubra las zonas definidas en la microzonificación sísmica y manifieste su intención de mantener los equipos, hacer de dominio público los registros obtenidos, interpretar a la luz de la microzonificación sísmica los registros obtenidos y actualizar dentro de un plazo prudencial, los requisitos de la microzonificación sísmica con base en los registros obtenidos.
- (e) Cuando para la elaboración del estudio de microzonificación se empleen fondos de entidades de la Nación, los resultados de estos estudios y su armonización con la reglamentación sismo resistente vigente, deben ser revisados por la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes creada por la Ley 400 de 1997, antes de que las autoridades distritales o municipales puedan expedir la reglamentación sustitutiva de que habla el ordinal A.2.9.1 de este Reglamento.

A.2.9.4 — EMPLEO DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, R_C — Cuando en el estudio de microzonificación sísmica se propongan espectros que tiendan a la aceleración del terreno cuando el período de vibración tiende a cero, el coeficiente de disipación de energía, R_C , a emplear en el diseño de la estructura cuando se utiliza este tipo de espectros, tiene un valor variable en la zona de períodos cortos, iniciando en el valor prescrito en el Capítulo A.3, R ($R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$), para un período igual a T_0 y tendiendo a la unidad cuando el período tiende a cero, como muestra la Figura A.2.9-1. El valor de R_C está descrito por la ecuación A.2.9-1:

$$R_C = (R - 1) \frac{T}{T_0} + 1 \leq R \quad (\text{A.2.9-1})$$

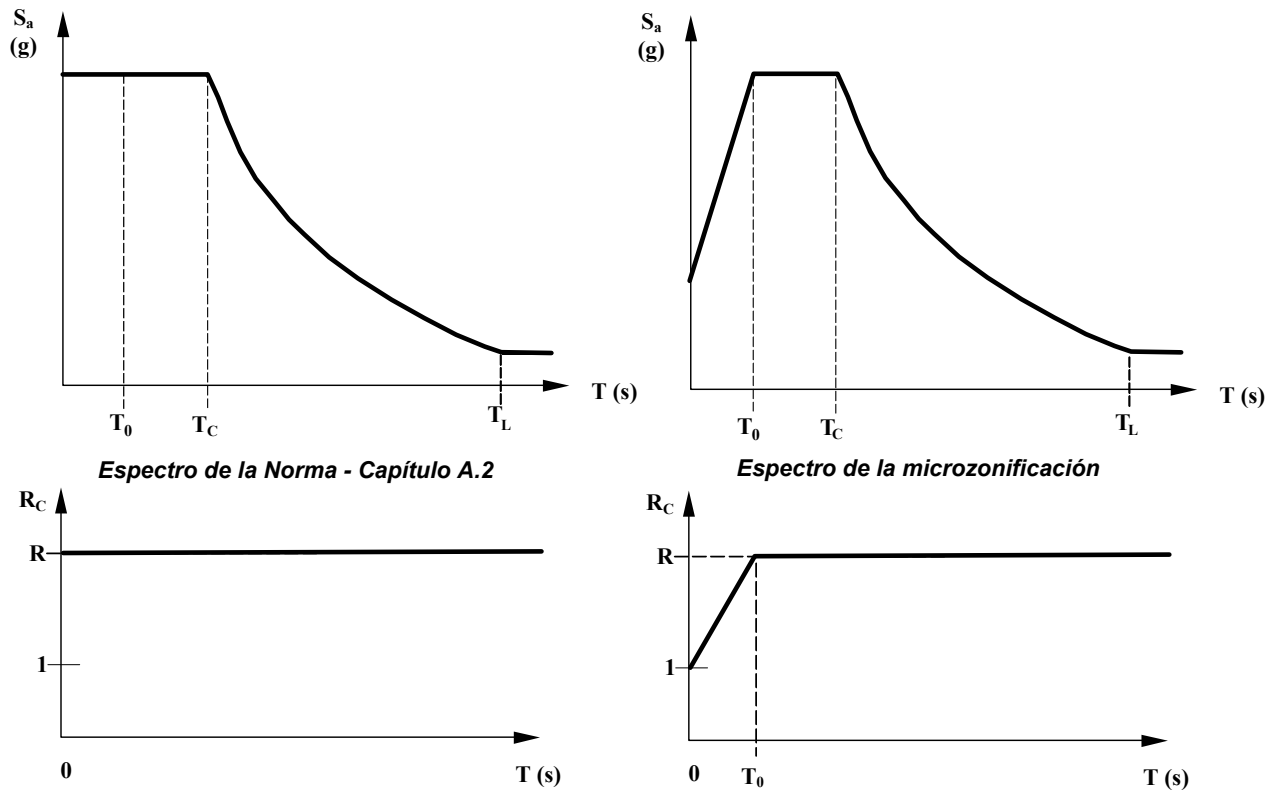


Figura A.2.9-1 — Variación del coeficiente de disipación de energía R

A.2.9.5 — ARMONIZACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA CON LA PRESENTE VERSIÓN DEL REGLAMENTO — Los estudios de microzonificación sísmica aprobados por la autoridad competente antes de la expedición de la presente versión del Reglamento, deben armonizarse con respecto a los requisitos contenidos en la presente versión del Reglamento. Para el efecto, estas autoridades deben solicitar un concepto de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, presentando una evaluación asociada con esta armonización indicando en que medida el estudio de microzonificación realizado en su oportunidad cubre el alcance descrito en A.2.9.3, e indicando, además, en que medida antes del estudio de amplificación de onda se tienen asociados espectros que cubran suficientemente lo requerido en el literal (d) del numeral A.2.9.3.4. En caso de no cumplirse con lo indicado en A.2.9.3.4(d) se deberá señalar cual es el efecto de las falencias que se tengan en el estudio disponible, así como un planteamiento de cómo superarlas en una segunda parte del proceso de armonización que en tal caso deberá realizarse.

Una vez validada la armonización, la Comisión expedirá un concepto indicando que los resultados de esta modificación están en todo de acuerdo con lo contenido en la presente versión del Reglamento. En tanto se obtiene este concepto por parte de la Comisión es deseable que las autoridades municipales o distritales expidan una reglamentación de transición que permita solicitar y tramitar licencias de construcción.

A.2.10 — ESTUDIOS SÍSMICOS PARTICULARES DE SITIO

A.2.10.1 — PROPÓSITO — Se prevén los siguientes casos de utilización de estudios sísmicos particulares de sitio cuyo alcance se define en A.2.10.2:

A.2.10.1.1 — 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 (véase la Tabla A.2.10-1) con excepción de lo dispuesto en A.2.10.1.4.

A.2.10.1.2 — 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.

A.2.10.1.3 — Cuando se considere que los efectos de sitio descritos a través de los requisitos de A.2.4 o de un estudio de microzonificación sísmica vigente no son representativos de la situación en el lugar.

A.2.10.1.4 — 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:

- (a) Proyectos diseñados de acuerdo con lo dispuesto en el Título E del presente Reglamento
- (b) 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 m².

Tabla A.2.10-1
Casos en los cuales se requiere estudio sísmico particular de sitio

Perfil de suelo tipo	Subtipo de perfil	Descripción del perfil
F	F₁	Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, entre otros.
	F₂	Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)
	F₃	Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75)
	F₄	Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)

A.2.10.2 — ALCANCE Y METODOLOGÍA — El alcance del estudio sísmico particular de sitio debe cubrir, como mínimo, los siguientes temas, los cuales deben consignarse en un informe detallado en el cual se describan las labores realizadas, los resultados de estas labores y las fuentes de información provenientes de terceros:

A.2.10.2.1 — Entorno geológico y tectónico, sismología regional, y fuentes sismogénicas — Cuando no se realice un estudio con alcance equivalente al que se exige en A.2.9.3.1, A.2.9.3.2 y A.2.9.3.3, se permite la utilización de estudios realizados por terceros, que hayan sido publicados y que sean de aceptación general dentro de los especialistas que conozcan sobre estos aspectos en la región. Cuando exista una microzonificación sísmica vigente deben utilizarse los resultados de las fases del estudio de microzonificación sísmica descritas en A.2.9.3.1, A.2.9.3.2 y A.2.9.3.3.

A.2.10.2.2 — Espectro de Aceleración de diseño en roca y familias de acelerogramas a utilizar — Para efectos de definir el espectro de aceleración a utilizar en roca puede utilizarse el indicado en A.2.6 con los valores indicados en A.2.2 para la ciudad, o puede realizarse un estudio con el alcance indicado en A.2.9.3.4 y teniendo en cuenta que la utilización de aceleraciones espectrales menores de las dadas en A.2.6 requiere una autorización especial de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio Vivienda, Ciudad y Territorio por medio de una solicitud al respecto debidamente sustentada. Cuando exista una microzonificación sísmica vigente deben utilizarse los resultados de la fase del estudio de microzonificación sísmica descrita en A.2.9.3.4.

A.2.10.2.3 — Exploración geotécnica adicional a la requerida para el diseño de la cimentación — Adicionalmente a la exploración geotécnica requerida por el Título H del Reglamento para la edificación en particular con el fin de determinar el tipo de cimentación y los parámetros de diseño de la misma, el alcance de la exploración geotécnica debe incluir los siguientes aspectos para efectos del estudio sísmico particular de sitio:

- (a) Realización de al menos un sondeo hasta roca o hasta un material que presente una velocidad de la onda de cortante sensiblemente mayor que la de los materiales localizados sobre él y se presente un contraste de velocidad de onda de cortante que permita inferir que por encima de este estrato del perfil se presenta la amplificación de las ondas sísmicas. En caso que dicha profundidad hasta la roca o hasta un material que presente una velocidad de la onda de cortante sensiblemente mayor que la de los materiales localizados sobre él supere los 50 m, se podrá

limitar la exploración hasta dicha profundidad en la medida que se pueda complementar la información del sondeo por métodos geofísicos y/o por estudios regionales que provean la información asociada a los estratos bajo dicho nivel.

- (b) Definición de las propiedades del suelo en la profundidad del perfil desde el punto de vista de ingeniería, tales como: peso específico, peso unitario, contenido de agua, resistencia al corte, comportamiento bajo cargas cíclicas a través del módulo dinámico de cortante y valores de la capacidad de amortiguamiento histerético. Estas propiedades deben establecerse utilizando, según sea el caso aplicable, mediciones en el sitio, o ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas obtenidas del sondeo o los sondeos si se realizó más de uno. El estudio de clasificación y características de los suelos debe identificar la presencia de suelos granulares saturados y poco compactos, con el fin de establecer la susceptibilidad a la licuación. Para el caso de las curvas de degradación de la rigidez o variación del amortiguamiento con la deformación, de no ser posible obtenerlas de manera confiable en laboratorio, se podrá acudir a relaciones reconocidas en la literatura técnica nacional y/o internacional en las que se tenga en cuenta, entre otros parámetros, el tipo de suelos y su estado de esfuerzos y deformaciones.
- (c) Determinación de las velocidades de las ondas P y S, utilizando procedimientos de medición en el sitio (métodos geofísicos de propagación de ondas tales como técnicas de cross-hole o down-hole, entre otros) o utilizando correlaciones con otros parámetros representativos.
- (d) Identificación del nivel freático y la posibilidad de existencia de acuíferos enmarcados dentro de suelos de menor permeabilidad. La medición del nivel freático debe realizarse de forma tal que se garantice que no corresponde a niveles falsos de la tabla de agua causados por las mismas operaciones de exploración. Debe estudiarse la posibilidad de colocar al menos un piezómetro en el lugar y establecer un programa de lecturas con una periodicidad adecuada.
- (e) En zonas con contenido apreciable de cantos rodados debe obtenerse una columna estratigráfica completa que incluya las porciones representadas por el suelo y las rocas. No es aceptable en estos casos limitarse a reportar únicamente la porción de suelo ni basar los estudios de amplificación de onda solo sobre esta porción de la columna estratigráfica desconociendo la existencia de cantos rodados.

A.2.10.2.4 — Estudio de amplificación de onda y obtención de los movimientos sísmicos de diseño en superficie — Con base en información obtenida y definida en los pasos anteriores, debe determinarse lo siguiente:

- (a) Análisis de la respuesta dinámica del subsuelo, empleando en principio la propagación ondulatoria unidimensional, bidimensional o tridimensional, pero soportada por los estudios geotécnicos anotados.
- (b) Definición de una curva promedio de transferencia de la señal sísmica por los estratos de suelo localizados entre roca y la superficie, la cual permita definir las variaciones, de amplificación o deamplificación, de las ondas sísmicas para los diferentes períodos de vibración de interés. El resultado de esta curva promedio de transferencia debe corresponder a las amplificaciones obtenidas para los diferentes acelerogramas, considerando, de ser el caso, las incertidumbres en las propiedades mecánicas de los depósitos de los suelos subyacentes a la edificación. Se utilizará la media de las respuestas calculadas para los diferentes acelerogramas y valores que representan la variación en las propiedades de los suelos. Dentro del estudio no se deben incluir aquellos estratos de suelo que se retiren debido a la construcción de sótanos en la edificación y debe incluir los estratos de suelo que realmente existan una vez construida la edificación.
- (c) Determinación, con base en los valores de amplificación promedio deducidos del espectro en superficie para el lugar de interés según A.2.10.2.2, el cual se empleará en el diseño considerando el conjunto de sus ordenadas espectrales.
- (d) La zona del espectro propuesto en superficie correspondiente a los valores del período fundamental de la edificación en las dos direcciones de análisis en planta tomada desde el menor valor del período fundamental de la edificación y 1.4 veces el mayor valor del período fundamental de la edificación debe estudiarse en mayor detalle.
- (e) La superficie, para efectos de la definición de los movimientos sísmicos de diseño propuestos en el estudio sísmico particular de sitio debe corresponder a la base de la edificación tal como se define en el presente Título A del Reglamento.
- (f) Los valores mínimos exigidos en el diseño de la edificación deben ser los que se obtendrían para un perfil tipo B según el numeral A.2.4 de la presente versión del Reglamento.

A.2.10.2.5 — Si estos efectos locales particulares se definen utilizando un espectro de diseño, éste debe calcularse para un coeficiente de amortiguamiento estructural igual a 5 por ciento del crítico. Si se definen por medio de familias de acelerogramas, deben cumplirse, además, los requisitos dados en A.2.7.

A.2.10.2.6 — Cuando se trate de edificaciones que serán objeto del procedimiento de seguridad limitada a ser utilizado en el Capítulo A.10 o de edificaciones cubiertas por los requisitos del Capítulo A.12, el estudio particular de sitio debe definir las formas espectrales del espectro de seguridad limitada para el Capítulo A.10 de la NSR-10 y del espectro de umbral de daño del Capítulo A.12 de la NSR-10, los cuales se deben ajustar a los niveles de probabilidad de excedencia y período de retorno promedio indicados en estos capítulos respectivamente y su amplificación en superficie debe ser consistente con los demás parámetros del espectro de diseño propuesto y tener en cuenta para el espectro de umbral de daño que éste último está definido para un coeficiente de amortiguamiento crítico de 2%.

A.2.10.3 — UTILIZACIÓN DE LOS RESULTADOS — Los estudios sísmicos particulares de sitio hacen parte de los estudios geotécnicos que deben presentarse para la obtención de la licencia de construcción de la edificación como se indica en A.1.3.2 y deben ser aprobados por los curadores urbanos o, en su defecto, las autoridades municipales encargadas de expedir las licencias de construcción, de acuerdo con lo establecido en la Ley 388 de 1997 y sus decretos reglamentarios para la presentación, revisión y aprobación de estudios geotécnicos cuando estos hacen parte de la documentación que se debe allegar para obtener la licencia de construcción.

A.2.11 — NORMAS TÉCNICAS MENCIONADAS EN ESTE CAPÍTULO

En este Capítulo se utilizan las siguientes normas técnicas NTC expedidas por Icontec y en su defecto las expedidas por la Sociedad Americana de Ensayos y Materiales – ASTM, las cuales hacen parte del presente Reglamento:

NTC 1495 – Suelos. Ensayo para determinar el contenido de agua de suelos y rocas, con base en la masa (ASTM D 2166 – Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass)

NTC 1527 – Suelos. Método de ensayo para determinar la resistencia a la compresión incofinada de suelos cohesivos (ASTM D 2166 – Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil)

NTC 2041 – Suelos. Determinación de la resistencia a la compresión triaxial no consolidada no drenada en suelos cohesivos. (ASTM D 2850 Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils)

ASTM D 1586 – Standard Test Method for Penetration Test and Split-barrel Sampling of Soils

ASTM D 4318 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils

CAPÍTULO A.3

REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

A.3.0 — NOMENCLATURA

- A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- A_v = coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- A_s = aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero, Véase ecuación A.3.6-3.
- A_x = coeficiente de amplificación de la torsión accidental en el nivel x , definido en A.3.6.7.
- a_i = aceleración en el nivel i , Véase ecuación A.3.6-3.
- E = fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E = F_s/R$)
- F_a = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.
- F_i = parte del cortante sísmico en la base que se genera en el nivel i , véase A.3.6.6.
- F_s = fuerzas sísmicas, véase A.3.1.1.
- g = aceleración debida a la gravedad ($g = 9.8 \text{ m/s}^2$).
- h_i = altura en metros, medida desde la base, del nivel i , véase ecuación A.3.6-3.
- h_n = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto de la edificación, véase ecuación A.3.6-3.
- h_{eq} = altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación, véase ecuación A.3.6-3.
- I = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.
- M = masa total de la edificación — M se expresa en kg. Debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5.
- M_p = masa de un elemento o componente, en kg.
- m_i = parte de M que está colocada en el nivel i , en kg. Véase ecuación A.4.3-3.
- R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.
- 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.
- S_a = valor de la aceleración espectral de diseño para un período de vibración dado. Véase ecuación A.3.6-3
- V_x = fuerza cortante sísmica en el nivel x . Véase A.3.6.6.
- δ_{max} = desplazamiento horizontal máximo en el nivel x . Véase ecuación A.3.6-2.
- δ_{prom} = promedio de los desplazamientos horizontales en puntos extremos de la estructura en el nivel x . Véase ecuación A.3.6-2.
- 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_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 de resistencia sísmica. Véase A.3.3.8.
- Ω_0 = coeficiente de sobrerresistencia. Véase A.3.3.9.

A.3.1 — BASES GENERALES DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

A.3.1.1 — PROCEDIMIENTO DE DISEÑO — En A.1.3 se establecen los pasos que se deben seguir en el diseño sismo resistente de una edificación. En el Capítulo A.2 se establecen los movimientos sísmicos de diseño. En el presente Capítulo se establecen:

- (a) Los tipos de sistemas estructurales de resistencia sísmica, y los diferentes métodos de análisis, los cuales dependen del grado de irregularidad del sistema estructural y, además, permiten determinar el cortante sísmico en la base y su distribución en la altura de la edificación.
- (b) Determinadas las fuerzas sísmicas correspondientes a cada nivel, se aplican al sistema estructural de resistencia sísmica escogido.
- (c) Por medio de un modelo matemático apropiado se determinan las deflexiones de la estructura y las fuerzas internas en cada elemento del sistema estructural producidas por las fuerzas sísmicas.
- (d) La verificación de derivas se realiza para las deflexiones horizontales de la estructura obtenidas del análisis.
- (e) Se efectúa el diseño de los elementos y sus conexiones utilizando todas las solicitaciones requeridas por el Título B del Reglamento, debidamente combinadas según se exige allí. Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis F_s , se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E = F_s/R$) que se emplean en las combinaciones de carga prescritas en el Título B.
- (f) El valor del 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 ($R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$).
- (g) Los elementos frágiles de conexión entre elementos y otros que de acuerdo con los requisitos de los materiales estructurales que los constituyen requieran el uso del coeficiente de sobrerresistencia Ω_0 , se diseñan utilizando las fuerzas sísmicas de diseño E obtenidas de la ecuación A.3.3-2.
- (h) El diseño de los elementos estructurales y sus conexiones se realiza cumpliendo los requisitos exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía requerido del material.
- (i) Estas fuerzas de diseño de los elementos estructurales obtenidas siguiendo el procedimiento anotado, son fuerzas al nivel de resistencia, o sea que corresponden a fuerzas mayoradas que ya han sido multiplicadas por sus coeficientes de carga. Para elementos que se diseñan utilizando el método de esfuerzos de trabajo, debe consultarse A.3.1.8.

A.3.1.2 — CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURACIÓN — El sistema de resistencia sísmica de la edificación debe clasificarse dentro de uno de los sistema estructurales dados en A.3.2 y debe cumplir los requisitos indicados en el presente Título A del Reglamento y los propios del material estructural que se indiquen en el Título correspondiente y para el grado de disipación de energía en el rango inelástico apropiado. Los efectos sísmicos sobre los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica deben evaluarse siguiendo los requisitos del Capítulo A.8. Los efectos sísmicos sobre los elementos no estructurales deben evaluarse siguiendo los requisitos del Capítulo A.9.

A.3.1.3 — CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA MÍNIMA REQUERIDA — Dependiendo del tipo de material estructural y de las características del sistema de resistencia sísmica se establecen los grados de capacidad de disipación de energía mínimos (*DES*, *DMO*, o *DMI*) que debe cumplir el material estructural en las diferentes zonas de amenaza sísmica definidas en el Capítulo A.2. Véanse las Tablas A.3-1 a A.3-4.

A.3.1.4 — RESISTENCIA SÍSMICA EN LAS DIFERENTES DIRECCIONES HORIZONTALES — Dado que los efectos sísmicos pueden ser preponderantes en cualquier dirección horizontal, la estructura debe tener resistencia sísmica en todas las direcciones y por lo tanto el sistema estructural de resistencia sísmica debe existir en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad, tanto de la estructura considerada como un todo, como de cada uno de sus elementos, ante movimientos sísmicos que puedan ocurrir en cualquier dirección horizontal.

A.3.1.5 — TRAYECTORIA DE LAS FUERZAS — Las fuerzas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia. Por lo tanto debe proveerse una trayectoria o trayectorias continuas, con suficiente resistencia y rigidez para garantizar el adecuado traspaso de las fuerzas. La cimentación debe diseñarse para los efectos de las fuerzas y movimientos sísmicos.

A.3.1.6 — SISTEMAS DE RESISTENCIA SÍSMICA ISOSTÁTICOS — En lo posible el sistema estructural de resistencia sísmica debe ser hiperestático. En el diseño de edificaciones donde el sistema de resistencia sísmica no sea hiperestático, debe tenerse en cuenta el efecto adverso que implicaría la falla de uno de los miembros o conexiones en la estabilidad de la edificación.

A.3.1.7 — SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA PREFABRICADOS — Pueden construirse edificaciones cuyo sistema de resistencia sísmica esté compuesto por elementos prefabricados. El sistema prefabricado debe diseñarse para las fuerzas sísmicas obtenidas de acuerdo con este Reglamento usando un coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, tal como lo define el Capítulo A.13 igual a uno y medio ($R_0 = 1.5$). Cuando se demuestre con evidencia experimental y de análisis, que el sistema propuesto tiene una resistencia, capacidad de disipación de energía y capacidad de trabajo en el rango inelástico igual o mayor a las obtenidas con la estructura construida utilizando uno de los materiales prescritos por este Reglamento, deben cumplirse los requisitos de los Artículos 10 y 12 de la Ley 400 de 1997, pero en ningún caso el valor de R_0 podrá ser mayor que el fijado por el presente Reglamento para sistemas de resistencia sísmica construidos monólicamente con el mismo material estructural. Al respecto debe consultarse A.1.4.2.

A.3.1.8 — MATERIALES ESTRUCTURALES DISEÑADOS USANDO EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO — Cuando el material estructural se diseña utilizando el método de esfuerzos de trabajo, tal como lo define B.2.3 de este Reglamento, para obtener los efectos de las fuerzas sísmicas reducidas de diseño al nivel de esfuerzos de trabajo que se emplean en el diseño de los elementos estructurales debe utilizarse un coeficiente de carga de 0.7 como lo presenta B.2.3.

A.3.2 — SISTEMAS ESTRUCTURALES

A.3.2.1 — TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES — Se reconocen cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se definen en esta sección. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Los sistemas estructurales de resistencia sísmica que reconoce este Reglamento son los siguientes:

A.3.2.1.1 — Sistema de muros de carga — Es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales. Véase la Tabla A.3-1.

A.3.2.1.2 — Sistema combinado — Es un sistema estructural, (véase la Tabla A.3-2), en el cual:

- (a) Las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o
- (b) Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual.

A.3.2.1.3 — Sistema de pórtico — Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales. Véase la Tabla A.3-3.

A.3.2.1.4 — Sistema dual — 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:

- (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.

- (c) Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales, o de los pórticos con diagonales, puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.

A.3.2.2 — CLASIFICACIÓN EN UNO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES — Toda edificación o cualquier parte de ella, debe quedar clasificada dentro de uno de los cuatro sistemas estructurales de resistencia sísmica descritos en las Tablas A.3-1 a A.3-4.

A.3.2.3 — LÍMITES DE ALTURA PARA LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES — En las Tablas A.3-1 a A.3-4 se dan las alturas máximas, medidas en metros a partir de la base o en número de pisos por encima de la misma, que puede tener cada uno de los sistemas estructurales de resistencia sísmica prescritos, para cada una de las zonas de amenaza sísmica.

A.3.2.4 — COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES EN LA ALTURA — Cuando se combinen en la altura diferentes sistemas estructurales dentro de una misma edificación, deben cumplirse los siguientes requisitos:

A.3.2.4.1 — Máximo valor de R permitido — Con la excepción de lo dispuesto en A.3.2.4.2 a A.3.2.4.4, la estructura que combine en la altura diferentes sistemas estructurales se clasifica como irregular del tipo 5aA o 5bA (Tabla A.3-7), y el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , en cualquier dirección y en cualquier nivel, como máximo debe ser el menor valor de R de los sistemas estructurales que se estén combinando por encima de ese nivel y en la dirección considerada. Deben cumplirse los requisitos de diseño exigidos para cada sistema estructural y para cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Cuando se combinen sistemas estructurales con diferente grado de disipación de energía o con diferente valor de R , el sistema de resistencia sísmica debe ser diseñado con el menor valor de R de los sistemas que lo componen.

A.3.2.4.2 — Pisos livianos — No hay necesidad de aplicar los requisitos de A.3.2.4.1 cuando la masa de los pisos localizados por encima del nivel donde se inicia un sistema estructural sea menor del 10 por ciento de la masa total, M , de la edificación.

A.3.2.4.3 — Estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez — En estructuras que tengan una parte superior flexible apoyada en una con mayor rigidez y que cumplan los requisitos de la Tabla A.3-5, puede utilizarse el procedimiento de diseño indicado allí.

A.3.2.4.4 — Estructura rígida apoyada sobre una estructura con menor rigidez — Este tipo de combinación de sistemas estructurales en la altura presenta inconvenientes en su comportamiento sísmico, por lo que para este Reglamento no es un sistema estructural aceptable.

A.3.2.5 — COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES EN PLANTA — Pueden combinarse sistemas estructurales en planta, sin que ésto de pie a que la estructura se clasifique como irregular, con las siguientes limitaciones:

- (a) Los dos sistemas deben coexistir en toda la altura de la edificación, a menos que se cumplan los requisitos de A.3.2.4,
- (b) Cuando la estructura tiene un sistema de muros de carga únicamente en una dirección, el valor de R para diseñar la dirección ortogonal, no puede ser mayor que 1.25 veces el valor de R del sistema estructural de muros de carga,
- (c) Cuando la estructura tiene dos sistemas de muros de carga diferentes en la misma dirección, para el sistema que tiene el mayor valor de R el valor a emplear no puede ser mayor que 1.25 veces el valor de R del sistema con el menor valor de R , y
- (d) Cuando la estructura tiene sistemas diferentes al de muros de carga en ambas direcciones, para el sistema que tiene un mayor valor de R , el valor a emplear no puede ser mayor que 1.25 veces el valor de R del sistema con el menor valor de R .

A.3.2.6 — ELEMENTOS COMUNES A VARIOS SISTEMAS ESTRUCTURALES — Los elementos estructurales comunes a diferentes sistemas estructurales deben diseñarse y detallarse siguiendo los requisitos más restrictivos dentro de los sistemas para los cuales son comunes.

A.3.3 — CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

A.3.3.1 — GENERAL — Para efectos de diseño sísmico la edificación debe clasificarse como regular o como irregular en planta y en altura o como redundante o con ausencia de redundancia de acuerdo con los requisitos de esta sección.

A.3.3.2 — DEFINICIÓN DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL — Se entiende por configuración estructural de la edificación, no solamente la forma exterior de ella y su tamaño, sino la naturaleza, las dimensiones y la localización de los elementos estructurales, y no estructurales, que afecten el comportamiento de la edificación ante las solicitaciones sísmicas.

A.3.3.3 — REDUCCIÓN DEL VALOR DE R PARA ESTRUCTURAS IRREGULARES Y CON AUSENCIA DE REDUNDANCIA — Cuando una estructura se clasifique como irregular, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R que se utilice en el diseño sísmico de la edificación, debe reducirse multiplicándolo por ϕ_p , debido a irregularidades en planta, por ϕ_a debido a irregularidades en altura, y por ϕ_r debido a ausencia de redundancia, como indica la ecuación A.3.3-1.

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0 \quad (\text{A.3.3-1})$$

Cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en planta simultáneamente, se aplicará el menor valor de ϕ_p . Análogamente, cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en altura simultáneamente, se aplicará el menor valor de ϕ_a .

A.3.3.4 — CONFIGURACIÓN EN PLANTA — La edificación se considera irregular cuando ocurra, véase la figura A.3-1, uno, o varios, de los casos descritos en la Tabla A.3-6, donde se definen los valores de ϕ_p .

A.3.3.5 — CONFIGURACIÓN EN LA ALTURA — Una edificación se clasifica como irregular en altura, véase la figura A.3-2, cuando ocurre uno, o varios, de los casos descritos en la Tabla A.3-7, donde se definen los valores de ϕ_a .

A.3.3.5.1 — Excepciones a las irregularidades en altura — Cuando para todos los pisos, la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades en altura de los tipos 1aA, 1bA, 2A, ó 3A, tal como se definen en la Tabla A.3-7, y en este caso se aplica $\phi_a = 1$. No hay necesidad de considerar en esta evaluación las derivas de los dos pisos superiores de la edificación ni los sótanos que tengan muros de contención integrados a la estructura en toda su periferia. Las derivas utilizadas en la evaluación pueden calcularse sin incluir los efectos torsionales. Así mismo, no se considera irregular la estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez que cumpla los requisitos de A.3.2.4.3 y los correspondientes de la Tabla A.3-5.

A.3.3.6 — EDIFICACIONES EN ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA BAJA DE LOS GRUPOS DE USO I Y II — Para las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso I y II, localizadas en zonas de amenaza sísmica baja, la evaluación para determinar si la edificación es irregular o no, puede limitarse a irregularidades en planta del tipo 1aP, 1bP (Tabla A.3-6) y en altura del tipo 5aA y 5bA (Tabla A.3-7).

A.3.3.7 — EDIFICACIONES EN ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA DEL GRUPO DE USO I — Para las edificaciones pertenecientes al grupo de uso I, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia, la evaluación para determinar si la edificación es irregular o no, puede limitarse a irregularidades en planta de los tipos 1aP, 1bP, 3P y 4P (Tabla A.3-6) y en altura de los tipos 4A, 5aA y 5bA (Tabla A.3-7).

A.3.3.8 — AUSENCIA DE REDUNDANCIA EN EL SISTEMA ESTRUCTURAL DE RESISTENCIA SÍSMICA — Debe asignarse un factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r , en las dos direcciones principales en planta de la siguiente manera:

A.3.3.8.1 — En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía mínima (DMI) — Para edificaciones cuyo sistema estructural de resistencia sísmica es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía mínima (DMI) el valor del factor de reducción de

resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r , se le asigna un valor de la unidad ($\phi_r = 1.0$).

A.3.3.8.2 — En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES) — Para edificaciones cuyo sistema estructural es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía moderada (DMO) o especial (DES) el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r , se le puede asignar un valor de la unidad ($\phi_r = 1.0$) cuando en todos los pisos que resistan más del 35 por ciento del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica cumpla las siguientes condiciones de redundancia:

- (a) **En sistemas compuestos por pórticos con arriostramientos concéntricos** — La falla de cualquiera de las diagonales o sus conexiones al pórtico no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).
- (b) **En sistemas compuestos por pórticos con arriostramientos excéntricos** — La pérdida de resistencia a momento (si se trata de vínculos a momento), o a cortante (para el caso de vínculos a corte), de los dos extremos de un vínculo no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).
- (c) **En sistemas de pórtico resistente a momentos** — La pérdida de la resistencia a momento en la conexión viga-columna de los dos extremos de una viga no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).
- (d) **En sistemas con muros estructurales de concreto estructural** — La falla de un muro estructural o de una porción de él que tengan una relación de la altura del piso a su longitud horizontal mayor de la unidad, o de los elementos colectores que lo conectan al diafragma, no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).
- (e) **Para otros sistemas** — No hay requisitos especiales.

En los sistemas estructurales que no cumplan las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r , se le debe asignar un valor de $\phi_r = 0.75$. Aunque no se cumplan las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r , se le debe asignar un valor igual a la unidad ($\phi_r = 1.0$) si todos los pisos que resistan más del 35 por ciento del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica sean regulares en planta y tengan al menos dos vanos compuestos por elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica localizados en la periferia a ambos lados de la planta en las dos direcciones principales. Cuando se trate de muros estructurales para efectos de contar el número de vanos equivalentes se calcula como la longitud horizontal del muro dividida por la altura del piso.

A.3.3.9 — USO DEL COEFICIENTE DE SOBRRRESISTENCIA Ω_0 — Cuando los requisitos para el material estructural y el grado de disipación de energía requieren que los elementos frágiles o las conexiones entre elementos se diseñen para fuerzas sísmicas, E , amplificadas por el coeficiente de sobrerresistencia, Ω_0 , éste debe emplearse de la siguiente manera para obtener las fuerzas de diseño que incluyen los efectos sísmicos:

$$E = \frac{\Omega_0 F_s}{R} \pm 0.5 A_a F_a D \quad (\text{A.3.3-2})$$

Donde F_s corresponde a las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis, R es el coeficiente de capacidad de disipación de energía correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$, y D corresponde a la carga muerta que actúa sobre el elemento tal como se define en el Título B del Reglamento y el signo de la parte derecha de la ecuación es el que conduce al mayor valor de E , dependiendo del signo de F_s .

A.3.4 — MÉTODOS DE ANÁLISIS

A.3.4.1 — MÉTODOS RECONOCIDOS — Se reconocen los siguientes métodos de análisis del sistema de resistencia sísmica para efectos de su diseño:

- (a) Método de la fuerza horizontal equivalente, el cual está descrito en el Capítulo A.4,
- (b) Métodos de análisis dinámico elástico, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.5,
- (c) Métodos de análisis dinámico inelástico, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.5, y
- (d) Métodos de análisis alternos, los cuales deben tener en cuenta las características dinámicas de la edificación, el comportamiento inelástico de los materiales, y deben ser de aceptación general en la ingeniería. En la aplicación de cualquier método de análisis alternativo no se pueden utilizar períodos fundamentales mayores de los permitidos en los Capítulos A.4 y A.5.

A.3.4.2 — MÉTODO DE ANÁLISIS A UTILIZAR — Como mínimo deben emplearse los siguientes métodos de análisis:

A.3.4.2.1 — Método de la fuerza horizontal equivalente — Puede utilizarse el método de la fuerza horizontal equivalente en las siguientes edificaciones:

- (a) Todas las edificaciones, regulares e irregulares, en las zonas de amenaza sísmica baja,
- (b) Todas las edificaciones, regulares e irregulares, pertenecientes al grupo de uso I, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia,
- (c) Edificaciones regulares, de 20 niveles o menos y 60 m de altura o menos medidos desde la base, en cualquier zona de amenaza sísmica, exceptuando edificaciones localizadas en lugares que tengan un perfil de suelo tipo D, E o F, con periodos de vibración mayores de $2T_C$,
- (d) Edificaciones irregulares que no tengan más de 6 niveles ni más de 18 m de altura medidos a partir de la base,
- (e) Estructuras flexibles apoyadas sobre estructuras más rígidas que cumplan los requisitos de A.3.2.4.3.

A.3.4.2.2 — Método del análisis dinámico elástico — Debe utilizarse el método del análisis dinámico elástico en todas las edificaciones que no estén cubiertas por A.3.4.2.1, incluyendo las siguientes:

- (a) Edificaciones de más de 20 niveles o de más de 60 m de altura, exceptuando las edificaciones mencionadas en A.3.4.2.1 (a) y (b),
- (b) Edificaciones que tengan irregularidades verticales de los tipos 1aA, 1bA, 2A y 3A, tal como se definen en A.3.3.5,
- (c) Edificaciones que tengan irregularidades que no estén descritas en A.3.3.4 y A.3.3.5, exceptuando el caso descrito en A.3.2.4.3,
- (d) Edificaciones de más de 5 niveles o de más de 20 m de altura, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta, que no tengan el mismo sistema estructural en toda su altura, con la excepción de los prescrito en A.3.2.4.3,
- (e) Estructuras, regulares o irregulares, localizadas en sitios que tengan un perfil de suelo D, E o F y que tengan un período mayor de $2T_C$. En este caso el análisis debe incluir los efectos de interacción suelo-estructura, tal como los prescribe el Capítulo A.7, cuando se realice un análisis de la estructura suponiéndola empotrada en su base.

A.3.4.2.3 — Método del análisis dinámico inelástico — Puede utilizarse el método del análisis dinámico inelástico en aquellos casos que a juicio del ingeniero diseñador estructural, se presenten variaciones en la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico que solo sea posible identificar por este procedimiento. Cuando se utilice este método de análisis deben cumplirse los requisitos dados en el Capítulo A.5. Los diseños realizados por esta metodología deben ser objeto de una revisión externa de expertos en análisis dinámico inelástico conforme a la metodología que establezca la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo-Resistentes, y no exime la revisión de oficio que debe realizar el curador urbano o la autoridad municipal o distrital encargada de la expedición de las licencias urbanísticas

A.3.4.2.4 — Método de análisis no lineal estático de plastificación progresiva — Puede utilizarse el método del análisis no lineal estático, conocido como procedimiento “push-over” o de plastificación progresiva, en aquellos casos que a juicio del ingeniero diseñador se desee evaluar la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico por este procedimiento. Cuando se utilice este método de análisis deben cumplirse los requisitos dados en el Apéndice A-3 y además se deben confrontar con otro de los métodos de análisis permitidos por el Reglamento, utilizando en el diseño lo más exigente. Los diseños realizados por esta metodología deben ser objeto de una revisión externa de expertos en análisis no lineal

estático de plastificación conforme a la metodología que establezca la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo-Resistente, y no exime de la revisión de oficio que debe realizar el curador urbano o la autoridad municipal o distrital encargada de la expedición de las licencias urbanísticas.

A.3.4.3 — RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA Y SUS ELEMENTOS — Las rigideces que se empleen en el análisis estructural para el diseño sísmico deben ser definidas por el ingeniero diseñador de acuerdo con su criterio, teniendo en cuenta los preceptos dados para cada material estructural en el Título correspondiente de este Reglamento.

A.3.5 — REQUISITOS PARA LOS MATERIALES ESTRUCTURALES

A.3.5.1 — Los requisitos especiales para el diseño y los detalles propios de cada material estructural se dan para el grado de capacidad de disipación de energía; mínima (*DMI*), moderada (*DMO*) o especial (*DES*), que se requiera del material y para cada uno de los sistemas estructurales de resistencia sísmica en las Tablas A.3-1 a A.3-4.

A.3.6 — EFECTOS SÍSMICOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

A.3.6.1 — GENERALIDADES — Todos los elementos estructurales deben diseñarse para los efectos de los movimientos sísmicos de diseño que actúen sobre ellos, adicionalmente a todas las cargas que los puedan afectar, tal como lo prescribe el Título B de este Reglamento.

A.3.6.1.1 — Elementos del sistema de resistencia sísmica — Solamente los elementos que pertenezcan al sistema estructural de resistencia sísmica pueden contribuir a la resistencia sísmica de la edificación y deben diseñarse de acuerdo con los requisitos propios de su material estructural y para el grado de capacidad de disipación de energía requerido, además de los requisitos adicionales dados en la presente sección.

A.3.6.1.2 — Elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica — Los elementos estructurales que no formen parte del sistema estructural de resistencia sísmica, deben investigarse con el fin de determinar si pueden mantener su capacidad de resistir cargas verticales cuando se ven sometidos a los desplazamientos horizontales y a las derivas, causados por los movimientos sísmicos de diseño, pero sólo hay necesidad de que cumplan los requisitos del grado de capacidad de disipación de energía mínimo para su material estructural. Sus anclajes y amarres al sistema de resistencia sísmica deben cumplir los requisitos dados en la presente sección y en el Capítulo A.8.

A.3.6.2 — COMBINACIÓN DE LOS EFECTOS DE CARGA — Los coeficientes de carga que deben emplearse en la combinación de cargas de gravedad y de fuerzas sísmicas se establecen en el Título B de este Reglamento. Debe tenerse en cuenta que las fuerzas sísmicas obtenidas siguiendo éste Reglamento, están definidas al nivel de resistencia, por lo tanto ya están mayoradas.

A.3.6.3 — DIRECCIÓN DE APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS — Con excepción de lo dispuesto en A.3.6.3.1, puede suponerse que el efecto crítico sobre una edificación, causado por la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas se ha tomado en cuenta si todos los elementos se diseñan para el 100% de las fuerzas sísmicas actuando no simultáneamente en las dos direcciones principales. La fuerza sísmica debe combinarse con las cargas verticales de acuerdo con los requisitos del Título B de este Reglamento.

A.3.6.3.1 — Casos en los cuales hay que tener en cuenta los efectos ortogonales — No hay necesidad de tener en cuenta los efectos ortogonales si la estructura tiene diafragmas flexibles o si se trata de edificios de un piso (naves industriales o similares) en los cuales no haya irregularidades en planta del tipo 5P. Debe tenerse en cuenta el efecto ortogonal en zonas de amenaza sísmica intermedia o alta, de acuerdo con A.3.6.3.2, en los siguientes casos:

- (a) en estructuras que tienen irregularidades en planta del tipo 1aP, 1bP o 5P.
- (b) en las columnas que hagan parte del sistema de resistencia sísmica de la estructura.

A.3.6.3.2 — Efectos ortogonales — 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.

A.3.6.4 — AMARRES Y CONTINUIDAD — Todos los elementos estructurales deben interconectarse. La conexión y los elementos conectores deben ser capaces de transmitir las fuerzas sísmicas inducidas por las partes que conectan; además de los requisitos del Capítulo A.8, deben cumplirse los siguientes requisitos:

A.3.6.4.1 — Partes de la edificación — Cualquier parte o porción de la edificación que forme un conjunto indistintamente diferenciado del resto de la estructura, pero que esté estructuralmente vinculado a ésta, debe estar vinculada y amarrada al resto de la edificación por medio de elementos de conexión cuya resistencia se diseñe teniendo en cuenta las fuerzas axiales, de corte y de flexión transmitidas por la interacción entre las partes bajo las combinaciones de carga especificadas en el Título B. La fuerza sísmica involucrada, como mínimo, debe ser $(0.40A_{ag})$ veces la masa de la parte o porción. Es particularmente importante que, en el caso de esta conexión, en el análisis no se utilice nudo maestro u otro método de igualación de grados de libertad para el análisis bajo cargas laterales.

A.3.6.4.2 — Vigas de amarre en la cimentación — Los elementos de cimentación, tales como zapatas, dados de pilotes, pilas o "caissons", etc., deben amarrarse por medio de elementos capaces de resistir en tensión o compresión una fuerza no menor de $(0.25A_a)$ veces la carga vertical total del elemento que tenga la mayor carga entre los que interconecta, además de las fuerzas que le transmita la superestructura. Para efectos del diseño de la cimentación debe cumplirse lo prescrito en A.3.7.

A.3.6.5 — ELEMENTOS COLECTORES — Deben proveerse elementos colectores capaces de transferir las fuerzas sísmicas que se originan en otras partes de la edificación hasta el elemento vertical del sistema de resistencia sísmica que resiste esas fuerzas.

A.3.6.6 — DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA CORTANTE EN EL PISO — Cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente definido en el Capítulo A.4, la fuerza cortante, V_x , en el nivel x , debe determinarse de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (\text{A.3.6-1})$$

La fuerza cortante, V_x , y las torsiones asociadas deben distribuirse entre los diferentes pórticos y muros estructurales del sistema de resistencia sísmica de acuerdo con sus respectivas rigideces de desplazamiento y teniendo en cuenta la rigidez del diafragma, de acuerdo con la definición de la rigidez de los diafragmas dada en A.3.6.7.2.

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 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, descritos a continuación.

A.3.6.7.1 — Torsión accidental — Debe suponerse que la masa de todos los pisos está desplazada transversalmente, hacia cualquiera de los dos lados, del centro de masa calculado de cada piso, una distancia igual al 5 por ciento (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso, medida en la dirección perpendicular a la dirección en estudio. El efecto de la torsión que se genera debe tenerse en cuenta en la distribución del cortante del piso a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. Cuando existan irregularidades en planta del tipo 1aP o 1bP, tal como las define A.3.3.4.1 (Tabla A.3-6), debe aumentarse la torsión accidental en cada nivel x , multiplicándola por un coeficiente de amplificación, A_x , determinado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$A_x = \left[\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{prom}}} \right]^2 \leq 3.0 \quad (\text{A.3.6-2})$$

A.3.6.7.2 — Torsión debida a la no coincidencia del centro de masa y de rigidez — Cuando el diafragma puede considerarse rígido en su propio plano, debe tenerse en cuenta el aumento en los cortantes sobre los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica debida a la distribución, en planta, de la rigidez de los elementos del sistema de resistencia sísmica.

(a) Diafragma flexible — El diafragma puede suponerse flexible, para los efectos de las prescripciones de esta sección, cuando la máxima deflexión horizontal dentro del diafragma, al verse sometido a las fuerzas sísmicas, F_s , es más de 2 veces el promedio de sus deflexiones horizontales. Esta determinación de la flexibilidad del diafragma puede realizarse comparando la deflexión horizontal debida a las fuerzas sísmicas, obtenida en el punto medio del diafragma, con la de cada uno de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, al verse sometidos a una fuerza horizontal equivalente a la producida por la masa aferente al elemento.

(b) Diafragma rígido en su propio plano — El diafragma puede suponerse rígido en su propio plano cuando se dispone su rigidez y su resistencia de tal manera que éste actúe como una unidad y sus propiedades de masa y de rigidez se puedan concentrar en el centro de masa y en el centro de rigidez respectivamente. En las edificaciones que tengan irregularidades de los tipos 2P y 3P la consideración de diafragma rígido debe evaluarse cuidadosamente, pues en la mayoría de los casos estas irregularidades inhiben el comportamiento como diafragma rígido de los entrepisos de la edificación.

A.3.6.7.3 — Torsión de diseño — El momento torsional de diseño en cualquier nivel de la estructura se obtiene como la suma de las torsiones de diseño de todos los niveles localizados por encima del nivel en estudio. La porción de la torsión aportada por cada nivel se obtiene como la torsión accidental del nivel, más el producto de la fuerza sísmica horizontal, correspondiente a ese nivel por una dimensión igual a la proyección, en la dirección perpendicular a la dirección de las fuerzas, de la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez del nivel.

A.3.6.8 — DIAFRAGMAS — En las zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, en el diseño de los pisos y cubiertas que actúan como diafragmas debe tenerse en cuenta lo siguiente:

A.3.6.8.1 — La deflexión en el plano del diafragma no debe exceder la deflexión permisible de los elementos que estén adheridos a él. La deflexión permisible debe ser aquella que permita a los elementos adheridos mantener su integridad estructural bajo las fuerzas impuestas.

A.3.6.8.2 — Los diafragmas de piso o de cubierta deben diseñarse para que sean capaces de resistir las fuerzas causadas por la aceleración en cada nivel, expresada como una fracción de la gravedad, determinada por medio de la siguiente ecuación:

$$a_i = A_s + \frac{(S_a - A_s)h_i}{h_{eq}} \quad h_i \leq h_{eq} \quad (A.3.6-3)$$

$$a_i = S_a \frac{h_i}{h_{eq}} \quad h_i \geq h_{eq}$$

h_{eq} puede estimarse simplíficadamente como $0.75h_n$

Alternativamente a la ecuación A.3.6-3 para calcular las fuerzas que deben resistir los diafragmas de piso o de cubierta, pueden usarse estimaciones más precisas de las aceleraciones absolutas máximas a que estarían sometidos estos diafragmas, resultado por ejemplo, de análisis dinámicos.

Cuando el diafragma debe transmitir fuerzas provenientes de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que se encuentren por encima del diafragma, a elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que se encuentren por debajo del diafragma, debido a desplazamientos en la localización de los elementos, o por cambios en la rigidez de los elementos verticales, las fuerzas correspondientes se deben adicionar a las obtenidas por medio de la ecuación A.3.6-3.

A.3.6.8.3 — Los diafragmas que den apoyo a muros de concreto reforzado o de mampostería, deben tener amarres continuos entre los diferentes elementos del diafragma con el fin de distribuir las fuerzas de anclaje especificadas en A.3.6.10. En los modelos de análisis los diafragmas no pueden aportar rigidez ni resistencia a los sistemas de muros debido a que son elementos que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica. Véase A.3.1.2 y A.3.6.1.1.

A.3.6.8.4 — Las conexiones del diafragma a los elementos verticales o a los elementos colectores, o entre elementos colectores, en estructuras localizadas en zonas de amenaza sísmica alta que tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP, 1bP, 2P, 3P ó 4P (Tabla A.3-6), deben diseñarse para las fuerzas sísmicas correspondientes, multiplicadas por 1.25.

A.3.6.8.5 — En las edificaciones localizadas en zonas de amenaza sísmica alta que tengan irregularidades en planta del tipo 2P (Tabla A.3-6), los elementos del diafragma deben diseñarse considerando movimientos independientes de las alas que se proyectan hacia afuera de la estructura. Cada uno de los elementos del diafragma debe diseñarse para la condición más severa producida por el movimiento de las alas del diafragma en la misma dirección, o en direcciones opuestas.

A.3.6.9 — ELEMENTOS LOCALIZADOS DEBAJO DE LA BASE — La resistencia y rigidez de los elementos que formen parte del sistema de resistencia sísmica que se encuentren localizados entre la base y la cimentación no deben ser menores que las de la superestructura. Los elementos localizados entre la base y la cimentación deben tener el mismo grado de capacidad de disipación de energía de los elementos del sistema de resistencia sísmica.

A.3.6.10 — MUROS ESTRUCTURALES — Los muros estructurales de concreto o mampostería, exteriores e interiores, deben amarrarse a los diafragmas o cubiertas que les provean apoyo lateral, por medio de anclajes diseñados para resistir una fuerza horizontal que actúa perpendicularmente al plano del muro. Dicha fuerza se puede calcular a partir de la fuerza causada por la aceleración en cada piso, calculada con la ecuación A.3.6-3, pero no menor que $0.10M_p g$, donde M_p es la masa del tramo de muro considerado. Alternativamente a la ecuación A.3.6-3 para calcular las fuerzas horizontales perpendiculares al plano del muro pueden usarse estimaciones más precisas de las aceleraciones absolutas máximas a las que estarían sometidos estos muros.

A.3.6.11 — ESTRUCTURAS DE TIPO PÉNDULO INVERTIDO — Estas son estructuras donde el sistema de resistencia sísmica actúa como uno o varios voladizos aislados y un porcentaje muy alto de la masa se encuentra concentrada en la parte superior de la estructura. Las columnas o pilares de apoyo de las estructuras de tipo péndulo invertido deben diseñarse para un diagrama de momentos flectores que inicia en la base con un valor determinado de acuerdo con los procedimientos establecidos en el Capítulo A.4 y varía uniformemente hasta llegar a la mitad de este valor en la parte superior. Véase la Tabla A.3-3 para efectos de los sistemas estructurales permitidos.

A.3.6.12 — ELEMENTOS VERTICALES DISCONTINUOS — En las zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, cuando se presenten discontinuidades en el alineamiento de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, tales como las descritas en las irregularidades en planta tipo 4P (Tabla A.3-6) y en altura tipo 4A (Tabla A.3-7), deben cumplirse los siguientes requisitos:

- (a) Las fuerzas axiales mayoradas de los elementos verticales que sostengan los elementos que se suspenden se deben obtener utilizando las combinaciones de carga apropiadas de las dadas en B.2.4 considerando para las fuerzas sísmicas E lo indicado en la ecuación A.3.3-2 dada en A.3.3.9 con el coeficiente de sobre resistencia Ω_0 propio del sistema estructural contenido en las Tablas A.3-1 a A.3-4.
- (b) Debe garantizarse que los elementos, tales como vigas, que llevan estas fuerzas axiales hasta los elementos verticales las que las soportan sean capaces de resistirlas,
- (c) Los elementos verticales deben diseñarse para las fuerzas axiales mayoradas como se indica en el literal (a), acompañadas de los momentos obtenidos del análisis, los cuales se mayoran utilizando las combinaciones de carga normales prescritas en B.2.4,
- (d) Los elementos verticales deben diseñarse y detallarse siguiendo los requisitos del grado especial de capacidad de disipación de energía (*DES*) del material correspondiente.

Cuando el diseño de los elementos verticales que soportan el elemento que se suspende se realiza utilizando el método de esfuerzos de trabajo prescrito en B.2.3, las fuerzas axiales de diseño al nivel de esfuerzos de trabajo se deben multiplicar por $0.7\Omega_0$, pero no menos de 0.7, en vez del coeficiente 0.7 para E prescrito en B.2.3.

A.3.6.13 — EFECTO DE LAS ACCELERACIONES VERTICALES — En las zonas de amenaza sísmica alta e intermedia, deben tenerse en cuenta los efectos de los movimientos sísmicos verticales en los siguientes elementos estructurales:

- (a) En los voladizos, considerando una fuerza vertical, ascendente o descendente, en la punta del elemento con un valor igual al 30 por ciento de la carga muerta del voladizo en las zonas de amenaza sísmica alta, y del 15 por ciento en las zonas de amenaza sísmica intermedia, y
- (b) En los elementos construidos con concreto preesforzado, deben utilizarse combinaciones de carga adicionales a todas aquellas que incluyan carga muerta, utilizando el 50 por ciento de la carga muerta.

A.3.7 — FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

A.3.7.1 — SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA — Los elementos del sistema estructural de resistencia sísmica, y sus conexiones, deben diseñarse utilizando todas las sollicitaciones requerida por el Título B del Reglamento, debidamente combinadas según se exige allí. Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis F_s , se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E = F_s/R$) que se emplean en las combinaciones de carga prescritas en el Título B. El valor del 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 del sistema estructural de resistencia sísmica ($R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$). El diseño de los elementos estructurales y sus conexiones se realiza cumpliendo los requisitos exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía requerido del material. Estas fuerzas de diseño de los elementos estructurales obtenidas siguiendo el procedimiento anotado, son fuerzas al nivel de resistencia, o sea que corresponden a fuerzas mayoradas que ya han sido multiplicadas por sus coeficientes de carga. Para elementos que se diseñan utilizando el método de esfuerzos de trabajo, debe consultarse A.3.1.8.

Los elementos frágiles de conexión entre elementos y otros que de acuerdo con los requisitos de los materiales estructurales que los constituyen requieran el uso del coeficiente de sobrerresistencia Ω_0 , se diseñan utilizando las fuerzas sísmicas de diseño E obtenidas de la ecuación A.3.3-2.

A.3.7.2 — CIMENTACIÓN — Las fuerzas sísmicas que actúan sobre la cimentación y el suelo de soporte se obtienen así:

- (a) Para efectos del diseño estructural de los elementos que componen la cimentación (incluidas las pantallas y los demás elementos a los que se conecte la estructura), se emplea el procedimiento indicado en A.3.7.1, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E , a partir de las reacciones de la estructura sobre estos elementos, calificando el valor de R usado en la estructura para establecer las cargas a la cimentación. En caso que se requiera una evaluación particular, las acciones de la estructura sobre la cimentación deberán determinarse con uno de los siguientes métodos: (1) mediante procedimientos de análisis inelástico de la estructura. (2) Evaluando el desempeño de la estructura (curvas de demanda y capacidad) (3) calculando las acciones que la estructura aplicará a los elementos que componen la cimentación, cuando a la estructura se aplique la carga cortante necesaria para producir el mecanismo de plastificación. En el diseño de los elementos de cimentación deben seguirse los requisitos propios del material estructural y del Título H de este Reglamento.
- (b) Para efectos de obtener los esfuerzos sobre el suelo de cimentación, a partir de las reacciones de la estructura y su cimentación sobre el suelo, se emplean las combinaciones de carga para el método de esfuerzos de trabajo de la sección B.2.3, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E . Los efectos sobre el suelo así obtenidos están definidos al nivel de esfuerzos de trabajo y deben evaluarse de acuerdo con los requisitos del Título H de este Reglamento.

A.3.8 — ESTRUCTURAS AISLADAS SÍSMICAMENTE EN SU BASE

A.3.8.1 — 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:

- (a) “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,
- (b) “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010

A.3.8.2 — 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.

A.3.8.3 — La construcción de una edificación que utilice sistemas de aislamiento sísmico en su base debe someterse a una supervisión técnica independiente permanente, como la describe el Título I.

A.3.9 — USO DE ELEMENTOS DISIPADORES DE ENERGÍA

A.3.9.1 — 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:

- (a) “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
- (b) “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010

A.3.9.2 — 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.

A.3.9.3 — La construcción de una edificación que utilice elementos disipadores de energía debe someterse a una supervisión técnica independiente permanente, como la describe el Título I.

Tabla A.3-1
Sistema estructural de muros de carga (Nota 1)

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		Baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	Altura máx.
1. Paneles de cortante de madera	muros ligeros de madera laminada	3.0	2.5	si	6 m	si	9 m	si	12 m
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	5.0	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	4.0	2.5	no se permite		si	50 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	el mismo	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	50 m
d. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	el mismo	3.5	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	el mismo	2.5	2.5	si	30 m	si	50 m	si	Sin límite
f. Muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	si	12 m	si	18 m
g. Muros de mampostería confinada	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	Grupo I	12 m	Grupo I	18 m
h. Muros de mampostería de cavidad reforzada	el mismo	4.0	2.5	si	45 m	si	60 m	si	Sin límite
i. Muros de mampostería no reforzada (no tiene capacidad de disipación de energía)	el mismo	1.0	2.5	no se permite		no se permite		Grupo I (Nota 3)	2 pisos
j. Muros de mampostería reforzada externamente	el mismo	1.5	2.0	Grupo I	2 pisos	Grupo I	12 m	Grupo I	18 m
3. Pórticos con diagonales (las diagonales llevan fuerza vertical)									
a. Pórticos de acero estructural con diagonales concéntricas (DES)	el mismo	5.0	2.5	si	24 m	si	30 m	si	Sin límite
b. Pórticos con diagonales de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
c. Pórticos de madera con diagonales	el mismo	2.0	2.5	si	12 m	si	15 m	si	18 m

Notas:

- El sistema de muros de carga es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo, en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales.
- Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a , ϕ_p y ϕ_r para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
- La mampostería no reforzada sólo se permite en las regiones de las zonas de amenaza sísmica baja donde Λ_a sea menor o igual a 0.05 cuando se trata de edificaciones del grupo de uso **I**, de uno y dos pisos.
- El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.

Tabla A.3-2
Sistema estructural combinado (Nota 1)

B. SISTEMA COMBINADO		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	7.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	Sin Límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	6.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	sin Límite
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo no se conecta a la columna	pórticos de acero no resistentes a momentos	6.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo tiene conexión resistente a momento con la columna	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	5.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	7.0	2.5	si	72 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	5.0	2.5	no se permite		si	72 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	18 m	si	27 m
d. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	72 m
e. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		si	18 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	30 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	3.5	2.5	si	30 m	si	45 m	si	45 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	2.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	45 m
i. Muros de mampostería confinada (DMO — capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	2.0	2.5	no se permite		Grupo I	18 m	Grupo I	21 m
j. Muros de mampostería confinada (DMO — capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		Grupo I	18 m
k. Muros de mampostería de cavidad reforzada (DES — capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	4.0	2.5	no se permite		si	30 m	si	45 m
l. Muros de mampostería de cavidad reforzada (DES — capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		si	45 m
m. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero resistente o no a momentos	7.0	2.0	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite

Tabla A.3-2 (continuación)
Sistema estructural combinado (Nota 1)

B. SISTEMA COMBINADO		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			alta		intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
n. Muros de cortante compuestos con placa de acero y concreto	pórticos de acero resistente o no a momentos	6.5	2.5	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite
o. Muros de concreto reforzado (DES) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistente o no a momentos	6.0	2.5	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite
p. Muros de concreto reforzado (DMO) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistente o no a momentos	5.5	2.5	No se permite		No se permite		si	Sin límite
q. Muros de concreto reforzado (DMI) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistentes o no a momentos	5.0	2.5	no se permite		no se permite		si	45 m
3. Pórticos con diagonales concéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero no resistentes a momentos	5.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	60 m
b. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DMI)	pórticos de acero no resistentes a momentos	4.0	2.5	no se permite (nota 5)		Si (nota 5)	10 m	si	60 m
c. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero resistentes o no a momentos	5.0	2.0	si	50 m	si	sin límite	si	sin límite
d. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DMI)	pórticos de acero resistentes o no a momentos	3.0	2.0	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
e. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas a pandeo, con conexiones viga-columna resistentes a momento	pórticos de acero no resistentes a momentos	7.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	Sin límite
f. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas a pandeo, con conexiones viga-columna no resistentes a momento	pórticos de acero no resistentes a momentos	6.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	Sin límite
g. Pórticos de concreto con diagonales concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	24 m	si	30 m

Notas:

- El sistema combinado es un sistema estructural en el cual: (a) las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o (b) las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual.
- Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a , ϕ_p y ϕ_r , para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
- Los pórticos losa-columna incluyen el reticular celulado.
- El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
- Se permite una altura de 20 m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de uso IV, los cuales podrán ser diseñados con los requisitos establecidos en el Capítulo F.2 del Título F, pero con $R_0 = 1.5$ y $\Omega_0 = 1.0$.

Tabla A.3-3
Sistema estructural de pórtico resistente a momentos (Nota 1)

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)									
a. De concreto (DMI)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (DMI)	el mismo	3.0	2.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (DMI)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	6.0	3.0	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para perfiles no esbeltos (nota 6)	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas	No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía								
4. Pórticos losa-columna (incluye reticular celulado)									
a. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		si	15 m	si	21 m
b. De concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	el mismo	1.5	3.0	no se permite		no se permite		si	15 m
5. Estructuras de péndulo invertido									
a. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5 (Nota-3)	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
c. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	1.5 (Nota-3)	2.0	no se permite		si	sin límite	Si	sin límite

Notas:

- El sistema de pórtico es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales.
- Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a , ϕ_p y ϕ_r , para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
- Cuando se trate de estructuras de acero donde las uniones del sistema de resistencia sísmica son soldadas en obra, el valor de R_0 debe multiplicarse por 0.90.
- El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
- Se permite hasta una altura de 20 m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de uso IV, los cuales podrán ser diseñados con los requisitos establecidos en el Capítulo F.2 del Título F, pero con $R_0 = 1.5$ y $\Omega_0 = 1.0$.
- Los perfiles de lámina doblada y los perfiles tubulares estructurales que cumplen con los requisitos de F.2.2.4 para miembros no esbeltos que se diseñen con conexiones dúctiles calificadas de acuerdo a F.3.1.8 se podrán diseñar como pórticos resistentes a momentos convencionales.

Tabla A.3-4
Sistema estructural dual (Nota 1)

D. SISTEMA DUAL		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 3)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
d. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m
i. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
j. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
k. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	7.0	2.5	Si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
m. Muros de cortante mixtos con placa de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	6.5	2.5	Si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
n. Muros de concreto reforzado (DES) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	6.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
o. Muros de concreto reforzado (DMI) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	5.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
p. Muros de concreto reforzado (DMI) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DMO)	4.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
2. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	7.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

Tabla A.3-4 (Continuación)
 Sistema estructural dual

D. SISTEMA DUAL		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 3)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	5.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos con diagonales concéntricas									
a. De acero con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.0	2.5	no se permite		si	60 m	si	sin límite
c. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	4.0	2.5	no se permite		si	24 m	si	30 m
d. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DES)	6.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
e. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas al pandeo	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DES)	7.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
f. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	10 m	si	Sin límite
g. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DMO)	5.5	2.5	si	50 m	si	30 m	si	Sin límite
h. Pórticos con diagonales concéntricas que resistan solo a tensión	El mismo	3.0	2.5	no se permite (nota 4)					

Notas:

- El sistema dual es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos: (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 de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía 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. (c) Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales o los pórticos con diagonales puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.
- Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a , ϕ_p y ϕ_r , para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
- El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
- Se permite hasta una altura de 12m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de uso IV.

Tabla A.3-5
Mezcla de sistemas estructurales en la altura

Descripción de la combinación	Requisitos
Estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez (Véase Nota 1)	
<p>Puede utilizarse los requisitos dados aquí si la estructura cumple las siguientes condiciones:</p> <p>(a) Ambas partes de la estructura, consideradas separadamente, puedan ser clasificadas como regulares de acuerdo con los requisitos de A.3.3,</p> <p>(b) El promedio de las rigideces de piso de la parte baja sea por lo menos 10 veces el promedio de las rigideces de piso de la parte alta y</p> <p>(c) El período de la estructura, considerada como un todo, no sea mayor de 1.1 veces el período de la parte superior, al ser considerada como una estructura independiente empotrada en la base.</p> <p>Si no se cumplen las condiciones anteriores la estructura se considera irregular y deben seguirse los requisitos de A.3.3.</p>	<p>Se permite que esta combinación de sistemas estructurales no se considere irregular ($\phi_p = \phi_a = 1.0$), y el sistema puede diseñarse sísmicamente utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente, tal como lo prescribe el Capítulo A.4, de la siguiente manera:</p> <p>(1) La parte superior flexible puede ser analizada y diseñada como una estructura separada, apoyada para efecto de las fuerzas horizontales por la parte más rígida inferior, usando el valor apropiado de R_0 para su sistema estructural</p> <p>(2) La parte rígida inferior debe ser analizada y diseñada como una estructura separada, usando el valor apropiado de R_0 para su sistema estructural, y las reacciones de la parte superior, obtenidas de su análisis, deben ser amplificadas por la relación entre el valor de R_0 para la parte superior y el valor de R_0 de la parte inferior.</p>
Estructura rígida apoyada sobre una estructura con menor rigidez	
<p>Corresponde a edificaciones en las cuales se suspende antes de llegar a la base de la estructura, parcial o totalmente, un sistema estructural más rígido que el que llega a la base de la estructura.</p> <p>Este tipo de combinación de sistemas estructurales en la altura presenta inconvenientes en su comportamiento sísmico. No es aceptable como una solución estructural para el presente Reglamento.</p>	<p>(1) No es aceptable como solución estructural para el presente Reglamento.</p>

Nota 1: El diseñador estructural debe incluir en sus memorias de diseño, el diseño de todos los elementos de transferencia de las fuerzas entre la parte superior e inferior de los sistemas combinados y debe incluir en los planos estructurales los elementos de transferencia entre las dos partes de la estructura. El análisis, diseño y detalles deben incluir como mínimo lo siguiente:

- 1) En la evaluación del promedio de las rigideces a que se hace mención en la tercera fila de la primera columna de la tabla, literal b), debe probarse que los elementos que se diseñen donde ocurre la transferencia dispongan de conexiones que sean capaces de resistir las fuerzas que se desarrollen, debidamente amplificadas como se indica más adelante en esta nota, y que ésta transferencia sea realmente efectiva para que la rigidez evaluada exista.
- 2) En los casos en que se utilicen los muros de contención de los sótanos como parte de los supuestos elementos que contribuyen a la rigidez de la parte inferior, debe probarse que la diferencia en cortante que se lleva a ellos es resistida en toda su trayectoria por todos los elementos que hagan parte de la trayectoria. Esto debe probarse igualmente para la transferencia del momento de vuelco. Los detalles constructivos de la transferencia de estas fuerzas a los muros de contención y los refuerzos dentro de los muros deben estar estudiados, resueltos e incluidos con detalles apropiados en los planos estructurales.
- 3) La transferencia de los cortantes sísmicos horizontales y los momentos sísmicos de vuelco de los elementos que se suspenden a través de los diafragmas de piso localizados encima, debajo y en la transferencia debe estar evaluada en las memorias de cálculo y con detalles apropiados en los planos estructurales. En caso de requerirse en el análisis, se emplearán modelos con diafragmas flexibles o que permitan analizar esta trayectoria de cargas según A.3.1.5. La trayectoria de los cortantes a través de los diafragmas y de los momentos de vuelco debe estar claramente definida y todos los elementos localizados en la transferencia deben estar detallados para poder resistir las fuerzas que se les impone, las cuales deben ser amplificadas utilizando el valor de Ω_0 apropiado para el sistema estructural de acuerdo con las Tablas A.3-1 a A.3-4.
- 4) En todos estos casos debe cumplirse, sin excepción, lo indicado en la sección A.3.6.12 del Reglamento NSR-10 y debe aplicarse el coeficiente de sobrerresistencia de A.3.3.9.
- 5) Si la transferencia del cortante y los momentos de vuelco no ocurre y la garantía de que las fuerzas de transferencia están apropiadamente resistidas no se presenta en la memoria de cálculos, la rigidez equivocadamente asignada no existe y se presentaría, entonces, el caso de "Estructura rígida apoyada sobre una estructura con menor rigidez", el cual está prohibido como solución estructural en el Reglamento NSR-10.
- 6) El revisor independiente de los diseños estructurales se abstendrá de aprobar el proyecto estructural en los casos en los cuales no se cumpla lo indicado en 1) a 5) de la presente nota.

Tabla A.3-6
Irregularidades en planta

Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	ϕ_p	Referencias
1aP	Irregularidad torsional — La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental evaluada con $A_x = 1.0$ y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.9	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
1bP	Irregularidad torsional extrema — La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental evaluada con $A_x = 1.0$ y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.8	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
2P	Retrocesos excesivos en las esquinas — La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.8.5, A.5.2.1,
3P	Discontinuidades en el diafragma — Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 por ciento, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
4P	Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales — La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o manzardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.12, A.5.2.1.
5P	Sistemas no paralelos — Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.5.2.1.

Notas:

1. En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso I, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 1aP, 1bP, 3P y 4P (Véase A.3.3.7).
2. En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de uso I y II, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades tipo 1aP e 1bP (Véase A.3.3.6).

Tabla A.3-7
Irregularidades en la altura

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_a	Referencias
1aA	Piso flexible (Irregularidad en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento pero superior o igual al 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento pero superior o igual al 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
1bA	Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
2A	Irregularidad en la distribución de las masas — Cuando la masa, m_i , de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
3A	Irregularidad geométrica — Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9	A.3.4.2.
4A	Desplazamientos dentro del plano de acción — La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.12.
5aA	Piso débil — Discontinuidad en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 80 por ciento de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65 por ciento, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.
5bA	Piso débil — Discontinuidad extrema en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.

Notas:

1. Cuando la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1aA, 1bA, 2A, ó 3A (Véase A.3.3.5.1).
2. En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso I, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 4A, 5aA y 5bA (Véase A.3.3.7).
3. En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de usos I y II, la evaluación de irregularidad se puede limitar a la irregularidad tipo 5aA y 5bA (Véase A.3.3.6).

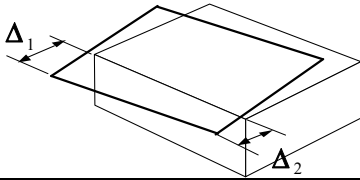
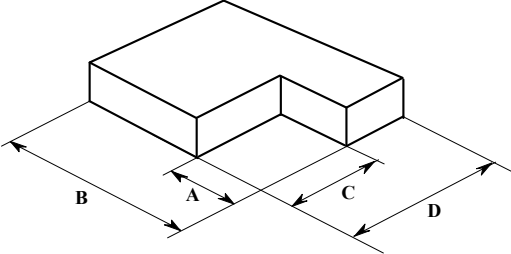
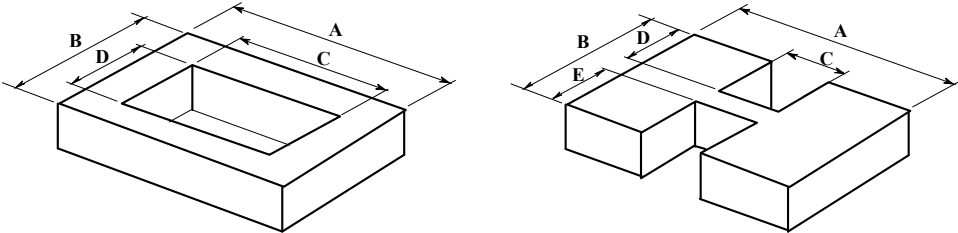
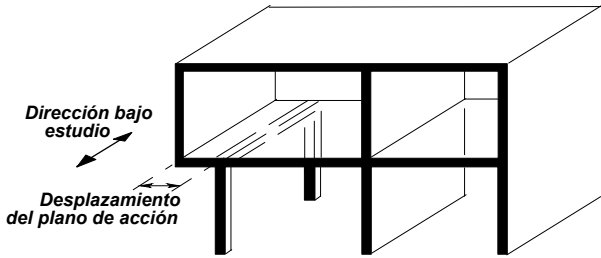
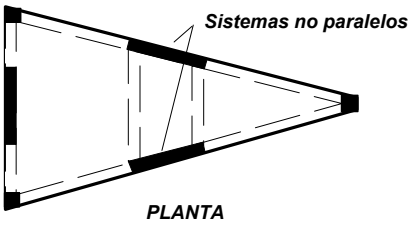
<p>Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>	<p>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>
	
<p>Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> 	
<p>Tipo 3P — Irregularidad del diafragma — $\phi_p = 0.9$</p> <p>1) $C \times D > 0.5A \times B$ 2) $(C \times D + C \times E) > 0.5A \times B$</p> 	
<p>Tipo 4P — Desplazamiento de los planos de Acción — $\phi_p = 0.8$</p> 	
<p>Tipo 5P — Sistemas no paralelos — $\phi_p = 0.9$</p> 	

Figura A.3-1 — Irregularidades en planta

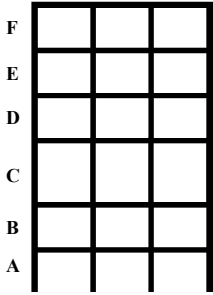
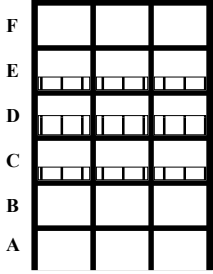
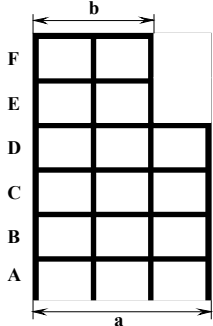
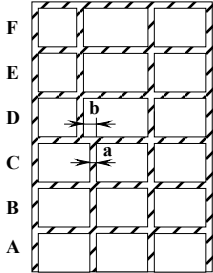
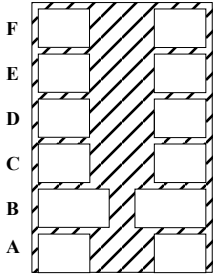
<p>Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ $0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$ o $0.70 (K_D+K_E+K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D+K_E+K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D$ o $\text{Rigidez } K_C < 0.70 (K_D+K_E+K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ o $m_D > 1.50 m_C$</p>	
<p>Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$ $a > 1.30 b$</p>	
<p>Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$ $b > a$</p>	
<p>Tipo 5aA — Piso débil $\phi_a = 0.9$ $0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$</p>	
<p>Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Resistencia Piso B} < 0.65 \text{ Resistencia Piso C}$</p>	

Figura A.3-2 — Irregularidades en la altura

CAPÍTULO A.4

MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

A.4.0 — NOMENCLATURA

- A_v = coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
 C_t = coeficiente utilizado para calcular el período de la estructura, definido en A.4.2.2.
 C_u = coeficiente utilizado para calcular el período máximo permisible la estructura, definido en A.4.2.1.
 C_{vx} = coeficiente definido en A.4.3.
 F_i, F_x = fuerzas sísmicas horizontales en los niveles i o x respectivamente. Véase A.4.3.
 F_v = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.
 f_i = fuerza sísmica horizontal en el nivel i para ser utilizada en la ecuación A.4.2-1.
 g = aceleración debida a la gravedad (9.8 m/s²).
 h_i, h_x = altura en metros, medida desde la base, del nivel i o x . Véase A.4.3.2.
 h_p = altura del piso medida desde la superficie del diafragma del piso hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior.
 I = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.
 k = exponente relacionado con el período fundamental de la edificación dado en A.4.3.2.
 M = masa total de la edificación — M debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5 (en kg).
 m_i, m_x = parte de M que está colocada en el nivel i o x respectivamente
 N = número de pisos de la edificación por encima de la base. ||
 S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T . Está definido en A.2.6.
 T = período fundamental del edificio como se determina en A.4.2.
 T_a = período de vibración fundamental aproximado. Véase A.4.2.
 V_s = cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas. Véase A.4.3.
 α = exponente para ser utilizado en el cálculo del período aproximado T_a . Véase A.4.2.2.
 δ_i = desplazamiento horizontal del nivel i con respecto a la base de la estructura, debido a las fuerzas horizontales f_i , para ser utilizado en la ecuación A.4.2-1.

A.4.1 — GENERAL

A.4.1.1 — Los requisitos de este Capítulo controlan la obtención de las fuerzas sísmicas horizontales de la edificación y el análisis sísmico de la misma, de acuerdo con los requisitos dados en el Capítulo A.3 para la utilización del método de la fuerza horizontal equivalente.

A.4.2 — PERÍODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN

A.4.2.1 — El valor del período fundamental de la edificación, T , debe obtenerse a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura. Este requisito puede suplirse por medio del uso de la siguiente ecuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}} \quad (\text{A.4.2-1})$$

Los valores de f_i representan unas fuerzas horizontales distribuidas aproximadamente de acuerdo con las ecuaciones A.4.3-2 y A.4.3-3, o utilizando cualquier otra distribución racional que se aproxime a la del modo fundamental de la estructura en la dirección en estudio. Las deflexiones horizontales, δ_i , deben calcularse utilizando las fuerzas horizontales f_i .

El valor de T , calculado a partir de las propiedades del sistema de resistencia sísmica, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural utilizando un modelo matemático linealmente elástico o mediante la ecuación A.4.2-1, no puede exceder $C_u T_a$, donde C_u se calcula por medio de la ecuación A.4.2-2 y T_a se calcula de acuerdo con A.4.2-3.

$$C_u = 1.75 - 1.2A_v F_v \quad (\text{A.4.2-2})$$

pero C_u no debe ser menor de 1.2.

A.4.2.2 — Alternativamente el valor de T puede ser igual al período fundamental aproximado, T_a , que se obtenga por medio de la ecuación A.4.2-3.

$$T_a = C_t h^\alpha \quad (\text{A.4.2-3})$$

donde C_t y α tienen los valores dados en la Tabla A.4.2-1.

Tabla A.4.2-1
Valor de los parámetros C_t y α para el cálculo del período aproximado T_a

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75

Alternativamente, para edificaciones de 12 pisos o menos, por encima de la base, con el promedio de las alturas de piso, h_p , menor o igual a 3 m, cuyo sistema estructural de resistencia sísmica está compuesto por pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado o acero estructural, el período de vibración aproximado, T_a , en s, puede determinarse por medio de la ecuación A.4.2-5, donde N es el número de pisos de la edificación por encima de la base.

$$T_a = 0.1N \quad (\text{A.4.2-5})$$

A.4.2.3 — 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.

A.4.3 — FUERZAS SÍSMICAS HORIZONTALES EQUIVALENTES

A.4.3.1 — El cortante sísmico en la base, V_s , equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a g M \quad (\text{A.4.3-1})$$

El valor de S_a en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la de la gravedad, leída en el espectro definido en A.2.6 para el período T de la edificación.

A.4.3.2 — La fuerza sísmica horizontal, F_x , en cualquier nivel x , para la dirección en estudio, debe determinarse usando la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx} V_s \quad (\text{A.4.3-2})$$

y

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad (\text{A.4.3-3})$$

donde k es un exponente relacionado con el período fundamental, T , de la edificación de la siguiente manera:

- (a) Para T menor o igual a 0.5 segundos, $k = 1.0$,
- (b) Para T entre 0.5 y 2.5 segundos, $k = 0.75 + 0.5T$, y
- (c) Para T mayor que 2.5 segundos, $k = 2.0$.

A.4.4 — ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

A.4.4.1 — El efecto de las fuerzas sísmicas, obtenidas de acuerdo con los requisitos de A.4.3, correspondientes a cada nivel, debe evaluarse por medio de un análisis realizado utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura, que represente adecuadamente las características del sistema estructural. El análisis, realizado de acuerdo con los principios de la mecánica estructural, debe tenerse en cuenta, como mínimo:

- (a) Las condiciones de apoyo de la estructura, especialmente cuando se combinen elementos verticales de resistencia sísmica con diferencias apreciables en su rigidez,
- (b) El efecto de diafragma, rígido o flexible, de los entresijos de la edificación, en la distribución del cortante sísmico del piso a los elementos verticales del sistema estructural de resistencia sísmica,
- (c) Las variaciones en las fuerzas axiales de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica causadas por los momentos de vuelco que inducen las fuerzas sísmicas,
- (d) Los efectos torsionales prescritos en A.3.6.7,
- (e) Los efectos de la dirección de aplicación de la fuerza sísmica prescritos en A.3.6.3,
- (f) En estructuras de concreto reforzado y mampostería estructural, a juicio del ingeniero diseñador, consideraciones acerca del grado de fisuración de los elementos, compatibles con las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía prescrito para el material estructural, y
- (g) Deben consultarse los requisitos de A.3.4.3.

A.4.4.2 — Como resultados del análisis se deben obtener, como mínimo:

- (a) Los desplazamientos horizontales de la estructura, incluyendo los efectos torsionales, que se emplean para evaluar si las derivas de la estructura cumplen los requisitos dados en el Capítulo A.6,

- (b) La distribución del cortante de piso, incluyendo los efectos torsionales, a todos los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica,
- (c) Los efectos de las fuerzas sísmicas en la cimentación de la edificación, y
- (d) Las fuerzas internas (momentos flectores, fuerzas cortantes, fuerzas axiales y momentos de torsión) correspondientes a cada elemento que haga parte del sistema de resistencia sísmica.

A.4.5 — USO DEL SISTEMA INTERNACIONAL DE MEDIDAS (SI) EN EL CÁLCULO DE LAS FUERZAS SÍSMICAS DE ACUERDO CON ESTE CAPÍTULO

En el Sistema Internacional de Medidas (SI) el kg (kilogramo) es una unidad de masa, por lo tanto la masa de la estructura se debe expresar en kg. Aplicando la 2ª Ley de Newton que dice que la fuerza inercial es igual a la masa del cuerpo multiplicada por su aceleración; si la masa está sometida a una aceleración en m/s^2 , se obtiene una fuerza cuyas unidades son $(kg \cdot m/s^2)$. Por definición, en el sistema SI la unidad de fuerza es un newton (N) y corresponde a la fuerza inercial de una masa de 1 kg sometida a una aceleración de $1 m/s^2$ ($1 N = 1 kg \cdot 1 m/s^2$). Entonces, si la masa se expresa en kg y las aceleraciones en m/s^2 , se obtiene fuerzas inerciales en newtons.

La ecuación A.4.3-1 es una aplicación de la 2ª Ley de Newton y se emplea para determinar las fuerzas inerciales horizontales que producen los movimientos del terreno causados por el sismo de diseño. El valor de la aceleración horizontal máxima que tiene el terreno donde se apoya la estructura, se lee del espectro de aceleraciones, S_a , definido en el Capítulo A.2 para el período fundamental de vibración de la estructura T . El espectro S_a es adimensional, y corresponde a la aceleración horizontal que impone el sismo en la base de la estructura, expresada como una fracción de la gravedad, por lo tanto para obtener la aceleración en m/s^2 , debe multiplicarse por la aceleración de la gravedad, g ($g = 9.8 m/s^2$). Al utilizar la ecuación A.4.3-1, si la masa total de la edificación, M , se expresa en kg, entonces la totalidad de las fuerzas inerciales horizontales que actúan sobre la estructura cuando ésta se ve sometida al sismo de diseño, V_s , se obtiene en newtons así:

$$V_s = S_a \cdot g (m/s^2) \cdot M (kg) = S_a \cdot g \cdot M (kg \cdot m/s^2) = S_a \cdot g \cdot M (N)$$

Pero en el diseño práctico de edificaciones, tanto el kg como el N, son unidades muy pequeñas; por esta razón es conveniente expresar la masa en Mg (Megagramos, $1 Mg = 1\,000 kg = 10^6 g$). En este caso la aplicación de la ecuación A.4.3-1 conduce a una fuerza, V_s , en kN (kilonewtons):

$$V_s = S_a \cdot g (m/s^2) \cdot M (Mg) = S_a \cdot g \cdot M (Mg \cdot m/s^2) = S_a \cdot g \cdot M (1000 \cdot kg \cdot m/s^2) = S_a \cdot g \cdot M (1000 \cdot N) = S_a \cdot g \cdot M (kN)$$

A modo de referencia, en el antiguo sistema mks (m-kgf-s, metro-kilogramo fuerza-segundo) $1 kgf = 9.8 N \cong 10 N$, y análogamente $1\,000 kgf = 1 ton = 9\,806.65 N \cong 10\,000 N = 10 kN$. Entonces un kN es aproximadamente un décimo de tonelada.

CAPÍTULO A.5

MÉTODO DEL ANÁLISIS DINÁMICO

A.5.0 — NOMENCLATURA

- E = fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E = F_s/R$)
- F_s = fuerzas sísmicas, véase A.3.1.1.
- g = aceleración debida a la gravedad (9.8 m/s^2).
- M = masa total de la edificación — M debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5 (en kg).
- \bar{M}_j = masa actuante total de la edificación en la dirección j . Ecuación A.5.4-1.
- \bar{M}_m = masa efectiva modal del modo m , determinada de acuerdo con la ecuación A.5.4-2.
- m_i, m_x = parte de M que está colocada en el nivel i o x , respectivamente.
- p = número total de modos utilizado en el análisis modal de la estructura.
- R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Capítulo A.3.
- 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 ($R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$).
- S_{am} = valor del espectro de aceleraciones de diseño para el período de vibración T_m , correspondiente al modo de vibración m .
- T_a = período de vibración fundamental aproximado, en segundos, calculado de acuerdo con A.4.2.
- T_m = período de vibración correspondiente al modo de vibración m , en s.
- V_{mj} = cortante sísmico en la base correspondiente al modo m en la dirección horizontal j .
- V_s = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4.
- V_{tj} = cortante sísmico en la base total en la dirección horizontal j .
- ϕ_{ij}^m = amplitud de desplazamiento del nivel i , en la dirección j , cuando está vibrando en el modo m .

A.5.1 — GENERAL

A.5.1.1 — Los métodos de análisis dinámico deben cumplir los requisitos de este Capítulo y los demás del presente título del Reglamento.

A.5.1.2 — Los métodos de análisis dinámico pueden utilizarse en el diseño sísmico de todas las edificaciones cubiertas por este Reglamento y deben utilizarse en el diseño de las edificaciones indicadas en A.3.4.2.2.

A.5.1.3 — Los resultados obtenidos utilizando los métodos de análisis dinámico deben ajustarse a los valores mínimos prescritos en este Capítulo para cada uno de ellos. Los valores mínimos a los cuales deben ajustarse están referidos a los valores que se obtienen utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente presentado en el Capítulo A.4. (Véase A.5.4.5).

A.5.1.4 — Todas las metodologías de análisis dinámico que se utilicen deben estar basadas en principios establecidos de la mecánica estructural, que estén adecuadamente sustentados analítica o experimentalmente.

A.5.1.5 — El ingeniero diseñador debe asegurarse que los procedimientos de análisis dinámico, manuales o electrónicos, que utilice, cumplen los principios de la mecánica estructural y en especial los requisitos del presente Capítulo. El Reglamento no exige un procedimiento determinado y deja en manos del diseñador su selección y por ende la responsabilidad de que se cumplan los principios enunciados aquí. Es responsabilidad del diseñador garantizar que los procedimientos electrónicos, si son utilizados, describan adecuadamente la respuesta dinámica de la estructura tal como la prescriben los requisitos del presente Capítulo.

A.5.2 — MODELO MATEMÁTICO

A.5.2.1 — MODELO MATEMÁTICO A EMPLEAR — El modelo matemático de la estructura debe describir la distribución espacial de la masa y la rigidez de toda la estructura, de tal manera que sea adecuado para calcular las características relevantes de la respuesta dinámica de la misma. Como mínimo debe utilizarse uno de los siguientes procedimientos:

A.5.2.1.1 — Modelo tridimensional con diafragma rígido — En este tipo de modelo los entrepisos se consideran diafragmas infinitamente rígidos en su propio plano. La masa de cada diafragma se considera concentrada en su centro de masa. Los efectos direccionales pueden ser tomados en cuenta a través de las componentes apropiadas de los desplazamientos de los grados de libertad horizontales ortogonales del diafragma. 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.

A.5.2.1.2 — Modelo tridimensional con diafragma flexible — 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.

A.5.2.1.3 — Modelos limitados a un plano vertical — En este tipo de modelo la respuesta de la estructura se limita a movimientos horizontales en una sola dirección. Este modelo se permite en todos los casos que no están cubiertos por A.5.2.1.1. y A.5.2.1.2. 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. De igual manera los efectos producidos por la dirección de incidencia de los movimientos sísmicos del terreno deben evaluarse por separado y adicionarse a los valores obtenidos del análisis dinámico.

A.5.2.1.4 — Otros modelos — Si a juicio del ingeniero diseñador las características de rigidez o de masa de la estructura lo requieren, se permite el uso de modelos de análisis inelástico dinámico o de métodos alternos, tal como lo indica A.3.4.1.

A.5.2.2 — MASA DE LA EDIFICACIÓN — Las masas de la edificación que se utilicen en el análisis dinámico deben ser representativas de las masas que existirán en la edificación cuando ésta se vea sometida a los movimientos sísmicos de diseño. Para efectos de los requisitos de este Reglamento, la masa total de la edificación se puede tomar como M . La distribución de la masa de la edificación debe representar la distribución real de las distintas masas de la edificación.

A.5.2.3 — RIGIDEZ EN LOS MÉTODOS DINÁMICOS ELÁSTICOS — La rigidez que se utilice en los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica cuando se empleen métodos dinámicos elásticos, debe seleccionarse cuidadosamente y debe ser representativa de la rigidez cuando éstos se vean sometidos a los movimientos sísmicos de diseño. En las estructuras de concreto y mampostería, la rigidez que se asigne debe ser consistente con el grado de fisuración que puedan tener los diferentes elementos al verse sometidos a las deformaciones que imponen los movimientos sísmicos de diseño. Cuando haya variaciones apreciables en la rigidez de los diferentes elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que contribuyen a la resistencia de las mismas componentes del movimiento, la rigidez que se le asigne a cada uno de ellos debe ser consistente con los niveles de deformación.

A.5.2.4 — RIGIDEZ EN LOS MÉTODOS DINÁMICOS INELÁSTICOS — Los modelos matemáticos utilizados para describir la rigidez de los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica, cuando se empleen métodos dinámicos inelásticos, deben ser consistentes con el grado de capacidad de disipación de energía del material, con los niveles esperados de deformación y con las secuencias de esfuerzos y deformaciones que se presenten durante la respuesta, a través de modelos histeréticos que describan la degradación de rigidez y resistencia, los efectos de estrangulamiento de las formas histeréticas, y los efectos del endurecimiento por deformación del acero. Los modelos de rigidez utilizados deben estar adecuadamente sustentados analítica o experimentalmente.

A.5.3 — REPRESENTACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS

A.5.3.1 — GENERALIDADES — De acuerdo con la representación de los movimientos sísmicos de diseño empleada en el análisis dinámico, los procedimientos se dividen en:

- (a) Procedimientos espectrales, y
- (b) Procedimientos de análisis cronológico.

A.5.3.2 — PROCEDIMIENTOS ESPECTRALES — En los procedimientos espectrales debe utilizarse el espectro de diseño definido en A.2.6.

A.5.3.3 — PROCEDIMIENTOS CRONOLÓGICOS — En los procedimientos cronológicos deben utilizarse familias de acelerogramas, tal como las define A.2.7.

A.5.4 — ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO ESPECTRAL

A.5.4.1 — METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS — Deben tenerse en cuenta los siguientes requisitos, cuando se utilice el método de análisis dinámico elástico espectral:

- (a) **Obtención de los modos de vibración** — Los modos de vibración deben obtenerse utilizando metodologías establecidas de dinámica estructural. Deben utilizarse todos los modos de vibración de la estructura que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la misma, cumpliendo los requisitos de A.5.4.2.
- (b) **Respuesta espectral modal** — La respuesta máxima de cada modo se obtiene utilizando las ordenadas del espectro de diseño definido en A.5.3.2, para el período de vibración propio del modo.
- (c) **Respuesta total** — Las respuestas máximas modales, incluyendo las de deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, se combinan de una manera estadística para obtener la respuesta total de la estructura a los movimientos sísmicos de diseño. Deben cumplirse los requisitos de A.5.4.4 en la combinación estadística de las respuestas modales máximas.
- (d) **Ajuste de los resultados** — Si los resultados de la respuesta total son menores que los valores mínimos prescritos en A.5.4.5, los resultados totales del análisis dinámico deben ser ajustados como se indica allí. El ajuste debe cubrir todos los resultados del análisis dinámico, incluyendo las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.
- (e) **Evaluación de las derivas** — Se debe verificar que las derivas totales obtenidas, debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos de A.5.4.5, no excedan los límites establecidos en el Capítulo A.6.
- (f) **Fuerzas de diseño en los elementos** — Las fuerzas sísmicas internas totales de los elementos, F_s , debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos de A.5.4.5, se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , del sistema de resistencia sísmica, modificado de acuerdo con la irregularidad y la ausencia de redundancia según los requisitos de A.3.3.3, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E , y se combinan con las otras cargas prescritas por este Reglamento, de acuerdo con el Título B.
- (g) **Diseño de los elementos estructurales** — Los elementos estructurales se diseñan y detallan siguiendo los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía correspondiente del material, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.3.

A.5.4.2 — NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN — Deben incluirse en el análisis dinámico todos los modos de vibración que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura. Se considera que se ha cumplido este requisito cuando se demuestra que, con el número de modos empleados, p , se ha incluido en el

cálculo de la respuesta, de cada una de las direcciones horizontales de análisis, j , por lo menos el 90 por ciento de la masa participante de la estructura. La masa participante, \bar{M}_j , en cada una de las direcciones de análisis, j , para el número de modos empleados, p , se determina por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\bar{M}_j = \sum_{m=1}^p \bar{M}_{mj} \geq 0.90 M \quad (\text{A.5.4-1})$$

$$\bar{M}_{mj} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{ij}^m \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \left(\phi_{ij}^m \right)^2} \quad (\text{A.5.4-2})$$

A.5.4.3 — CÁLCULO DEL CORTANTE MODAL EN LA BASE — La parte del cortante en la base contribuida por el modo m en la dirección horizontal j , V_{mj} , debe determinarse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_{mj} = S_{am} g \bar{M}_{mj} \quad (\text{A.5.4-3})$$

donde \bar{M}_{mj} está dado por la ecuación A.5.4-2, y S_{am} es el valor leído del espectro elástico de aceleraciones, S_a , para el período de vibración T_m correspondiente al modo de vibración m . El cortante modal total en la base, V_{tj} , en la dirección j se obtiene combinando los cortantes contribuidos por cada modo, V_{mj} , en la misma dirección de acuerdo con el procedimiento de A.5.4.4.

A.5.4.4 — COMBINACIÓN DE LOS MODOS — Las respuestas máximas obtenidas para cada modo, m , de las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, deben combinarse utilizando métodos apropiados y debidamente sustentados, tales como el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados u otros. Debe tenerse especial cuidado cuando se calculen las combinaciones de las derivas, calculando la respuesta máxima de la deriva causada por cada modo independientemente y combinándolas posteriormente. No es permitido obtener las derivas totales a partir de deflexiones horizontales que ya han sido combinadas. Cuando se utilicen modelos matemáticos de análisis tridimensional deben tenerse en cuenta los efectos de interacción modal, tales como la combinación cuadrática total.

A.5.4.5 — AJUSTE DE LOS RESULTADOS — 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. Además, se deben cumplir las siguientes condiciones:

- (a) Para efectos de calcular este valor de V_s el período fundamental de la estructura obtenido en el análisis dinámico, T en segundos no debe exceder $C_u T_a$, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.4, y cuando se utilicen los procedimientos de interacción suelo-estructura se permite utilizar el valor de V_s reducido por esta razón.
- (b) Cuando 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 , sea menor que el 80 por ciento para estructuras regulares, o que el 90 por ciento para estructura irregulares, del cortante sísmico en la base, V_s , calculado como se indicó en (a), todos los parámetros de la respuesta dinámica, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos de la correspondiente dirección j deben multiplicarse por el siguiente factor de modificación:

$$0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} \quad \text{para estructuras regulares} \quad (\text{A.5.4-4})$$

$$0.90 \frac{V_s}{V_{tj}} \quad \text{para estructuras irregulares} \quad (\text{A.5.4-5})$$

- (c) Cuando el cortante sísmico en la base, V_{tj} , obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones principales, excede los valores prescritos en (a), todos los parámetros de la respuesta dinámica total, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, pueden reducirse proporcionalmente, a juicio del diseñador.

A.5.4.6 — EFECTOS DIRECCIONALES — Los efectos direccionales de los movimientos sísmicos de diseño deben tenerse en cuenta de acuerdo con los requisitos de A.3.6.3. Los efectos de la aceleración vertical de los movimientos sísmicos en los voladizos y elementos preesforzados debe tenerse en cuenta siguiendo los requisitos de A.3.6.13 o alternativamente por medio de un procedimiento de análisis dinámico, pero en ningún caso los resultados obtenidos por medio de este procedimiento alternativo puede conducir a resultados menores que los obtenidos por medio de A.3.6.13.

A.5.4.7 — TORSIÓN — El análisis dinámico debe tener en cuenta los efectos torsionales de toda la estructura según lo indicado en A.3.6.7.

A.5.4.8 — SISTEMAS DUALES — Cuando el sistema de resistencia sísmica corresponda a un sistema dual, tal como lo define A.3.2.1.4, el sistema debe ser capaz, en conjunto, de resistir el cortante total en la base que se obtiene por medio del análisis dinámico. El análisis del pórtico espacial resistente a momentos, actuando independientemente como lo prescribe A.3.2.1.4 (b), puede llevarse a cabo por medio de un análisis dinámico apropiado, o por medio de un análisis de fuerza horizontal equivalente de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.4.

A.5.5 — MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO CRONOLÓGICO

A.5.5.1 — GENERALIDADES — La metodología de análisis dinámico cronológico puede ser utilizada cuando a juicio del ingeniero diseñador ella describe adecuadamente las propiedades dinámicas de la estructura y conduce a resultados representativos de los movimientos sísmicos de diseño. El modelo matemático empleado puede ser linealmente elástico o inelástico. Si se utilizan métodos de análisis dinámico inelástico, debe tenerse especial cuidado en cumplir lo requerido en A.3.4.2.3.

A.5.5.2 — RESPUESTA MÁXIMA — Deben determinarse las respuestas máximas de las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, para el conjunto de registros de la familia de acelerogramas requerida por A.2.7.1, los cuales, en este caso, no deben ser menos de tres registros.

A.5.5.3 — AJUSTE DE LOS RESULTADOS — El valor del máximo cortante dinámico total en la base, V_{tj} , obtenido para cualquiera de las direcciones principales, j , no puede ser menor que el cortante sísmico en la base, V_s , calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4 y cumpliendo lo indicado en A.5.4.5(a). Debe notarse que en caso de utilizar modelo matemático inelástico, los resultados ya tienen involucrado el efecto asociado al R , lo que debe tomarse en cuenta para el ajuste requerido.

Cuando el valor máximo del cortante dinámico total en la base, V_{tj} , obtenido para cualquiera de las direcciones principales, j , sea menor que el cortante sísmico en la base, V_s , calculado como se indicó anteriormente, todos los parámetros de la respuesta dinámica, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos de la correspondiente dirección j deben multiplicarse por el siguiente factor de modificación:

$$\frac{V_s}{V_{tj}} \quad (\text{A.5.5-1})$$

Si se utilizan siete o más acelerogramas, en vez del valor máximo del cortante dinámico total en la base, V_{tj} , obtenido para cualquiera de las direcciones principales, j , se puede utilizar el valor promedio de los valores obtenidos de todos los acelerogramas empleados, para efectos de cumplir los requisitos de esta sección.

A.5.5.4 — FUERZAS DE DISEÑO EN LOS ELEMENTOS — Para obtener las fuerzas de diseño de los elementos, se utilizan las fuerzas sísmicas internas máximas en los elementos, F_s , debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos de A.5.5.3, así:

- (a) Cuando se trate de un análisis dinámico elástico, se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , del sistema de resistencia sísmica, modificado de acuerdo con la irregularidad y ausencia de redundancia según los requisitos de A.3.3.3, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E , y se combinan con las otras cargas prescritas por este Reglamento, de acuerdo con los requisitos del Título B, y
- (b) En los casos de análisis dinámico inelástico, las fuerzas al nivel en que ocurre la plastificación corresponde a las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E , y no deben ser divididas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía. En este caso al aplicar el ajuste de los resultados indicado en A.5.5.3, se permite dividir el valor de V_s por R para efectos de hacer las comparaciones indicadas allí. Debe verificarse que las combinaciones de carga prescritas por este Reglamento, de acuerdo con los requisitos del Título B, exceptuando aquellas que incluyen sismo, en ningún caso conducen a esfuerzos mayores que los de plastificación.

A.5.5.5 — FUERZAS DE DISEÑO EN LA CIMENTACIÓN — Para obtener las fuerzas de diseño de la cimentación, se debe cumplir lo prescrito en A.3.7.2 cuando se trate de un análisis dinámico elástico. En el caso de un análisis dinámico inelástico no hay necesidad de dividir por R para encontrar las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E , de los elementos estructurales de la cimentación ni los esfuerzos sobre el suelo, los cuales solo deben multiplicarse por el coeficiente de carga igual a 0.7.

CAPÍTULO A.6

REQUISITOS DE LA DERIVA

A.6.0 — NOMENCLATURA

- h_i = altura en metros, medida desde la base, del nivel i .
- h_n = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio.
- h_p^i = altura del piso i , medida desde la superficie del diafragma del piso i hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior, $i-1$.
- j = índice de una de las direcciones ortogonales principales en planta, puede ser x o y .
- P_i = suma de la carga vertical total, incluyendo muerta y viva, que existe en el piso i , y todos los pisos localizados por encima. Para el cálculo de los efectos P-Delta, no hay necesidad que los coeficientes de carga de sean mayores que la unidad.
- Q_i = índice de estabilidad, del piso i , utilizado en la evaluación de los efectos P-Delta. Véase A.6.2.3.
- r_j = proyección, sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección bajo estudio, j , de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés
- T = período fundamental del edificio como se determina en A.4.2.
- T_a = período de vibración fundamental aproximado. Véase A.4.2.
- V_i = fuerza cortante del piso i , en la dirección bajo estudio, sin dividir por R . Se determina por medio de las ecuaciones del numeral A.4.3. Corresponde a la suma de las fuerzas horizontales sísmicas que se aplican al nivel i , y todos los niveles localizados por encima de él.
- $\Delta_{cm,j}^i$ = deriva del piso i , en la dirección bajo estudio, j , medida en el centro de masa del piso, como la diferencia entre el desplazamiento horizontal del piso i menos el del piso $i-1$ en la misma dirección j .
- Δ_j^i = deriva del piso i en la dirección principal en planta j .
- Δ_{max}^i = deriva máxima para cualquier punto del piso i .
- $\delta_{cm,j}^i$ = desplazamiento horizontal, del centro de masa del piso i , en la dirección j .
- $\delta_{pd,j}^i$ = desplazamiento horizontal adicional, del centro de masa del piso i , causado por efectos P-Delta, en la dirección j .
- $\delta_{t,j}^i$ = desplazamiento horizontal adicional causado por efectos de torsión de cualquier punto del diafragma del piso i en la dirección j .
- $\delta_{tot,j}^i$ = desplazamiento total horizontal, de cualquier punto del diafragma del piso i en la dirección j
- θ_i = rotación alrededor de un eje vertical que pasa por el centro de masa del piso i , causada por los efectos torsionales, en radianes.

A.6.1 — GENERAL

A.6.1.1 — ALCANCE — En el presente Capítulo se dan los procedimientos para calcular la deriva así como sus límites permisibles.

A.6.1.2 — DEFINICIÓN DE DERIVA — Se entiende por deriva el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación.

A.6.1.3 — NECESIDAD DE CONTROLAR LA DERIVA — La deriva está asociada con los siguientes efectos durante un temblor:

- (a) Deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales.
- (b) Estabilidad global de la estructura.

- (c) Daño a los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y a los elementos no estructurales, tales como muros divisorios, particiones, enchapes, acabados, instalaciones eléctricas, mecánicas, etc.
- (d) Alarma y pánico entre las personas que ocupen la edificación.

Por las razones anteriores es fundamental llevar a cabo durante el diseño un estricto cumplimiento de los requisitos de deriva dados en el presente Capítulo, con el fin de garantizar el cumplimiento del propósito del Reglamento y un adecuado comportamiento de la estructura y su contenido.

A.6.2 — CÁLCULO DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL

A.6.2.1 — DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN EL CENTRO DE MASA DEL PISO, $\delta_{cm,j}$ — Corresponden a los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales en planta, que tiene el centro de masa del piso. En caso de cálculo de desplazamientos haciendo uso del método de análisis dinámico deberá tomarse en cuenta lo indicado en A.5.4.4 para la combinación de los modos.

A.6.2.1.1 — Cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente, las fuerzas horizontales que se empleen para determinar los desplazamientos horizontales y torsionales en el centro de masa pueden calcularse utilizando el período, T , que se obtiene por medio de la ecuación A.4.2-1, aplicando el límite de $C_u T_a$ indicado allí, o alternativamente el período T obtenido por alguna de las ecuaciones A.4.2-3 o A.4.2-5.

A.6.2.1.2 — En las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **II**, **III** y **IV**, para la determinación de las fuerzas horizontales que se empleen para calcular los desplazamientos horizontales en el centro de masa, se permite que el coeficiente de importancia I , tenga un valor igual a la unidad ($I = 1.0$), y las fuerzas de diseño a emplear para obtener la resistencia de la estructura deben utilizar el valor del coeficiente de importancia I correspondiente al grupo de uso de la edificación, tal como se define en A.2.5.2.

A.6.2.2 — DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES CAUSADOS POR EFECTOS TORSIONALES. $\delta_{t,j}$ — Corresponden a los desplazamientos horizontales adicionales, en las dos direcciones principales ortogonales en planta, causados por la rotación de toda la estructura con respecto a un eje vertical y debida a los efectos torsionales definidos en A.3.6.7. Este efecto solo debe evaluarse cuando los diafragmas son rígidos. Cuando los diafragmas son rígidos el incremento en desplazamiento horizontal causado por los efectos torsionales en cualquiera de las dos direcciones principales en planta, se obtiene de:

$$\delta_{t,j} = r_j \theta_i \quad (\text{A.6.2-1})$$

donde $\delta_{t,j}$ es el incremento en desplazamiento horizontal causado por los efectos torsionales en un punto dentro del nivel i , en una de las direcciones principales en planta, r_j es la proyección sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección bajo estudio, j , de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés, y θ_i es la rotación alrededor de una eje vertical que pasa por el centro de masa del nivel i , causada por los efectos torsionales.

A.6.2.3 — DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES CAUSADOS POR EFECTOS P-DELTA, $\delta_{pd,j}$ — Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales en planta, causados por los efectos de segundo orden (efectos P-Delta) de la estructura. Los efectos P-Delta producen un aumento en las deflexiones horizontales y en las fuerzas internas de la estructura. Estos efectos 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 siguiente ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}} \quad (\text{A.6.2-2})$$

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, una verificación con un análisis elástico de segundo orden considerando la totalidad de los requisitos enumerados en C.10.10.4 o alternativamente con la consideración en C.10.10.7.4.

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:

$$\delta_{pd} = \delta_{cm} \left(\frac{Q_i}{1 - Q_i} \right) \quad (\text{A.6.2-3})$$

A.6.2.3.1 — Alternativamente, los efectos P-Delta pueden evaluarse siguiendo los requisitos de C.10.10 en estructuras de concreto reforzado.

A.6.2.3.2 — 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 factor $1/(1 - Q_i)$.

A.6.2.4 — DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES TOTALES — Los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales ortogonales en planta, que tienen todos los grados de libertad de la estructura al verse afectada por los movimientos sísmicos de diseño definidos en A.2.2, se determinan por medio del análisis estructural realizado utilizando el método de análisis definido en A.3.4 y con las rigideces indicadas en A.3.4.3. Los desplazamientos totales horizontales, $\delta_{tot,j}$, en cualquiera de las direcciones principales en planta, j , y para cualquier grado de libertad de la estructura, se obtienen de la siguiente suma de valores absolutos:

$$\delta_{tot,j} = |\delta_{cm,j}| + |\delta_{t,j}| + |\delta_{pd,j}| \quad (\text{A.6.2-4})$$

donde $\delta_{cm,j}$ corresponde al desplazamiento horizontal del centro de masa en la dirección bajo estudio, j ; $\delta_{t,j}$ el desplazamiento adicional causado por los efectos torsionales en la dirección bajo estudio cuando el diafragma sea rígido, j , y $\delta_{pd,j}$ al desplazamiento adicional causado por el efecto P-Delta en la dirección bajo estudio, j . Cuando se utilicen los procedimientos de interacción suelo-estructura, o cuando A.3.4.2 así lo requiera porque se realizó el análisis de la estructura suponiéndola empotrada en su base, deben incluirse dentro de los desplazamientos totales, los desplazamientos adicionales obtenidos de acuerdo con el procedimiento del Capítulo A.7.

A.6.3 — EVALUACIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA

A.6.3.1 — DERIVA MÁXIMA — La deriva máxima para cualquier piso debe obtenerse así:

A.6.3.1.1 — En edificaciones regulares e irregulares que no tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP ó 1bP (véase la Tabla A.3-6), o edificaciones con diafragma flexible, la deriva máxima para el piso i , Δ_{max}^i , corresponde a la mayor deriva de las dos direcciones principales en planta, j , calculada como el valor absoluto de la diferencia algebraica de los desplazamientos horizontales del centro de masa del diafragma del piso i , $\delta_{cm,j}$, en la dirección principal en planta bajo estudio con respecto a los del diafragma del piso inmediatamente inferior ($i-1$) en la misma dirección, incluyendo los efectos P-Delta.

A.6.3.1.2 — En edificaciones que tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP ó 1bP (véase la Tabla A.3-6) la deriva máxima en cualquier punto del piso i , se puede obtener como la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales máximos, de acuerdo con A.6.2.4, del punto en el piso i y los desplazamientos horizontales totales máximos de un punto localizado en el mismo eje vertical en el piso inmediatamente inferior ($i-1$), por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta_{max}^i = \sqrt{\sum_{j=1}^2 \left(\delta_{tot,j}^i - \delta_{tot,j}^{i-1} \right)^2} \quad (\text{A.6.3-1})$$

Alternativamente se pueden usar procedimientos para estimar respuestas máximas de cantidades vectoriales. El cumplimiento del cálculo de la deriva para cualquier punto del piso se puede realizar verificándola solamente en todos los ejes verticales de columna y en los puntos localizados en los bordes de los muros estructurales. La máxima deriva del piso i , Δ_{\max}^i , corresponde a la máxima deriva que se obtenga de todos los puntos así estudiados dentro del mismo piso i .

A.6.3.1.3 — En los pisos superiores de edificaciones que cumplen las condiciones (a) a (e) presentadas a continuación, se permite calcular la deriva máxima del piso de la forma alternativa que se obtiene con la expresión A.6.3-2 indicada en esta sección.

- (a) La edificación tiene diez o más pisos de altura sobre su base.
- (b) El procedimiento alternativo solo es aplicable en los pisos superiores localizados por encima de dos tercios de la altura de la edificación medida desde su base.
- (c) El sistema estructural de resistencia sísmica es diferente a pórtico resistente a momento.
- (d) La edificación se clasifica como regular tanto en planta como en altura de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.3.
- (e) El índice de estabilidad, Q_i , es menor de 0.10 en todos los pisos donde sería aplicable este procedimiento alternativo.

La máxima deriva del piso i , Δ_{\max}^i , en el procedimiento alternativo corresponde a la máxima deriva de las dos direcciones principales en planta, j , calculada por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta_j^i = \delta_{cm,j}^i - 0.5 \left(\frac{(\delta_{cm,j}^{i-1} - \delta_{cm,j}^{i-2})(h_p^i + h_p^{i-1})}{h_p^{i-1}} + \delta_{cm,j}^{i-2} \right) - 0.5\delta_{cm,j}^{i-1} \quad (\text{A.6.3-2})$$

A.6.4 — LÍMITES DE LA DERIVA

A.6.4.1 — La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la Tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso h_{pi} :

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.1.3	1.0% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.1.4	0.5% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pi} \right)$

A.6.4.1.1 — Cuando se utilicen secciones fisuradas, tanto en concreto reforzado, como en mampostería y en el caso de estructuras mixtas con acero, las derivas pueden multiplicarse por 0.7 antes de hacer la comparación con los límites dados en la Tabla A.6.4-1.

A.6.4.1.2 — Cuando se haya efectuado un análisis inelástico verificando el desempeño de la totalidad de los elementos estructurales en un rango de desempeño no mayor a “Protección de la Vida” (LS según los requerimientos del ASCE 31 y ASCE 41), las derivas pueden multiplicarse por 0.7 antes de hacer la comparación con los límites dados en la Tabla A.6.4-1.

A.6.4.1.3 — Se permite emplear el límite de deriva máxima permisible de $0.010h_{pi}$ en edificaciones construidas con mampostería estructural cuando éstas estén compuestas por muros cuyo modo prevaleciente de falla sea la flexión ante fuerzas paralelas al plano del muro, diseñados esencialmente como elementos

verticales esbeltos que actúan como voladizos apoyados en su base o cimentación, y que se construyen de tal manera que la transferencia de momento entre muros a través de los elementos horizontales de acople en los diafragmas de entrepiso, ya sean losas, vigas de enlace, antepechos o dinteles, sea despreciable.

A.6.4.1.4 — Cuando se trate de muros de mampostería estructural poco esbeltos o cuyo modo prevaleciente de falla sea causado por esfuerzos cortantes, debe emplearse el límite de deriva máxima permisible de $0.005h_{pi}$.

A.6.4.1.5 — No hay límites de deriva en edificaciones de un piso, siempre que los muros y las particiones interiores y exteriores así como los cielorrasos se diseñen para acomodar las derivas del piso.

A.6.5 — SEPARACIÓN ENTRE ESTRUCTURAS ADYACENTES POR CONSIDERACIONES SÍSMICAS

A.6.5.1 — DENTRO DE LA MISMA CONSTRUCCIÓN — Todas las partes de la estructura deben diseñarse y construirse para que actúen como una unidad integral para efectos de resistir las fuerzas sísmicas, a menos que se separen una distancia suficiente para evitar la colisión nociva entre las partes. Para determinar la distancia mínima de separación debe sumarse el valor absoluto de los desplazamientos horizontales totales obtenidos en A.6.2.1 para cada una de las porciones de la edificación en la dirección perpendicular a la junta que las separe, a menos que se tomen medidas para que no se presente daño a la estructura al utilizar una distancia menor.

A.6.5.2 — ENTRE EDIFICACIONES VECINAS QUE NO HAGAN PARTE DE LA MISMA CONSTRUCCIÓN — La separación entre edificaciones vecinas, para evitar efectos nocivos ante la ocurrencia de un sismo, debe cumplir los siguientes requisitos:

A.6.5.2.1 — Alcance — La presente reglamentación es aplicable en los siguientes casos:

- (a) En municipios localizados en Zonas de Amenaza Sísmica Baja según lo dispone el presente Reglamento en su Capítulo A.2 no se requieren consideraciones de separación sísmica entre edificaciones vecinas.
- (b) Solo aplica para la obtención de licencias de construcción de edificaciones nuevas que se soliciten por primera vez con posterioridad a la adopción del presente Reglamento.
- (c) No aplica para el caso de edificaciones que sean objeto del trámite de Reconocimiento.
- (d) Para el caso de rehabilitaciones sísmicas de edificaciones existentes aplican los requisitos especiales que se indican en A.10.7.
- (e) Los requisitos de esta sección del Reglamento pueden ser modificados por la administración municipal o distrital, siempre y cuando los requisitos de la separación sísmica que resulten de la aplicación de la reglamentación municipal o distrital no sean menores que los dados aquí.

A.6.5.2.2 — Definiciones — En el Capítulo A.13 deben consultarse las siguientes definiciones: altura del piso, altura de la edificación en la colindancia, cerramiento, coincidencia de las losas de entrepiso en la colindancia, nivel (medido desde la base) de un piso en la colindancia, número de pisos aéreos de la edificación, número de pisos aéreos en la colindancia, y separación sísmica en la colindancia. Además debe tenerse en cuenta cuando el terreno es inclinado en la colindancia, o haya diferentes alturas de piso en la colindancia, o exista un número diferente de pisos aéreos en la colindancia, que debe utilizarse la altura de piso, o el número de pisos aéreos que conduzca a la mayor separación sísmica.

A.6.5.2.3 — Requisitos de separación sísmica con respecto al paramento del lote para edificaciones nuevas — Deben cumplirse los siguientes requisitos para efectos de determinar la separación sísmica con respecto al paramento del lote en edificaciones nuevas cubiertas por el alcance dado en A.6.5.2.1:

- (a) Cuando el paramento del lote sea colindante con vía pública o zona verde pública no requiere separación sísmica con respecto al paramento en ese costado o costados. Ello no exime cumplir los requisitos urbanísticos de las normas municipales para la edificación en lo referente a retrocesos.

- (b) Cuando en la colindancia haya un cerramiento, y la edificación nueva esté separada de este cerramiento en una distancia que supera la señalada para el piso crítico en la Tabla A.6.5-1 no se requiere separación sísmica del cerramiento de la edificación nueva con respecto al paramento del lote.
- (c) Las edificaciones con uno o dos pisos aéreos en la colindancia no requieren separación sísmica (véase también la Tabla A.6.5-1). Esto aplica para el caso de edificaciones de plataforma y torre, donde la plataforma en la colindancia no tiene más de dos o tres pisos y la fachada de la torre a partir del tercer piso, o el cuarto piso cuando lo permita la Tabla A.6.5-1, está separada de la colindancia en una distancia mayor o igual a la exigida por esta sección A.6.5.2.3. Véase la Figura A.6.5-1.
- (d) Las edificaciones de más de dos pisos aéreos en la colindancia deben separarse del paramento en la colindancia así (véase también la Tabla A.6.5-1 y la Figura A.6.5-1):
- (i) **Edificaciones hasta de tres pisos aéreos en la colindancia** — No se requiere separación sísmica de la edificación nueva con respecto al paramento cuando no haya edificación vecina existente, o cuando las losas de la edificación nueva coinciden en la colindancia (véanse las definiciones) con las de la edificación vecina existente en la misma colindancia. Si las losas de entrepiso de la edificación nueva no coinciden con las de la edificación existente se requiere una separación sísmica de la edificación nueva con respecto al paramento igual al 1% (uno por ciento) de la altura de la edificación nueva en la colindancia.
 - (ii) **Edificaciones de más de tres pisos aéreos en la colindancia** — Cuando las losas de la edificación nueva coinciden en la colindancia (véanse las definiciones) con las de la edificación vecina existente en la misma colindancia la edificación nueva debe retirarse del paramento en la colindancia una distancia de separación sísmica igual al 2% (dos por ciento) de la altura de la edificación nueva en la colindancia. Cuando las losas de entrepiso de la edificación nueva no coincidan con las de la edificación existente en la colindancia, esta separación sísmica debe ser del 3% (tres por ciento) de la altura de la edificación nueva en la colindancia. Si no existe edificación vecina en la colindancia (cubre además el caso de que sea solo un cerramiento), esta separación sísmica debe ser del 1% (uno por ciento) de la altura de la edificación nueva en la colindancia.
- (e) Cuando se requiera separación sísmica, la separación en cualquier piso en particular corresponde a la distancia horizontal en dirección perpendicular al plano vertical levantado sobre el lindero entre los dos lotes de terreno, medida desde la losa de entrepiso de la edificación hasta este plano, calculada utilizando la altura sobre el nivel del terreno del piso en particular multiplicada por el coeficiente que indique la Tabla A.6.5-1 para ese caso. Véase también la Figura A.6.5-1.
- (f) Deben tomarse precauciones para que no se depositen materiales extraños dentro de la separación sísmica entre edificaciones. Así mismo debe colocarse una protección de humedad apropiada para que el agua lluvia no entre dentro de la abertura de la separación sísmica.
- (g) Para el caso de edificaciones objeto de reforzamiento y rehabilitación sísmica el ingeniero diseñador de la rehabilitación debe dejar constancia de que estudió el potencial efecto nocivo de la interacción con las edificaciones vecinas colindantes y que tomó las medidas apropiadas según su mejor criterio dentro de lo requerido en A.10.1.7.
- (h) El paramento del lote y la separación sísmica requerida deben quedar claramente indicados en los planos arquitectónicos que se presentan a la autoridad competente o curaduría para la obtención de la licencia de construcción.

Tabla A.6.5-1
Separación sísmica mínima en la cubierta entre
edificaciones colindantes que no hagan parte de la misma construcción

Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de h_n)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de h_n)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)

Notas:

1. Para obtener la separación sísmica en pisos diferentes a la cubierta se aplicará el coeficiente indicado en la Tabla multiplicado por la altura sobre el terreno del piso en particular.
2. Cuando el terreno en la colindancia sea inclinado en el sentido del paramento, o haya diferentes alturas de piso o diferentes números de pisos aéreos en la colindancia, se tomará en la edificación nueva la altura de piso, o el número de pisos aéreos que conduzca a la mayor separación sísmica.

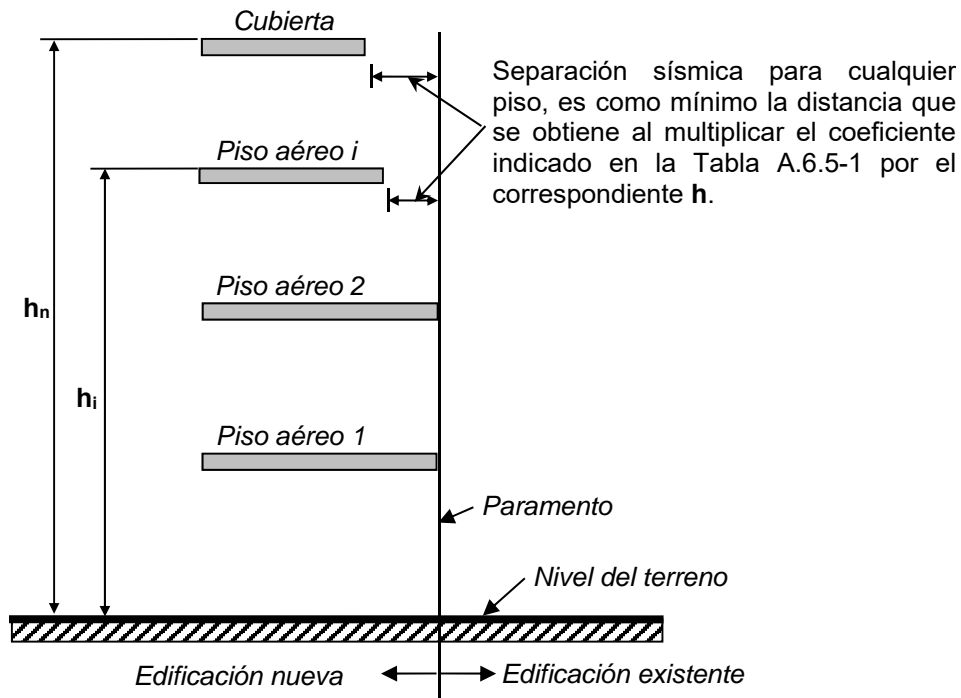


Figura A.6.5-1 — Medición de la separación sísmica (vista en elevación)

Notas:

CAPÍTULO A.7

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

A.7.1 — GENERAL

A.7.1.1 — DEFINICIÓN — La respuesta sísmica de la estructura está íntimamente ligada a la forma como los movimientos sísmicos del terreno afectan la estructura a través de su cimentación. Las características dinámicas del suelo subyacente, la rigidez y disposición de la cimentación y el tipo de sistema estructural de la edificación interactúan entre sí para caracterizar los efectos sísmicos sobre ella. El hecho de que no se tome en cuenta la rigidez de la cimentación y las características dinámicas del suelo subyacente en el análisis sísmico de la edificación puede conducir a variaciones apreciables entre la respuesta sísmica estimada y la respuesta real de la estructura. Por las razones anotadas es conveniente incluir los efectos de la interacción suelo-estructura en el análisis sísmico de la edificación.

A.7.1.2 — EFECTOS ASOCIADOS CON LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA — Dependiendo de las características de la estructura, de su cimentación y del suelo subyacente, la respuesta de la estructura ante solicitaciones estáticas verticales y dinámicas (sismo) puede variar con respecto al estimativo que se realiza sin tener en cuenta la interacción suelo-estructura, en los siguientes aspectos:

- (a) La presencia de suelos blandos y compresibles en las distribución de esfuerzos y deformaciones bajo losas de fundación, tanto ante solicitaciones de cargas verticales como de fuerzas horizontales,
- (b) Aumento en el periodo del sistema suelo-estructura que considera la flexibilidad del suelo, respecto a la evaluación de los períodos de vibración de la edificación considerando un modelo de base empotrada,
- (c) Generalmente aumento del amortiguamiento viscoso equivalente del sistema estructura-cimentación-suelo respecto al considerado para solo la estructura, al involucrar la disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos material y geométrico del suelo,
- (d) Aumento de los desplazamientos laterales de la estructura ante solicitaciones sísmicas, debidos en parte significativa a la rotación de la base por efecto de cabeceo, con cambios en las derivas (desplazamientos horizontales relativos) en función de la altura a la que se encuentren los niveles en consideración,
- (e) Variación en la distribución de las fuerzas cortantes horizontales producidas por los movimientos sísmicos, entre los diferentes elementos del sistema de resistencia sísmica, especialmente cuando se combinan elementos con rigideces y sistemas de apoyo en la cimentación diferentes, como puede ser el caso de combinación de pórticos y muros estructurales,
- (f) y otros.

A.7.1.2.1 — Los efectos de interacción suelo-estructura no deben confundirse con los efectos de sitio, causados por la amplificación de la onda sísmica al viajar desde la roca hasta la superficie, los cuales se describen en el Capítulo A.2.

A.7.1.3 — PROCEDIMIENTO RECOMENDADO — El presente Capítulo define los criterios generales que deben ser tenidos en cuenta, tanto por el ingeniero estructural como por el ingeniero geotecnista, cuando se deban utilizar procedimientos de interacción suelo-estructura, de acuerdo con los requisitos de A.3.4.2. Si a juicio del ingeniero estructural y el ingeniero geotecnista se dispone de la información necesaria, obtenida con el mayor rigor posible, acerca de los parámetros geotécnicos y estructurales involucrados, se pueden utilizar los requisitos presentados en el Apéndice A-2 del presente Título del Reglamento.

A.7.2 — INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

A continuación se describe el alcance mínimo de la exploración, interpretación y recomendaciones que debe contener el estudio geotécnico, en un todo de acuerdo con lo señalado en el Título H del presente Reglamento:

A.7.2.1 — EXPLORACIÓN — Los procedimientos de exploración deben ser consistentes con el tipo de propiedades que deban estudiarse, ya sea por procedimientos de campo o de laboratorio. Debe tenerse especial cuidado respecto a los niveles de deformación a que se expresen las propiedades del suelo, los cuales deben ser compatibles con los niveles de deformación que le imponen los movimientos sísmicos.

A.7.2.2 — LABORATORIO — Los procedimientos de laboratorio deben cuantificar, directa o indirectamente, las características del material bajo condiciones dinámicas y a los niveles de deformación esperados durante los movimientos sísmicos.

A.7.2.3 — INTERPRETACIÓN — La información de campo y de laboratorio debe combinarse en un conjunto de recomendaciones que describan y sustenten las características que debe emplear el ingeniero estructural en los modelos matemáticos del fenómeno. Las recomendaciones deben fijar limitaciones y rangos de aplicabilidad, fáciles de identificar, con el fin de evitar el peligro que entraña la utilización de los parámetros recomendados, fuera del contexto bajo el cual se expresaron.

A.7.2.4 — REVISIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS — El ingeniero geotecnista debe revisar y avalar los resultados obtenidos por el ingeniero estructural, en lo concerniente a las recomendaciones para interacción suelo-estructura del estudio geotécnico y a la validez de los resultados de interacción suelo-estructura obtenidos con base en sus propias recomendaciones.

A.7.3 — ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

A continuación se describe el alcance mínimo de los aspectos que debe tener en cuenta el ingeniero estructural para describir los efectos de interacción suelo-estructura:

A.7.3.1 — TIPO DE MODELO — Los modelos matemáticos pueden ser estáticos o dinámicos y deben describir las características de rigidez de la estructura, la cimentación y el suelo, a niveles compatibles con las deformaciones esperadas. En los modelos estructurales utilizados en el análisis de la estructura deben introducirse condiciones de apoyo elástico de los muros, columnas y elementos del sistema de resistencia sísmica al nivel de la cimentación, consistentes con las rigideces supuestas para obtener la respuesta de la estructura teniendo en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura.

A.7.3.2 — FUERZAS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES — El modelo matemático empleado debe utilizarse en la evaluación de las características propias de la respuesta de la estructura ante las diferentes sollicitaciones. La distribución de las fuerzas internas de la estructura que se utilice en el diseño de la misma debe ser la que se obtiene a través del análisis que incluye los efectos de interacción suelo-estructura.

A.7.3.3 — DERIVAS — Las derivas obtenidas al utilizar los procedimientos de interacción suelo-estructura deben cumplir con los límites establecidos en el Capítulo A.6. Como se indicó en A.7.1.2 (d) hay casos en que deben esperarse derivas mayores que las que se obtendrían al suponer la estructura empotrada en su base.

A.7.3.4 — CORTANTE SÍSMICO EN LA BASE — En aquellos casos en los cuales se presente un aumento en el cortante sísmico en la base, el diseño debe realizarse para el cortante obtenido utilizando la interacción suelo-estructura. Cuando debido a un aumento en el periodo estructural equivalente y/o en el amortiguamiento efectivo se presente una disminución del cortante sísmico de diseño en la base, el valor del cortante sísmico de diseño en la base 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 $C_u T_a$ según A.4.2.1 y los espectros del Capítulo A.2.

A.7.3.5 — VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA — 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.

CAPÍTULO A.8

EFFECTOS SÍSMICOS SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE NO HACEN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA

A.8.0 — NOMENCLATURA

- A_s = aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero, Véase A.8.2.1.1.
- a_i = aceleración en el nivel i , Véase A.8.2.1.1.
- a_x = aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, localizado en el piso x
- F_p = fuerza horizontal sobre un elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, aplicada en su centro de masa.
- g = aceleración debida a la gravedad ($g = 9.8 \text{ m/s}^2$).
- h_i = altura en metros, medida desde la base, del nivel i , véase A.8.2.1.1.
- h_n = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto de la edificación, véase A.8.2.1.1.
- h_{eq} = altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación, véase A.8.2.1.1.
- M_p = masa de un elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica.
- R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.
- S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T . Está definido en A.2.6.

A.8.1 — GENERAL

A.8.1.1 — ALCANCE — El presente Capítulo cubre las previsiones sísmicas que deben tenerse en el diseño de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica, tal como se define en el Capítulo A.3, y de sus anclajes a él. Dentro de estos elementos se incluyen, pero no están limitados a:

- (a) Escaleras, rampas, etc.,
- (b) Tanques, piscinas, etc.,
- (c) Elementos de cubiertas, tales como cerchas, correas, etc.,
- (d) Elementos secundarios de los sistemas de entrepiso, tales como viguetas, etc.,
- (e) Columnas, columnetas, machones, y otros elementos que dan soporte a cubiertas y otras partes menores de la edificación,
- (f) Apoyos de equipos tales como ascensores, escaleras mecánicas, etc., y
- (g) En general todos aquellos elementos estructurales que se incluyen dentro de los planos estructurales y que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

A.8.1.2 — RESPONSABILIDAD DEL DISEÑO — El diseño, ante las solicitaciones establecidas por el presente Reglamento en el Título A o en el Título B, de todo elemento estructural que figure dentro de los planos estructurales, es responsabilidad del diseñador estructural. Dentro de estos elementos se incluyen los elementos mencionados en A.8.1.1.

A.8.1.3 — CRITERIO DE DISEÑO — El diseño ante efectos sísmicos de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica, constituido por los elementos estructurales en sí, y de los anclajes, uniones o amarres de estos elementos al sistema de resistencia sísmica, debe realizarse para la situación que controle:

- (a) El efecto de las fuerzas sobre el elemento en sí,
- (b) La capacidad de resistir las deformaciones, que al elemento le impone el sistema de resistencia sísmica al responder a los movimientos sísmicos de diseño, y la influencia que pueda tener el elemento en la respuesta sísmica de la estructura, como puede ser el caso de las escaleras y rampas, las cuales pueden actuar como arriostramientos (o diagonales) de un piso con otro.

A.8.2 — FUERZAS HORIZONTALES DE DISEÑO

A.8.2.1 — ACELERACIÓN HORIZONTAL SOBRE EL ELEMENTO — El elemento se ve sometido, ante la ocurrencia de los movimientos sísmicos de diseño, a las mismas aceleraciones horizontales que se ve sometido el sistema de resistencia sísmica en la misma altura sobre la base de la edificación en que se encuentre el elemento.

Las fuerzas inerciales a que se ve sometido el elemento o cualquier porción de él, corresponden a la masa del elemento multiplicada por la aceleración que le imponen los movimientos causados por el sismo. Esta aceleración se determina por medio de uno de los procedimientos siguientes:

A.8.2.1.1 — Método de la fuerza horizontal equivalente — Cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente, tal como lo prescribe el Capítulo A.4, la aceleración horizontal, a_i , expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, localizado en el piso i , se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$a_i = A_s + \frac{(S_a - A_s)h_i}{h_{eq}} \quad h_i \leq h_{eq}$$

$$a_i = S_a \frac{h_i}{h_{eq}} \quad h_i \geq h_{eq} \quad \text{(A.8.2-1)}$$

h_{eq} puede estimarse simplifcadamente como $0.75h_n$

Alternativamente a la ecuación A.8.2-1 para calcular las fuerzas que deben resistir los diafragmas de piso o de cubierta, pueden usarse estimaciones más precisas de las aceleraciones absolutas máximas a que estarían sometidos estos diafragmas, resultado por ejemplo, de análisis dinámicos.

A.8.2.1.2 — Método del análisis dinámico — Cuando se utilice el método del análisis dinámico, la aceleración horizontal, a_x , expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, localizado en el piso x , es igual a la aceleración a que se ve sometido el piso después de realizar el ajuste de resultados prescrito en A.5.4.5. El valor de la aceleración obtenida por medio del método del análisis dinámico no puede ser menor que el que se obtiene por medio de la ecuación A.8.2-1.

A.8.2.2 — FUERZAS HORIZONTALES SOBRE EL ELEMENTO — La fuerza sísmica horizontal reducida de diseño, que puede actuar en cualquier dirección, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica en su centro de masa, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$F_p = \frac{a_x g}{R_0} M_p \quad \text{(A.8.2-2)}$$

donde R_0 es el coeficiente de capacidad de disipación de energía correspondiente a los requisitos de diseño del elemento estructural, como se indica en A.8.4. La anterior ecuación puede aplicarse a elementos que tienen un solo apoyo, o cuando no hay desplazamientos relativos entre sus apoyos.

A.8.2.2.1 — Cuando el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, tiene características dinámicas que amplifiquen su respuesta ante la aceleración a_x , estas características deben tenerse en cuenta en la evaluación de las fuerzas horizontales que lo puedan afectar. Esto ocurre especialmente en apéndices de la edificación.

A.8.2.2.2 — Cuando el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, tiene apoyos que pueden desplazarse relativamente durante el sismo, como es el caso de elementos que están conectados a dos pisos diferentes de la edificación, deben tenerse en cuenta en el diseño, además de las fuerzas calculadas por medio de la ecuación A.8.2-2, las fuerzas que inducen los desplazamientos relativos entre sus apoyos.

A.8.2.3 — FUERZAS SOBRE LAS UNIONES AL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA — Además de los requisitos de A.3.6.4, las uniones, empalmes y amarres, de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica, deben ser capaces de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas reducidas de diseño sobre el elemento tal como las define A.8.2.2.

A.8.3 — DEFORMACIONES DE DISEÑO

A.8.3.1 — Los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica deben ser capaces de resistir, sin deterioro, las deformaciones que les impone la respuesta sísmica de la estructura. Como mínimo deben ser capaces de resistir las deformaciones que se obtienen de las derivas máximas de diseño determinadas como se indica en el Capítulo A.6.

A.8.4 — REQUISITOS DE DISEÑO

A.8.4.1 — Los requisitos que deben seguirse en el diseño de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica para cada uno de los materiales cubiertos por el Reglamento, deben ser los que se indiquen en cada uno de los Títulos correspondientes dentro del Reglamento, y en su defecto, los del nivel de capacidad de disipación de energía menor de los dados para cada material.



Notas:

CAPÍTULO A.9 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

A.9.0 — NOMENCLATURA

- A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- A_s = aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero, Véase A.9.4.2.1.
- a_p = coeficiente de amplificación dinámica del elemento no estructural. Se da en las Tablas A.9.5-1 y A.9.6-1.
- a_x = aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento no estructural, localizado en el piso x
- E = fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E = F_p / R_p$)
- F_p = fuerza sísmica horizontal sobre el elemento no estructural, aplicada en su centro de masa.
- g = aceleración debida a la gravedad ($g = 9.8 \text{ m/s}^2$).
- h_{eq} = altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación, véase A.9.4.2.1.
- h_x = altura en metros, medida desde la base, del nivel de apoyo del elemento no estructural.
- h_n = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto de la edificación, véase A.8.2.1.1.
- I = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.
- M_p = masa del elemento no estructural.
- R_p = coeficiente de capacidad de disipación de energía del elemento no estructural y sus sistema de soporte. Se da en las Tablas A.9.5-1 y A.9.6-1.
- S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T . Está definido en A.2.6.

A.9.1 — GENERAL

A.9.1.1 — PROPÓSITO — Los requisitos del presente Capítulo tienen como objetivo establecer los criterios de diseño de elementos que no hacen parte de la estructura de la construcción, con el fin de que se cumpla el propósito del Reglamento.

A.9.1.2 — ALCANCE — El presente Capítulo cubre las previsiones sísmicas que deben tenerse en el diseño de los elementos no estructurales y de sus anclajes a la estructura, con la excepción de lo indicado en A.9.1.3. Dentro de los elementos no estructurales que deben ser diseñados sísmicamente se incluyen:

- (a) Elementos arquitectónicos, ||
- (b) Instalaciones hidráulicas y sanitarias, incluidos los sistemas hidráulicos de extinción de incendios. ||
- (c) Instalaciones eléctricas, incluidos los sistemas de detección y alarma de incendios, ||
- (d) Instalaciones de gas,
- (e) Equipos mecánicos,
- (f) Estanterías e
- (g) Instalaciones especiales.

A.9.1.3 — EXENCIONES — Están exentas de los requisitos del presente Capítulo todas las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **I** y **II** localizadas en zonas de amenaza sísmica baja.

A.9.2 — GRADO DE DESEMPEÑO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

A.9.2.1 — DEFINICIÓN DEL DESEMPEÑO — Se denomina desempeño el comportamiento de los elementos no estructurales de la edificación ante la ocurrencia del sismo de diseño que la afecte. El desempeño se clasifica en los siguientes grados:

(a) **Superior** — Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es mínimo y no interfiere con la operación de la edificación debido a la ocurrencia del sismo de diseño.

(b) **Bueno** — Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es totalmente reparable y puede haber alguna interferencia con la operación de la edificación con posterioridad a la ocurrencia del sismo de diseño.

(c) **Bajo** — Es aquel en el cual se presentan daños graves en los elementos no estructurales, inclusive no reparables, pero sin desprendimiento o colapso, debido a la ocurrencia del sismo de diseño.

A.9.2.2 — CLASIFICACIÓN EN UNO DE LOS GRADOS DE DESEMPEÑO — La edificación debe clasificarse dentro de uno de los tres grados de desempeño de los elementos no estructurales definidos en A.9.2.1. Este grado de desempeño no puede ser inferior al mínimo permisible fijado en A.9.2.3. El propietario de la edificación, de manera voluntaria, puede exigir que los diseños se realicen para un grado de desempeño mejor que el mínimo exigido, comunicándolo por escrito a los diseñadores. En ausencia de esta comunicación, los diseñadores solo están obligados a cumplir con el grado mínimo permisible fijado en A.9.2.3.

A.9.2.3 — GRADO DE DESEMPEÑO MÍNIMO — Como mínimo debe cumplirse el grado de desempeño indicado en la Tabla A.9.2-1, para cada uno de los grupos de uso definidos en A.2.5.1.

Tabla A.9.2-1
Grado de desempeño mínimo requerido

Grupo de Uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo

A.9.3 — RESPONSABILIDADES

A.9.3.1 — DEL DISEÑADOR RESPONSABLE — La responsabilidad del diseño sísmico de los elementos no estructurales recae en los profesionales bajo cuya dirección se elaboran los diferentes diseños particulares. Se presume que el hecho de que un elemento no estructural figure en un plano o memoria de diseño, es porque se han tomado todas las medidas necesarias para cumplir el grado de desempeño apropiado y por lo tanto el profesional que firma o rotula el plano se hace responsable de que el diseño se realizó para el grado de desempeño apropiado. El constructor quien suscribe la licencia de construcción debe cumplir lo indicado en A.1.3.6.5 y es el responsable final de que los diseños de los elementos no estructurales se haya realizado adecuadamente y que su construcción se realice apropiadamente.

A.9.3.1.1 — En aquellos casos en los cuales en los diseños se especifican elementos no estructurales cuyo suministro e instalación se realiza por parte de su fabricante, el diseñador se debe limitar a especificar en sus planos, memorias o especificaciones, el grado de desempeño que deben cumplir los elementos. El constructor que suscribe la licencia de construcción debe cumplir también en estos casos lo indicado en A.1.3.6.5.

A.9.3.2 — DEL SUPERVISOR TÉCNICO INDEPENDIENTE — El supervisor técnico independiente debe verificar que la construcción e instalación de los elementos no estructurales se realice siguiendo los planos y especificaciones correspondientes. En aquellos casos en los cuales en los documentos de diseño (planos, memorias y especificaciones) sólo se indica el grado de desempeño requerido, es responsabilidad del supervisor técnico independiente el verificar que los elementos no estructurales que se instalen en la edificación, efectivamente estén en capacidad de cumplir el grado de desempeño especificado por el diseñador. (Véase la sección I.2.1.2 del presente Reglamento NSR-10).

A.9.3.3 — COORDINACIÓN ENTRE DISEÑOS DE ELEMENTOS QUE HACEN PARTE DE DIFERENTES SISTEMAS — La responsabilidad de la coordinación entre los diferentes diseños recae en el profesional que figura como diseñador arquitectónico en la solicitud de licencia de construcción. El profesional que realice la coordinación debe tomar todas las precauciones necesarias para que el diseño resultante de cada uno de los elementos no estructurales, realizado por profesionales diferentes a él, no afecte el desempeño de elementos diseñados por otros profesionales.

A.9.4 — CRITERIO DE DISEÑO

A.9.4.1 — GENERAL — El diseñador de los elementos no estructurales puede adoptar una de dos estrategias en el diseño:

- (a) **Separarlos de la estructura** — En este tipo de diseño los elementos no estructurales se aíslan lateralmente de la estructura dejando una separación suficiente para que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo no los afecte adversamente. Los elementos no estructurales se apoyan en su parte inferior sobre la estructura, o se cuelgan de ella; por lo tanto deben ser capaces de resistir por sí mismos las fuerzas inerciales que les impone el sismo, y sus anclajes a la estructura deben ser capaces de resistir y transferir a la estructura estas fuerzas inducidas por el sismo. Además la separación a la estructura de la edificación debe ser lo suficientemente amplia para garantizar que no entren en contacto, para los desplazamientos impuestos por el sismo de diseño. En el espacio resultante deberá evitarse colocar elementos que rigidicen la unión eliminando la flexibilidad requerida por el diseño.
- (b) **Disponer elementos que admitan las deformaciones de la estructura** — En este tipo de diseño se disponen elementos no estructurales que tocan la estructura y que por lo tanto deben ser lo suficientemente flexibles para poder resistir las deformaciones que la estructura les impone sin sufrir daño mayor que el que admite el grado de desempeño prefijado para los elementos no estructurales de la edificación. En este tipo de diseño debe haber una coordinación con el ingeniero estructural, con el fin de que éste tome en cuenta el potencial efecto nocivo sobre la estructura que pueda tener la interacción entre elementos estructurales y no estructurales.

A.9.4.2 — FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO — Las fuerzas sísmicas horizontales reducidas de diseño que actúan sobre cualquier elemento no estructural deben calcularse utilizando la siguiente ecuación:

$$F_p = \frac{a_x a_p}{R_p} g M_p \geq \frac{A_a I}{2} g M_p \quad (\text{A.9.4-1})$$

Los parámetros que intervienen en esta ecuación, diferentes a la masa del elemento, M_p , se definen de la siguiente manera:

A.9.4.2.1 — Aceleración en el punto de soporte del elemento, a_x — Corresponde a la aceleración horizontal que ocurre en el punto donde el elemento no estructural está soportado, o anclado, al sistema estructural de la edificación, cuando ésta se ve afectada por los movimientos sísmicos de diseño. Esta aceleración depende de las características dinámicas del sistema de resistencia sísmica de la edificación y de la localización del elemento dentro de ella. Debe evaluarse por medio de un análisis dinámico de la estructura que tenga en cuenta su capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, o bien por medio de la siguiente ecuación compatible con las fuerzas sísmicas que se obtienen por medio del método de fuerza horizontal equivalente tal como se presenta en el Capítulo A.4 del Reglamento:

$$a_x = A_s + \frac{(S_a - A_s) h_x}{h_{eq}} \quad h_x \leq h_{eq}$$

$$a_x = S_a \frac{h_x}{h_{eq}} \quad h_x \geq h_{eq} \quad (\text{A.9.4-2})$$

h_{eq} puede estimarse simplíficadamente como $0.75h_n$.

El valor de S_a se debe calcular para las dos direcciones de análisis en planta de la estructura, y se debe emplear el valor que conduzca al mayor valor de S_a .

A.9.4.2.2 — Amplificación dinámica del elemento no estructural, a_p — Dependiendo de la rigidez, distribución de su masa y características de apoyo sobre la estructura, el elemento no estructural amplifica las aceleraciones que se presentan en su punto de soporte debido a efectos de resonancia. Estos efectos de resonancia dependen de la relación que exista entre el período fundamental de la estructura y el del elemento no estructural, incluyendo la acción de sus soportes. Cuando el elemento no estructural es rígido, su masa se encuentra localizada cerca del punto de apoyo y está firmemente anclado a la estructura, su amplificación dinámica es menor, esto se presenta en elementos no estructurales con períodos de vibración del orden de **0.06s** o menos. Cuando el elemento no estructural es flexible, o su masa se encuentra distribuida en la altura, o concentrada lejos del punto de soporte, o sus apoyos permiten desplazamientos apreciables, las aceleraciones a que se ve sometido se amplifican apreciablemente con respecto a las aceleraciones que se presentan en su punto de soporte. Esta amplificación, a_p , debe determinarse por medio de análisis dinámicos detallados o ensayos dinámicos experimentales. En ausencia de éstos, pueden emplearse los valores aproximados dados en las Tablas A.9.5-1 y A.9.6-1, donde los valores de a_p varían entre 1.0 y 2.5.

A.9.4.2.3 — Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del elemento no estructural, R_p — Este coeficiente representa, en conjunto, la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de respuesta del elemento en sí y de su sistema de anclaje o amarre a la estructura de la edificación. Un valor de R_p bajo, cercano a la unidad, indica fragilidad, poca capacidad de disipación de energía, y anclajes o amarres a la estructura con poca capacidad de deformarse inelásticamente. En la medida que se atienden estos grados potenciales de comportamiento deficiente es posible incrementar los valores de R_p . En las Tablas A.9.5-1 y A.9.6-1, se dan las condiciones para los valores de R_p , mínimos permitidos para cada grado de desempeño, los cuales varían entre 0.5 y 6.0, según A.9.4.9.

A.9.4.3 — CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN — Los elementos no estructurales al verse sometidos a los movimientos sísmicos de diseño sufren desplazamientos con respecto a la estructura de la edificación que no deben exceder las holguras de separación que se dejen, o deformaciones del mismo elemento que pongan en peligro su integridad. Los desplazamientos de verificación de los elementos no estructurales y sus anclajes o amarres se fijan en función de las derivan máximas aceptables para la estructura que se prescriben en el Capítulo A.6 del Reglamento. Por lo tanto, debe tenerse en cuenta en el diseño que el elemento debe ser capaz de resistir, sin sufrir un nivel de daño mayor que el admisible para su grado de desempeño, las deformaciones que le impone la respuesta sísmica de la estructura.

A.9.4.4 — APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS — Las fuerzas sísmicas sobre cualquier elemento no estructural actúan de acuerdo con la distribución de la masa y la rigidez del elemento. Se permite suponer que se aplican en el centro de gravedad del elemento, teniendo en cuenta que éstas pueden obrar en cualquier dirección horizontal. Para efectos del diseño de los elementos mecánicos y eléctricos, debe tenerse en cuenta en el diseño una fuerza vertical que actúa hacia arriba o hacia abajo, adicional a su peso, igual a un tercio de él, la cual no debe amplificarse por los coeficientes a_x ni a_p , ni dividirse por el coeficiente R_p .

A.9.4.5 — TRANSFERENCIA DE LAS FUERZAS SÍSMICAS — Los elementos no estructurales que requieran ser diseñados para resistir fuerzas sísmicas, deben amarrarse o anclarse de tal manera que éstas fuerzas sean finalmente transferidas a la estructura de la edificación. El amarre debe ser una conexión o anclaje que permita resistir tensiones y compresiones, sin contar con efectos de fricción, ni de resistencia a la tensión de morteros de pega.

A.9.4.6 — OTRAS SOLICITACIONES — El diseñador de los elementos no estructurales debe tener en cuenta en sus diseños las demás solicitaciones que puedan afectar el comportamiento de los elementos no estructurales, de las mencionadas en el Título B del Reglamento.

A.9.4.7 — DISEÑO UTILIZANDO EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO — Cuando el material del elemento no estructural se diseña utilizando el método de esfuerzos de trabajo, tal como lo define B.2.3, las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E , que se determinan de acuerdo con los requisitos del presente Capítulo, debe multiplicarse por un coeficiente de carga de **0.7**, tal como lo indican las combinaciones de carga de B.2.3 para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, al nivel de esfuerzos de trabajo, que se utilizan en el diseño de los elementos y sus anclajes.

A.9.4.8 — ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES LOCALIZADOS EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA Y POR DEBAJO DE ELLA, O FUERA DE ELLA — Los elementos no estructurales, localizados a la altura, o por debajo, de la base de la estructura, o por fuera de ella, deben diseñarse para unas fuerzas sísmicas reducidas de diseño determinadas de acuerdo con la ecuación A.9.4-1, para una aceleración a_x igual a $A_a I$.

A.9.4.9 — TIPOS DE ANCLAJE SEGÚN EL VALOR DE R_p PERMITIDO PARA EL ELEMENTO NO ESTRUCTURAL — Los sistemas de anclaje de los elementos no estructurales deben tener capacidad de disipación de energía en el rango inelástico y ductilidad compatible con el nivel mínimo de R_p requerido para el elemento no estructural. A continuación se indican algunos de los tipos de anclaje empleados en el medio y su grado de aceptabilidad para los diferentes valores de R_p :

A.9.4.9.1 — Especiales ($R_p = 6$) — Se trata de anclajes diseñados siguiendo los requisitos del Título F para estructuras acero estructural para capacidad de disipación especial (DES). Deben cumplirse todos los requisitos dados allí para permitir este valor de R_p .

A.9.4.9.2 — Dúctiles ($R_p = 3$) — Cuando el anclaje se realiza por medio de anclajes profundos que emplean químicos (epóxicos), anclajes profundos vaciados en el sitio, o anclajes vaciados en el sitio que cumplen los requisitos del Capítulo C.21. No se permiten los pernos de expansión ni anclajes colocados por medios explosivos (tiros). Anclajes profundos son aquellos en los cuales la relación entre la porción embebida al diámetro del perno es mayor de 8. Este tipo de anclajes debe emplearse cuando el elemento no estructural es dúctil.

A.9.4.9.3 — No dúctiles ($R_p = 1.5$) — Cuando el anclaje se realiza por medio de pernos de expansión, anclajes superficiales que emplean químicos (epóxicos), anclajes superficiales vaciados en el sitio, o anclajes colocados por medio explosivos (tiros). Anclajes superficiales son aquellos en los cuales la relación entre la porción embebida al diámetro del perno es menor de 8. Dentro de este tipo de anclajes se encuentran las barras de acero de refuerzo con ganchos en los extremos que se embeben dentro del mortero de pega de la mampostería. Este tipo de anclajes se permiten cuando el elemento no estructural no es dúctil. Si se utilizan en elementos no estructurales dúctiles, éstos deben diseñarse para el mismo valor de $R_p = 1.5$.

A.9.4.9.4 — Húmedos ($R_p = 0.5$) — Cuando se utiliza mortero, o adhesivos que pegan directamente al mortero o al concreto, sin ningún tipo de anclaje mecánico resistente a tracción.

A.9.4.10 — ELEMENTOS DE CONEXIÓN PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES — El elemento de conexión es el aditamento que conecta el elemento no estructural con los anclajes a la estructura. En algunos casos es el mismo elemento de anclaje. Las conexiones que permiten movimiento deben disponerse de tal manera que pueda haber movimiento relativo entre la estructura y el elemento no estructural, por medio de agujeros alargados, agujeros de un tamaño mayor que los espigos o tornillos, por medio de elemento de acero que se flexionan, u otros procedimientos, pero debe ser capaz de resistir las fuerzas sísmicas reducidas de diseño prescritas en las direcciones en las cuales no se permite el movimiento. En fachadas el elemento de conexión en sí, debe diseñarse para resistir una fuerza sísmica reducida de diseño igual a $1.33F_p$ y todos los pernos, tornillos, soldaduras, y espigos que pertenezcan al sistema de conexión, deben diseñarse para $3.0F_p$.

A.9.5 — ELEMENTOS ARQUITECTÓNICOS

A.9.5.1 — GENERAL — Los elementos arquitectónicos enumerados en la Tabla A.9.5-1 y sus anclajes a la estructura deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos de esta sección. Los cálculos y diseños de los elementos arquitectónicos deben incluirse como parte de las memorias de diseño de elementos no estructurales arquitectónicos.

A.9.5.2 — ELEMENTOS QUE REQUIEREN ESPECIAL CUIDADO EN SU DISEÑO — El comportamiento sísmico de algunos elementos no estructurales representan un peligro especialmente grave para la vida y en otros casos pueden

llevar a la falla de elementos estructurales críticos, como pueden ser las columnas. Dentro de estos elementos se encuentran, entre otros, los siguientes:

- (a) **Muros de fachada** — las fachadas deben diseñarse y construirse para que sus componentes no se disgreguen como consecuencia del sismo, y además el conjunto debe amarrarse adecuadamente a la estructura con el fin de que no exista posibilidad de que caiga poniendo en peligro a los transeúntes al nivel de calzada. Para sistemas vidriados de fachadas véase el Capítulo K4.
- (b) **Muros interiores** — deben tenerse precauciones para evitar el vuelco de los muros interiores y particiones. Para sistemas vidriados de fachadas véase el Capítulo K4.
- (c) **Cielos rasos** — el desprendimiento y caída de los cielos rasos representa un peligro grave para las personas.
- (d) **Enchapes de fachada** — el desprendimiento y caída de los enchapes de fachada representa un peligro grave para los transeúntes. Los enchapes deben ser considerados para su diseño como un sistema que involucra todos sus componentes (soporte, morteros de relleno o revoque, adhesivos y enchape). Especial consideración deberá prestarse en el diseño de los movimientos del sistema de fachada por efectos de temperatura, cambios de humedad, integridad por meteorización, o deformación del soporte.
- (e) **Áticos, parapetos y antepechos** — existe el mismo peligro potencial que presentan los muros de fachada. Cuando la cubierta de la edificación esté compuesta por tejas o elementos frágiles debe considerarse en el diseño la posibilidad de que el parapeto falle hacia adentro, cayendo sobre la cubierta, produciendo su falla y poniendo en peligro a los habitantes del último piso.
- (f) **Vidrios** — la rotura de vidrios generada por la deformación del marco de la ventana representa un peligro para las personas que estén dentro o fuera de la edificación. Deben tenerse precauciones para dejar holguras suficientes dentro del montaje del vidrio o de la ventanería para evitar su rotura o garantizar que la rotura se produzca de forma segura. La colocación de películas protectoras, vidrios templados y vidrios triplados son otras alternativas para evitar el peligro asociado con la rotura del vidrio. La utilización de vidrios de seguridad es una alternativa para disminuir el riesgo asociado a la rotura del vidrio. Para especificaciones de vidrio y sistemas vidriados, véase el Capítulo K4.
- (g) **Paneles prefabricados de fachada** — cuando se utilicen paneles prefabricados de fachada, deben dejarse holguras suficientes que permitan la deformación de la estructura sin afectar el panel. Además el panel debe estar adecuadamente adherido al sistema estructural de resistencia sísmica, para evitar su desprendimiento. En caso de ellos sean de vidrio, véase Capítulo K4.
- (h) **Columnas cortas o columnas cautivas** — ciertos tipos de interacción entre los elementos no estructurales y la estructura de la edificación deben evitarse a toda costa. Dentro de este tipo de interacción se encuentra el caso de las "columnas cortas" o "columnas cautivas" en las cuales la columna está restringida en su desplazamiento lateral por un muro no estructural que no llega hasta la losa de entrepiso en su parte superior. En este caso el muro debe separarse de la columna, o ser llevado hasta la losa de entrepiso en su parte superior, si se deja adherido a la columna.

A.9.5.3 — FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO — Los elementos arquitectónicos y sus anclajes a la estructura deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas reducidas de diseño determinadas por medio de la ecuación A.9.4-1, empleando los coeficientes dados en la Tabla A.9.5-1.

A.9.5.4 — FUERZAS DE VIENTO — Cuando las fuerzas de viento, positivas o negativas, sobrepasen $0.7F_p$ para muros no estructurales de fachada, estas fuerzas deben ser las empleadas en diseño del elemento no estructural, y sus anclajes deben diseñarse para resistir 1.4 veces las fuerzas de viento.

A.9.5.5 — ANCLAJE DE LAS FACHADAS — Los anclajes y amarres de los muros no estructurales de fachada, a la estructura de la edificación y a los muros interiores, deben ser capaces de resistir las fuerzas sísmicas reducidas de diseño obtenidas por medio de la ecuación A.9.4-1 y además deben tener la suficiente ductilidad y capacidad de rotación para aceptar desplazamientos, en cada piso, entre su base y la parte superior, iguales a la deriva de diseño, calculada de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.6. El muro debe ser capaz de resistir la flexión que le imponen las fuerzas sísmicas reducidas de diseño actuando en una dirección perpendicular al plano del muro.

A.9.5.6 — CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN — Los elementos arquitectónicos deben ser capaces de resistir, con el nivel de daño aceptable para el grado de desempeño correspondiente, las deformaciones dictadas por la deriva, calculada de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.6. En los elementos no estructurales colocados sobre elementos estructurales en voladizo debe tenerse en cuenta la deflexión vertical causada por la rotación en el apoyo del voladizo.

A.9.5.7 — FUERZAS SÍSMICAS EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO NO ESTRUCTURAL — En el diseño de los muros no estructurales ante fuerzas sísmicas perpendiculares al plano del muro debe verificarse que las deflexiones del muro causadas por estas fuerzas no excedan la capacidad de deformación del muro.

A.9.5.8 — CIELOS RASOS — Deben tenerse en cuenta en el diseño de los sistemas de cielo raso la interacción de los elementos arquitectónicos, hidráulicos, mecánicos y eléctricos que se incorporen dentro de él.

TABLA A.9.5-1
Coefficiente de amplificación dinámica, a_p , y tipo de anclajes o amarres requeridos, usado para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p , para elementos arquitectónicos (Véase la sección I.2.1.2 del presente Reglamento NSR-10)

Elemento no estructural	a_p	Tipo de anclajes o amarres para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p , mínimo requerido en A.9.4.9		
		Grado de desempeño		
		Superior	Bueno	Bajo
Fachadas				
• paneles prefabricados apoyados arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• en vidrio apoyadas arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• lámina en yeso, con costillas de acero	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas solo abajo	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería no reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo	1.0	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles ⁽¹⁾
• mampostería no reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas solo abajo	2.5	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles ⁽¹⁾
• mampostería no reforzada, confinada por la estructura	1.0	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles ⁽²⁾
Muros que encierran puntos fijos y ductos de escaleras, ascensores, y otros	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos ⁽¹⁾
Muros divisorios y particiones				
• corredores en áreas públicas	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos ⁽¹⁾
• muros divisorios de altura total	1.0	No dúctiles	No dúctiles	Húmedos ⁽¹⁾
• muros divisorios de altura parcial	2.5	No dúctiles	No dúctiles	Húmedos ⁽¹⁾
Elementos en voladizo vertical				
• áticos, parapetos y chimeneas	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Anclaje de enchapes de fachada	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos
Altillos	1.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Cielos rasos	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido ⁽³⁾
Anaqueles, estanterías y bibliotecas de más de 2.50 m de altura, incluyendo el contenido				
• Diseñadas de acuerdo al Título F	2.5	Especiales	Dúctiles	No requerido ⁽³⁾
• Otras	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No requerido ⁽³⁾
Tejas	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido ⁽³⁾

Notas:

1. Debe verificarse que el muro no pierde su integridad al ser sometido a las derivas máximas calculadas para la estructura.
2. Además de (1) debe verificarse que no interactúa adversamente con la estructura.
3. El elemento no estructural no requiere diseño de verificación sísmica ni supervisión técnica independiente (Véase la sección I.2.1.2 del presente Reglamento NSR-10).
4. En el diseño, fabricación y supervisión del montaje de sistemas de estanterías deberán seguirse los lineamientos aplicables establecidos en la sección A.1.3.4 para su diseño estructural, y las demás condiciones que se estipulan al respecto en el Título F.

A.9.6 — INSTALACIONES HIDRÁULICAS, SANITARIAS, MECÁNICAS Y ELÉCTRICAS

A.9.6.1 — GENERAL — Los elementos no estructurales enumerados en la Tabla A.9.6-1 y sus anclajes a la estructura deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos de esta sección. Los cálculos y diseños de los elementos de instalaciones hidráulicas, sanitarias, mecánicas y eléctricas deben incluirse como parte de las memorias de diseño de cada uno de los sistemas. Puede hacerse un análisis del mecanismo de soporte de sus componentes, de acuerdo con principios establecidos de dinámica estructural, para justificar una reducción de las fuerzas determinadas en A.9.6.2. Deben investigarse los estados de esfuerzos combinados tales como tensión y cortante en los pernos de anclaje, de acuerdo con principios establecidos de mecánica estructural.

A.9.6.2 — FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO — Los componentes hidráulicos, mecánicos y eléctricos y sus anclajes deben diseñarse para fuerzas sísmicas reducidas de diseño determinadas por medio de la ecuación A.9.4-1, empleando los coeficientes dados en la Tabla A.9.6-1.

A.9.6.3 — SOPORTES — Los sistemas de soporte deben diseñarse para las fuerzas sísmicas reducidas de diseño definidas en A.9.6.2 y de acuerdo con los requisitos correspondientes del material estructural del soporte, de acuerdo con lo establecido en el Título correspondiente al material estructural. Los soportes deben ser capaces de resistir los desplazamientos de la estructura inducidos por los movimientos sísmicos, calculados de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.6.

A.9.6.4 — EMPATES CON LAS REDES DE SERVICIOS PÚBLICOS — Deben disponerse conexiones flexibles en los empates con las redes de servicios públicos en todos los casos en los cuales el empate está localizado en un lugar donde la estructura se puede desplazar con respecto al terreno como consecuencia de los movimientos sísmicos. El empate flexible debe ser capaz de resistir, sin daño, unos desplazamientos calculados como lo indica el Capítulo A.6.

A.9.6.5 — INTERRUPTORES AUTOMÁTICOS — En los empates con las redes de servicios públicos de electricidad y de gas, en edificaciones que pertenezcan al grupo de uso **IV**, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, debe colocarse, del lado de la edificación, un interruptor automático. El interruptor automático debe activarse cuando se presente una aceleración horizontal del terreno mayor que $0.5A_a$.

A.9.6.6 — ASCENSORES EN EDIFICACIONES DEL GRUPO DE USO IV — En las edificaciones del grupo de uso **IV** localizadas en zonas de amenaza sísmica alta, el diseño, construcción y montaje de los ascensores debe realizarse cumpliendo los requisitos de la norma ANSI/ASME A.17.1 "American National Standard Safety Code for Elevators and Escalators", incluyendo el Apéndice F.

TABLA A.9.6-1

Coefficiente de amplificación dinámica, a_p , y tipo de anclajes o amarres requeridos, usado para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p , para elementos hidráulicos, mecánicos o eléctricos^a

Elemento no estructural	a_p ^b	Tipo de anclajes o amarres para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p , mínimo requerido en A.9.4.9		
		Grado de desempeño		
		Superior	Bueno	Bajo
Sistemas de protección contra el fuego	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Plantas eléctricas de emergencia	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido ^g
Maquinaria de ascensores, guías y rieles del ascensor y el contrapeso	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No requerido ^g
Equipo en general <ul style="list-style-type: none"> • Calderas, hornos, incineradores, calentadores de agua y otros equipos que utilicen combustibles, y sus chimeneas y escapes. • Sistemas de comunicación • Ductos eléctricos, cárcamos y bandejas de cables^c • Equipo eléctrico, transformadores, subestaciones, motores, etc. • Bombas hidráulicas • Tanques, condensadores, intercambiadores de calor, equipos de presión • Empates con las redes de servicios públicos 	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No requerido ^g
Maquinaria de producción industrial	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos
Sistemas de tuberías <ul style="list-style-type: none"> • Tuberías de gases y combustibles • Tuberías del sistema contra incendio • Otros sistemas de tuberías^d 	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
	2.5	No dúctiles	No requerido ^g	No requerido ^g
Sistemas de aire acondicionado, calefacción y ventilación, y sus ductos ^e	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No requerido ^g
Paneles de control y gabinetes eléctricos		No dúctiles	No dúctiles	No requerido ^g
Luminarias y sistemas de iluminación ^f	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido ^g

Notas:

(a) Véase las exenciones en A.9.1.3.

(b) Los valores de a_p dados son para la componente horizontal. Para la componente vertical deben incrementarse en un 33%.

(c) No hay necesidad de disponer soportes sísmicos para las bandejas de cables eléctricos en las siguientes situaciones: (1) Ductos y bandejas de cables colgados de soportes individuales que tienen 300 mm o menos de longitud. (2) En espacios para equipos mecánicos y calderas, donde el ducto tiene menos de 30 mm de diámetro interior. (3) Cualquier ducto eléctrico de menos de 65 mm de diámetro interior, localizado en otros espacios.

(d) No hay necesidad de disponer soportes sísmicos para las tuberías en las siguientes situaciones: (1) Tuberías colgadas de soportes individuales que tienen 300 mm o menos de longitud. (2) En espacios para equipos mecánicos y calderas, donde la tubería tiene menos de 30 mm de diámetro interior. (3) Cualquier tubería de menos de 65 mm de diámetro interior, localizado en otros espacios.

(e) No hay necesidad de disponer soportes sísmicos para los ductos de calefacción, ventilación y aire acondicionado en las siguientes situaciones: (1) Ductos colgados de soportes individuales que tienen 300 mm o menos de longitud. (2) Ductos que tienen una sección con un área menor de 0.60 m².

(f) Las luminarias dispuestas como péndulos deben diseñarse utilizando un valor de a_p igual a 1.5. El soporte vertical debe diseñarse con un factor de seguridad igual a 4.0.

(g) El elemento no estructural no requiere diseño y verificación sísmica.

Notas:

CAPÍTULO A.10

EVALUACIÓN E INTERVENCIÓN DE EDIFICACIONES CONSTRUIDAS ANTES DE LA VIGENCIA DE LA PRESENTE VERSIÓN DEL REGLAMENTO

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 existentes 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 deben 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.

Etapa 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.

Etapa 8 — Debe determinarse un índice de sobreesfuerzo 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.

Etapa 9 — Utilizando los desplazamientos horizontales obtenidos en el análisis de la Etapa 5 deben obtenerse las derivas de la estructura.

Etapa 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 INDEPENDIENTE — La construcción de la intervención del sistema estructural existente debe someterse, en todos los casos, a una supervisión técnica independiente dentro del alcance que se da en el Título I del presente Reglamento.

A.10.1.6.1 — El Supervisor Técnico independiente 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 solicitaciones. 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 A.10.3-1. 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.

Tabla A.10.3-1
Valor de A_e según las regiones
de los mapas de la figura A.10-3-1

Región N°	A_e
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 A_e en cada municipio.

Tabla A.10.3-2
Valor de A_e para las ciudades capitales de departamento

Ciudad	A_e	Ciudad	A_e
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

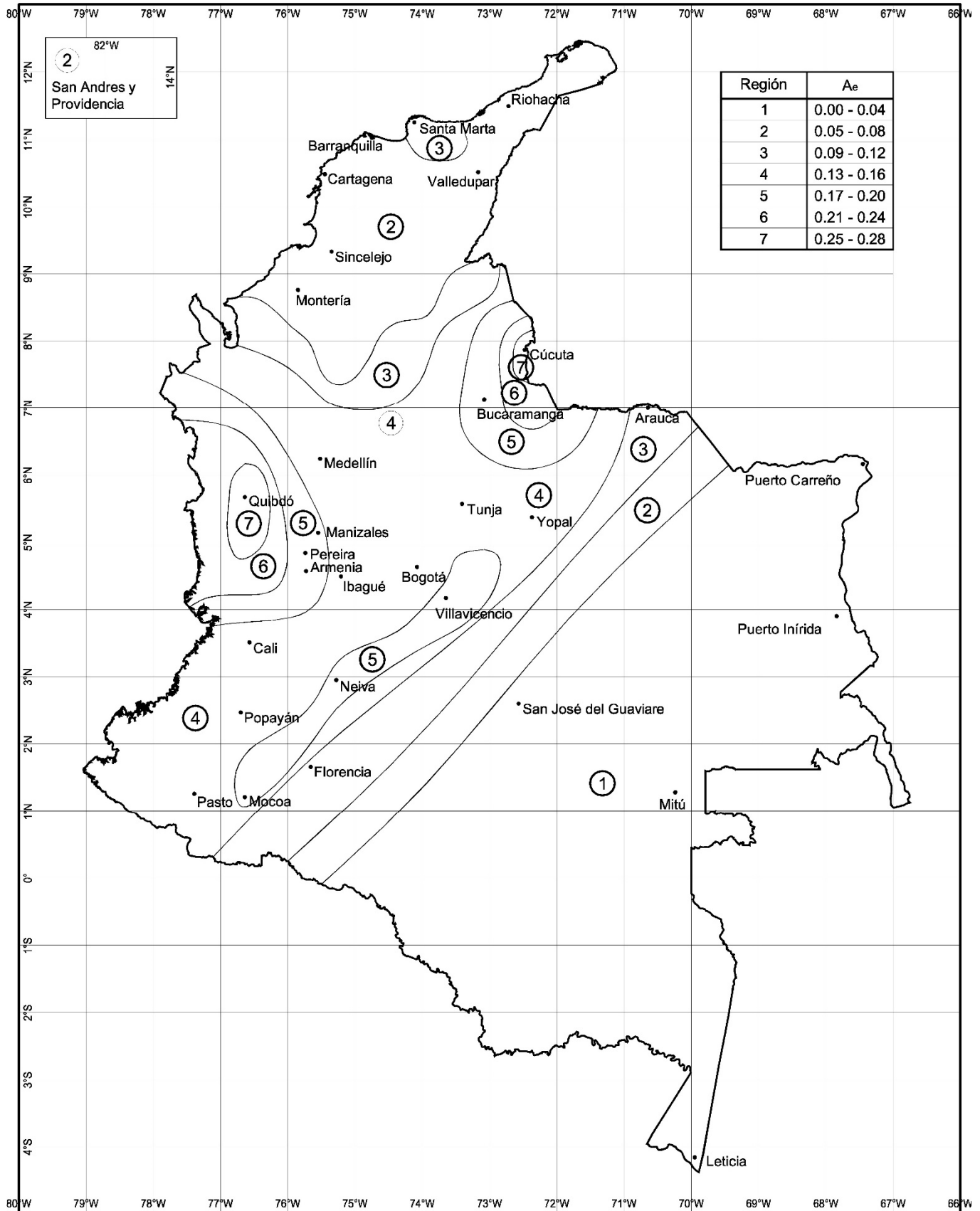


Figura A.10.3-1 — Mapa de valores de A_e

Nota: Las regiones representan rangos de valores. Debe consultarse el Apéndice A-4 para determinar el valor de A_e en cada municipio.

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.

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 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 ($R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$), 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:

$$N_{ef} = \phi_c \phi_e N_{ex} \quad \text{(A.10-1)}$$

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 A.10.4-1
Valores de ϕ_c y ϕ_e**

	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:

- (a) **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
- (b) **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:

- (a) “*Seismic Evaluation of Existing Buildings*”, ASCE/SEI 31-03, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2003.
- (b) “*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*”, ATC-40, Vol 1, Appendices, Vol 2, Applied Technology Council, Redwood City, CA, USA, 1996.
- (c) “*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:

- (a) Determinación de los índices de sobreesfuerzo individual de todos los elementos estructurales de la edificación, considerando las relaciones entre la demanda sísmica de esfuerzos y la capacidad de resistirlos,
- (b) 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 sobreesfuerzo,
- (c) Definición de un índice de sobreesfuerzo general de la edificación, definido con base en los resultados de (b). El inverso del índice de sobreesfuerzo 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

- (d) 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 prevaeciente, 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 AL 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 sobreesfuerzo 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 sobreesfuerzo 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 sobreesfuerzo 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 sobreesfuerzo 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 sobreesfuerzo 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 sobreesfuerzo.

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 EN 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 sobreesfuerzo, 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 sobreesfuerzo 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 sobreesfuerzo 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 exige 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 sobreesfuerzo 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 intervenirse 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 sobreesfuerzo 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, sustitutivos 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 sobreesfuerzos 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 sobreesfuerzo 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 sobreesfuerzo 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 presenten 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 sobreesfuerzo de la edificación existente.

A.10.9.4 — METODOLOGÍAS ALTERNAS — Exclusivamente en la evaluación de vulnerabilidad de edificaciones existentes, en reemplazo 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 Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*", ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2013.
- (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 of Existing Buildings*", ASCE/SEI 31-03, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2003.
- (d) "*Handbook for Seismic Evaluation of Buildings - A Prestandard*", Federal Emergency Management Agency, FEMA 310, Washington, D.C., USA, 1998.
- (e) "*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 haya 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 sísmo resistente de proveer resistencia adecuada ante las solicitaciones impuestas por el sismo sin que la estructura tenga deflexiones horizontales (derivadas) 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) "*Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*", ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2013.
- (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) "*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.
- (d) "*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.
- (e) "*Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*", FEMA 308, Federal Emergency Management Agency, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1999

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 independiente — La reparación debe someterse a una supervisión técnica independiente cuando la Ley 400 de 1997 y sus reglamentos la requieran.

Notas:

CAPÍTULO A.11

INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA

A.11.1 — GENERAL

A.11.1.1 — INSTRUMENTACIÓN — En el presente Capítulo se indica cuándo deben colocarse instrumentos sísmicos en las edificaciones, en dónde deben localizarse y quién corre con los costos de los instrumentos, del espacio que éstos ocupen y del mantenimiento y vigilancia de los mismos.

A.11.1.2 — ACELERÓGRAFOS — En la instrumentación sísmica de edificaciones deben emplearse acelerógrafos digitales de movimiento fuerte.

(a) **Objetivos de la instrumentación** — Dentro de los objetivos de este tipo de instrumentación se encuentra la recolección de registros que permitan, entre otros: la medición de los períodos de vibración de la edificación al verse sometida a movimientos sísmicos, la determinación del nivel de daño que ocurrió a la edificación debido a la ocurrencia de un sismo que la afecte, la identificación de efectos de sitio causados por la amplificación de las ondas sísmicas debida a los estratos de suelo subyacentes, el grado de atenuación que sufren las ondas sísmicas al viajar desde el lugar donde ocurre la liberación de energía hasta el sitio donde se encuentre localizada la edificación, y en general el mejoramiento sobre el conocimiento que se tiene a nivel nacional de los fenómenos sísmicos y sus efectos sobre las construcciones y los materiales de construcción nacionales. La valiosa información que se recolecta por medio de la instrumentación permitirá realizar ajustes a los requisitos del presente Reglamento en sus ediciones futuras; llevando, a una reducción de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones colombianas, y, muy seguramente, a una reducción de los costos de proveer seguridad sísmica a ellas.

(b) **Aprobación del tipo de instrumento** — El Servicio Geológico Colombiano, SGC, es la entidad gubernamental que opera la Red Nacional de Acelerógrafos y es la encargada de aprobar los tipos de instrumentos que se coloquen en las edificaciones que los requieran de acuerdo con los requisitos del presente Capítulo. El Servicio Geológico Colombiano, SGC, mantendrá una lista de los tipos de instrumentos posibles de ser utilizados y las especificaciones mínimas de los mismos para ser colocados en edificaciones, tal como requiere el presente Capítulo. La Red Nacional de Acelerógrafos del Servicio Geológico Colombiano, SGC, y quien designe la autoridad municipal o distrital donde esté ubicada la edificación, deben recibir, sin costo alguno y por lo menos una vez al año, copia de los registros obtenidos, independientemente de quien sea el propietario del instrumento. Cuando el municipio o distrito donde se encuentra localizada la edificación haya, de acuerdo con A.2.9.3.7(d), desarrollado un plan de instalación, operación y mantenimiento de una red de acelerógrafos de movimientos fuertes, la entidad municipal o distrital que administre esta red podrá, si así lo desea, asumir las funciones que en esta misma sección se asignan al Servicio Geológico Colombiano, SGC, a quien deberá informar sobre esta decisión.

A.11.1.3 — LOCALIZACIÓN — La definición de la localización de los instrumentos sísmicos acelerográficos dentro de las edificaciones es responsabilidad del Ingeniero que realice el diseño estructural del proyecto, atendiendo las recomendaciones dadas en la presente sección y en A.11.1.4. La localización de los instrumentos debe estar comprendida dentro uno de los siguientes tipos:

(a) **Instrumentación en la altura** — Se dispone un mínimo de tres instrumentos en la altura de la edificación, de tal manera que exista al menos uno en su base, uno aproximadamente a media altura de la edificación y uno en el nivel superior. En este caso el instrumento colocado en la base debe tener tres sensores triaxiales con dos componentes horizontales ortogonales y una componente vertical, y los otros dos instrumentos pueden tener solo dos sensores horizontales ortogonales.

(b) **Instrumento único en la edificación** — Cuando se coloca un solo instrumento en la edificación, éste debe localizarse en la base de la misma.

(c) **Instrumento de campo abierto** — Se coloca un instrumento sobre el terreno, alejado de las edificaciones, por lo menos una distancia igual a su altura. Cuando la distancia indicada lleve a que el instrumento tenga que ser colocado en un lugar localizado por fuera del lote de terreno objeto de la licencia de construcción en trámite, se exige al proyecto de tener que colocar el instrumento de campo abierto.

(d) **Arreglo de instrumentos** — Se dispone un conjunto de instrumentos que cubren las localizaciones anteriores. En este caso los instrumentos deben tener un dispositivo que inicie el registro de aceleraciones en todos ellos simultáneamente.

A.11.1.3.1 — En todas las edificaciones donde se coloquen instrumentos sísmicos, se debe realizar un estudio geotécnico cuyo alcance permita definir las propiedades dinámicas del suelo en el sitio.

A.11.1.3.2 — Las Curadurías o las entidades encargadas de expedir las licencias de construcción de acuerdo con lo requerido en la Ley 388 de 1997 y sus decretos reglamentarios se abstendrán de expedir la correspondiente licencia de construcción, incluyendo las de remodelaciones y reforzamientos futuros, cuando en los casos que se requiera instrumentación sísmica según el presente Reglamento no se hayan dispuesto en el proyecto arquitectónico los espacios a que hace referencia este Capítulo y no se haya consignado en el reglamento de propiedad horizontal de la edificación, cuando se trate de copropiedades, las obligaciones de la copropiedad respecto a la ubicación, suministro, mantenimiento y vigilancia del instrumento. La autoridad competente se abstendrá de expedir el certificado de permiso de ocupación al que se refiere el Artículo 46 del Decreto 564 de 2006 cuando no se haya instalado el instrumento o instrumentos que se requieren de acuerdo con lo dispuesto en el presente Capítulo del Reglamento.

A.11.1.4 — CARACTERÍSTICAS DEL ESPACIO DONDE SE COLOCA EL INSTRUMENTO — El espacio físico donde se coloca el instrumento debe tener al menos un área de dos metros cuadrados con una dimensión mínima en planta de un metro y una altura libre mínima de dos metros, debe estar alejado de las zonas alta circulación, de maquinarias y equipos que induzcan vibraciones. El espacio debe ser cerrado, pero con ventilación adecuada, y ser de un material adecuado para garantizar la seguridad del instrumento. Además se debe colocar dentro de él una toma eléctrica doble, un breaker de 15 amperios y una salida de iluminación eléctrica con interruptor. El piso debe ser de concreto y de un espesor suficiente para permitir el anclaje del instrumento (mínimo 15 cm). El espacio no puede ser utilizado para ningún otro fin diferente al de albergar el instrumento. Cuando se utilice un arreglo de instrumentos, los espacios que alberguen los diferentes instrumentos, deben disponer de una conexión entre ellos por medio de un tubo de PVC de diámetro mínimo de una pulgada (1") para poder realizar las conexiones eléctricas entre instrumentos.

A.11.1.5 — COSTOS — Los diferentes costos en que se incurre en la instrumentación de una edificación se distribuyen de la siguiente manera:

(a) **Costo de los instrumentos** — Los instrumentos serán adquiridos por la persona, natural o jurídica, a cuyo nombre se expida la licencia de construcción de la edificación, quien además debe costear su instalación. El Servicio Geológico Colombiano, SGC, se reserva el derecho de colocar instrumentos adicionales, a su costo, dentro de los espacios que se destinen para la instrumentación sísmica. La propiedad de los instrumentos será de quienes los adquieran. Independientemente de quien sea el propietario del instrumento, la Red Sismológica Nacional y quien designe la autoridad municipal o distrital donde esté ubicada la edificación, deben recibir copia, sin costo alguno, de los registros obtenidos por medio de los instrumentos.

(b) **Costo de los espacios donde se colocan los instrumentos** — El costo del espacio o espacios donde se colocan los instrumentos será de cargo de los propietarios de la edificación. El propietario, o propietarios, de la edificación darán libre acceso a estos espacios a los funcionarios del Servicio Geológico Colombiano, SGC, o a quienes ellos deleguen, para efectos de instalación, mantenimiento y retiro de los registros del instrumento. Cuando se trate de una copropiedad, en el reglamento de copropiedad deben incluirse cláusulas al respecto.

(c) **Costo del mantenimiento de los instrumentos** — El costo de mantenimiento de los instrumentos correrá por cuenta del propietario o propietarios de la edificación. Esta obligación debe quedar incluida en el reglamento de copropiedad. Quien preste el mantenimiento debe ser aprobado por el Servicio Geológico Colombiano, SGC. El mantenimiento debe realizarse con la frecuencia que requiera el fabricante del instrumento; no obstante, ésta debe realizarse con una periodicidad no mayor de un año.

(d) **Costo de la vigilancia del instrumento** — Los costos de vigilancia de los instrumentos correrán por cuenta de los propietarios de la edificación donde se encuentren localizados, sean éstos de su propiedad o no. Los propietarios son responsables del instrumento para efectos de su seguridad, y deben adquirir y mantener una póliza de seguros, la cual debe cubrir el costo de reposición del instrumento en caso de hurto, sustracción u otra eventualidad.

A.11.2 — COLOCACIÓN DE INSTRUMENTOS SÍSMICOS

Dentro de las construcciones que se adelanten en el territorio nacional, cubiertas por el alcance del presente Reglamento, deben colocarse instrumentos sísmicos en los siguientes casos:

A.11.2.1 — ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA ALTA — En las siguientes edificaciones, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta deben colocarse instrumentos sísmicos:

- (a) En toda edificación con un área construida de más de 20 000 m² y que tenga entre 3 y 10 pisos debe colocarse un instrumento sísmico como mínimo. El espacio para su colocación será colindante con el sistema estructural y debe localizarse en el nivel inferior de la edificación.
- (b) En toda edificación con un área construida de más de 20 000 m² que tenga entre 11 y 20 pisos, deben colocarse al menos 2 instrumentos sísmicos, en espacios colindantes con el sistema estructural, localizados, uno en el nivel inferior y otro cerca a la cubierta. En este caso el instrumento localizado cerca de la cubierta puede tener solo dos sensores horizontales ortogonales.
- (c) En toda edificación de 21 o más pisos, independientemente del área construida, deben colocarse 3 instrumentos, en espacios colindantes con el sistema estructural. Uno en el nivel inferior, uno aproximadamente a mitad de la altura y otro en inmediaciones de la cubierta. Los instrumentos deben conformar un arreglo. Alternativamente al arreglo de tres instrumentos, se puede realizar la instalación de tres sensores de aceleración, uno triaxial y dos biaxiales como indica A.11.1.3(a), conectados a un sistema central de captura de datos.
- (d) En todo conjunto habitacional que tenga más de 200 unidades de vivienda, que no sean de interés social, se debe colocar un instrumento de campo abierto.

A.11.2.2 — ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA — En las siguientes edificaciones, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia deben colocarse instrumentos sísmicos:

- (a) En toda edificación con un área construida de más de 30 000 m² y que tenga entre 5 y 15 pisos debe colocarse un instrumento como mínimo. El espacio donde se coloque el instrumento será colindante con el sistema estructural y debe localizarse en el nivel inferior de la edificación.
- (b) En toda edificación con un área construida de más de 30 000 m² que tenga entre 16 y 25 pisos, deben colocarse al menos 2 instrumentos sísmicos, en espacios colindantes con el sistema estructural, localizados, uno en el nivel inferior y otro cerca a la cubierta.
- (c) En toda edificación de más de 25 pisos, independientemente del área construida, deben colocarse 3 instrumentos sísmicos, en espacios colindantes con el sistema estructural. Uno en el nivel inferior, uno aproximadamente a mitad de la altura y otro en inmediaciones de la cubierta. Los instrumentos deben conformar un arreglo. Alternativamente al arreglo de tres instrumentos, se puede realizar la instalación de tres sensores triaxiales de aceleración, conectados a un sistema central de captura de datos.
- (d) Todo conjunto habitacional que tenga más de 300 unidades de vivienda, que no sean de interés social, debe colocarse un instrumento sísmico de campo abierto.

A.11.2.3 — ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA BAJA — En las edificaciones localizadas en zonas de amenaza sísmica baja no hay obligación de colocar instrumentos sísmicos.

Notas:

CAPÍTULO A.12

REQUISITOS ESPECIALES PARA EDIFICACIONES INDISPENSABLES DE LOS GRUPOS DE USO III Y IV

A.12.0 — NOMENCLATURA

- A_d = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para el umbral de daño, dado en A.12.2.
- E_d = fuerzas sísmicas del umbral de daño.
- F_v = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional, dado en A.2.4.5.
- g = aceleración debida a la gravedad ($g = 9.8 \text{ m/s}^2$).
- h_{pi} = altura del piso i , medida desde la superficie del diafragma del piso i hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior, $i - 1$.
- I = coeficiente de importancia definido en A.2.5.2
- M = masa total de la edificación - M se expresa en kg. Debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5.
- \bar{S} = coeficiente de sitio para ser empleado en el espectro sísmico del umbral de daño ($\bar{S} = 1.25F_v$).
- S_{ad} = valor del espectro sísmico del umbral de daño, para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal para el umbral de daño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T . Está definido en A.12.3.
- T = período de vibración del sistema elástico, en segundos.
- T_{Cd} = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro sísmico del umbral de daño, para períodos cortos y la parte descendiente del mismo. Véase A.12.
- T_{Ld} = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de desplazamiento constante del espectro sísmico del umbral de daño, para períodos largos. Véase A.12.3
- V_s = cortante sísmico en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4.
- V_{sd} = cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas del umbral de daño. Véase A.12.4.

A.12.1 — GENERAL

A.12.1.1 — PROPÓSITO — El presente Capítulo contiene los requisitos adicionales, a los contenidos en los capítulos restantes del presente Título, que se deben cumplir en el diseño y construcción sísmo resistente de las edificaciones pertenecientes al grupo de uso **IV**, definido en A.2.5.1.1, y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso **III**, tal como lo define A.2.5.1.2, esenciales para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de una emergencia, incluyendo un sismo, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor. En relación con las edificaciones incluidas en los literales (e) y (f) del Grupo **III**, como lo define A.2.5.1.2, queda a decisión del propietario en el primer caso o de la autoridad competente en el segundo definir si se requiere adelantar el diseño de ellas según los requisitos especiales del Capítulo A.12.

A.12.1.2 — ALCANCE — Los requisitos del presente Capítulo deben emplearse en el diseño de las edificaciones indispensables enumeradas en A.2.5.1.1, las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de Uso **III**, tal como lo define A.2.5.1.2 y de las demás que la comunidad designe como tales.

A.12.1.3 — METODOLOGÍA — La determinación de la operatividad de la edificación con posterioridad a la ocurrencia de un sismo se realiza verificando que la edificación se mantiene dentro del rango elástico de respuesta al verse sometida a unas sollicitaciones sísmicas correspondientes al inicio del daño, o umbral de daño.

A.12.1.4 — PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN — Además de los pasos que deben cumplirse en el diseño de la edificación presentados en A.1.3.4, deben realizarse los siguientes pasos adicionales, con el fin de verificar que la estructura y los elementos no estructurales se mantienen dentro del rango elástico de respuesta cuando se presenten los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño:

Paso A — Movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño — Determinación de los movimientos sísmicos del umbral de daño para el lugar, de acuerdo con lo establecido en A.12.2.

Paso B — Fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — Obtención de las fuerzas sísmicas del umbral de daño bajo las cuales debe verificarse el comportamiento de la estructura de la edificación como de los elementos no estructurales.

Paso C — Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — El análisis de la estructura por medio de un modelo matemático apropiado. El análisis se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, tal como se define en A.12.4. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos.

Paso D — Verificación para el umbral de daño — Comprobación de que las deflexiones para el umbral de daño no exceden los límites establecidos por este Reglamento. Si se exceden los límites de las derivas máximas para el umbral de daño, establecidas en A.12.5, la estructura debe ser rigidizada hasta cuando cumpla la comprobación.

A.12.2 — MOVIMIENTOS SÍSMICOS DEL UMBRAL DE DAÑO

A.12.2.1 — Los movimientos sísmicos del umbral de daño, se definen para una probabilidad del ochenta por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, en función de la aceleración pico efectiva al nivel del umbral de daño, representada por el parámetro A_d . El valor de este coeficiente, para efectos del presente Reglamento, debe determinarse de acuerdo con A.12.2.2 y A.12.2.3.

A.12.2.2 — Se determina el número de la región en donde está localizada la edificación usando el Mapa de la figura A.12.2-1. El valor de A_d se obtiene de la Tabla A.12.2-1, en función del número de la región, o para las ciudades capitales de departamento utilizando la Tabla A.12.2-2 y para los municipios del país en el Apéndice A-4, incluido al final del presente Título.

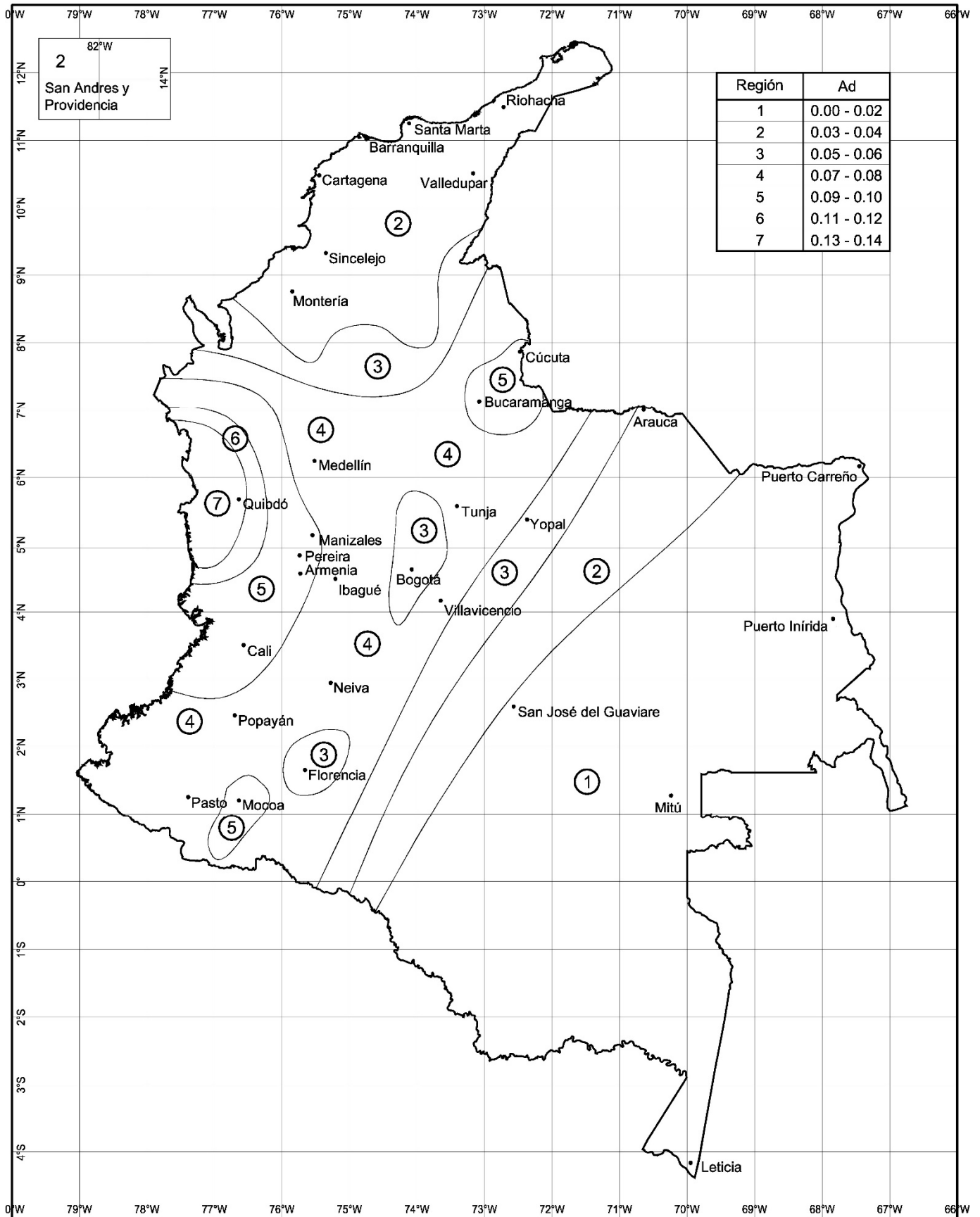
A.12.2.3 — Alternativamente cuando el municipio o distrito, realice un estudio de microzonificación sísmica, o disponga de una red acelerográfica local; con base en el estudio de microzonificación o en los registros obtenidos, es posible variar, por medio de una ordenanza municipal, el valor de A_d , con respecto a los valores dados aquí, pero en ningún caso este valor podrá ser menor al dado en el presente Reglamento.

Tabla A.12.2-1
Valores de A_d según la región del mapa de la figura A.12.2-1

Región N°	A_d
7	0.13 – 0.14
6	0.11 – 0.12
5	0.09 – 0.10
4	0.07 – 0.08
3	0.05 – 0.06
2	0.03 – 0.04
1	0.00 – 0.02

Nota: Las regiones representan rangos de valores. Debe consultarse el Apéndice A-4 para determinar el valor de A_d en cada municipio.

**NSR-10 – Capítulo A.12 – Requisitos especiales para edificaciones
indispensables de los grupos de uso III y IV**



Nota: Las regiones representan rangos de valores. Debe consultarse el Apéndice A-4 para determinar el valor de A_d en cada municipio.

Figura A.12.2-1 — Mapa de valores de A_d

**Tabla A.12.2-2
Valores de A_d para las ciudades capitales de departamento**

Ciudad	A_d	Ciudad	A_d
Arauca	0.04	Neiva	0.08
Armenia	0.10	Pasto	0.08
Barranquilla	0.03	Pereira	0.10
Bogotá	0.06	Popayán	0.08
Bucaramanga	0.09	Puerto Carreño	0.02
Cali	0.09	Puerto Inírida	0.02
Cartagena	0.03	Quibdó	0.13
Cúcuta	0.10	Riohacha	0.04
Florencia	0.05	San Andrés, Isla	0.03
Ibagué	0.06	San José del Guaviare	0.02
Leticia	0.02	Santa Marta	0.04
Manizales	0.10	Sincelejo	0.04
Medellín	0.07	Tunja	0.07
Mitú	0.02	Valledupar	0.03
Mocoa	0.10	Villavicencio	0.07
Montería	0.04	Yopal	0.06

A.12.3 — ESPECTRO SÍSMICO PARA EL UMBRAL DE DAÑO

A.12.3.1 — Los parámetros para determinar el espectro de aceleraciones horizontales para el umbral de daño en el campo elástico, para un amortiguamiento crítico de dos por ciento (2%), que se debe utilizar en las verificaciones del umbral de daño, se dan en la figura A.12.3-1. El espectro del umbral de daño se define por medio de la ecuación A.12.3-1, en la cual el valor T es el mismo que se utilizó para obtener el espectro sísmico de diseño de la edificación en el Capítulo A.2 y el valor de \bar{S} es igual a $1.25F_v$, siendo F_v el valor del coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios debida a los efectos de sitio que se obtiene de acuerdo con la sección A.2.4, empleando allí para A_v el valor de A_d según A.12.2. Además deben cumplirse las limitaciones dadas en A.12.3.2 a A.12.3.4.

$$S_{ad} = \frac{1.5A_d\bar{S}}{T} \quad (\text{A.12.3-1})$$

A.12.3.2 — Para períodos de vibración menores de 0.25 segundos, el espectro sísmico del umbral de daño puede obtenerse de la ecuación A.12.3-2.

$$S_{ad} = A_d(1.0 + 8T) \quad (\text{A.12.3-2})$$

A.12.3.3 — Para períodos de vibración mayores de 0.25 segundos y menores de T_{Cd} , calculado de acuerdo con la ecuación A.12.3-3, el valor de S_{ad} puede limitarse al obtenido de la ecuación A.12.3-4.

$$T_{Cd} = 0.5\bar{S} \quad (\text{A.12.3-3})$$

y

$$S_{ad} = 3.0A_d \quad (\text{A.12.3-4})$$

A.12.3.4 — Para períodos de vibración mayores de T_{Ld} , calculado de acuerdo con la ecuación A.12.3-5, el valor de S_{ad} puede limitarse al obtenido de la ecuación A.12.3-6.

$$T_{Ld} = 2.4\bar{S} \quad (\text{A.12.3-5})$$

y

$$S_{ad} = \frac{1.5A_d\bar{S}T_{Ld}}{T^2} \quad (\text{A.12.3-6})$$

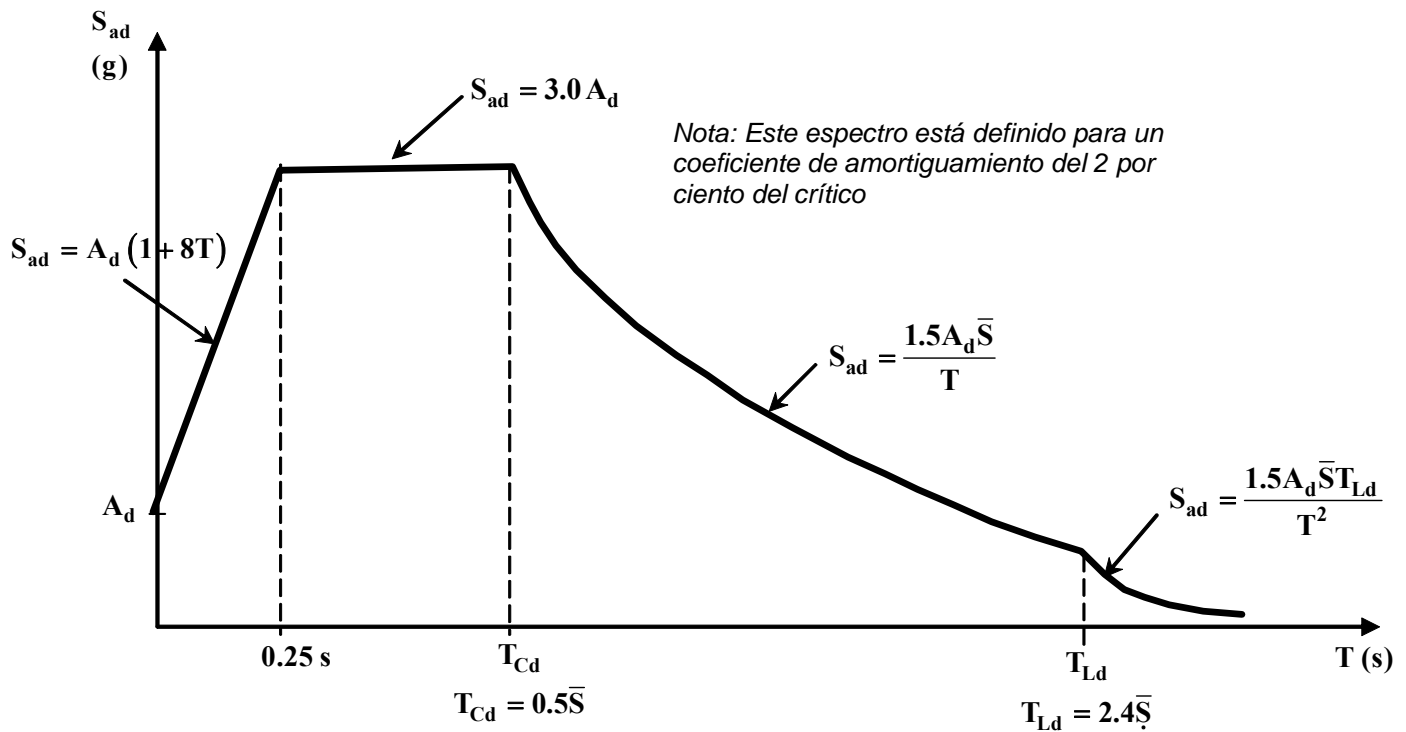


Figura A.12.3-1 — Espectro de aceleraciones horizontales elástico del umbral de daño

A.12.3.5 – Cuando la ciudad donde se encuentre localizada la edificación disponga de una reglamentación de microzonificación sísmica, debe utilizarse el espectro de umbral de daño definido allí. En su defecto, deben seguirse las prescripciones contenidas en la presente sección A.12.3.

A.12.4 — METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

A.12.4.1 — MÉTODO DE ANÁLISIS A UTILIZAR — 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.

A.12.4.2 — RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA Y SUS ELEMENTOS — 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.

A.12.4.3 — USO DEL MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE EN LA EVALUACIÓN DEL UMBRAL DE DAÑO — Cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente en el análisis de la estructura para los movimientos sísmicos del umbral de daño deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

A.12.4.3.1 — Período fundamental de la edificación — Puede utilizarse el período de vibración fundamental determinado de acuerdo con los requisitos de A.4.2.

A.12.4.3.2 — Fuerzas sísmicas horizontales del umbral de daño — Las fuerzas sísmicas correspondientes a los movimientos sísmicos del umbral de daño corresponden a la distribución en la altura de la edificación del cortante sísmico en la base, V_{sd} . Este cortante sísmico en la base es equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos del umbral de daño, en la dirección en estudio, y se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$V_{sd} = S_{ad} g M \quad \text{(A.12.4-1)}$$

El valor de S_{ad} en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración leída del espectro sísmico definido en A.12.3 para el período T de la edificación. La fuerza sísmica horizontal del umbral de daño en cualquier nivel puede obtenerse de las ecuaciones A.4.3-1 y A.4.3-2, utilizando V_{sd} en vez de V_s .

A.12.4.3.3 — Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas horizontales del umbral de daño — Por medio de un análisis estructural realizado empleando las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño obtenidas como se indica en A.12.4.3.2, se obtienen las fuerzas internas del umbral de daño, E_d . Deben utilizarse los requisitos de A.4.4.1 con la excepción del literal (f). En las estructuras de concreto reforzado y mampostería estructural, el grado de fisuración debe ser compatible con las fuerzas sísmicas del umbral de daño, tomando en cuenta que la estructura actúa dentro del rango lineal de respuesta. Como resultados del análisis se deben obtener los desplazamientos horizontales de la estructura, incluyendo los efectos torsionales, los cuales se emplean para evaluar el cumplimiento de los requisitos de deriva para el umbral de daño. Si los elementos no estructurales fueron incluidos en el análisis deben determinarse sus deformaciones y esfuerzos.

A.12.4.4 — USO DEL MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO EN LA EVALUACIÓN DEL UMBRAL DE DAÑO — Cuando se utilice el método del análisis dinámico deben emplearse los requisitos del Capítulo A.5, empleando los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño en vez de los movimientos sísmicos de diseño. El ajuste de los resultados indicado en A.5.4.5 debe hacerse con respecto al valor de V_{sd} , obtenido por medio de la ecuación A.12.4-1, en vez de V_s .

A.12.5 — REQUISITOS DE LA DERIVA PARA EL UMBRAL DE DAÑO

A.12.5.1 — DESPLAZAMIENTOS TOTALES HORIZONTALES PARA EL UMBRAL DE DAÑO — Los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales en planta, que tienen todos los grados de libertad de la estructura al verse afectada por los movimientos sísmicos para el umbral de daño, definidos en A.12.2, se determinan por medio del análisis estructural realizado utilizando el método de análisis definido en A.12.4 y con las rigideces indicadas en A.12.4.2. Los desplazamientos horizontales para el umbral de daño, en cualquiera de las direcciones principales en planta y para cualquier grado de libertad de la estructura, se obtienen por medio de la ecuación A.6.2-1, con la excepción de que no hay necesidad de incluir los desplazamientos causados por los efectos P-Delta.

A.12.5.2 — DERIVA MÁXIMA PARA EL UMBRAL DE DAÑO — La deriva máxima, para el umbral de daño, en cualquier punto del piso bajo estudio se obtiene por medio de la ecuación A.6.3-1.

A.12.5.3 — LÍMITES DE LA DERIVA PARA EL UMBRAL DE DAÑO — La deriva máxima, para el umbral de daño, evaluada en cualquier punto de la estructura, determinada de acuerdo con el procedimiento de A.12.5.2, no puede exceder los límites establecidos en la Tabla A.12.5-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso h_{pi} :

Tabla A.12.5-1
Derivas máximas para el umbral de daño como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.12.5.3.1	0.40% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.0040 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.12.5.3.2	0.20% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.0020 h_{pi} \right)$

A.12.5.3.1 — Se permite emplear el límite de deriva máxima permisible de $0.0040h_{pi}$ en edificaciones construidas con mampostería estructural cuando éstas estén compuestas por muros cuyo modo prevaleciente de falla sea la flexión ante fuerzas paralelas al plano del muro, diseñados esencialmente como elementos verticales esbeltos que actúan como voladizos apoyados en su base o cimentación y que se construyen de tal manera que la transferencia de momento entre muros a través de los elementos horizontales de acople en los diafragmas de entrepiso, ya sean losas, vigas de enlace, antepechos o dinteles, sea despreciable.

A.12.5.3.2 — Cuando se trate de muros de mampostería poco esbeltos o cuyo modo prevaleciente de falla sea causado por esfuerzos cortantes, debe emplearse el límite de deriva máxima permisible de $0.0020h_{pi}$.

A.12.6 — VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS

A.12.6.1 — ELEMENTOS ESTRUCTURALES — No hay necesidad de verificar los elementos estructurales para los esfuerzos generados por el sismo del umbral de daño.

A.12.6.2 — MUROS NO ESTRUCTURALES — No hay necesidad de verificar los elementos no estructurales para los esfuerzos generados por el sismo del umbral de daño.



Notas:

CAPÍTULO A.13

DEFINICIONES GENERALES DEL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10 Y NOMENCLATURA DEL TÍTULO A

A.13.1 — DEFINICIONES

Las definiciones siguientes corresponden al Título A de este Reglamento:

Acabados — Partes y componentes constructivos de una edificación que no hacen parte de la estructura o de su cimentación y que integran los componentes arquitectónicos cumpliendo una función estética y decorativa, que para efectos del presente Reglamento NSR-10, no son objeto de diseño sísmico dentro de los elementos no estructurales arquitectónicos, ni son parte de los elementos objeto de supervisión técnica independiente.

Aceleración pico efectiva, A_a — Es un parámetro utilizado para determinar el espectro de diseño y se da en A.2.2.

Acelerograma — Descripción en el tiempo de las aceleraciones a que estuvo sometido el terreno durante la ocurrencia de un sismo real.

Acelerógrafo — Instrumento que permite registrar las aceleraciones a que se ve sometido el terreno durante la ocurrencia de un sismo. Este registro queda consignado en un acelerograma.

Altura de la edificación en la colindancia — Es la suma de las alturas de piso en la colindancia.

Altura del piso — Es la distancia vertical medida entre el terminado de la losa de piso o de nivel de terreno y el terminado de la losa del nivel inmediatamente superior. En el caso que el nivel inmediatamente superior corresponda a la cubierta de la edificación esta medida se llevará hasta el nivel de enrase de la cubierta cuando esta sea inclinada o hasta al nivel de la impermeabilización o elemento de protección contra la intemperie cuando la cubierta sea plana. En los casos en los cuales la altura de piso medida como se indica anteriormente exceda 6 m, se considerará para efectos de calcular el número de pisos como dos pisos. Se permite que para el primer piso aéreo la altura del piso se mida desde la corona del muro de contención de la edificación nueva contra el paramento que está en la colindancia, cuando éste exista.

Amenaza sísmica — Es el valor esperado de futuras acciones sísmicas en el sitio de interés y se cuantifica en términos de una aceleración horizontal del terreno esperada, que tiene una probabilidad de excedencia dada en un lapso de tiempo predeterminado.

Amortiguamiento — Pérdida de energía en un movimiento ondulatorio.

Amplificación de la onda sísmica — Aumento en la amplitud de las ondas sísmicas, producido por su paso desde la roca hasta la superficie del terreno a través de los estratos de suelo.

Análisis dinámico — Procedimiento matemático por medio del cual se resuelven las ecuaciones de equilibrio dinámico, con el fin de obtener las deformaciones y esfuerzos de la estructura al ser sometida a una excitación que varía en el tiempo.

Análisis dinámico elástico — Tipo de análisis dinámico en el cual las propiedades de rigidez y resistencia de la estructura permanecen dentro del rango de respuesta lineal.

Análisis dinámico inelástico — Tipo de análisis dinámico en el cual se tiene en cuenta que las propiedades de rigidez y resistencia de la estructura pueden salirse del rango de respuesta lineal y entrar en el rango de respuesta inelástica.

Análisis espectral — Tipo de análisis dinámico modal en el cual la respuesta dinámica máxima de cada modo se obtiene utilizando la ordenada del espectro, correspondiente al período de vibración del modo.

Análisis modal — Procedimiento de análisis dinámico por medio del cual la respuesta dinámica de la estructura se

obtiene como la superposición de las respuestas de los diferentes modos, o formas de vibración.

Apéndice — Es un elemento no estructural que sobresale del volumen general de la edificación.

Armadura — Véase cercha.

Base — Es el nivel en el que los movimientos sísmicos son transmitidos a la estructura o el nivel en el que la estructura, considerada como un oscilador, está apoyada.

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*).

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.

Carga muerta — Es la carga vertical debida a los efectos gravitacionales de la masa, o peso, de todos los elementos permanentes ya sean estructurales o no estructurales. Debe consultarse el Título B de este Reglamento.

Carga gravitacional o peso, (M.g) — Es el efecto vertical de la aceleración debida a la gravedad sobre la masa, M , de la edificación. M debe ser igual a la masa de la estructura más la masa de los elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos y bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa que produce la carga viva.

Carga viva — Es la carga debida al uso de la estructura, sin incluir la carga muerta, fuerza de viento o sismo. Debe consultarse el Título B de este Reglamento.

Casa — Edificación unifamiliar destinada a vivienda. Esta definición se incluye únicamente para efectos de la aplicación del Título E del Reglamento.

Centro de masa del piso — Es el lugar geométrico donde estaría localizada, en planta, toda la masa del piso al suponer el diafragma del piso como un cuerpo infinitamente rígido en su propio plano.

Centro de rigidez del piso — Es el lugar geométrico, localizado en planta y determinado bajo el supuesto de que el diafragma del piso es infinitamente rígido en su propio plano, donde al aplicar una fuerza horizontal, en cualquier dirección, no se presenta rotación del diafragma alrededor de un eje vertical.

Cercha — Es un conjunto de elementos estructurales unidos entre sí, los cuales resisten primordialmente fuerzas axiales.

Cerramiento — Muro localizado en el paramento del lote de terreno y que se encuentra separado de la edificación en la dirección perpendicular al paramento del lote de terreno, que no hace parte del sistema estructural de soporte de la edificación, y cuya altura no excede 4 metros.

Certificado técnico de ocupación — Es el acto, descrito en el artículo 6 de la Ley 1796 de 2016, mediante el cual el Supervisor Técnico Independiente, certifica bajo la gravedad de juramento que la obra contó con la supervisión técnica de la cimentación, construcción de la estructura y elementos no estructurales de la edificación y se ejecutó de conformidad con los planos, diseños y especificaciones técnicas, estructurales y geotécnicas exigidas por el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes vigente y aprobadas en la respectiva licencia. La certificación técnica de ocupación deberá protocolizarse mediante escritura pública. Las actas de supervisión no requerirán de protocolización, pero deberán ser conservadas por el supervisor técnico independiente. (Véase la sección I.2.1.2 del presente Reglamento NSR-10)

Coeficiente de amortiguamiento crítico — Es, para un sistema elástico, de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso, el cociente entre la cantidad de amortiguamiento del sistema y el amortiguamiento mínimo que inhibe toda oscilación.

Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R_0 — Coeficiente que se prescribe para cada sistema estructural de resistencia sísmica, cuyo valor depende del tipo de sistema estructural y de las características de capacidad de disipación de energía propias del material estructural que se utiliza en el sistema. Es una medida de la capacidad de disipación de energía general del sistema de resistencia sísmica cuando los movimientos sísmicos hacen que responda inelásticamente.

Coeficiente de capacidad de disipación de energía, R — Coeficiente que corresponde al coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R_0 , multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación debido a irregularidades en alzado, ϕ_a , irregularidad en planta, ϕ_p , y a ausencia de redundancia del sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r . ($R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$).

Coincidencia de las losas de entrepiso en la colindancia — Se considera que las losas de entrepiso de dos estructuras colindantes coinciden o están en contacto cuando al menos la mitad de la altura de la losa de entrepiso de la edificación cuya licencia de construcción se solicita, coincida en nivel con la losa de entrepiso de la edificación colindante existente.

Construcción sismo resistente — Es el tipo de construcción que cumple el objetivo expresado en A.1.2.2, a través de un diseño y una construcción que cumplan los requisitos de la Ley 400 de 1997 y del presente Reglamento.

Constructor — Es el profesional, ingeniero civil, arquitecto, constructor en arquitectura e ingeniería o ingeniero mecánico (solo para estructuras metálicas o prefabricadas), con matrícula profesional vigente y facultado para este fin, bajo cuya responsabilidad se adelanta la dirección de la construcción de la edificación y quien suscribe la solicitud de licencia en la calidad prevista en el Formulario Único Nacional para la Solicitud de Licencias Urbanísticas y Reconocimiento de Edificaciones.

Cortante de piso, V_x — Es la suma algebraica de las fuerzas sísmicas horizontales que actúan por encima del piso en consideración.

Cortante en la base, V_s — Es la suma algebraica, tomada en la base, de todas las fuerzas sísmicas horizontales del edificio.

Cuerda — Es el elemento de borde de un diafragma, el cual resiste principalmente esfuerzos axiales, en una forma análoga a las aletas de una viga.

Deriva de piso — Es la diferencia entre los desplazamientos horizontales de los niveles entre los cuales está comprendido el piso.

Desempeño de los elementos no estructurales — Se denomina desempeño el comportamiento de los elementos no estructurales de la edificación ante la ocurrencia de un sismo que la afecte. El desempeño se clasifica en grado superior, bueno y bajo.

(a) **Grado de desempeño superior** — Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es mínimo y no interfiere con la operación de la edificación en ningún aspecto.

(b) **Grado de desempeño bueno** — Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es totalmente reparable y puede haber alguna interferencia con la operación de la edificación con posterioridad a la ocurrencia del sismo.

(c) **Grado de desempeño bajo** — Es aquel en el cual se presentan daños graves en los elementos no estructurales, inclusive no reparables.

DES — Capacidad especial de disipación de energía.

Diafragma — Conjunto de elementos estructurales, tal como una losa de entrepiso, que transmite las fuerzas

inerciales horizontales a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. El término diafragma incluye conjuntos arriostrados horizontales. Véase sistema de arriostramiento horizontal.

Diagonal — Es un elemento estructural que hace parte de un pórtico con diagonales. La diagonal puede ser concéntrica, en pórticos con diagonales de concreto reforzado o de acero estructural, o excéntrica en pórticos de acero estructural.

Diagonal concéntrica — Es una diagonal cuyos dos extremos llegan a conexiones entre viga y columna.

Diagonal excéntrica — Es una diagonal en la cual uno de sus extremos llega a la viga en un punto alejado de la conexión entre viga y columna. Solo se utiliza en pórticos de acero estructural con diagonales.

Diseñador arquitectónico — Es el arquitecto, con matrícula profesional vigente y facultado para este fin, bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos arquitectónicos de la edificación, quien los firma y suscribe la solicitud de licencia en la calidad prevista en el Formulario Único Nacional para la Solicitud de Licencias Urbanísticas y Reconocimiento de Edificaciones.

Diseñador de los elementos no estructurales — Es el profesional, arquitecto, ingeniero civil o ingeniero mecánico con matrícula profesional vigente y facultado para este fin, bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos de los elementos no estructurales de la edificación, quien los firma y suscribe la solicitud de licencia en la calidad prevista en el Formulario Único Nacional para la Solicitud de Licencias Urbanísticas y Reconocimiento de Edificaciones. Debe consultarse la sección A.1.3.6.5 del presente Reglamento NSR-10 respecto a las obligaciones que recaen en el constructor sobre los elementos no estructurales.

Diseñador estructural — Es el ingeniero civil, con matrícula profesional vigente y facultado para este fin, bajo cuya responsabilidad se realiza el diseño y los planos estructurales de la edificación, quien los firma y suscribe la solicitud de licencia en la calidad prevista en el Formulario Único Nacional para la Solicitud de Licencias Urbanísticas y Reconocimiento de Edificaciones.

DMO — Capacidad moderada de disipación de energía.

DMI — Capacidad mínima de disipación de energía.

Ductilidad — Capacidad que tiene un material estructural de resistir, sin fallar, deformaciones que lleven al material estructural más allá del límite elástico, o límite donde las deformaciones son linealmente proporcionales al esfuerzo o fuerza aplicada. (Véase capacidad de disipación de energía, pues muchas veces estos términos son confundidos.) Dependiendo del parámetro que describe las deformaciones, la ductilidad puede hacer referencia, entre otras, a:

- (a) **Ductilidad de curvatura** — cuando la ductilidad se mide con respecto a la curvatura de la sección del elemento estructural. La curvatura se define como el cociente entre el momento flector aplicado y la rigidez de la sección,
- (b) **Ductilidad de rotación** — cuando la ductilidad se mide con respecto a la rotación que tiene un sector longitudinal del elemento estructural. La rotación se define como la pendiente de la línea elástica del elemento medida con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento,
- (c) **Ductilidad de desplazamiento** — cuando la ductilidad se mide con respecto al desplazamiento o deflexión que tiene el elemento estructural. El desplazamiento se mide con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento, y
- (d) **Ductilidad de deformación** — cuando la ductilidad se mide con respecto a la deformación unitaria de una fibra paralela al eje neutro de la sección.

Edificación — Es una construcción cuyo uso primordial es la habitación u ocupación por seres humanos.

Edificación convencional — De acuerdo con el artículo 3 de la Ley 400 de 1997, se entiende por edificación convencional aquella estructura que está concebida de tal manera que su geometría, dimensiones generales, dimensiones de sus miembros estructurales, materiales estructurales empleados y procedimientos de dimensionamiento y determinación de la resistencia de sus miembros estructurales ante todas las sollicitaciones a que puedan verse afectados durante su vida útil, estén previstos dentro de la normativa y reglamentación contenida en el Reglamento NSR-10.

Edificación de atención a la comunidad — Son los equipamientos urbanos necesarios para atender emergencias, preservar la salud y la seguridad de las personas, tales como estaciones de bomberos, cuarteles de policía y fuerzas

militares, instalaciones de salud, sedes de organismos operativos de emergencias, entre otros.

Edificación no convencional — De acuerdo con el artículo 3 de la Ley 400 de 1997, se entiende por edificación no convencional aquella estructura que no cumple alguno o ningún requisito del Reglamento NSR-10, ni está prevista dentro de su alcance respecto a los materiales estructurales permitidos, los procedimientos de diseño aceptados por el Reglamento, las dimensiones permitidas, las calidades de los materiales estructurales exigidas, las solicitaciones y cargas que deban tenerse en cuenta en el diseño, o cualquier otro requisito exigido por el Reglamento. Para la construcción de edificaciones y estructuras no convencionales deberá cumplirse con lo previsto en el Capítulo II del Título III de la Ley 400 de 1997 sobre otros materiales y métodos alternos de diseño y construcción.

Edificaciones indispensables — Son aquellos equipamientos urbanos de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alternativo, tales como hospitales y centrales de operación y control de líneas vitales.

Efectos gravitacionales — Véase peso.

Elemento o miembro estructural — Componente del sistema estructural de la edificación. En las estructuras metálicas los dos términos no son sinónimos pues un miembro está compuesto por elementos. Por ejemplo en una viga con sección en I, la viga en sí es el miembro estructural, y su alma y alas son elementos del miembro.

Elemento colector — Es un elemento que sirve para transmitir las fuerzas inerciales generadas dentro del diafragma, hasta los elementos del sistema de resistencia sísmica.

Elemento de borde — Es un elemento que se coloca en los bordes de las aberturas, en el perímetro de los muros de cortante o en el perímetro de los diafragmas.

Elementos decorativos — Elementos constructivos de la edificación que hacen parte de los elementos no estructurales arquitectónicos, que cumplen una función estética, cuya falla o desprendimiento como consecuencia de los movimientos sísmicos de diseño no representan un peligro para la vida de los ocupantes de la edificación, ni para las zonas aledañas a ella. Para efectos del presente Reglamento NSR-10, los elementos decorativos no son objeto de diseño sísmico dentro de los elementos no estructurales arquitectónicos, ni son parte de los elementos objeto de supervisión técnica independiente. Cuando debido a su tamaño, masa y/o localización, el elemento decorativo represente un peligro para la vida, deberá ser incorporado en el diseño sísmico por parte del diseñador de elementos no estructurales.

Elementos flexibles (o sistemas flexibles) — Son aquellos cuya deformación, al ser solicitados por una fuerza horizontal, es significativamente mayor que la de los elementos adyacentes del sistema.

Elementos no estructurales — Elementos o componentes constructivos de una edificación que no hacen parte de la estructura o su cimentación y que deben diseñarse sísmicamente como protección a la vida de los ocupantes de la edificación, y de las zonas aledañas a ella, como consecuencia de la falla o desprendimiento del elemento no estructural, excluyendo los acabados y elementos decorativos los cuales no serán objeto de diseño sísmico ni de supervisión técnica independiente con la excepción de los enchapes de fachada, los cuales deben diseñarse sísmicamente y supervisarse. (Véase la sección I.2.1.2 del presente Reglamento NSR-10).

Efectos ortogonales — Son los que se producen en los elementos estructurales que pertenecen, simultáneamente, a sistemas resistentes situados en dos ejes ortogonales, cuando las fuerzas sísmicas actúan en una dirección distinta a la de estos dos ejes.

Efectos P-Delta — Son los efectos de segundo orden en los desplazamientos horizontales y fuerzas internas de la estructura, causados por la acción de las cargas verticales de la edificación al verse desplazadas horizontalmente.

Espectro — Es la colección de valores máximos, ya sea de aceleración, velocidad o desplazamiento, que tienen los sistemas de un grado de libertad durante un sismo.

Espectro de diseño — Es el espectro correspondiente a los movimientos sísmicos de diseño.

Espectro del umbral de daño — Es el espectro correspondiente a los movimientos sísmicos al nivel del umbral de daño.

Estructura — Es un ensamblaje de elementos, diseñado para soportar las cargas gravitacionales y resistir las fuerzas horizontales. Las estructuras pueden ser catalogadas como estructuras de edificaciones o estructuras diferentes a las de las edificaciones.

Falla geológica — Ruptura, o zona de ruptura, en la roca de la corteza terrestre cuyos lados han tenido movimientos paralelos al plano de ruptura.

Falla geológica activa — Falla geológica que se considera que es capaz de producir movimientos sísmicos. Para efectos del presente Reglamento una falla activa es aquella que haya tenido actividad sísmogénica recurrente durante el Cuaternario (véase A.2.9.3.1).

Fuerzas mayoradas — Son las fuerzas que han sido multiplicadas por sus respectivos coeficientes de carga, tal como los define B.2.1 de este Reglamento.

Fuerzas sísmicas — Son los efectos inerciales causados por la aceleración del sismo, expresados como fuerzas para ser utilizadas en el análisis y diseño de la estructura.

Grupo de uso — Clasificación de las edificaciones según su importancia para la atención y recuperación de las personas que habitan en una región que puede ser afectada por un sismo, o cualquier tipo de desastre.

Histéresis — Fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. En general hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos que están fuera del rango lineal, o elástico, de comportamiento. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos de histéresis.

Índice de deriva — Es la deriva del piso dividida por la altura del mismo.

Ingeniero geotecnista — Es el ingeniero civil, con matrícula profesional vigente y facultado para este fin, bajo cuya responsabilidad se realizan los estudios geotécnicos o de suelos, por medio de los cuales se fijan los parámetros de diseño de la cimentación, los efectos de amplificación de la onda sísmica causados por el tipo y estratificación del suelo subyacente a la edificación, y la definición de los parámetros del suelo que se deben utilizar en la evaluación de los efectos de interacción suelo-estructura, quien firma el estudio geotécnico y suscribe la solicitud de licencia en la calidad prevista en el Formulario Único Nacional para la Solicitud de Licencias Urbanísticas y Reconocimiento de Edificaciones.

Instalaciones indispensables — Véase edificaciones indispensables.

Interacción suelo-estructura — Es el efecto que tienen en la respuesta estática y dinámica de la estructura las propiedades de rigidez del suelo que da apoyo a la edificación, en conjunto con las propiedades de rigidez de la cimentación y de la estructura.

Interventor — Según la Ley 400 de 1997, modificada por la Ley 1229 de 2008, el Interventor, “Es el profesional, ingeniero civil, arquitecto o constructor en arquitectura e ingeniería, que representa al propietario durante la construcción de la edificación, bajo cuya responsabilidad se verifica que ésta se delate de acuerdo con todas las reglamentaciones correspondientes y siguiendo los planos, diseños y especificaciones realizados por los diseñadores.” La labor del interventor no reemplaza la labor que debe desarrollar el supervisor técnico independiente. Las labores u obligaciones de la interventoría estarán definidas en el contrato que celebren el propietario de la obra y el interventor.

Licencia de construcción — Acto por medio del cual se autoriza, a solicitud del interesado, la realización de obras en un predio con construcciones, cualquiera que ellas sean, acordes con el plan de ordenamiento territorial y las normas urbanísticas del distrito o municipio.

Licuación — Respuesta de los suelos sometidos a vibraciones, en la cual éstos se comportan como un fluido denso y no como una masa de suelo húmeda.

Líneas vitales — Infraestructura básica de redes, tuberías o elementos conectados o continuos, que permite la movilización de energía eléctrica, aguas, combustibles, información y el transporte de personas o productos, esencial

para realizar con eficiencia y calidad las actividades de la sociedad.

Mampostería estructural — Véanse las Definiciones en el Título D de éste Reglamento.

Masa — Cantidad de materia que posee un cuerpo. En el Sistema Internacional de Medidas (SI) se expresa en kilogramos, kg.

Método de la fuerza horizontal equivalente — Es el método de análisis sísmico en el cual los efectos de los movimientos sísmicos de diseño se expresan por medio de unas fuerzas horizontales estáticas equivalentes.

Método del análisis dinámico elástico — Es el método de análisis sísmico en el cual los efectos de los movimientos sísmicos de diseño se determinan por medio de la solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico, considerando que las propiedades de rigidez de la estructura permanecen dentro del rango de respuesta lineal o elástica.

Método del análisis dinámico inelástico — Es el método de análisis sísmico en el cual los efectos de los movimientos sísmicos de diseño se determinan por medio de la solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico, considerando que las propiedades de rigidez de la estructura se salen del rango de respuesta lineal o elástica.

Microzonificación sísmica — División de una región o de un área urbana, en zonas más pequeñas que presentan un cierto grado de similitud en la forma como se ven afectados los movimientos sísmicos, dadas las características de los estratos de suelo subyacente.

Modos de vibración — Son las diferentes formas de vibración propias de la estructura. A cada modo de vibración corresponde una frecuencia de vibración propia. La respuesta dinámica de la estructura, en el rango elástico, se puede expresar como la superposición de los efectos de los diferentes modos. Una estructura tiene tantos modos de vibración, como grados de libertad tenga.

Modo fundamental — Es el modo de vibración correspondiente al período fundamental de la estructura en la dirección horizontal de interés.

Movimientos sísmicos de diseño — Es una caracterización de los movimientos del terreno, en el sitio donde se encuentra localizada la edificación, que se producirían como consecuencia de la ocurrencia del sismo de diseño.

Movimientos sísmicos para el umbral de daño — Es una caracterización de los movimientos del terreno, en el sitio donde se encuentra localizada la edificación, que se producirían como consecuencia de la ocurrencia del sismo correspondiente al umbral de daño.

Movimiento telúrico — Movimiento de la corteza terrestre. Véase sismo.

Muro de carga — Es un muro estructural, continuo hasta la cimentación, que soporta principalmente cargas verticales.

Muro de cortante — Véase muro estructural.

Muro divisorio o partición — Es un muro que no cumple una función estructural y que se utiliza para dividir espacios.

Muro estructural — Es un muro, de carga o no, que se diseña para resistir fuerzas horizontales, de sismo o de viento, paralelas al plano del muro.

Muro no estructural — Véase muro divisorio.

Nivel (medido desde la base) de un piso en la colindancia — Es la suma de las alturas de piso en la colindancia medidas desde la base hasta la parte superior del piso bajo estudio.

Número de pisos aéreos de la edificación — Para efectos de la aplicación de la reglamentación de separación entre edificaciones de A.6.5.2, el máximo número de pisos aéreos de una edificación corresponde al número de losas de entrepiso aéreas, contando dentro de ellas la cubierta como una losa de entrepiso, y sin contar los sótanos. Una losa de entrepiso aérea es aquella que no está en contacto con el terreno en ningún punto. Cuando un piso tenga más de 6 m de altura, se contará como dos pisos para efectos de calcular el número de pisos aéreos de la edificación.

Número de pisos aéreos en la colindancia — Corresponde al número de pisos aéreos de la edificación, que se extienden hasta el paramento del lote de terreno en la zona de colindancia bajo estudio. Cuando un piso en la colindancia tenga más de 6 m de altura, se contará como dos pisos para efectos de calcular el número de pisos aéreos de la edificación en la colindancia.

Perfil de suelo — Son los diferentes estratos de suelo existentes debajo del sitio de la edificación.

Período de vibración, T — Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que éste se repita.

Período de vibración fundamental — Es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés.

Peso — Efecto gravitacional sobre la masa. Se obtiene de multiplicar la masa en kg, por la aceleración debida a la gravedad, g ($g = 9.8 \text{ m/s}^2$). Se expresa en newtons, N ($1 \text{ N} = 1 \text{ kg} \cdot 1 \text{ m/s}^2$).

Piso — Es el espacio comprendido entre dos niveles de una edificación. Piso x es el que está debajo del nivel x .

Piso flexible — Es aquel en el cual la rigidez ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, es menor que el 70% de la rigidez ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, del piso inmediatamente superior.

Piso débil — Es aquel en el cual la resistencia ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, del piso es menor que el 70% de la resistencia ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, del piso inmediatamente superior.

Planos finales de cimentación y estructura de la obra (Planos récord) — De acuerdo con el artículo 6 de la Ley 1796 de 2016, los Planos Récord corresponden a los planos actualizados por el constructor responsable, en los cuales se registra la cimentación y estructura de la edificación tal como quedó construida definitivamente y que incorporan todas las modificaciones que se realizaron durante el desarrollo de la construcción. Incluyen el estudio geotécnico actualizado cuando hubo variaciones en la construcción de la cimentación y los planos estructurales de la edificación. El Supervisor Técnico Independiente debe suscribir, antes de emitir el Certificado Técnico de Ocupación, los planos finales de cimentación y estructura de la obra (Planos récord) como constancia de que autorizó las modificaciones realizadas y se abstendrá de hacerlo en los casos en los cuales las modificaciones no hayan sido aprobadas por el curador urbano o la autoridad municipal o distrital competente, como una modificación a la licencia de construcción original.

Plastificación progresiva, método de — Método de análisis no lineal estático conocido en inglés con el nombre de “push-over” (Véase Apéndice A-3).

Pórtico — Es un conjunto de vigas, columnas y, en algunos casos, diagonales, todos ellos interconectados entre sí por medio de conexiones o nudos que pueden ser, o no, capaces de transmitir momentos flectores de un elemento a otro. Dependiendo de sus características tiene las siguientes denominaciones:

Pórtico arriostrado — Véase la definición de pórtico con diagonales.

Pórtico-cercha de acero resistente a momentos — Pórtico en el que las vigas son cerchas cuyo tramo central, denominado segmento especial, se diseña para que actúe como elemento disipador de energía, de modo que todos los elementos diferentes al segmento especial permanezcan en el rango elástico.

Pórtico con diagonales — Pórtico compuesto por vigas, columnas y diagonales excéntricas, o concéntricas, que se utiliza primordialmente para resistir fuerzas horizontales. Sus elementos trabajan principalmente deformándose axialmente, como en una cercha. Sus nudos pueden, o no, ser capaces de transmitir momentos flectores, dependiendo del material estructural que se emplee.

Pórtico con diagonales concéntricas — Es un pórtico con diagonales en el cual éstas llegan a los nudos conformados por las conexiones entre vigas y columnas.

Pórtico con diagonales excéntricas — Es un pórtico, de acero estructural, con diagonales que cumple los requisitos

presentados en el Capítulo F.3.

Pórtico de acero con diagonales restringidas a pandeo — Es un pórtico con diagonales cuyo pandeo se restringe mediante el empleo de camisas rellenas de concreto.

Pórtico espacial — Es un sistema estructural tridimensional, que no tiene muros de carga, compuesto por elementos interconectados de tal manera que el conjunto actúe como una unidad, con o sin la ayuda de diafragmas horizontales o sistemas de arriostramiento horizontal. (Véase pórtico plano).

Pórtico losa-columna — Es un sistema estructural tridimensional aporticado en el cual las losas cumplen la función de las vigas. Este sistema tiene numerosas restricciones impuestas por el Reglamento en su uso. Véase reticular cedulado.

Pórtico no arriostrado — Es un pórtico resistente a momentos que soporta las fuerzas horizontales por medio de momentos flectores en sus elementos, y que no tiene diagonales ni muros estructurales.

Pórtico no resistente a momentos — Es un pórtico cuyas conexiones no son resistentes a momentos y que por lo tanto es inestable ante una sollicitación de fuerzas horizontales, a menos que la responsabilidad de la resistencia ante estas fuerzas sea atendida por diagonales dentro del mismo pórtico o por conjuntos de elemento estructurales, tales como muros estructurales o pórticos con diagonales.

Pórtico para carga verticales — Es un pórtico espacial diseñado para resistir únicamente cargas verticales.

Pórtico plano — Es un pórtico en el cual todos sus elementos están contenidos dentro de un plano vertical. Este tipo de pórticos no puede utilizarse a menos que existan elementos estructurales que restrinjan los desplazamientos en la dirección perpendicular al plano del pórtico, tales como otros pórticos o muros estructurales y que exista un diafragma que amarre horizontalmente el conjunto. (Véase A.3.1.5) Los enlaces entre pórticos planos a través de la viguetería del sistema de entrepiso no se consideran adecuados para efectos de restringir los desplazamientos en la dirección perpendicular al plano de pórtico, caso en el cual deben disponerse vigas paralelas a la viguetería que enlacen las columnas y conformen un pórtico espacial.

Pórtico resistente a momentos — Es un pórtico espacial en el cual sus miembros y nudos son capaces de resistir las fuerzas, principalmente, por flexión.

Pórtico resistente a momentos, sin capacidad de disipación de energía — Es un pórtico de concreto reforzado que no cumple con los requisitos especiales de detallado del refuerzo para lograr un comportamiento dúctil, o que no está dispuesto espacialmente y no tiene resistencia ante fuerzas horizontales en la dirección perpendicular a su propio plano.

Pórtico resistente a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES) — Es un pórtico espacial diseñado de acuerdo con las disposiciones correspondientes del Capítulo C.21 cuando es de concreto reforzado o del Capítulo F.3 cuando es de acero estructural.

Pórtico resistente a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) — Es un pórtico espacial diseñado de acuerdo con las disposiciones correspondientes del Capítulo C.21 cuando es de concreto reforzado o de los Capítulos F.1 y F.2 cuando es de acero estructural.

Pórtico resistente a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) — Es un pórtico espacial, diseñado de acuerdo con las disposiciones correspondientes del Capítulo C.21 cuando es de concreto reforzado, o del Capítulo F.3 cuando es de acero estructural.

Probabilidad — Es el cociente del número de casos que realmente ocurren, dividido por el número total de casos posibles.

Propietario — Para efectos de este Reglamento NSR-10, es la persona, natural o jurídica, titular de derechos reales principales, poseedor, propietario del derecho de dominio a título de fiducia y los fideicomitentes de las mismas fiducias, a nombre de la cual se expide la licencia de construcción y quien suscribe la solicitud de licencia en la calidad prevista en el Formulario Único Nacional para la Solicitud de Licencias Urbanísticas y Reconocimiento de Edificaciones. En los casos de patrimonios autónomos en los que el fiduciario ostente la titularidad del predio y/o de la licencia de construcción, se deberá prever en el correspondiente contrato fiduciario quien es el responsable de cumplir

las obligaciones que el Reglamento NSR-10 exige a los propietarios. ||

Resistencia — Es la capacidad útil de una estructura, o de sus miembros, para resistir cargas, dentro de los límites de deformación establecidos en este Reglamento.

Reticular celulado — Es un tipo de pórtico losa-columna, en el cual la losa trabaja en dos direcciones y es aligerada en las zonas lejanas de las columnas y maciza, o con capiteles, en las zonas aledañas a las columnas. Este sistema tiene numerosas restricciones impuestas por el Reglamento en su uso.

Revisor de oficio — Es el curador urbano o la autoridad municipal o distrital a cargo de la expedición de las licencias urbanísticas quien debe constatar previamente que la edificación propuesta cumple los requisitos exigidos por la Ley 400 de 1997 y el presente Reglamento NSR-10, mediante la revisión de los planos, memorias y estudios de los diferentes diseños mencionados en el Título III de la Ley 400 de 1997. Para tal fin, el curador urbano o la autoridad municipal o distrital a cargo de la expedición de las licencias urbanísticas debe contar con el apoyo de un grupo interdisciplinario de profesionales que cumplan con las calidades previstas en el Título VI de la Ley 400 de 1997. (Véase la sección A.1.3.7.1 del presente Reglamento NSR-10.) ||

Revisor independiente de los diseños de elementos no estructurales — Es el ingeniero civil, arquitecto o ingeniero mecánico con matrícula profesional vigente, diferente del diseñador de los elementos no estructurales, e independiente laboralmente de él, que revisa los diseños de los elementos no estructurales con el objeto de verificar el cumplimiento de la reglamentación establecida en el Apéndice A-9 del presente Reglamento NSR-10 y suscribe la solicitud de licencia en la calidad prevista en el Formulario Único Nacional para la Solicitud de Licencias Urbanísticas y Reconocimiento de Edificaciones. Las personas jurídicas que tengan por objeto adelantar la labor de revisión independiente de los diseños de elementos no estructurales, designarán a profesionales debidamente facultados que no podrán intervenir en cualquier otra operación del proyecto. ||

Revisor independiente de los diseños estructurales — Es el ingeniero civil con matrícula profesional vigente, diferente del diseñador estructural, e independiente laboralmente de él, que revisa los diseños estructurales con el objeto de verificar el cumplimiento de la reglamentación establecida en el Apéndice A-6 del presente Reglamento NSR-10 y suscribe la solicitud de licencia en la calidad prevista en el Formulario Único Nacional para la Solicitud de Licencias Urbanísticas y Reconocimiento de Edificaciones. Las personas jurídicas que tengan por objeto adelantar la labor de revisión independiente de los diseños estructurales, designarán a profesionales debidamente facultados que no podrán intervenir en cualquier otra operación del proyecto. ||

Revisor independiente de los estudios geotécnicos — Es el ingeniero civil con matrícula profesional vigente, diferente del ingeniero geotecnista, e independiente laboralmente de él, que revisa los estudios geotécnicos con el objeto de verificar el cumplimiento de la reglamentación establecida en el Título H del presente Reglamento NSR-10 y suscribe la solicitud de licencia en la calidad prevista en el Formulario Único Nacional para la Solicitud de Licencias Urbanísticas y Reconocimiento de Edificaciones. Las personas jurídicas que tengan por objeto adelantar la labor de revisión independiente de los estudios geotécnicos, designarán a profesionales debidamente facultados que no podrán intervenir en cualquier otra operación del proyecto. ||

Riesgo sísmico — Corresponde a la determinación de las consecuencias económicas y sociales, expresada en términos monetarios, o de víctimas, respectivamente, para el sitio de interés en función de su probabilidad de excedencia para un tiempo de exposición dado.

Rigidez de piso — Para un piso x , es el cociente entre el cortante de piso, V_x , y la deriva que éste cortante produce en el piso.

Riostra — Véase diagonal.

Riostra del diafragma (riostra transmisora, amarre, elemento colector) — Es el elemento de un diafragma, paralelo a la fuerza aplicada, que recoge y transmite el cortante del diafragma a los elementos resistentes verticales o el que distribuye las fuerzas dentro del diafragma. Estos miembros pueden estar sometidos a efectos axiales de tensión o de compresión. Véase sistemas de arriostamiento horizontal.

Sello seco registrado — Según la Ley 400 de 1997 es: “Marca realzada que queda colocada sobre un plano de construcción y que reemplaza la firma del diseñador responsable de los diseños y estudios expresados en él. La marca que produce debe contener el nombre del profesional, su profesión (ingeniero civil, arquitecto, etc.) y el número ||

de la matrícula profesional". En tanto se designe a la autoridad encargada del Sello seco registrado por parte de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sísmo Resistentes, éste no podrá ser exigido en ningún trámite o documento.

Separación sísmica en la colindancia — Es la distancia horizontal en dirección perpendicular al plano vertical levantado sobre el lindero entre los dos lotes de terreno, medida desde la losa de entrepiso de la edificación hasta este plano.

Sismo, temblor o terremoto — Vibraciones de la corteza terrestre inducidas por el paso de ondas sísmicas provenientes de un lugar o zona donde han ocurrido movimientos súbitos de la corteza terrestre.

Sismo característico — Es un sismo definido para una falla activa que tiene una magnitud igual al mejor estimativo que pueda hacerse sobre la máxima magnitud que pueda ocurrir en la falla, pero no menor que la mayor magnitud que haya ocurrido históricamente en la falla.

Sismo de diseño — Es la caracterización de los movimientos sísmicos mínimos que deben utilizarse en la realización del diseño sísmo resistente. Para efectos del presente Reglamento, es un sismo cuyos efectos en el lugar de interés tienen una probabilidad de sólo diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, lo cual conduce a un período promedio de retorno de 475 años. El diseño sísmo resistente tiene dentro de sus objetivos la protección de la vida ante la ocurrencia del sismo de diseño.

Sismo de seguridad limitada - Es la caracterización de los movimientos sísmicos que pueden utilizarse alternativamente en la evaluación e intervención de ciertas estructuras existentes. Para efectos del presente Reglamento, es un sismo cuyos efectos en el lugar de interés tienen una probabilidad del veinte por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, lo cual corresponde a un período promedio de retorno de 225 años. Su uso está sometido a las limitaciones dadas en A.10.3.

Sismo del umbral de daño — Es un sismo cuyos efectos en el lugar de interés tienen una probabilidad del ochenta por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, lo cual conduce a un período promedio de retorno de 31 años. Corresponde a un sismo de intensidad relativamente baja, ante cuya ocurrencia no deben producirse daños a los elementos estructurales y no estructurales, que en caso de que ocurran, éstos deben ser reparables y no deben interferir con el funcionamiento de la edificación.

Sistema combinado — Es un sistema estructural en el cual las cargas verticales son resistidas por un pórtico, resistente a momentos o no, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales. (Véase A.3.2.1.2).

Sistema de muros de carga — Es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son llevadas hasta la cimentación por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales. (Véase A.3.2.1.1).

Sistema de pórtico — Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, no arriostrado, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales. (Véase A.3.2.1.3).

Sistema dual — Es el sistema estructural resultante de la combinación de un pórtico espacial resistente a momentos (de capacidad moderada o alta de disipación de energía) con muros estructurales o pórticos con diagonales, diseñado de acuerdo con A.3.2.1.4.

Sistema de arriostramiento horizontal — Es un sistema de cercha, o armadura, horizontal que cumple las mismas funciones de un diafragma.

Sistema de resistencia sísmica — Es aquella parte de la estructura que según el diseño aporta la resistencia requerida para soportar los movimientos sísmicos de diseño.

Sistema Internacional de Medidas (SI) — El sistema SI se estableció en la Decimoprimer Conferencia Mundial de Pesos y Medidas, que tuvo lugar en Sevres, Francia, en 1960. Por medio del Decreto 1731 de 18 de Septiembre de 1967, el único sistema de medidas permitido en el país es el Sistema Internacional de Medidas SI. El sistema está basado en siete unidades básicas, que son para longitud el metro (m), para masa el kilogramo (kg), para tiempo el segundo (s), para corriente eléctrica el amperio (A), para temperatura el kelvin (K), para intensidad luminosa el

candela (cd) y para cantidad de sustancia el mol (mol). Para efectos del presente Reglamento se utilizan las siguientes unidades:

Unidades básicas — para distancia el metro (m), para masa el kilogramo (kg), y para tiempo el segundo (s).

Unidades suplementarias — para ángulo plano el radian (rad)

Unidades derivadas — para frecuencia el hertz (Hz) [$1 \text{ Hz} = 1 \text{ s}^{-1}$], para fuerza el newton (N) [$1 \text{ N} = 1 \text{ kg} \cdot \text{m/s}^2$], para esfuerzo, o fuerza por unidad de área, el pascal (Pa) [$1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2$], y para energía o trabajo el joule (J) [$1 \text{ J} = \text{N} \cdot \text{m}$]

El sistema SI utiliza los siguientes prefijos:

exa	E	10^{18}	1 000 000 000 000 000 000.
peta	P	10^{15}	1 000 000 000 000 000.
tera	T	10^{12}	1 000 000 000 000.
giga	G	10^9	1 000 000 000.
mega	M	10^6	1 000 000.
kilo	k	10^3	1 000.
mili	m	10^{-3}	0.001
micro	μ	10^{-6}	0.000 001
nano	n	10^{-9}	0.000 000 001
pico	p	10^{-12}	0.000 000 000 001
femto	f	10^{-15}	0.000 000 000 000 001
atto	a	10^{-18}	0.000 000 000 000 000 001

Con el fin de evitar confusión en el uso del sistema SI, existen las siguientes reglas aceptadas internacionalmente respecto a la sintaxis que debe emplearse:

- (a) Nunca se intercambian minúsculas y mayúsculas: mm y no MM, o kg y no KG.
- (b) Los símbolos no se alteran en el plural: kg, y no kgs.
- (c) No se deja espacio entre el prefijo y el símbolo: MPa y no M Pa.
- (d) No se agrega punto al final del símbolo, a menos que sea el punto final de una oración.
- (e) Los símbolos no son abreviaturas, por lo tanto: Pa y no Pasc, m y no mts.
- (f) En los productos de símbolos se utiliza un punto levantado: kN · m.
- (g) En los cocientes se utiliza un solo símbolo de división, o pueden utilizarse potencias negativas: kg/(m · s), o $\text{kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$, pero no kg/m/s.
- (h) Puede utilizarse punto, o coma, para indicar los decimales, dependiendo de la costumbre local. Esto significa que ninguno de los dos se debe utilizar para separar grupos de dígitos, para esto se utiliza un blanco. Ejemplo: $g = 9.806\ 650 \text{ m/s}^2$.
- (i) Para números menores que la unidad, nunca se omite el cero inicial: 0.123 y no .123.
- (j) Debe haber siempre un espacio entre el número y las unidades: 12.3 m/s, excepto cuando se trata de grados Celsius: 12°C.
- (k) La unidades cuyo nombre es el apellido de un científico, se emplean con mayúscula: N, Pa, etc., pero cuando se refiere a ellas no se utiliza la mayúscula: pascuales, etc.

Solicitaciones — Son las fuerzas u otras acciones que afectan la estructura, dentro de las cuales se cuentan: los efectos gravitacionales sobre su propia masa, o peso propio, las cargas generadas por los elementos no estructurales, por sus ocupantes y sus posesiones, los efectos ambientales tales como el viento o el sismo, los asentamientos diferenciales, y los cambios dimensionales causados por variaciones en la temperatura o efectos reológicos de los materiales. En general corresponden a todo lo que puede afectar la estructura.

Supervisión técnica independiente — Se entiende por Supervisión Técnica Independiente la verificación del cumplimiento de la cimentación, construcción de la estructura y de los elementos no estructurales de la edificación a los estudios, planos, diseños y especificaciones realizadas por el ingeniero geotecnista, el diseñador estructural y el diseñador de elementos no estructurales, respectivamente, que hacen parte de la correspondiente licencia de construcción. La supervisión técnica independiente está reglamentada en el Título I del presente Reglamento NSR-10. (Véase la sección I.2.1.2 del presente Reglamento NSR-10).

Supervisor técnico independiente — Es el profesional, ingeniero civil, arquitecto, constructor en arquitectura e ingeniería o ingeniero mecánico (solo para estructuras metálicas o prefabricadas), con matrícula profesional vigente y facultado para este fin, bajo cuya responsabilidad se realiza la supervisión técnica independiente. El alcance de la supervisión técnica independiente está definido en el Título I de este Reglamento NSR-10. Parte de las labores de supervisión pueden ser delegadas por el supervisor técnico independiente en personal técnico auxiliar, el cual trabajará bajo su dirección y responsabilidad. Cuando una persona jurídica realiza simultáneamente la interventoría y

la supervisión técnica independiente, el interventor y el supervisor técnico independiente deben ser personas naturales diferentes con el fin de no incurrir en una, o más, de las causales de incompatibilidad establecidas en el artículo 14 de la Ley 1796 de 2016. Las personas jurídicas que tengan por objeto adelantar la labor de supervisión técnica independiente, designarán a profesionales debidamente facultados que no podrán intervenir en cualquier otra operación del proyecto. (Véase la sección I.2.1.2 del presente Reglamento NSR 10)..

Temblor, terremoto — Véase sismo.

Titular de la licencia — Para efectos de este Reglamento NSR-10, es la persona, natural o jurídica, titular de derechos reales principales, poseedor, propietario del derecho de dominio a título de fiducia y los fideicomitentes de las mismas fiducias, a nombre de la cual se expide la licencia de construcción. (Véase el artículo 2.2.6.1.2.1.5 del Decreto 1077 de 2015).

Umbral de daño — Corresponde al nivel de movimiento sísmico a partir del cual se pueden presentar daños a los elementos estructurales y no estructurales.

Velocidad de la onda de cortante — Es la velocidad con que se desplaza la onda sísmica de cortante dentro de un suelo.

Vulnerabilidad — Es la cuantificación del potencial de mal comportamiento de una edificación con respecto a alguna sollicitación.

Zona de amenaza sísmica (baja, intermedia o alta) — Son regiones del país donde la amenaza sísmica se considera baja, intermedia o alta, tal como se define en A.2.3. Los requisitos de análisis y diseño estructural varían de una zona a otra.

A.13.2 — NOMENCLATURA

La nomenclatura siguiente corresponde a las variables utilizadas en el Título A de este Reglamento:

- a_p = coeficiente de amplificación dinámica del elemento no estructural. Véase el Capítulo A.9.
- a_x = aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, o sobre el elemento no estructural, localizado en el piso x . Véanse los Capítulos A.8 y A.9.
- A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- A_d = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para el umbral de daño, dado en A.12.2.
- A_e = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada, dado en A.10.3.
- A_s = aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero, Véanse ecuaciones A.3.6-3, A.8.2-1 o A.9.4-2.
- A_v = coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- A_x = coeficiente de amplificación de la torsión accidental en el nivel x , definido en A.3.6.7.
- a_i = aceleración en el nivel i , Véanse ecuaciones A.3.6-3 y A.8.2-1.
- C_t = coeficiente utilizado para calcular el período de la estructura, definido en A.4.2.2
- C_u = coeficiente utilizado para calcular el período máximo permisible la estructura, definido en A.4.2.1
- C_{vx} = coeficiente definido en A.4.3.
- d_c = es la suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.
- d_i = espesor del estrato i , localizado dentro de los 30 m superiores del perfil
- d_s = es la suma de los espesores de los m estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.
- E = fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E = F_s/R$), o ($E = F_p/R_p$), o fuerzas sísmicas reducidas para

- revisión de la estructura existente y diseño de la ampliación ($E = F_s / R'$).
- E_d** = fuerzas sísmicas del umbral de daño. Véase el Capítulo A.12.
- f_i** = fuerza sísmica horizontal en el nivel *i* para ser utilizada en la ecuación A.4.2-1.
- F_a** = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.
- F_i** = parte del cortante sísmico en la base que se genera en el nivel *i*, véase A.3.6.6.
- F_i, F_x** = fuerzas sísmicas horizontales en los niveles *i* o *x* respectivamente. Véase A.4.3.
- F_p** = fuerza horizontal sobre un elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, o elemento no estructural, componente o equipo de una edificación, aplicada en su centro de masa. Véanse los Capítulos A.8 y A.9
- F_s** = fuerzas sísmicas, véase A.3.1.1, o fuerzas sísmicas equivalentes, véase
- F_v** = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional, dado en A.2.4.5.
- F_{xm}** = parte del cortante sísmico modal **V_m** que se genera en el nivel *x*, de acuerdo con A.5.4.
- g** = aceleración debida a la gravedad ($g = 9.8 \text{ m/s}^2$).
- h_{eq}** = altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación, véase A.3.6.8.2, A.8.2.1.1 y A.9.4.2.1.
- h_i** = altura en metros, medida desde la base, del nivel *i*, véase A.3.6.8.2, A.8.2.1.1 y A.9.4.2.1.
- h_i, h_x** = altura en metros, medida desde la base, del nivel *i* o *x*. Véase A.4.3.2.
- h_n** = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio, véase A.3.6.8.2, A.4.2.2, A.8.2.1.1 y A.9.4.2.1.
- h_pⁱ** = altura del piso *i*, medida desde la superficie del diafragma del piso *i* hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior, *i* - 1. Véanse los Capítulos A.4, A.6 y A.12.
- H** = espesor total en *m* de los estratos de suelos cohesivos.
- I** = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.
- IP** = índice de plasticidad, el cual se obtiene cumpliendo la norma ASTM D 4318.
- j** = índice de una de las direcciones ortogonales principales en planta, puede ser *x* o *y*. Véase el Capítulo A.6.
- k** = exponente relacionado con el período fundamental de la edificación dado en A.4.3.2.
- m_i** = parte de **M** que está colocada en el nivel *i*, en kg. Véase A.4.3.2.
- m_i, m_x** = parte de **M** que está colocada en el nivel *i* o *x* respectivamente. Véanse los Capítulos A.3 y A.4.
- M** = masa total de la edificación — **M** debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5 (en kg).
- M_p** = masa de un elemento o componente, en kg. Véanse los Capítulos A.3, A.8, y A.9.
- M̄_j** = masa actuante total de la edificación en la dirección *j*. Ecuación A.5.4-1.
- M̄_m** = masa efectiva modal del modo *m*, determinada de acuerdo con la ecuación A.5.4-2.
- N** = número de pisos de la edificación por encima de la base.
- N_{ef}** = resistencia efectiva. Véase el Capítulo A.10.
- N_{ex}** = resistencia existente. Véase el Capítulo A.10.
- N_i** = número de golpes por pío obtenido en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, sin hacerle corrección por energía N60. El valor de **N_i** usado para obtener el valor medio, no debe exceder 100.
- p** = número total de modos utilizado en el análisis modal de la estructura. Véase el Capítulo A.5.
- P_i** = suma de la carga vertical total, incluyendo muerta y viva, que existe en el piso *i*, y todos los pisos localizados por encima. Para el cálculo de los efectos P-Delta de diseño, no hay necesidad que los coeficientes de carga de sean mayores que la unidad. Véase el Capítulo A.6.
- Q_i** = índice de estabilidad del piso *i* utilizado en la evaluación de los efectos P-Delta. Véase A.6.2.3.

- r_j = proyección, sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección en estudio, j , de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés. Véase el Capítulo A.6.
- 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.
- R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.
- R_C = coeficiente de capacidad de disipación de energía definido para la zona de períodos cortos menores de T_C en función del valor de R , cuando se exige así en los estudios de microzonificación. Definido en la ecuación A.2.9-1
- R_p = coeficiente de capacidad de disipación de energía del elemento no estructural y su sistema de soporte. Se da en las Tablas A.9.5-1 y A.9.6-1.
- s_{ui} = es la resistencia al corte no drenado en kPa (kgf/cm²) del estrato i , la cual no debe exceder 250 kPa (2.5 kgf/cm²) para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma NTC 1527 (ASTM D 2166) o la norma NTC 2041 (ASTM D 2850).
- \bar{S} = coeficiente de sitio para ser empleado en el espectro sísmico del umbral de daño ($\bar{S} = 1.25F_v$). ||
- S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T . Está definido en A.2.6.
- S_{ad} = valor del espectro sísmico del umbral de daño, para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal para el umbral de daño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T . Está definido en A.12.3.
- S_{am} = valor del espectro de aceleraciones de diseño para el período de vibración T_m , correspondiente al modo de vibración m . Véase el Capítulo A.5.
- S_d = valor del espectro de desplazamientos de diseño para un período de vibración dado. Máximo desplazamiento horizontal de diseño, expresado en m, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T . Está definido en A.2.6.3.
- S_v = valor del espectro de velocidades de diseño para un período de vibración dado. Máxima velocidad horizontal de diseño, expresada en m/s, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T . Está definido en A.2.6.2.
- T = período fundamental del edificio como se determina en A.4.2.
- T_0 = período de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones, en s.
- T_a = período de vibración fundamental aproximado, en segundos, calculado de acuerdo con A.4.2.
- T_C = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo. Véase A.2.6.
- T_{Cd} = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro sísmico del umbral de daño para períodos cortos y la parte descendiente del mismo. Véase el Capítulo A.12.
- T_L = período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño, para períodos largos. (Véase A.2.6).
- T_{Ld} = período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de umbral de daño, para períodos largos. (Véase A.12.3.4).
- T_m = período de vibración correspondiente al modo de vibración m , en segundos. Véase el Capítulo A.5.
- T_s = período de vibración fundamental, en segundos, del depósito de suelo subyacente en el sitio. Véase A.2.4.
- v_{si} = velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i , medida en campo, en m/s.
- V_{mj} = cortante sísmico en la base correspondiente al modo m en la dirección horizontal j . Véase el Capítulo A.5.

- V_i, V_x = fuerza cortante del piso i o x , respectivamente, en la dirección en estudio, sin dividir por R . Se determina por medio de las ecuaciones del numeral A.4.3. Corresponde a la suma de las fuerzas horizontales sísmicas de diseño que se aplican al nivel i o x , y todos los niveles localizados por encima de él.
- V_s = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4.
- V_{sd} = cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas del umbral de daño. Véase A.12.4.
- V_{tj} = cortante sísmico total en la base en la dirección horizontal j . Véase el Capítulo A.5.
- V_x = fuerza cortante sísmica en el nivel x . Véase A.3.6.6.
- w = contenido de agua en porcentaje, el cual se determina por medio de la norma NTC 1495 (ASTM D 2166).
- α = exponente para ser utilizado en el cálculo del período aproximado T_a . Véase A.4.2.2.
- $\delta_{cm,j}^i$ = desplazamiento horizontal, del centro de masa del piso i , en la dirección j . Véase el Capítulo A.6.
- δ_i = desplazamiento horizontal del nivel i con respecto a la base de la estructura, debido a las fuerzas horizontales f_i , para ser utilizado en la ecuación A.4.2-1, o desplazamiento horizontal del centro de masas del nivel i de la estructura, en metros, utilizado en el Capítulo A.6.
- δ_{max} = desplazamiento horizontal máximo en el nivel x . Véase ecuación A.3.6-2.
- $\delta_{pd,j}^i$ = desplazamiento horizontal adicional, del centro de masa del piso i , causado por efectos P-Delta, en la dirección j . Véase el Capítulo A.6.
- δ_{prom} = promedio de los desplazamientos horizontales en puntos extremos de la estructura en el nivel x . Véase ecuación A.3.6-2.
- $\delta_{t,j}^i$ = desplazamiento horizontal adicional causado por efectos de torsión, de cualquier punto del diafragma del piso i , en la dirección j . Véase el Capítulo A.6.
- $\delta_{tot,j}^i$ = desplazamiento total horizontal, de cualquier punto del diafragma del piso i en la dirección j . Véase el Capítulo A.6.
- $\Delta_{cm,j}^i$ = deriva del piso i , en la dirección bajo estudio, j , medida en el centro de masa del piso, como la diferencia entre el desplazamiento horizontal del piso i menos el del piso $i-1$ en la misma dirección j . Véase el Capítulo A.6.
- Δ_j^i = deriva del piso i en la dirección principal en planta j .
- Δ_{max}^i = deriva máxima de diseño para cualquier punto del piso i . Véase el Capítulo A.6.
- 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_e = coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura. Véase A.10.4.3.4.
- ϕ_c = coeficiente de reducción de resistencia por calidad del diseño y construcción de la estructura. Véase A.10.4.3.4.
- ϕ_{ij}^m = amplitud de desplazamiento del nivel i de la edificación, en la dirección j , cuando está vibrando en el modo m . Véase el Capítulo A.5.
- 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.
- Ω_0 = coeficiente de sobrerresistencia. Véase A.3.3.9.
- θ_i = rotación alrededor de un eje vertical que pasa por el centro de masa del piso i , causada por los efectos torsionales, en radianes. Véase el Capítulo A.6.

APÉNDICE A-1

DISEÑO SISMO RESISTENTE DE ESTRUCTURAS QUE NO ESTÁN CUBIERTAS DENTRO DE LA DEFINICIÓN DE EDIFICACIONES DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES NSR-10

A-1.1 — GENERALIDADES

A-1.1.1 — PROPÓSITO DEL APÉNDICE A-1 — Los requisitos técnicos y científicos de sismo resistencia y de diseño de los materiales estructurales cubiertos en el presente Reglamento NSR-10, pueden aplicarse en el diseño de estructuras y construcciones que no sean consideradas edificaciones, o que tengan comportamiento dinámico diferente del de edificaciones convencionales, pero que hagan parte de construcciones que sean necesarias para el cumplimiento del deber constitucional de preservar la vida y la salubridad de los colombianos ante la ocurrencia de un sismo u otro desastre natural y que requiere de la correcta operación de estas construcciones para preservarlas. En esta medida, debe efectuarse una utilización correcta de los requisitos de sismo resistencia del Reglamento NSR-10, con las limitaciones y salvedades que se presentan en el Apéndice A 1.

A-1.1.2 — ALCANCE DEL APÉNDICE A-1 — Dentro del alcance del Apéndice A-1, se establece la forma correcta de aplicación de los requisitos técnicos y científicos de sismo resistencia y de diseño de los materiales estructurales cubiertos por el presente Reglamento NSR-10, teniendo en cuenta la adopción del documento “AIS 180-13 Recomendaciones para requisitos sísmicos de estructuras diferentes de edificaciones” desarrollado por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS, el cual fue revisado por la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, en la reunión del día 19 de noviembre de 2012, según consta en el Acta No. 108 de la Comisión. El documento AIS 180-13 está basado en el documento “ASCE 7-10 *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*” desarrollado por la American Society of Civil Engineers – ASCE, y que a su vez fue el documento base de parte de los requisitos de los Títulos A y B del Reglamento NSR-10. La adopción de estos requisitos dentro del Reglamento NSR-10 se fundamenta en la protección de la vida cuando a estas estructuras tenga acceso el público en general, y a la preservación de la salubridad de los colombianos cuando su operación dependa de la sismo resistencia de estas estructuras, las cuales pueden ser, o no, parte de conjuntos habitacionales, tales como piscinas y tanques de agua potable, las instalaciones de tratamiento de agua potable o residual, y otras instalaciones para preservar la salubridad.

A-1.1.3 — TIPOS DE ESTRUCTURAS QUE NO ESTÁN CUBIERTAS POR EL APÉNDICE A-1 — Los siguientes tipos de estructuras no están cubiertos por el presente Apéndice A-1 del Reglamento NSR-10 y deben ser diseñadas y construidas de acuerdo con la reglamentación expedida por el Gobierno Nacional o la autoridad competente al respecto:

- (a) Los puentes, pasos elevados y subterráneos viales y peatonales, rurales y urbanos, y otras obras de infraestructura vial.
- (b) Obras portuarias sin acceso al público en general.
- (c) Torres de transmisión, centrales hidroeléctricas de generación de energía eléctrica, centrales de transformación y otras instalaciones de las redes de infraestructura eléctrica.
- (d) Las demás que no estén cubiertas por el alcance de la Norma AIS 180-13.

A-1.2 — REQUISITOS APLICABLES

A-1.2.1 — MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO — Los movimientos sísmicos de diseño para las estructuras cubiertas por el Apéndice A-1 son los mismos que prescribe el Reglamento NSR-10 en su Título A. Dado que algunas de las normas de referencia para el diseño de estructuras cubiertas dentro del alcance del Apéndice A-1 utilizan una descripción de los movimientos sísmicos de diseño con un período de retorno promedio para el sismo de diseño diferente al del Reglamento NSR-10, el documento AIS 180-13 contiene los parámetros para realizar la conversión a lo requerido por el Reglamento NSR-10 al respecto.

A-1.2.2 — REQUISITOS DE SISMO RESISTENCIA — Los requisitos de sismo resistencia a emplear en las estructuras cubiertas por el alcance del Apéndice A-1 están basados en los mismos principios del Título A del

Reglamento NSR-10. En algunos casos habrá necesidad de realizar variaciones a estos parámetros dependiendo del tipo de estructura. Los casos que requieren variaciones frente al Título A de la NSR 10, están indicadas en el documento AIS 180-13.

A-1.2.3 — MATERIALES ESTRUCTURALES CUBIERTOS — Los materiales estructurales permitidos para ser utilizados en las estructuras cubiertas por el alcance del Apéndice A-1 son los mismos que contiene el Reglamento NSR-10. El documento AIS 180-13 indica cuando hay necesidad de variar algún requisito en el diseño. En el caso de estructuras de ingeniería ambiental para el tratamiento de agua potable y aguas residuales, el Capítulo C.23 del Título C de concreto estructural contiene todas las modificaciones al Título C de NSR-10 que deben aplicarse para estas estructuras, con lo cual el Título C de NSR-10 es totalmente equivalente al documento “*ACI 350M-06 Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary*”, desarrollado por el American Concrete Institute – ACI.

APÉNDICE A-2

RECOMENDACIONES PARA EL CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

A-2.0 — NOMENCLATURA

- A_a = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- A_o = área de la cimentación.
- D_s = profundidad del estrato blando. Véase A-2.2.1.2.
- G_o = $\frac{\gamma v_{s0}^2}{g}$ = módulo de cortante promedio para los suelos localizados bajo la cimentación para deformaciones unitarias pequeñas.
- g = aceleración de la gravedad (9.8 m/s^2)
- h_x = altura medida desde la base del nivel en estudio.
- \bar{h} = altura efectiva de la edificación, la cual debe tomarse igual a 0.7 veces la altura total, h_n . En edificios en los cuales toda la masa M de la edificación está concentrada en un solo piso, debe tomarse igual a la altura del piso, medida desde la base.
- I_o = momento de inercia de la cimentación con respecto a un eje horizontal, perpendicular a la dirección en estudio.
- \bar{k} = rigidez de la estructura considerándola como empotrada en la base. Se calcula por medio de la ecuación A-2-4.
- K_y = rigidez lateral de la cimentación de la edificación, la cual se define como la fuerza estática horizontal aplicada en la cimentación, que produce una deflexión horizontal unitaria. Tanto la fuerza estática como la deflexión horizontal se toman en la dirección en estudio.
- K_θ = rigidez rotacional, o de balanceo, de la cimentación de la edificación, definida como el momento estático necesario para producir una rotación unitaria, en promedio, de la cimentación con respecto a un eje horizontal perpendicular a la dirección en estudio.
- L_o = longitud total de la cimentación en la dirección en estudio.
- M_o = momento de vuelco en la base de la edificación calculado utilizando las fuerzas horizontales de diseño sin incluir la reducción por efectos de interacción suelo-estructura.
- M_{1o} = momento de vuelco en la base de la edificación calculado utilizando las fuerzas horizontales correspondientes al primer modo sin incluir la reducción por efectos de interacción suelo-estructura.
- \bar{M} = masa participante de la edificación, el cual puede tomarse igual a $0.7M$, excepto en aquellos casos en los cuales toda la masa M de la edificación está concentrado en un solo piso, caso en el cual debe tomarse igual a M .
- \bar{M}_{1j} = masa participante de la edificación, para el modo fundamental de la edificación en la dirección j , calculado utilizando la ecuación A.5.4-2.
- r = longitud característica de la cimentación. Se determina por medio de las ecuaciones A-2-7 o A-2-8.
- r_a = longitud característica de la cimentación. Definida por medio de la ecuación A-2-7.
- r_m = longitud característica de la cimentación. Definida por medio de la ecuación A-2-8.
- S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño, determinado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2, correspondiente al período fundamental de la estructura, T o T_a , considerada empotrada en su base, calculado de acuerdo con lo prescrito en A.4.2.
- S_{al} = valor del espectro de aceleraciones de diseño, determinado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2, correspondiente al período del modo fundamental de la estructura, T_1 , considerada empotrada en su base.
- \bar{S}_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño, determinado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2, correspondiente al período fundamental de la estructura, \bar{T} , cuando éste se calcula considerando los efectos de la interacción suelo-estructura, tal como se define en A-2.2.1.1.

- \bar{S}_{a1} = valor del espectro de aceleraciones de diseño, determinado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2, correspondiente al período fundamental de la estructura, \bar{T}_1 , cuando éste se calcula considerando los efectos de la interacción suelo-estructura.
- T = valor del período fundamental del edificio, calculado de acuerdo con lo prescrito en A.4.2.
- T_1 = valor del período fundamental del edificio, correspondiente al primer modo de vibración.
- \bar{T} = valor del período fundamental del edificio tomando en cuenta la interacción suelo-estructura. Se determina de acuerdo con los requisitos de A-2.2.1.1.
- \bar{T}_1 = valor del período fundamental del edificio, correspondiente al primer modo de vibración, tomando en cuenta la interacción suelo-estructura.
- V_s = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4.
- V'_s = cortante sísmico en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4, utilizando un período de vibración igual a $C_u T_a$.
- V_{Ij} = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura en la dirección j , contribuido por el modo fundamental en esa dirección, calculado de acuerdo con la ecuación A.5.4-3 y sin ser afectado por efectos de interacción suelo-estructura.
- \bar{V}_s = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado tomando en cuenta la interacción suelo-estructura.
- \bar{V}_{Ij} = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura en la dirección j , contribuido por el modo fundamental en esa dirección, y afectado por la interacción suelo-estructura.
- ΔV_s = reducción en el cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, debido a los efectos de la interacción suelo-estructura. Ecuación A-2-2.
- ΔV_{Ij} = reducción en el cortante sísmico de diseño en la base de la estructura en la dirección j , contribuido por el modo fundamental en esa dirección, debida a los efectos de la interacción suelo-estructura.
- v_{so} = velocidad promedio de la onda de cortante, de los suelos localizados debajo de la cimentación, para niveles bajos de deformación unitaria, menores de 0.00001 (0.001%).
- α = parámetro que describe la densidad relativa de la estructura y el suelo bajo ella. Definida en la ecuación A-2-6.
- α_θ = modificador de la rigidez dinámica de la cimentación para tener en cuenta el balanceo.
- $\bar{\beta}$ = coeficiente de amortiguamiento crítico del sistema estructural, considerando la interacción suelo-estructura, calculado de acuerdo con lo prescrito en A-2.2-1.
- β_0 = coeficiente de amortiguamiento crítico de la cimentación. Se determina por medio de la figura A-2.2-1.
- δ_x = deflexión horizontal en el nivel x de la estructura, calculada siguiendo el método de la fuerza horizontal equivalente y utilizando las fuerzas sísmicas de diseño sin ser modificadas por los efectos de la interacción suelo-estructura.
- δ_{Ix} = deflexión horizontal en el nivel x de la estructura, calculada para el primer modo de vibración sin incluir los efectos de la interacción suelo-estructura.
- $\bar{\delta}_x$ = deflexión horizontal en el nivel x de la estructura, modificada por los efectos de la interacción suelo-estructura. Ecuación A-2-11.
- $\bar{\delta}_{Ix}$ = deflexión horizontal en el nivel x de la estructura, para el primer modo de vibración, modificada por los efectos de la interacción suelo-estructura.
- γ = masa unitaria promedio del suelo.

A-2.1 — GENERAL

A-2.1.1 — Los requisitos presentados en este Apéndice pueden utilizarse para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura en la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño y las deformaciones que éstas imponen a la estructura. Su uso se permite dentro de las limitaciones que da el Capítulo A.7 cuando el modelo matemático utilizado para determinar la respuesta de la estructura no incorpora directamente la flexibilidad de la cimentación (uso de modelos empotrados en la base). En general el uso de estos requisitos disminuye los valores de diseño del cortante sísmico en la base, las fuerzas horizontales y los momentos de vuelco, pero aumenta las

deflexiones horizontales de la estructura, y por ende las derivas, en sitios particulares de la estructura, además de los desplazamientos y fuerzas secundarias asociadas con los efectos P-Delta. Los requisitos para ser utilizados con el método de la fuerza horizontal equivalente se presentan en A-2.2 y para el método del análisis dinámico modal elástico en A-2.3. Estos requisitos no deben ser usados si se empleó un modelo de base flexible donde la cimentación se modela directamente en el análisis de la estructura, y no un modelo de base empotrada.

A-2.2 — MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

Los requisitos que se presentan a continuación, complementan en lo concerniente a interacción suelo-estructura los dados en el Capítulo A.7.

A-2.2.1 — CORTANTE EN LA BASE — Para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, el cortante sísmico de diseño en la base, V_s , determinado por medio de la ecuación A.4-5, puede modificarse a:

$$\bar{V}_s = V_s - \Delta V_s \quad (\text{A-2-1})$$

y el valor de la reducción en el cortante sísmico en la base, para diseño, debe calcularse por medio de:

$$\Delta V_s = \left[S_a - \bar{S}_a \left(\frac{0.05}{\beta} \right)^{0.4} \right] g \bar{M} \quad (\text{A-2-2})$$

El valor del cortante sísmico en la base modificado, \bar{V}_s , no puede ser menor que $0.7V'_s$.

A-2.2.1.1 — Período efectivo de la edificación — El período efectivo, \bar{T} , debe determinarse por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{T} = T \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{K_y} \left(1 + \frac{K_y \bar{h}^2}{K_\theta} \right)} \quad (\text{A-2-3})$$

y

$$\bar{k} = 4\pi^2 \left(\frac{\bar{M}}{T^2} \right) \quad (\text{A-2-4})$$

Las rigideces de la cimentación, K_y y K_θ , deben determinarse por medio de principios establecidos de mecánica de suelos, utilizando propiedades del suelo que sean representativas de su comportamiento a niveles de deformación unitaria, conmensurables con los que producen los movimientos sísmicos de diseño. En aquellos casos en los cuales el estudio geotécnico no lo indique, el módulo promedio de cortante, G , para los suelos localizados debajo de la cimentación, en condiciones de deformaciones unitarias apreciables, y la velocidad de la onda de cortante, v_s , asociada con estas deformaciones unitarias, pueden determinarse utilizando la tabla A.-2.1-1.

Tabla A-2.1-1
Valores de G/G_0 y v_s/v_{s0}

	Valor de A_a			
	≤ 0.10	≤ 0.15	≤ 0.20	≥ 0.30
Valor de G/G_0	0.81	0.64	0.49	0.42
Valor de v_s/v_{s0}	0.90	0.80	0.70	0.65

Alternativamente, para edificaciones cuya cimentación sea una losa de fundación superficial o aproximadamente superficial, que se construye de una manera tal que se pueda considerar que el contacto

entre los muros de contención y el suelo no restringe el libre movimiento de la estructura, el período de vibración efectivo, tomando en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura, se puede determinar por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{T} = T \sqrt{1 + \frac{25 \alpha r_a \bar{h}}{v_s^2 T^2} \left(1 + \frac{1.12 r_a \bar{h}^2}{\alpha \theta r_m^3} \right)} \quad (\text{A-2-5})$$

en donde:

$$\alpha = \frac{\bar{M}}{\gamma A_o \bar{h}} \quad (\text{A-2-6})$$

$$r_a = \sqrt{\frac{A_o}{\pi}} \quad (\text{A-2-7})$$

y

$$r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_o}{\pi}} \quad (\text{A-2-8})$$

A-2.2.1.2 — Amortiguamiento efectivo — El coeficiente de amortiguamiento efectivo del sistema estructural-cimentación, debe calcularse por medio de:

$$\bar{\beta} = \beta_o + \frac{0.05}{\left(\frac{\bar{T}}{T} \right)^3} \quad (\text{A-2-9})$$

Los valores de β_o se obtienen de la figura A-2.2-1. El parámetro r en la figura A-2.2-1 es una longitud característica de la cimentación, la cual se puede determinar así:

Para $\frac{\bar{h}}{L_o} \leq 0.5$, r es igual a r_a , de la ecuación A-2-7 y para $\frac{\bar{h}}{L_o} \geq 1.0$, r es igual a r_m , de la ecuación A-2-8.

Para valores intermedios se puede interpolar. L_o es la longitud de la cimentación en la dirección en estudio, y en la aplicación de las ecuaciones A-2-7 y A-2-8, A_o e I_o se determinan para el área de la cimentación que efectivamente está en contacto con el suelo, pues le transmite el peso de la edificación.

Para edificios cimentados sobre pilotes que trabajan en punta, y para todos los otros casos en los cuales el suelo de fundación consiste en un estrato de suelos blandos relativamente uniforme, colocado sobre un depósito de suelos más duros, o roca, presentándose un cambio abrupto de rigidez, el coeficiente de amortiguamiento efectivo, β_o , que se utiliza en la ecuación A-2-9 puede ser substituido por el valor dado en la siguiente ecuación:

$$\beta'_o = \beta_o \left(\frac{4D_s}{v_s \bar{T}} \right)^2 \quad (\text{A-2-10})$$

la cual es aplicable sólo en aquellos casos en los cuales la expresión entre paréntesis es menor que la unidad. En esta ecuación D_s es la profundidad total del estrato blando.

El valor de $\bar{\beta}$, calculado de acuerdo con la ecuación A-2-9, con o sin el ajuste representado en la ecuación A-2-10, en ningún caso puede ser menor de 0.05, ni mayor que 0.20.

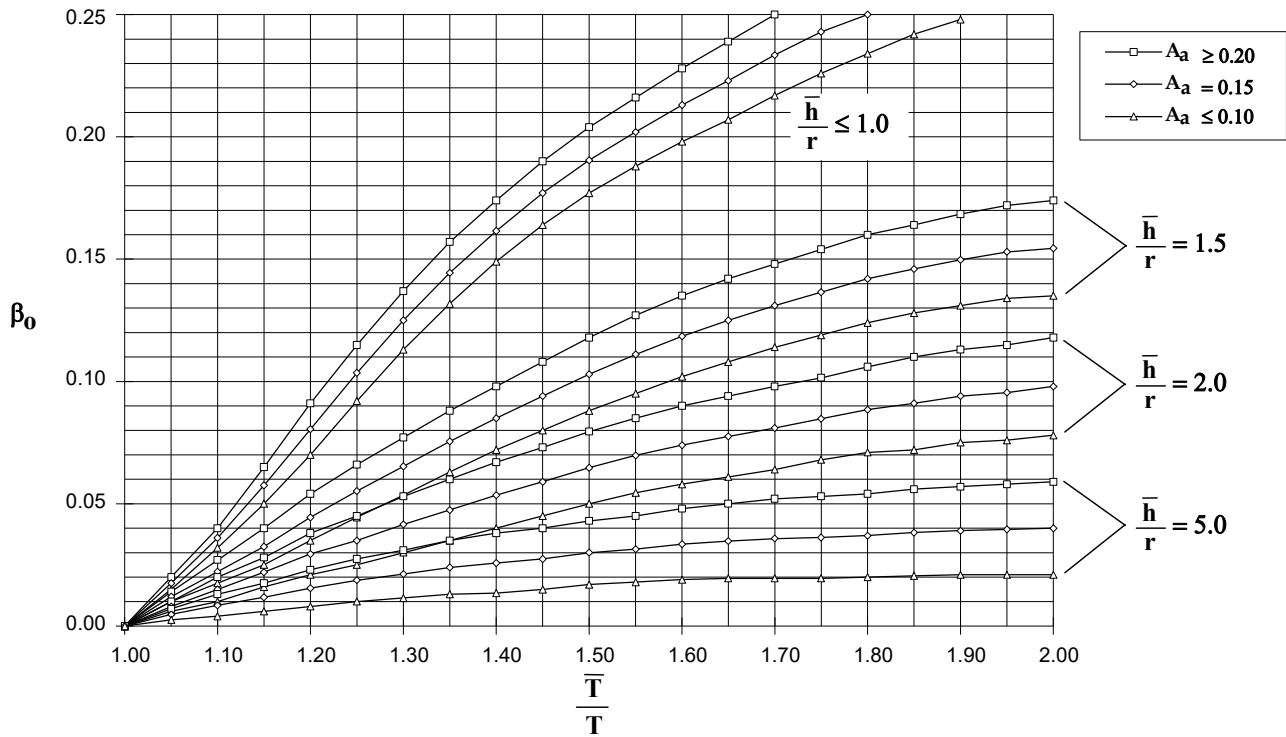


Figura A-2.2-1 — Coeficiente de amortiguamiento crítico de la cimentación, β_0

A-2.2.2 — DISTRIBUCIÓN EN LA ALTURA DE LAS FUERZAS SÍSMICAS — La distribución en la altura del cortante en la base corregido por efectos de interacción suelo-estructura se debe tomar igual a la de la estructura sin interacción.

A-2.2.3 — OTROS EFECTOS — Los cortantes de piso, los momentos de vuelco y los efectos torsionales deben determinarse de la misma manera que para edificaciones en las cuales no se ha tomado en cuenta la interacción suelo-estructura, pero utilizando las fuerzas horizontales reducidas por efectos de interacción. Las deflexiones modificadas deben determinarse por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{\delta}_x = \frac{\bar{V}_s}{V_s} \left(\delta_x + \frac{M_0 h_x}{K_\theta} \right) \quad (\text{A-2-11})$$

A-2.3 — MÉTODO DEL ANÁLISIS MODAL

Los siguientes requisitos complementan, en lo concerniente a interacción suelo-estructura, lo presentado en el Capítulo A.5.

A-2.3.1 — CORTANTES MODALES EN LA BASE — Para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, el cortante sísmico de diseño en la base, correspondiente al modo fundamental, V_{1j} , en la dirección j , determinado por medio de la ecuación A.5.4-3, puede modificarse a:

$$\bar{V}_{1j} = V_{1j} - \Delta V_{1j} \quad (\text{A-2-12})$$

y el valor de la reducción en el cortante sísmico en la base correspondiente al modo fundamental, debe calcularse utilizando la ecuación A-2-13:

$$\Delta V_{1j} = \left[S_{a1} - \bar{S}_{a1} \left(\frac{0.05}{\beta} \right)^{0.4} \right] g \bar{M}_{1j} \quad (\text{A-2-13})$$

El período \bar{T}_1 se calcula utilizando la ecuación A-2-3 o A-2-5, según corresponda, utilizando T_1 en vez de T , determinando \bar{k} por medio de la ecuación A-2-4, utilizando \bar{M}_{1j} en vez de \bar{M} , y calculando \bar{h} por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^1 h_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^1} \quad (\text{A-2-14})$$

Los valores mencionados de \bar{T}_1 , T_1 , \bar{M}_{1j} , y \bar{h} se utilizan para calcular α en la ecuación A-2-6 y el coeficiente β_0 de la figura A-2.2-1. No debe realizarse ninguna reducción en las contribuciones de los modos de vibración diferentes al fundamental por efectos de interacción suelo-estructura. El cortante en la base de diseño, en ningún caso puede ser menor que $0.7V_s'$.

A-2.3.2 — OTROS EFECTOS MODALES — Los cortantes de piso, y los momentos de vuelco deben determinarse de la misma manera que para edificaciones en las cuales no se ha tomado en cuenta la interacción suelo-estructura, tal como lo prescribe el Capítulo A.5, pero utilizando el valor de \bar{V}_{1j} en vez de V_{1j} . Las deflexiones modificadas del primer modo deben determinarse por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{\delta}_{1x} = \frac{\bar{V}_1}{V_1} \left(\delta_{1x} + \frac{M_{10} h_x}{K_\theta} \right) \quad (\text{A-2-15})$$

A-2.3.3 — VALORES DE DISEÑO — Se determinan utilizando los procedimientos indicados en el Capítulo A.5, pero utilizando los valores modificados de los efectos del primer modo en cada una de las direcciones principales, en planta, de la edificación.

APÉNDICE A-3

PROCEDIMIENTO NO LINEAL ESTÁTICO DE PLASTIFICACIÓN PROGRESIVA “PUSH-OVER”

PREFACIO — Este apéndice trata del análisis no lineal estático, un procedimiento de análisis sísmico también conocido algunas veces como análisis “push-over”, o método de capacidad, o método de la curva de capacidad.

Este apéndice no es de carácter obligatorio y se ha incluido con el fin de que se estudie preliminarmente con el fin de adoptarlo en ediciones futuras del Reglamento si se considera conveniente.

Aunque el análisis estático no lineal se ha incluido solo recientemente en las disposiciones de diseño y construcción de edificaciones, el procedimiento en sí mismo no es nuevo y ha sido utilizado durante muchos años tanto en investigación como en aplicaciones de diseño. Por ejemplo, el análisis no lineal estático ha sido utilizado durante muchos años como metodología estándar en el diseño de estructuras para plataformas marinas para efectos hidrodinámicos, y ha sido adoptado recientemente en varias metodologías estándar para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificaciones, incluyendo los *Criterios Recomendados de Diseño Sísmico para Edificios con Estructura de Acero Resistente a Momentos* (FEMA-350, 2000a), *Pre-estándar y Comentarios para la Rehabilitación Sísmica de Edificios* (FEMA 356, 2000b) y *Evaluación Sísmica y Mejoramiento de Edificios* (ATC 40, 1996). El análisis no lineal estático constituye el fundamento para los procedimientos de estimación de pérdidas por sismos contenida en HAZUS (NIBS, 1999), que es el modelo de estimación de pérdidas sísmicas de la oficina de atención de desastres norteamericana (FEMA). Aunque no aparece explícitamente en el Reglamento, la metodología del análisis no lineal estático también constituye la base para los procedimientos de la fuerza lateral equivalente contenidos en las disposiciones para estructuras aisladas en la base y estructuras con disipadores de energía.

Una de las objeciones a la introducción de una metodología de esta naturaleza en el Reglamento se relaciona con la determinación de la deformación límite (llamada algunas veces desplazamiento de desempeño). Se han propuesto diferentes metodologías para determinar el desplazamiento inducido a la estructura por los movimientos del terreno producidos por un sismo y algunas de ellas han sido adoptadas como procedimiento normativo en diferentes países. El tratamiento presentado en este apéndice se basa en correlaciones estadísticas de los desplazamientos cuya predicción se ha realizado utilizando metodologías de análisis lineal y no lineal de la estructura, las cuales son similares a las contenidas en FEMA 356. Un segundo motivo de discusión tiene que ver con la falta de uniformidad de criterio respecto a la bondad del diseño una vez se han estimado las fuerzas y deformaciones producidas por el sismo de diseño. Se debe tener en cuenta que esta limitación aplica igualmente al tratamiento contra el tiempo de la respuesta no lineal, la cual ya ha sido adoptada en el Reglamento.

El análisis no lineal estático corresponde a un método simplificado para evaluar directamente la respuesta no lineal de estructuras a movimientos fuertes del terreno causados por un sismo. Esta es una alternativa atractiva en comparación a los procedimientos más complejos del análisis de respuesta no lineal contra el tiempo. Se espera que la consideración de esta metodología a través de su inclusión en este apéndice permitirá el desarrollo del consenso necesario para permitir una posterior integración en el Reglamento como tal.

A-3.1 — GENERAL

A-3.1.1 — Propósito — En el presente Apéndice se dan recomendaciones para realizar un análisis no lineal estático, también conocido como procedimiento “push-over”. Este apéndice no tiene carácter obligatorio dentro del reglamento.

A-3.1.2 — Alcance — Los requisitos del presente Apéndice pueden emplearse en el análisis y diseño sismo resistente de edificaciones existentes y nuevas. Se dan los parámetros de análisis y diseño sismo resistente de una forma compatible con lo que se requiere en el Título A del Reglamento.

A-3.1.3 — Definiciones

Base (Base) — Véase Capítulo A.13

Carga Muerta (Dead load) — Véase Capítulo A.13

Carga Viva (Live load) — Véase Capítulo A.13

Componente (Component) — Una parte o elemento de un sistema arquitectónico, eléctrico, mecánico o estructural.

Corte Basal (Base shear) — Véase Capítulo A.13

Curva de Capacidad (Capacity curve) — Un gráfico de la fuerza lateral total V_f confrontada contra el desplazamiento lateral del punto de control, tal como se determina en un análisis no lineal estático.

Desplazamiento de fluencia efectivo (Effective yield displacement) — El desplazamiento del punto de control en la intersección de la primera y segunda ramas de una curva bilineal que se ajusta a la curva de capacidad de acuerdo con la Sección A-3.2.3

Desplazamiento Objetivo — Un estimado del desplazamiento máximo esperado del punto de control calculado para el sismo de diseño de acuerdo con la sección A-3.2.5

Diafragma (Diaphragm) — Véase Capítulo A.13

Diseñador Estructural (Structural engineer of record) — Véase Capítulo A.13

Edificación (Building) — Véase Capítulo A.13

Estructura (Structure) — Véase Capítulo A.13

Movimientos sísmicos de diseño (Design earthquake ground motion) — Véase Capítulo A.13

Piso (Story) — Véase Capítulo A.13

Punto de Control (Control point) — Un punto utilizado para indexar el desplazamiento lateral de la estructura en un análisis no lineal estático, determinado de acuerdo con la Sección A-3.2.1

Resistencia efectiva a fluencia (Effective yield strength) — Es la fuerza lateral total aplicada en la intersección de la primera y segunda ramas de una curva bilineal que se ajusta a la curva de capacidad de acuerdo con la Sección A-3.2.3

Sistema de Resistencia Sísmica (Seismic-force-resisting system) — Véase Capítulo A.13

A-3.1.4 — Nomenclatura

- C_s = coeficiente de respuesta sísmica, resultado de dividir S_a por R .
- C_0 = un factor de modificación para relacionar el desplazamiento del punto de control con el desplazamiento de un sistema representativo de un grado simple de libertad, como lo determina la Ecuación A-3.2-3
- C_1 = un factor de modificación para tener en cuenta la influencia del comportamiento inelástico sobre la respuesta del sistema como lo determina la ecuación A-3.2-4
- g = aceleración de gravedad (9.8 m/s²)
- j = el incremento de la carga lateral
- M = masa total de la edificación
- m_i = la porción de la masa total de la edificación M , al Nivel i
- 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 ($R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$).
- R_d = el factor de ductilidad del sistema analizado por “push-over” como lo determina la ecuación A-3.2-5
- S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T . Está definido en A.2.6.
- T_1 = el periodo fundamental de la estructura en la dirección que está bajo consideración determinado en la primera iteración del análisis de “push-over”.
- T_c = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante

- del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo. Véase A.2.6.
- T_e = el periodo fundamental efectivo de la estructura en la dirección que se está considerando, como se determina en la Sección A-3.2.3
- V_j = la fuerza lateral total aplicada al incremento de carga j
- V_1 = la fuerza lateral total aplicada al primer incremento de la carga lateral
- V_y = resistencia efectiva a la fluencia determinada de una curva bilineal ajustada a la curva de capacidad de acuerdo con la Sección A-3.2.3
- Δ = deriva del piso como se determina la Sección A-3.2.6
- γ_i = las deformaciones del miembro i
- δ_j = el desplazamiento del punto de control a un incremento de carga j
- δ_T = el desplazamiento objetivo del punto de control determinado de acuerdo con la Sección A-3.2.5
- δ_1 = el desplazamiento del punto de control al primer incremento de la carga lateral
- δ_y = el desplazamiento efectivo de fluencia del punto de control determinado de una curva bilineal ajustada a la curva de capacidad de acuerdo con la Sección A-3.2.3.
- ϕ_i = la amplitud del vector característico de forma al Nivel i , determinada de acuerdo con la Sección A-3.2.4
- Ω_0 = coeficiente de sobrerresistencia. Véase A.3.3.9.

A-3.2 - PROCEDIMIENTO NO LINEAL ESTÁTICO

Se deben utilizar los requisitos de esta sección cuando se use el procedimiento no lineal estático para diseñar estructuras.

A-3.2.1 — Modelación — Se debe definir un modelo matemático de la estructura que represente adecuadamente la distribución espacial de la masa y de la rigidez del sistema estructural considerando los efectos de la no linealidad de los componentes para los niveles de deformación que excedan el límite proporcional. Se deben incluir los efectos P-Delta en el análisis.

Para estructuras regulares con sistemas de resistencia sísmica ortogonales, se permite usar modelos independientes bi-dimensionales para representar cada sistema. Para estructuras que tienen irregularidades en planta Tipos 4P y 5P, como se define en la Tabla A.3-6 o estructuras sin sistemas ortogonales independientes se debe usar un modelo tridimensional que incorpore un mínimo de tres grados de libertad para cada nivel de la estructura, consistentes en la translación en dos direcciones ortogonales y la rotación torsional respecto al eje vertical. Cuando los diafragmas no son rígidos comparados con los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, el modelo debe incluir la representación de la flexibilidad del diafragma.

A menos que el análisis indique que el componente permanece en el rango elástico, se debe usar un modelo fuerza-deformación no lineal para representar la rigidez de los componentes antes de llegar a la fluencia, la resistencia a la fluencia y las propiedades de rigidez de los componentes a diferentes niveles de deformación después de la fluencia. Las propiedades de los componentes de los modelos no lineales deben ser consistentes con los principios de la mecánica o con datos experimentales. Las propiedades que representan el comportamiento de los componentes antes de la fluencia deben ser consistentes con lo indicado en el Capítulo A.5. La resistencia de los elementos no debe exceder los valores esperados teniendo en cuenta la sobre resistencia del material y el endurecimiento por deformación. Las propiedades de los elementos y componentes más allá de fluencia deben tener en cuenta la degradación de la resistencia y la rigidez de acuerdo con los principios de la mecánica estructural o los resultados de ensayos experimentales. El modelo para las columnas debe tener en cuenta la influencia de la carga axial cuando se excede el 15% de la resistencia a la compresión. Igualmente se deben considerar los efectos de fisuración de la sección en el caso de las propiedades de rigidez de elementos de concreto y mampostería, así como la contribución de las deformaciones de las zonas de panel para los desplazamientos generalizados de piso en los pórticos de acero resistentes a momentos. Se debe suponer que la estructura tiene una base fija o alternativamente se debe permitir usar consideraciones reales con relación a la rigidez y a las características de capacidad de carga de las fundaciones, consistentemente con los datos del suelo específico del sitio y los principios racionales de la mecánica de suelos.

Se debe seleccionar un punto de control para cada modelo. Para estructuras sin altillos el punto de control debe ser en el centro de la masa del nivel más alto de la estructura. Para estructuras con altillos, el punto de control debe estar en el centro de la masa del nivel en la base del altillo.

A-3.2.2 — Análisis — La estructura se debe analizar para la aplicación de las acciones sísmicas ocurriendo simultáneamente con los efectos de carga muerta combinadas con no menos del 25 por ciento de las cargas vivas requeridas por el diseño, reducidas como se permita para el área de un piso individual. Las fuerzas laterales se deben aplicar al centro de la masa de cada nivel y deben ser proporcionales a la distribución obtenida de un análisis modal para el modo fundamental de respuesta en la dirección que se está considerando. Las cargas laterales se deben incrementar de manera monótonica.

Al incremento j de la carga lateral, el total de la fuerza lateral aplicada al modelo se debe caracterizar por el término V_j . Los aumentos de la fuerza lateral se deben realizar en incrementos que sean lo suficientemente pequeños para permitir detectar cambios significativos en el comportamiento de los componentes individuales (tales como fluencia, pandeo o falla). El primer incremento en la carga lateral debe producir un comportamiento elástico. En cada paso del análisis se debe registrar el total de la fuerza lateral aplicada V_j , el desplazamiento lateral del punto de control δ_j y las fuerzas y deformaciones de cada componente. El análisis se debe continuar hasta que el desplazamiento del punto de control sea por lo menos 150% del desplazamiento objetivo determinado de acuerdo con la Sección A-3.2.5. La estructura se debe diseñar para que el total de la fuerza lateral aplicada no disminuya en ningún paso del análisis para los desplazamientos del punto de control en un valor menor o igual al 125% del desplazamiento objetivo.

A-3.2.3 — Resistencia efectiva a la fluencia y periodo efectivo — Se debe ajustar una curva bilineal a la curva de capacidad, de tal manera que el primer segmento de la curva bilineal coincida con la curva de capacidad al 60% de la capacidad efectiva a la fluencia; el segundo segmento debe coincidir con la curva de capacidad en el desplazamiento objetivo y el área bajo la curva bilineal debe ser igual al área bajo la curva de capacidad entre el origen y el desplazamiento objetivo. La resistencia efectiva a la fluencia V_y , corresponde al total de la fuerza lateral aplicada en la intersección de los dos segmentos. El desplazamiento efectivo de fluencia δ_y , corresponde al desplazamiento del punto de control en la intersección de los dos segmentos de línea.

El periodo efectivo fundamental T_e , se debe determinar utilizando la siguiente ecuación:

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{V_1/\delta_1}{V_y/\delta_y}} \quad (\text{A-3.2-1})$$

Donde: V_1 , δ_1 , y T_1 se determinan para el primer incremento de la carga lateral.

A-3.2.4 — Vector característico de forma — El vector característico de forma debe ser igual a la forma del primer modo de la estructura en la dirección que se está considerando, determinada por medio de un análisis modal de la estructura con las propiedades del primer incremento de la carga lateral, y normalizado para tener una amplitud unitaria en el nivel del punto de control. Se permite sustituir la forma deflectada de la estructura en el incremento en el que el desplazamiento del punto de control sea igual al desplazamiento efectivo de fluencia en lugar de la forma del modo, para determinar el vector de forma.

A-3.2.5 — Desplazamiento Objetivo — El desplazamiento objetivo del punto de control δ_T , se debe determinar utilizando la ecuación A-3.2-2 de la siguiente manera:

$$\delta_T = C_0 C_1 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g \quad (\text{A-3.2-2})$$

Donde la aceleración espectral S_a , se determina como dice la Sección A.2.6 para el periodo fundamental efectivo T_e , g es la aceleración de gravedad, y los coeficientes C_0 y C_1 se determinan de la siguiente manera:

El coeficiente C_0 se debe calcular utilizando la ecuación A-3.2-3 como:

$$C_0 = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2} \quad (\text{A-3.2-3})$$

Donde:

- m_i = la porción de la masa total M localizada en el Nivel i
 ϕ_i = la amplitud del vector característico de forma al Nivel i

Cuando el periodo fundamental efectivo de la estructura en la dirección bajo consideración, T_e , es mayor que T_c como lo define el numeral A.2.6.1.1, el coeficiente C_1 se debe tomar como 1.0. De lo contrario el valor del coeficiente C_1 se debe calcular utilizando la ecuación A-3.2-4 así:

$$C_1 = \frac{1}{R_d} \left(1 + \frac{(R_d - 1) T_c}{T_e} \right) \quad (\text{A-3.2-4})$$

Donde: R_d es dado por la ecuación A-3.2-5 de la siguiente manera:

$$R_d = \frac{S_a M g}{V_y} \quad (\text{A-3.2-5})$$

T_c y V_y se definen arriba, S_a es la aceleración espectral del diseño en el periodo efectivo fundamental, T_e es el periodo efectivo fundamental definido en la sección A-3.2.3 y M se define en la Sección A-3.1.4.

A-3.2.6 — Deriva de Piso — La deriva de piso Δ , tomada como el valor obtenido para cada piso al paso en el cual se alcanza el desplazamiento objetivo no debe exceder el límite de la deriva especificada en la Sección A.6.4.1.

A-3.2.7 — Resistencia de los elementos — Además de satisfacer los requisitos de este apéndice, la resistencia de los elementos también debe satisfacer los requerimientos del paso 11 del numeral A.1.3.4 utilizando $E = 0$, excepto que el numeral A.3.3.9 deba aplicarse cuando el presente Reglamento específicamente requiere la consideración de sobrerresistencia estructural en la fuerza sísmica de diseño.

Cuando este Reglamento requiere la consideración de sobrerresistencia estructural de acuerdo con el numeral A.3.3.9, el valor de la fuerza individual del miembro obtenida del análisis al nivel del desplazamiento objetivo debe ser substituida por $\Omega_0 F_s / R$.

A-3.2.8 — Distribución de las fuerzas sísmicas de diseño — Las fuerzas laterales utilizadas para diseñar los elementos se deben aplicar a la masa de cada nivel y deben ser proporcionales a la distribución obtenida de un análisis modal para el modo fundamental de respuesta en la dirección que se está considerando.

A-3.2.9 — Evaluación Detallada — No hay necesidad de cumplir con la Sección A-3.2.9.1 y la Sección A-3.2.9.2 si la resistencia efectiva de fluencia excede el producto del factor de sobrerresistencia del sistema dado en las Tablas A.3-1 a A.3-4 del Capítulo A.3 y el cortante sísmico en la base determinado en la Sección A.4.3.1 del Capítulo A.4 modificada para usar el periodo T_e fundamental efectivo, en lugar de T para la determinación de C_s .

A-3.2.9.1 — Fuerza y deformación requeridas para el elemento — Para cada análisis estático no lineal los parámetros de respuesta del diseño, incluyendo las fuerzas individuales del elemento y las deformaciones del elemento γ_i , deben ser tomadas como los valores obtenidos del análisis en la iteración en la cual el desplazamiento objetivo se alcanza.

A-3.2.9.2 — Elementos — La competencia de los elementos individuales y sus conexiones para resistir las fuerzas y las deformaciones de los elementos γ_i , se debe evaluar con base en datos de ensayos de laboratorio para componentes similares. Los efectos de gravedad y demás cargas sobre la capacidad de deformación de los

elementos se deben considerar en estas evaluaciones. La deformación de un elemento para soportar las cargas de gravedad no debe exceder:

- (i) Dos tercios de la deformación que resulta en pérdida de capacidad para soportar cargas de gravedad.
- (ii) Dos tercios de la deformación a la cual la resistencia del elemento se ha deteriorado a menos del 70% de la resistencia pico del modelo del componente. La deformación de un elemento no requerida para soportar las cargas gravitacionales no debe exceder los dos tercios del valor al cual la resistencia del elemento se ha deteriorado a menos del 70% de la resistencia pico del modelo del componente. Alternativamente, se permite considerar la deformación del elemento como aceptable si la deformación no excede el valor determinado que establecen los criterios de aceptación para procedimientos no lineales dados en el *Pre-Estándar y Comentario para la Rehabilitación Sísmica de Edificios* (FEMA 356) para el nivel de desempeño de Seguridad de la Vida.

Las fuerzas del elemento se deben considerar aceptables si no exceden las capacidades esperadas.

A-3.2.10 — Revisión del Diseño — Un comité independiente integrado por al menos dos miembros, compuesto por ingenieros facultados según la Ley 400 de 1997 para diseñar en las disciplinas apropiadas y otros con experiencia en métodos de análisis sísmico y en la teoría y aplicación de análisis sísmico no lineal y comportamiento estructural bajo cargas sísmicas, debe llevar a cabo la revisión del diseño sismo resistente y los análisis estructurales de soporte. La revisión del diseño debe incluir:

- (i) Revisión de cualquier criterio sísmico específico para el sitio empleado en el análisis, incluyendo, de ser el caso, el desarrollo del espectro específico del sitio y
- (ii) Revisión de la determinación del desplazamiento objetivo y la resistencia efectiva de fluencia de la estructura.

Para aquellas estructuras con resistencia efectiva de fluencia inferior al producto del factor de sobrerresistencia del sistema como lo suministra las tablas A.3-1 a A.3-4 del Capítulo A.3 y el cortante sísmico en la base determinado en la Sección A.4.3.1 del Capítulo A.4, modificada para usar el periodo fundamental efectivo T_e en lugar de T para la determinación de C_s , la revisión de diseño además debe incluir pero no se debe limitar a lo siguiente:

- (1) Revisión de los criterios de aceptación utilizados para demostrar la idoneidad de los elementos estructurales y de los sistemas para resistir la fuerza calculada y las demandas de deformación, junto con datos de laboratorio y demás datos usados para soportar tales criterios. Revisión de los criterios de aceptación para procedimientos no lineales dados en el *Pre-Estándar y Comentario para la Rehabilitación Sísmica de Edificios* (FEMA 356) es discrecional por parte del equipo de revisión del diseño.
- (2) Revisión del diseño final de todo el sistema estructural y todos los análisis de soporte. El equipo de revisión del diseño debe producir un informe que identifique, dentro del alcance de la revisión, las preocupaciones significativas y cualquier discrepancia de cumplimiento general con las disposiciones del Reglamento.

REFERENCIAS

- ATC 40 (SSC, 1996) *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, SSC Report No. 96-01, Seismic Safety Commission, State of California, Sacramento, California, Developed by the Applied Technology Council, Redwood City, California.
- FEMA 250 (FEMA 2000a), *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- FEMA 356 (FEMA, 2000b), *Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- HAZUS (NIBS, 1999), *HAZUS99 Technical Manual*, National Institute of Building Science, Washington D.C. Developed by the Federal Emergency Management Agency through agreements with the National Institute of Building Sciences.
- ASCE/SEI (2003), "Seismic Evaluation of Existing Buildings", ASCE/SEI 31-03, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2003
- ASCE/SEI (2006), "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2006

APÉNDICE A-4

VALORES DE A_a , A_v , A_e Y A_d Y DEFINICIÓN DE LA ZONA DE AMENAZA SÍSMICA DE LOS MUNICIPIOS COLOMBIANOS

Departamento de Amazonas

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Leticia	91001	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
El Encanto	91263	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
La Chorrera	91405	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
La Pedrera	91407	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
La Victoria	91430	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Mirití-Paraná	91460	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Alegría	91530	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Arica	91536	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Nariño	91540	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Santander	91669	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Tarapacá	91798	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02

Departamento de Antioquia

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Medellín	05001	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Abejorral	05002	0.20	0.25	Alta	0.13	0.07
Abriaquí	05004	0.20	0.25	Alta	0.13	0.07
Aleandría	05021	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Amagá	05030	0.20	0.25	Alta	0.16	0.09
Amalfi	05031	0.15	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Andes	05034	0.25	0.30	Alta	0.17	0.10
Angelópolis	05036	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Angostura	05038	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.04
Anorí	05040	0.15	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Anzá	05044	0.20	0.25	Alta	0.14	0.08
Apartadó	05045	0.25	0.25	Alta	0.19	0.09
Arboletes	05051	0.10	0.20	Intermedia	0.05	0.03
Argelia	05055	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Armenia	05059	0.20	0.25	Alta	0.15	0.08
Barbosa	05079	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Bello	05088	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Belmira	05086	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Betania	05091	0.25	0.30	Alta	0.16	0.10
Betulia	05093	0.20	0.25	Alta	0.14	0.08
Briceño	05107	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Buritica	05113	0.20	0.25	Alta	0.12	0.07
Cañasgordas	05138	0.20	0.25	Alta	0.12	0.07
Cáceres	05120	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.03
Caicedo	05125	0.20	0.25	Alta	0.13	0.07
Caldas	05129	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Campamento	05134	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Caracolí	05142	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Caramanta	05145	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
Carepa	05147	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Carmen De Viboral	05148	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Carolina	05150	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Caucasia	05154	0.15	0.20	Intermedia	0.04	0.02

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Chigorodó	05172	0.25	0.30	Alta	0.19	0.10
Cisneros	05190	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.04
Ciudad Bolívar	05101	0.25	0.30	Alta	0.16	0.10
Cocorná	05197	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Concepción	05206	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Concordia	05209	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Copacabana	05212	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Dabeiba	05234	0.25	0.30	Alta	0.13	0.08
Don Matías	05237	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Ebéjico	05240	0.15	0.25	Alta	0.15	0.08
El Bagre	05250	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Entreríos	05264	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Envigado	05266	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Fredonia	05282	0.20	0.25	Alta	0.16	0.09
Frontino	05284	0.30	0.30	Alta	0.15	0.09
Giraldo	05306	0.20	0.25	Alta	0.12	0.07
Girardota	05308	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Gómez Plata	05310	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Granada	05313	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Guadalupe	05315	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Guarne	05318	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Guatapé	05321	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Heliconia	05347	0.15	0.25	Alta	0.16	0.08
Hispania	05353	0.25	0.30	Alta	0.16	0.10
Itagüí	05360	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.08
Ituango	05361	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Jardín	05364	0.25	0.30	Alta	0.20	0.11
Jericó	05368	0.25	0.25	Alta	0.18	0.10
La Ceja	05376	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
La Estrella	05380	0.15	0.25	Alta	0.15	0.08
La Pintada	05390	0.25	0.25	Alta	0.16	0.09
La Unión	05400	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Liborina	05411	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.07
Maceo	05425	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Marinilla	05440	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Montebello	05467	0.20	0.25	Alta	0.14	0.08
Murindó	05475	0.35	0.35	Alta	0.25	0.13
Mutatá	05480	0.25	0.30	Alta	0.16	0.09
Nariño	05483	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Nechí	05495	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Necoclí	05490	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Olaya	05501	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Peñol	05541	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Peque	05543	0.20	0.25	Alta	0.11	0.06
Pueblorrico	05576	0.25	0.25	Alta	0.17	0.10
Puerto Berrío	05579	0.15	0.15	Intermedia	0.11	0.06
Puerto Nare	05585	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Puerto Triunfo	05591	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Remedios	05604	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Retiro	05607	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Rionegro	05615	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Sabanalarga	05628	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Sabaneta	05631	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.08
Salgar	05642	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
San Andrés	05647	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
San Carlos	05649	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
San Francisco	05652	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
San Jerónimo	05656	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.08
San José de la Montaña	05658	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
San Juan de Urabá	05659	0.10	0.20	Intermedia	0.06	0.03

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

San Luis	05660	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
San Pedro	05664	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
San Pedro de Urabá	05665	0.15	0.20	Intermedia	0.06	0.04
San Rafael	05667	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
San Roque	05670	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
San Vicente	05674	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Santa Bárbara	05679	0.20	0.25	Alta	0.16	0.09
Santa Rosa de Osos	05686	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Santafé de Antioquia	05042	0.20	0.25	Alta	0.13	0.07
Santo Domingo	05690	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Santuario	05697	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Segovia	05736	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Sonsón	05756	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Sopetrán	05761	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Támesis	05789	0.25	0.25	Alta	0.16	0.09
Tarazá	05790	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Tarso	05792	0.25	0.25	Alta	0.16	0.09
Titiribí	05809	0.20	0.25	Alta	0.15	0.08
Toledo	05819	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Turbo	05837	0.25	0.25	Alta	0.13	0.07
Uramita	05842	0.25	0.25	Alta	0.12	0.07
Urao	05847	0.30	0.30	Alta	0.17	0.10
Valdivia	05854	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Valparaíso	05856	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
Vegachí	05858	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Venecia	05861	0.20	0.25	Alta	0.15	0.08
Vigía del Fuerte	05873	0.35	0.35	Alta	0.22	0.12
Yalí	05885	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Yarumal	05887	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Yolombó	05890	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Yondó	05893	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Zaragoza	05895	0.15	0.20	Intermedia	0.05	0.03

Departamento de Arauca

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Arauca	81001	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.04
Arauquita	81065	0.20	0.15	Intermedia	0.07	0.03
Cravo Norte	81220	0.05	0.05	Baja	0.03	0.02
Fortul	81300	0.30	0.20	Alta	0.32	0.12
Puerto Rondón	81591	0.15	0.15	Intermedia	0.14	0.05
Saravena	81736	0.30	0.25	Alta	0.21	0.08
Tame	81794	0.25	0.20	Alta	0.31	0.10

Archipiélago de San Andrés

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
San Andrés	88001	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Providencia y Santa Catalina	88564	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03

Departamento de Atlántico

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Barranquilla	08001	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Baranoa	08078	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Campo de la Cruz	08137	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Candelaria	08141	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03
Galapa	08296	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Juan de Acosta	08372	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03
Luruaco	08421	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Malambo	08433	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Manatí	08436	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Palmar de Varela	08520	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03
Piojo	08549	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Polonuevo	08558	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Ponedera	08560	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03
Puerto Colombia	08573	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03
Repelón	08606	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Sabanagrande	08634	0.10	0.10	Baja	0.07	0.03
Sabanalarga	08638	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Santa Lucía	08675	0.10	0.10	Baja	0.07	0.03
Santo Tomás	08685	0.10	0.10	Baja	0.07	0.03
Soledad	08758	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Suán	08770	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03
Tubará	08832	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03
Usiacurí	08849	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03

Departamento de Bolívar

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Cartagena	13001	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Achí	13006	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Altos del Rosario	13030	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.03
Arenal	13042	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Arjona	13052	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Arroyohondo	13062	0.10	0.10	Baja	0.07	0.04
Barranco de Loba	13074	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Calamar	13140	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Cantagallo	13160	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Cicuco	13188	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Clemencia	13222	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Córdoba	13212	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
El Carmen de Bolívar	13244	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
El Guamo	13248	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
El Peñón	13268	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Hatillo de Loba	13300	0.15	0.10	Intermedia	0.05	0.03
Magangué	13430	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Mahates	13433	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03
Margarita	13440	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
María la Baja	13442	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.03
Mompós	13468	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Montecristo	13458	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Morales	13473	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Norosí	13490	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Pinillos	13549	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Regidor	13580	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Río Viejo	13600	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
San Cristóbal	13620	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
San Estanislao	13647	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
San Fernando	13650	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03
San Jacinto	13654	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
San Jacinto del Cauca	13655	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Juan Nepomuceno	13657	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
San Martín de Loba	13667	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
San Pablo	13670	0.15	0.15	Intermedia	0.36	0.04

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Santa Catalina	13673	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Santa Rosa	13683	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Santa Rosa del Sur	13688	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Simití	13744	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Soplaviento	13760	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Talagua Nuevo	13780	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03
Tiquisio	13810	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.05
Turbaco	13836	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Turbaná	13838	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Villanueva	13873	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Zambrano	13894	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03

Departamento de Boyacá

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Tunja	15001	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Almeida	15022	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Aquitania	15047	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Arcabuco	15051	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Belén	15087	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Berbeo	15090	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Beteitiva	15092	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Boavita	15097	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Boyacá	15104	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.06
Briceño	15106	0.15	0.15	Intermedia	0.12	0.07
Buenavista	15109	0.15	0.15	Intermedia	0.11	0.06
Busbanzá	15114	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Caldas	15131	0.15	0.15	Intermedia	0.11	0.06
Campohermoso	15135	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Cerínza	15162	0.20	0.25	Alta	0.15	0.07
Chinavita	15172	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Chiquinquirá	15176	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Chíquiza	15232	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Chiscas	15180	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Chita	15183	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Chitaraque	15185	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Chivatá	15187	0.15	0.25	Alta	0.14	0.07
Chivor	15236	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Ciénega	15189	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Cómbita	15204	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Coper	15212	0.15	0.15	Intermedia	0.11	0.06
Corrales	15215	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Covarachia	15218	0.20	0.25	Alta	0.14	0.07
Cubará	15223	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Cucaita	15224	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Cuitiva	15226	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Duitama	15238	0.20	0.25	Alta	0.14	0.07
El Cocuy	15244	0.25	0.30	Alta	0.22	0.08
El Espino	15248	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Firavitoba	15272	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Floresta	15276	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Gachantiva	15293	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Gámeza	15296	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Garagoa	15299	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Guacamayas	15317	0.25	0.25	Alta	0.18	0.08
Guateque	15322	0.20	0.25	Alta	0.16	0.07
Guayatá	15325	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Guicán	15332	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Iza	15362	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Jenesano	15367	0.20	0.25	Alta	0.15	0.07
Jericó	15368	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
La Capilla	15380	0.20	0.25	Alta	0.16	0.07
La Uvita	15403	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
La Victoria	15401	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.08
Labranzagrande	15377	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Macanal	15425	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Maripí	15442	0.15	0.15	Intermedia	0.13	0.07
Miraflores	15455	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Mongua	15464	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Monguí	15466	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Moniquirá	15469	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Motavita	15476	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Muzo	15480	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.08
Nobsa	15491	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Nuevo Colón	15494	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Oicatá	15500	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Otanche	15507	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.08
Pachavita	15511	0.20	0.25	Alta	0.16	0.07
Páez	15514	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Paipa	15516	0.20	0.25	Alta	0.12	0.06
Pajarito	15518	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Panqueba	15522	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Pauna	15531	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.07
Paya	15533	0.35	0.25	Alta	0.16	0.08
Paz De Río	15537	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Pesca	15542	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Pisba	15550	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Puerto Boyacá	15572	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.05
Quipama	15580	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.08
Ramiriquí	15599	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Ráquira	15600	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Rondón	15621	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Saboyá	15632	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Sáchica	15638	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Samacá	15646	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
San Eduardo	15660	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
San José de Pare	15664	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
San Luis de Gaceno	15667	0.35	0.30	Alta	0.16	0.07
San Mateo	15673	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
San Miguel de Sema	15676	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
San Pablo Borbur	15681	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.08
San Rosa Viterbo	15693	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Santa María	15690	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Santa Sofía	15696	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Santana	15686	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Sativanorte	15720	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Sativasur	15723	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Siachoque	15740	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Soatá	15753	0.25	0.25	Alta	0.16	0.07
Socha	15757	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Socotá	15755	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Sogamoso	15759	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Somondoco	15761	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Sora	15762	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Soracá	15764	0.20	0.25	Alta	0.14	0.07
Sotaquirá	15763	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Susacón	15774	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Sutamarchán	15776	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Sutatenza	15778	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Tasco	15790	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Tenza	15798	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Tibaná	15804	0.20	0.25	Alta	0.16	0.07
Tibasosa	15806	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Tinjacá	15808	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Tipacoque	15810	0.25	0.25	Alta	0.15	0.07
Toca	15814	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Toguí	15816	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Tópaga	15820	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Tota	15822	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Tunungua	15832	0.15	0.15	Intermedia	0.13	0.07
Turmequé	15835	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Tuta	15837	0.20	0.25	Alta	0.14	0.07
Tutazá	15839	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Úmbita	15842	0.20	0.25	Alta	0.15	0.06
Ventaquemada	15861	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Villa de Leyva	15407	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Viracachá	15879	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Zetaquirá	15897	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08

Departamento de Caldas

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Manizales	17001	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Aguadas	17013	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Anserma	17042	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Aranzazu	17050	0.25	0.25	Alta	0.19	0.09
Belalcázar	17088	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Chinchiná	17174	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Filadelfia	17272	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
La Dorada	17380	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
La Merced	17388	0.25	0.25	Alta	0.21	0.10
Manzanares	17433	0.20	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Marmato	17442	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Marquetalia	17444	0.20	0.20	Intermedia	0.17	0.08
Marulanda	17446	0.20	0.25	Alta	0.18	0.09
Neira	17486	0.25	0.25	Alta	0.19	0.10
Norcasia	17495	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Pácora	17513	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Palestina	17524	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Pensilvania	17541	0.20	0.20	Intermedia	0.18	0.09
Riosucio	17614	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Risaralda	17616	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Salamina	17653	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Samaná	17662	0.20	0.20	Intermedia	0.19	0.09
San José	17665	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Supía	17777	0.15	0.30	Alta	0.20	0.10
Victoria	17867	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06
Villamaría	17873	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Viterbo	17877	0.25	0.30	Alta	0.23	0.10

Departamento de Caquetá

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Florencia	18001	0.20	0.15	Intermedia	0.10	0.05
Albania	18029	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Belén de los Andaquíes	18094	0.20	0.15	Intermedia	0.09	0.05
Cartagena del Chairá	18150	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Currillo	18205	0.15	0.20	Intermedia	0.06	0.03
El Doncello	18247	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.03
El Paujil	18256	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.03
La Montañita	18410	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Milán	18460	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Morelia	18479	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.03
Puerto Rico	18592	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.03
San José de la Fragua	18610	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05
San Vicente del Caguán	18753	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Solano	18756	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Solita	18785	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Valparaíso	18860	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.03

Departamento de Casanare

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Yopal	85001	0.30	0.20	Alta	0.15	0.06
Aguazul	85010	0.30	0.20	Alta	0.14	0.06
Chámeza	85015	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Hato Corozal	85125	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
La Salina	85136	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Maní	85139	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Monterrey	85162	0.30	0.25	Alta	0.11	0.05
Nunchía	85225	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.04
Orocué	85230	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Paz de Ariporo	85250	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Pore	85263	0.20	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Recetor	85279	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Sabanalarga	85300	0.35	0.30	Alta	0.13	0.05
Sácama	85315	0.35	0.25	Alta	0.16	0.08
San Luis de Palenque	85325	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Támara	85400	0.35	0.20	Alta	0.16	0.08
Tauramena	85410	0.15	0.20	Intermedia	0.06	0.03
Trinidad	85430	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Villanueva	85440	0.20	0.20	Intermedia	0.06	0.03

Departamento del Cauca

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Popayán	19001	0.25	0.20	Alta	0.15	0.08
Almaguer	19022	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Argelia	19050	0.35	0.25	Alta	0.09	0.06
Balboa	19075	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Bolívar	19100	0.25	0.25	Alta	0.15	0.07
Buenos Aires	19110	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
Cajibío	19130	0.25	0.20	Alta	0.15	0.08
Caldonó	19137	0.25	0.20	Alta	0.16	0.07
Caloto	19142	0.25	0.20	Alta	0.16	0.07
Corinto	19212	0.25	0.20	Alta	0.12	0.06
El Tambo	19256	0.30	0.25	Alta	0.14	0.08
Florencia	19290	0.25	0.25	Alta	0.14	0.07
Guachené	19300	0.25	0.20	Alta	0.16	0.07
Guapí	19318	0.40	0.35	Alta	0.14	0.08
Inzá	19355	0.25	0.20	Alta	0.12	0.06
Jambaló	19364	0.25	0.20	Alta	0.11	0.06
La Sierra	19392	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
La Vega	19397	0.25	0.20	Alta	0.16	0.07
López	19418	0.40	0.30	Alta	0.14	0.07

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Mercaderes	19450	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Miranda	19455	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06
Morales	19473	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
Padilla	19513	0.25	0.20	Alta	0.16	0.07
Páez	19517	0.25	0.20	Alta	0.11	0.05
Patía	19532	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Piamonte	19533	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Piendamó	19548	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
Puerto Tejada	19573	0.25	0.20	Alta	0.13	0.08
Puracé	19585	0.25	0.20	Alta	0.12	0.06
Rosas	19622	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
San Sebastián	19693	0.25	0.25	Alta	0.15	0.07
Santa Rosa	19701	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Santander de Quilichao	19698	0.25	0.20	Alta	0.14	0.08
Silvia	19743	0.25	0.20	Alta	0.10	0.05
Sotará	19760	0.25	0.20	Alta	0.13	0.07
Suárez	19780	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
Sucre	19785	0.25	0.25	Alta	0.14	0.08
Timbío	19807	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
Timbiquí	19809	0.40	0.30	Alta	0.14	0.08
Toribío	19821	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05
Totoró	19824	0.25	0.20	Alta	0.10	0.05
Villa Rica	19845	0.25	0.20	Alta	0.14	0.08

Departamento del Cesar

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Valledupar	20001	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Aguachica	20011	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Agustín Codazzi	20013	0.10	0.10	Baja	0.07	0.04
Astréa	20032	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Becerril	20045	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Bosconia	20060	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Chimichagua	20175	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Chiriguaná	20178	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Curumaní	20228	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
El Copey	20238	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
El Paso	20250	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Gamarra	20295	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
González	20310	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.04
La Gloria	20383	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
La Jagua de Ibirico	20400	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
La Paz	20621	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Manaure	20443	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Pailitas	20517	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
Pelaya	20550	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Pueblo Bello	20570	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Río de Oro	20614	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Alberto	20710	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Diego	20750	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
San Martín	20770	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Tamalameque	20787	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04

Departamento del Chocó

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Quibdó	27001	0.35	0.35	Alta	0.25	0.13
Acandí	27006	0.25	0.25	Alta	0.09	0.04

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Alto Baudó	27025	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10
Atrato	27050	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Bagadó	27073	0.35	0.30	Alta	0.24	0.10
Bahía Solano	27075	0.45	0.40	Alta	0.24	0.10
Bajo Baudó	27077	0.45	0.40	Alta	0.24	0.10
Belén de Bajirá	27086	0.25	0.30	Alta	0.24	0.10
Bojayá	27099	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10
Cantón de San Pablo	27135	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10
Carmen del Darién	27150	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Certeguí	27160	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Condoto	27205	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
El Carmen de Atrato	27245	0.30	0.30	Alta	0.24	0.10
El Litoral del San Juan	27250	0.40	0.40	Alta	0.20	0.10
Itsmína	27361	0.40	0.40	Alta	0.23	0.10
Juradó	27372	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10
Lloró	27413	0.25	0.35	Alta	0.24	0.10
Medio Atrato	27425	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Medio Baudó	27430	0.45	0.40	Alta	0.24	0.10
Medio San Juan	27450	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10
Nóvita	27491	0.40	0.35	Alta	0.24	0.10
Nuquí	27495	0.45	0.40	Alta	0.24	0.10
Río Iro	27580	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Río Quito	27600	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10
Riosucio	27615	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
San José del Palmar	27660	0.35	0.30	Alta	0.24	0.10
Sipí	27745	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Tadó	27787	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Unguía	27800	0.25	0.25	Alta	0.15	0.07
Unión Panamericana	27810	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10

Departamento de Córdoba

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Montería	23001	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Ayapel	23068	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Buenavista	23079	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Canalete	23090	0.10	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Cereté	23162	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Chimá	23168	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Chinú	23182	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Ciénaga de Oro	23189	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Cotorra	23300	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.03
La Apartada	23350	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Lorica	23417	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Los Córdoba	23419	0.10	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Moñitos	23500	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Momil	23464	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.03
Montelíbano	23466	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Planeta Rica	23555	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Pueblo Nuevo	23570	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.05
Puerto Escondido	23574	0.10	0.20	Intermedia	0.06	0.04
Puerto Libertador	23580	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Purísima	23586	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.03
Sahagún	23660	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Andrés de Sotavento	23670	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Antero	23672	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
San Bernardo del Viento	23675	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
San Carlos	23678	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San José de Uré	23682	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

San Pelayo	23686	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.03
Tierralta	23807	0.20	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Tuchín	23815	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Valencia	23855	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04

Departamento de Cundinamarca

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Bogotá D. C.	11001	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Agua de Dios	25001	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Albán	25019	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Anapóima	25035	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Anolaima	25040	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Apulo	25599	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Arbeláez	25053	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Beltrán	25086	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Bituima	25095	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Bojacá	25099	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Cabrera	25120	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Cachipay	25123	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.06
Cajicá	25126	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Caparrapí	25148	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.06
Cáqueza	25151	0.25	0.25	Alta	0.15	0.06
Carmen de Carupa	25154	0.15	0.15	Intermedia	0.09	0.05
Chaguani	25168	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Chía	25175	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Chipaque	25178	0.20	0.25	Alta	0.11	0.05
Choachí	25181	0.20	0.25	Alta	0.12	0.06
Chocontá	25183	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Cogua	25200	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Cota	25214	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Cucunubá	25224	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
El Colegio	25245	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
El Peñón	25258	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06
El Rosal	25260	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Facatativá	25269	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Fómeque	25279	0.25	0.25	Alta	0.16	0.06
Fosca	25281	0.25	0.25	Alta	0.16	0.06
Funza	25286	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Fúquene	25288	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Fusagasugá	25290	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Gachalá	25293	0.30	0.25	Alta	0.26	0.06
Gachancipá	25295	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Gachetá	25297	0.20	0.25	Alta	0.15	0.06
Gama	25299	0.25	0.25	Alta	0.16	0.06
Girardot	25307	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Granada	25312	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Guachetá	25317	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Guaduas	25320	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.06
Guasca	25322	0.15	0.25	Alta	0.11	0.05
Guataquí	25324	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Guatavita	25326	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Guayabal de Siquima	25328	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Guayabetal	25335	0.30	0.25	Alta	0.16	0.06
Gutiérrez	25339	0.25	0.25	Alta	0.16	0.06
Jerusalén	25368	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Junín	25372	0.20	0.25	Alta	0.16	0.06
La Calera	25377	0.15	0.25	Alta	0.11	0.05
La Mesa	25386	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.06

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

La Palma	25394	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
La Peña	25398	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
La Vega	25402	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Lenguazaque	25407	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Machetá	25426	0.20	0.25	Alta	0.13	0.06
Madrid	25430	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Manta	25436	0.20	0.25	Alta	0.15	0.06
Medina	25438	0.35	0.25	Alta	0.16	0.06
Mosquera	25473	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Nariño	25483	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Nemocón	25486	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Nilo	25488	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Nimáima	25489	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.06
Nocáima	25491	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.06
Pacho	25513	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Paime	25518	0.15	0.15	Intermedia	0.12	0.06
Pandi	25524	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Paratebuena	25530	0.30	0.25	Alta	0.09	0.04
Pasca	25535	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Puerto Salgar	25572	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Pulí	25580	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.06
Quebradanegra	25592	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Quetame	25594	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Quipile	25596	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.08
Ricaurte	25612	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
San Antonio de Tequendama	25645	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
San Bernardo	25649	0.25	0.20	Alta	0.10	0.05
San Cayetano	25653	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.06
San Francisco	25658	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
San Juan de Rioseco	25662	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Sasaima	25718	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Sesquilé	25736	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Sibaté	25740	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Silvania	25743	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Simijaca	25745	0.15	0.15	Intermedia	0.09	0.05
Soacha	25754	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Sopó	25758	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Subachoque	25769	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Suesca	25772	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Supatá	25777	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Susa	25779	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Sutatausa	25781	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Tábo	25785	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Tausa	25793	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Tena	25797	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Tenjo	25799	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Tibacuy	25805	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Tibiritá	25807	0.20	0.25	Alta	0.15	0.06
Tocaima	25815	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Tocancipá	25817	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Topaipí	25823	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.06
Ubalá	25839	0.25	0.25	Alta	0.16	0.06
Ubaque	25841	0.20	0.25	Alta	0.12	0.06
Ubaté	25843	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Une	25845	0.20	0.25	Alta	0.13	0.06
Útica	25851	0.15	0.20	Intermedia	0.18	0.06
Venecia	25506	0.25	0.20	Alta	0.10	0.05
Vergara	25862	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Vianí	25867	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Villagómez	25871	0.15	0.15	Intermedia	0.11	0.06

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Villapinzón	25873	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Villeta	25875	0.15	0.20	Intermedia	0.17	0.06
Viotá	25878	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Yacopí	25885	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.06
Zipacón	25898	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Zipaquirá	25899	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05

Distrito Capital

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Bogotá D. C.	11001	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06

Departamento del Guainía

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Puerto Inírida	94001	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Barranco Mina	94343	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Cacahual	94886	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
La Guadalupe	94885	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Mapiripaná	94663	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Morichal	94888	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Pana Pana	94887	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Colombia	94884	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
San Felipe	94883	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02

Departamento de la Guajira

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Riohacha	44001	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Albania	44035	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Barrancas	44078	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
Dibulla	44090	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
Distracción	44098	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
El Molino	44110	0.10	0.10	Baja	0.06	0.04
Fonseca	44279	0.15	0.10	Intermedia	0.07	0.04
Hatonuevo	44378	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
La Jagua del Pilar	44420	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Maicao	44430	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Manaure	44560	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
San Juan del Cesar	44650	0.15	0.10	Intermedia	0.05	0.03
Uribía	44847	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Urumita	44855	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Villanueva	44874	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03

Departamento del Guaviare

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
San José Del Guaviare	95001	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Calamar	95015	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
El Retorno	95025	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Miraflores	95200	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Departamento del Huila

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Neiva	41001	0.25	0.25	Alta	0.20	0.08
Acevedo	41006	0.30	0.15	Alta	0.17	0.06
Agrado	41013	0.30	0.15	Alta	0.26	0.08
Aipe	41016	0.25	0.25	Alta	0.14	0.05
Algeciras	41020	0.30	0.20	Alta	0.20	0.08
Altamira	41026	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Baraya	41078	0.30	0.25	Alta	0.19	0.08
Campoalegre	41132	0.30	0.20	Alta	0.20	0.08
Colombia	41206	0.30	0.25	Alta	0.19	0.08
Elías	41244	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Garzón	41298	0.30	0.15	Alta	0.20	0.07
Gigante	41306	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Guadalupe	41319	0.30	0.15	Alta	0.16	0.06
Hobo	41349	0.30	0.20	Alta	0.20	0.08
Iquira	41357	0.25	0.20	Alta	0.16	0.06
Isnos	41359	0.25	0.20	Alta	0.19	0.07
La Argentina	41378	0.25	0.15	Alta	0.19	0.07
La Plata	41396	0.25	0.15	Alta	0.19	0.07
Nátaga	41483	0.25	0.20	Alta	0.19	0.07
Oporapa	41503	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Paicol	41518	0.25	0.20	Alta	0.20	0.08
Palermo	41524	0.25	0.25	Alta	0.18	0.07
Palestina	41530	0.30	0.20	Alta	0.20	0.08
Pital	41548	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Pitalito	41551	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Rivera	41615	0.30	0.20	Alta	0.20	0.08
Saladoblanco	41660	0.25	0.20	Alta	0.20	0.07
San Agustín	41668	0.25	0.20	Alta	0.19	0.08
Santa María	41676	0.25	0.20	Alta	0.14	0.05
Suazá	41770	0.30	0.15	Alta	0.16	0.06
Tarquí	41791	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Tello	41799	0.30	0.25	Alta	0.19	0.08
Teruel	41801	0.25	0.20	Alta	0.19	0.07
Tesalia	41797	0.25	0.20	Alta	0.19	0.07
Timaná	41807	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Villavieja	41872	0.25	0.25	Alta	0.19	0.07
Yaguará	41885	0.25	0.20	Alta	0.19	0.08

Departamento del Magdalena

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Santa Marta	47001	0.15	0.10	Intermedia	0.10	0.04
Algarrobo	47030	0.10	0.10	Baja	0.05	0.02
Aracataca	47053	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Ariguaní	47058	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Cerro San Antonio	47161	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Chivolo	47170	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Ciénaga	47189	0.10	0.10	Baja	0.06	0.02
Concordia	47205	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
El Banco	47245	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
El Piñon	47258	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
El Reten	47268	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Fundación	47288	0.10	0.10	Baja	0.05	0.02
Guamal	47318	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Nueva Granada	47460	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Pedraza	47541	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Pijino del Carmen	47545	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Pivijay	47551	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Plato	47555	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Puebloviejo	47570	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Remolino	47605	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Sabanas de San Ángel	47660	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Salamina	47675	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
San Sebastián de Buenavista	47692	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
San Zenón	47703	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Santa Ana	47707	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Santa Bárbara de Pinto	47720	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Sitionuevo	47745	0.10	0.10	Baja	0.05	0.02
Tenerife	47798	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Zapayán	47960	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Zona Bananera	47980	0.10	0.10	Baja	0.08	0.02

Departamento del Meta

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Villavicencio	50001	0.35	0.30	Alta	0.20	0.07
Acacias	50006	0.30	0.30	Alta	0.17	0.06
Barranca de Upía	50110	0.25	0.25	Alta	0.08	0.04
Cabuyaro	50124	0.20	0.20	Intermedia	0.06	0.03
Castilla la Nueva	50150	0.20	0.25	Alta	0.07	0.03
Cumaral	50226	0.25	0.25	Alta	0.09	0.04
El Calvario	50245	0.30	0.25	Alta	0.26	0.08
El Castillo	50251	0.25	0.25	Alta	0.11	0.04
El Dorado	50270	0.25	0.25	Alta	0.11	0.05
Fuente de Oro	50287	0.15	0.20	Intermedia	0.05	0.02
Granada	50313	0.20	0.25	Alta	0.07	0.03
Guamal	50318	0.35	0.25	Alta	0.28	0.08
La Macarena	50350	0.05	0.10	Baja	0.03	0.02
La Uribe	50370	0.25	0.25	Alta	0.10	0.04
Lejanías	50400	0.30	0.25	Alta	0.19	0.08
Mapiripán	50325	0.05	0.05	Baja	0.02	0.02
Mesetas	50330	0.20	0.25	Alta	0.07	0.03
Puerto Concordia	50450	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Gaitán	50568	0.05	0.10	Baja	0.04	0.02
Puerto Lleras	50577	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Puerto López	50573	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Puerto Rico	50590	0.05	0.10	Baja	0.04	0.02
Restrepo	50606	0.30	0.30	Alta	0.13	0.05
San Carlos Guaroa	50680	0.15	0.20	Intermedia	0.05	0.03
San Juan de Arama	50683	0.15	0.20	Intermedia	0.06	0.03
San Juanito	50686	0.30	0.25	Alta	0.20	0.08
San Luis de Cubarral	50223	0.35	0.25	Alta	0.20	0.08
San Martín	50689	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Vista Hermosa	50711	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02

Departamento de Nariño

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Pasto	52001	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Albán	52019	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Aldana	52022	0.25	0.25	Alta	0.14	0.08
Ancuyá	52036	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Arboleda	52051	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Barbacoas	52079	0.35	0.35	Alta	0.16	0.08
Belén	52083	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Buesaco	52110	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Chachagui	52240	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Colón	52203	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Consacá	52207	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Contadero	52210	0.25	0.25	Alta	0.12	0.07
Córdoba	52215	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Cuaspué	52224	0.25	0.25	Alta	0.14	0.08
Cumbal	52227	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Cumbitará	52233	0.30	0.30	Alta	0.10	0.07
El Charco	52250	0.40	0.35	Alta	0.13	0.08
El Peñol	52254	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
El Rosario	52256	0.30	0.30	Alta	0.11	0.07
El Tablón	52258	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
El Tambo	52260	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Francisco Pizarro	52520	0.50	0.40	Alta	0.16	0.08
Funes	52287	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Guachucal	52317	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Guaitarilla	52320	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Gualmatán	52323	0.25	0.25	Alta	0.12	0.07
Iles	52352	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Imúes	52354	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Ipiales	52356	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
La Cruz	52378	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
La Florida	52381	0.25	0.25	Alta	0.12	0.07
La Llanada	52385	0.30	0.30	Alta	0.11	0.07
La Tola	52390	0.50	0.40	Alta	0.16	0.08
La Unión	52399	0.25	0.25	Alta	0.12	0.07
Leiva	52405	0.30	0.25	Alta	0.15	0.08
Linares	52411	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Los Andes	52418	0.30	0.30	Alta	0.12	0.07
Magüí	52427	0.40	0.35	Alta	0.16	0.08
Mallama	52435	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Mosquera	52473	0.50	0.40	Alta	0.16	0.08
Nariño	52480	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Olaya Herrera	52490	0.50	0.40	Alta	0.16	0.08
Ospina	52506	0.25	0.25	Alta	0.12	0.08
Policarpa	52540	0.30	0.30	Alta	0.13	0.08
Potosí	52560	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Providencia	52565	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Puerres	52573	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Pupiales	52585	0.25	0.25	Alta	0.12	0.08
Ricaurte	52612	0.35	0.30	Alta	0.16	0.08
Roberto Payán	52621	0.45	0.40	Alta	0.16	0.08
Samaniego	52678	0.30	0.30	Alta	0.13	0.08
San Bernardo	52685	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
San Lorenzo	52687	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
San Pablo	52693	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
San Pedro de Cartago	52694	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Sandoná	52683	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Santa Bárbara	52696	0.45	0.35	Alta	0.16	0.08
Santacruz	52699	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Sapuyés	52720	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Taminango	52786	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Tangua	52788	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Tumaco	52835	0.45	0.40	Alta	0.16	0.08
Túquerres	52838	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Yacuanquer	52885	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Departamento del Norte de Santander

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Cúcuta	54001	0.35	0.30	Alta	0.25	0.10
Abrego	54003	0.25	0.20	Alta	0.07	0.04
Arboledas	54051	0.30	0.25	Alta	0.08	0.04
Bochalema	54099	0.35	0.25	Alta	0.13	0.06
Bucarasica	54109	0.30	0.25	Alta	0.09	0.04
Cáchira	54128	0.25	0.25	Alta	0.07	0.04
Cácota	54125	0.30	0.25	Alta	0.10	0.05
Chinácota	54172	0.35	0.30	Alta	0.16	0.07
Chitagá	54174	0.30	0.30	Alta	0.11	0.05
Convención	54206	0.20	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Cucutilla	54223	0.30	0.25	Alta	0.08	0.04
Durania	54239	0.35	0.25	Alta	0.14	0.06
El Carmen	54245	0.15	0.10	Intermedia	0.04	0.02
El Tarra	54250	0.20	0.15	Intermedia	0.05	0.03
El Zulia	54261	0.35	0.25	Alta	0.22	0.09
Gramalote	54313	0.30	0.25	Alta	0.11	0.05
Hacarí	54344	0.25	0.20	Alta	0.06	0.03
Herrán	54347	0.35	0.30	Alta	0.19	0.08
La Esperanza	54385	0.20	0.20	Intermedia	0.05	0.03
La Playa	54398	0.20	0.15	Intermedia	0.06	0.03
Labateca	54377	0.35	0.30	Alta	0.14	0.06
Los Patios	54405	0.35	0.30	Alta	0.22	0.09
Lourdes	54418	0.30	0.25	Alta	0.11	0.05
Mutiscua	54480	0.30	0.25	Alta	0.08	0.04
Ocaña	54498	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.03
Pamplona	54518	0.30	0.25	Alta	0.10	0.05
Pamplonita	54520	0.35	0.25	Alta	0.13	0.06
Puerto Santander	54553	0.35	0.25	Alta	0.09	0.04
Ragonvalia	54599	0.35	0.30	Alta	0.20	0.09
Salazar	54660	0.30	0.25	Alta	0.09	0.04
San Calixto	54670	0.20	0.15	Intermedia	0.05	0.03
San Cayetano	54673	0.35	0.30	Alta	0.19	0.08
Santiago	54680	0.30	0.25	Alta	0.14	0.06
Sardinata	54720	0.30	0.25	Alta	0.15	0.06
Silos	54743	0.25	0.25	Alta	0.07	0.03
Teorama	54800	0.20	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Tibú	54810	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.04
Toledo	54820	0.35	0.30	Alta	0.24	0.10
Villa Caro	54871	0.30	0.25	Alta	0.07	0.04
Villa del Rosario	54874	0.35	0.30	Alta	0.25	0.10

Departamento del Putumayo

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Mocoa	86001	0.30	0.25	Alta	0.20	0.10
Colón	86219	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Orito	86320	0.30	0.25	Alta	0.08	0.05
Puerto Asís	86568	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Puerto Caicedo	86569	0.15	0.20	Intermedia	0.04	0.02
Puerto Guzmán	86571	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Puerto Leguízamo	86573	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
San Francisco	86755	0.30	0.25	Alta	0.16	0.10
San Miguel	86757	0.15	0.20	Intermedia	0.04	0.02
Santiago	86760	0.30	0.25	Alta	0.17	0.10
Sibundoy	86749	0.25	0.25	Alta	0.14	0.08

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Valle del Guamuez	86865	0.15	0.20	Intermedia	0.04	0.02
Villagarzón	86885	0.30	0.25	Alta	0.08	0.05

Departamento del Quindío

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Armenia	63001	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Buenavista	63111	0.25	0.20	Alta	0.19	0.09
Calarcá	63130	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Circasia	63190	0.25	0.25	Alta	0.20	0.11
Córdoba	63212	0.25	0.20	Alta	0.20	0.10
Filandia	63272	0.25	0.25	Alta	0.20	0.11
Génova	63302	0.25	0.20	Alta	0.20	0.09
La Tebaida	63401	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Montenegro	63470	0.25	0.25	Alta	0.19	0.10
Pijáo	63548	0.25	0.20	Alta	0.20	0.10
Quimbaya	63594	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Salento	63690	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09

Departamento de Risaralda

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Pereira	66001	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Apía	66045	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10
Balboa	66075	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Belén de Umbría	66088	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Dos Quebradas	66170	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Guática	66318	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
La Celia	66383	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10
La Virginia	66400	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Marsella	66440	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Mistrató	66456	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10
Pueblo Rico	66572	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10
Quinchía	66594	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Santa Rosa de Cabal	66682	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Santuario	66687	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10

Departamento de Santander

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Bucaramanga	68001	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
Aguada	68013	0.15	0.20	Intermedia	0.17	0.09
Albania	68020	0.15	0.15	Intermedia	0.09	0.06
Aratoca	68051	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Barbosa	68077	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Barichara	68079	0.20	0.25	Alta	0.13	0.08
Barrancabermeja	68081	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Betulia	68092	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.09
Bolívar	68101	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Cabrera	68121	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.08
California	68132	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Capitanejo	68147	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Carcasi	68152	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Cepitá	68160	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Cerrito	68162	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Charalá	68167	0.20	0.25	Alta	0.08	0.05

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Charta	68169	0.25	0.25	Alta	0.09	0.06
Chima	68176	0.15	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Chipatá	68179	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.07
Cimitarra	68190	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Concepción	68207	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Confines	68209	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Contratación	68211	0.15	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Coromoro	68217	0.20	0.25	Alta	0.09	0.06
Curití	68229	0.20	0.25	Alta	0.10	0.06
El Carmen de Chucurí	68235	0.15	0.15	Intermedia	0.17	0.08
El Florián	68271	0.15	0.15	Intermedia	0.12	0.07
El Guacamayo	68245	0.15	0.20	Intermedia	0.18	0.10
El Peñón	68250	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.07
El Playón	68255	0.25	0.25	Alta	0.14	0.07
Encino	68264	0.20	0.25	Alta	0.09	0.05
Enciso	68266	0.25	0.25	Alta	0.10	0.05
Floridablanca	68276	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Galán	68296	0.15	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Gámbita	68298	0.20	0.20	Intermedia	0.07	0.05
Goepesa	68327	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Girón	68307	0.20	0.25	Alta	0.18	0.10
Guaca	68318	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Guadalupe	68320	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.09
Guapotá	68322	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.08
Guavatá	68324	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.06
Hato	68344	0.15	0.20	Intermedia	0.21	0.10
Jesús María	68368	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.06
Jordán	68370	0.20	0.25	Alta	0.10	0.07
La Belleza	68377	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.07
La Paz	68397	0.15	0.15	Intermedia	0.14	0.09
Landázuri	68385	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.06
Lebrija	68406	0.25	0.20	Alta	0.13	0.09
Los Santos	68418	0.20	0.25	Alta	0.11	0.08
Macaravita	68425	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Málaga	68432	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Matanza	68444	0.25	0.25	Alta	0.10	0.06
Mogotes	68464	0.25	0.25	Alta	0.10	0.06
Molagavita	68468	0.25	0.25	Alta	0.10	0.06
Ocamonte	68498	0.20	0.25	Alta	0.08	0.05
Oiba	68500	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Onzága	68502	0.25	0.25	Alta	0.13	0.07
Palmar	68522	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.09
Palmas del Socorro	68524	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.08
Páramo	68533	0.20	0.25	Alta	0.09	0.06
Piedecuesta	68547	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Pinchote	68549	0.20	0.25	Alta	0.09	0.06
Puente Nacional	68572	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Puerto Parra	68573	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Puerto Wilches	68575	0.15	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Rionegro	68615	0.20	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Sabana de Torres	68655	0.20	0.15	Intermedia	0.06	0.04
San Andrés	68669	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
San Benito	68673	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.07
San Gil	68679	0.20	0.25	Alta	0.09	0.06
San Joaquín	68682	0.25	0.25	Alta	0.13	0.07
San José de Miranda	68684	0.25	0.25	Alta	0.10	0.05
San Miguel	68686	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
San Vicente de Chucurí	68689	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.08
Santa Bárbara	68705	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Santa Helena del Opón	68720	0.15	0.15	Intermedia	0.18	0.10

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Simacota	68745	0.15	0.15	Intermedia	0.09	0.06
Socorro	68755	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.07
Suaita	68770	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Sucre	68773	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.07
Suratá	68780	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Tona	68820	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Valle San José	68855	0.20	0.25	Alta	0.08	0.06
Vélez	68861	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.08
Vetas	68867	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Villanueva	68872	0.20	0.25	Alta	0.11	0.07
Zapatoca	68895	0.20	0.20	Intermedia	0.20	0.10

Departamento de Sucre

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Sincelejo	70001	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Buenavista	70110	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Caimito	70124	0.15	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Chalán	70230	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Coloso	70204	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Corozal	70215	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Coveñas	70221	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.04
El Roble	70233	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Galeras	70235	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Guarandá	70265	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.05
La Unión	70400	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Los Palmitos	70418	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Majagual	70429	0.15	0.15	Intermedia	0.04	0.04
Morroa	70473	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Ovejas	70508	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Palmito	70523	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Sampués	70670	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04
San Benito Abad	70678	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
San Juan Betulia	70702	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
San Marcos	70708	0.15	0.15	Intermedia	0.04	0.04
San Onofre	70713	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
San Pedro	70717	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Sincé	70742	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Sucre	70771	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Tolú	70820	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Tolúviejo	70823	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04

Departamento del Tolima

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Ibagué	73001	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Alpujarra	73024	0.25	0.25	Alta	0.14	0.07
Alvarado	73026	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Ambalema	73030	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Anzoátegui	73043	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.08
Armero	73055	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Ataco	73067	0.25	0.20	Alta	0.07	0.04
Cajamarca	73124	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.08
Carmen Apicalá	73148	0.25	0.20	Alta	0.11	0.05
Casabianca	73152	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.08
Chaparral	73168	0.25	0.20	Alta	0.08	0.05
Coello	73200	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Coyaima	73217	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Cunday	73226	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05
Dolores	73236	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Espinal	73268	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06
Falán	73270	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Flandes	73275	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Fresno	73283	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.09
Guamo	73319	0.25	0.20	Alta	0.11	0.06
Hervéo	73347	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.08
Honda	73349	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Icononzo	73352	0.20	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Lérida	73408	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Libano	73411	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Mariquita	73443	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.07
Melgar	73449	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Murillo	73461	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Natagaima	73483	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Ortega	73504	0.25	0.20	Alta	0.08	0.05
Palocabildo	73520	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.08
Piedras	73547	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.07
Planadas	73555	0.25	0.20	Alta	0.06	0.04
Prado	73563	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06
Purificación	73585	0.25	0.20	Alta	0.14	0.06
Rioblanco	73616	0.25	0.20	Alta	0.07	0.04
Roncesvalles	73622	0.25	0.20	Alta	0.15	0.08
Rovira	73624	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Saldaña	73671	0.25	0.20	Alta	0.11	0.06
San Antonio	73675	0.25	0.20	Alta	0.10	0.06
San Luis	73678	0.25	0.20	Alta	0.10	0.06
Santa Isabel	73686	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.08
Suárez	73770	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06
Valle de San Juan	73854	0.25	0.20	Alta	0.10	0.06
Venadillo	73861	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.07
Villahermosa	73870	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Villarrica	73873	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05

Departamento del Valle del Cauca

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Cali	76001	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
Alcalá	76020	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Andalucía	76036	0.25	0.25	Alta	0.14	0.09
Ansermanuevo	76041	0.25	0.30	Alta	0.16	0.10
Argelia	76054	0.30	0.30	Alta	0.16	0.10
Bolívar	76100	0.30	0.30	Alta	0.16	0.10
Buenaventura	76109	0.40	0.35	Alta	0.13	0.08
Buga	76111	0.25	0.20	Alta	0.11	0.07
Bugalagrande	76113	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Caicedonia	76122	0.25	0.20	Alta	0.14	0.08
Calima	76126	0.30	0.30	Alta	0.10	0.07
Candelaria	76130	0.25	0.20	Alta	0.10	0.07
Cartago	76147	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Dagua	76233	0.25	0.25	Alta	0.09	0.06
El Águila	76243	0.30	0.30	Alta	0.16	0.10
El Cairo	76246	0.30	0.30	Alta	0.16	0.10
El Cerrito	76248	0.25	0.20	Alta	0.11	0.07
El Dovio	76250	0.30	0.30	Alta	0.18	0.10
Florida	76275	0.25	0.20	Alta	0.10	0.06
Ginebra	76306	0.25	0.20	Alta	0.11	0.07
Guacarí	76318	0.25	0.25	Alta	0.12	0.08
Jamundí	76364	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a , A_v , A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

La Cumbre	76377	0.25	0.25	Alta	0.11	0.08
La Unión	76400	0.25	0.25	Alta	0.16	0.13
La Victoria	76403	0.25	0.25	Alta	0.15	0.10
Obando	76497	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Palmira	76520	0.25	0.20	Alta	0.12	0.07
Pradera	76563	0.25	0.20	Alta	0.12	0.06
Restrepo	76606	0.25	0.25	Alta	0.11	0.08
Riofrío	76616	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Roldanillo	76622	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
San Pedro	76670	0.25	0.25	Alta	0.12	0.08
Sevilla	76736	0.25	0.20	Alta	0.13	0.08
Toro	76823	0.25	0.25	Alta	0.16	0.14
Trujillo	76828	0.25	0.25	Alta	0.15	0.10
Tuluá	76834	0.25	0.20	Alta	0.12	0.07
Ulloa	76845	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Versalles	76863	0.30	0.30	Alta	0.16	0.10
Vijes	76869	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Yotocó	76890	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Yumbo	76892	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Zarzal	76895	0.25	0.25	Alta	0.14	0.10

Departamento del Vaupés

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Mitú	97001	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Carurú	97161	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Pacoa	97511	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Papunahua	97777	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Taraira	97666	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Yavarate	97889	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02

Departamento del Vichada

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Puerto Carreño	99001	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Cumaribo	99773	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
La Primavera	99524	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Santa Rosalía	99624	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02

□

APÉNDICE A-5

CALIDADES, EXPERIENCIA, IDONEIDAD Y ACREDITACIÓN DE PROFESIONALES

(Calidades de los profesionales que realicen labores de diseño estructural, de diseño sísmico de elementos no estructurales, de elaboración de estudios geotécnicos, de revisión de los diseños y estudios, de dirección de la construcción y de supervisión técnica independiente de la construcción, y los mecanismos y tramites por medio de los cuales se demuestre la experiencia profesional, idoneidad y el conocimiento de la Ley 400 de 1997 modificada por medio la Ley 1229 de 2008, el Decreto-Ley 019 de 2012 y la Ley 1796 de 2016, y sus Reglamentos)

A-5.1 — PROPÓSITO Y ALCANCE DEL APÉNDICE A-5

A-5.1.1 — PROPÓSITO — De conformidad con el artículo 12 de la Ley 1796 de 2016, el presente Apéndice A-5 tiene como objeto realizar los ajustes al proceso de acreditación de los profesionales que realicen labores de diseño estructural, diseño sísmico de elementos no estructurales, elaboración de estudios geotécnicos, revisión de los diseños y estudios, dirección de la construcción y supervisión técnica independiente, así como los mecanismos y procedimientos por medio de los cuales se demuestra la experiencia profesional, idoneidad y el conocimiento de la Ley 400 de 1997 y sus reglamentos.

A-5.1.2 — ALCANCE — El presente Apéndice A-5 del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10, reglamenta las medidas enfocadas al incremento de la seguridad de las edificaciones de acuerdo con lo previsto por la Ley 1796 de 2016 en cuanto a la calidad, experiencia, idoneidad y acreditación de profesionales que realizan las labores contempladas en la Ley 400 de 1997.

A-5.1.3 — OBLIGACIÓN DE DEMOSTRAR LA EXPERIENCIA PROFESIONAL Y ACREDITAR LA IDONEIDAD Y EL CONOCIMIENTO DE LA REGLAMENTACIÓN DE SISMO RESISTENCIA — La demostración de la experiencia, la acreditación de la idoneidad y conocimiento del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10, se desarrollará de la siguiente manera:

1. Es obligatoria para los profesionales que realicen labores de diseño estructural, diseño sísmico de elementos no estructurales, elaboración de estudios geotécnicos, revisión de diseños y estudios, dirección de la construcción y supervisión técnica independiente de edificaciones, entendiéndose éstas como construcciones cuyo uso principal es la habitación u ocupación por seres humanos, tal como las define la Ley 400 de 1997. Estos profesionales deben adelantar los procedimientos por medio de los cuales se demuestra la experiencia profesional, idoneidad y conocimiento del Reglamento NSR-10.
2. No será obligatoria para los profesionales de la ingeniería civil, la arquitectura, la construcción en arquitectura e ingeniería, y la ingeniería mecánica que realicen labores o actividades distintas a las previstas en el numeral anterior.

A-5.2 — PROFESIONES REGULADAS POR LA LEY 400 DE 1997 Y SUS POSTERIORES MODIFICACIONES

A-5.2.1 — PROFESIONES — Los profesionales que realicen labores de diseño estructural, diseño sísmico de elementos no estructurales, elaboración de estudios geotécnicos, revisión de diseños y estudios, dirección de la construcción y supervisión técnica independiente de edificaciones, entendiéndose éstas como construcciones cuyo uso principal es la habitación u ocupación por seres humanos, deben cumplir con los requisitos exigidos por la Ley, dentro de los cuales se encuentra tener matrícula profesional vigente, años de experiencia exigida e independencia, de conformidad con lo previsto en el Título VI de la Ley 400 de 1997, modificada por la Ley 1229 de 2008, desarrollados a continuación:

A-5.2.1.1 — Ingenieros civiles — Dentro del alcance del presente Reglamento NSR-10, los ingenieros civiles podrán realizar labores de diseño estructural, diseño sísmico de elementos no estructurales, estudios geotécnicos, revisión de diseños estructurales, revisión de diseño sísmico de elementos no estructurales,

revisión de estudios geotécnicos, dirección de la construcción y supervisión técnica independiente. Para desarrollar estas labores, deben cumplir con los requisitos exigidos por la Ley 400 de 1997, dentro de los cuales se encuentran los siguientes: tener matrícula profesional vigente, años de experiencia mínima exigidos e independencia laboral en los casos señalados por la norma, para lo cual podrán consultar la Tabla A-5.2-1. Así mismo, deberán acreditar la idoneidad y conocimiento del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes.

A-5.2.1.2 — Arquitectos — Dentro del alcance del presente Reglamento NSR-10, los arquitectos podrán realizar labores de diseño sísmico de elementos no estructurales, revisión de diseño sísmico de elementos no estructurales, dirección de la construcción, supervisión técnica independiente, diseño de medios de evacuación y elementos no estructurales para protección contra incendios. Para desarrollar estas labores, deben cumplir con los requisitos exigidos por la Ley 400 de 1997, dentro de los cuales se encuentran los siguientes: tener matrícula profesional vigente, años de experiencia mínima exigidos e independencia laboral en los casos señalados por la norma, para lo cual podrán consultar la Tabla A-5.2-1. Así mismo, deberán acreditar la idoneidad y conocimiento del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes. Cabe señalar que la profesión de arquitecto y su ejercicio profesional no se encuentra limitada en ninguna otra forma por el presente Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10, salvo en los requisitos de alcance de los planos arquitectónicos, contenido mínimo y concordancia con los otros planos y diseños técnicos.

A-5.2.1.3 — Constructores en arquitectura e ingeniería — Dentro del alcance del presente Reglamento NSR-10, los constructores en ingeniería y arquitectura podrán realizar labores de dirección de la construcción y supervisión técnica independiente. Para desarrollar estas labores, deben cumplir con los requisitos exigidos por la Ley 400 de 1997 y la Ley 1229 de 2008, dentro de los cuales se encuentran los siguientes: tener matrícula profesional vigente, años de experiencia mínima exigidos e independencia laboral en los casos señalados por la norma, para lo cual podrán consultar la Tabla A-5.2-1. Así mismo, deberán acreditar la idoneidad y conocimiento del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes.

A-5.2.1.4 — Ingenieros mecánicos — Dentro del alcance del presente Reglamento NSR-10, los ingenieros mecánicos podrán realizar labores de diseño sísmico de elementos no estructurales, revisión de diseño sísmico de elementos no estructurales, dirección de la construcción (solo en estructuras metálicas y prefabricadas) y supervisión técnica independiente (solo en estructuras metálicas y prefabricadas). Para desarrollar estas labores, deben cumplir con los requisitos exigidos por la Ley 400 de 1997, dentro de los cuales se encuentran los siguientes: tener matrícula profesional vigente, años de experiencia mínima exigidos e independencia laboral en los casos señalados por la norma, para lo cual podrán consultar la Tabla A-5.2-1. Así mismo, deberán acreditar la idoneidad y conocimiento del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes.

A-5.2.1.5 — Profesionales colombianos con títulos o experiencia obtenidos en el exterior y profesionales extranjeros — Los profesionales colombianos con títulos o experiencia obtenidos en el exterior y profesionales extranjeros que realicen dentro del territorio nacional las labores reguladas por la Ley 400 de 1997, deben someterse, sin excepción, a los trámites de acreditación profesional por medio de los cuales se demuestra la experiencia profesional, la idoneidad y conocimientos del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes.

A-5.2.2 — MATRÍCULA PROFESIONAL — Los profesionales deben contar con matrícula profesional vigente, para adelantar las labores profesionales reguladas por la Ley 400 de 1997, las cuales se indican en las secciones A-5.2.2.1 a A-5.2.2.4.

A-5.2.2.1 — Matrícula profesional de ingeniero civil — Es la expedida por el Consejo Profesional Nacional de Ingeniería (COPNIA), la cual debe estar vigente.

A-5.2.2.2 — Matrícula profesional de arquitecto — Es la expedida por el Consejo Profesional Nacional de Arquitectura y sus Profesiones Auxiliares (CPNAA), la cual debe estar vigente.

A-5.2.2.3 — Matrícula profesional de constructor en arquitectura e ingeniería — Es la expedida por el Consejo Profesional Nacional de Ingeniería (COPNIA), la cual debe estar vigente.

A-5.2.2.4 — Matrícula profesional de ingeniero mecánico — Es la expedida por el Consejo Profesional Nacional de Ingenierías Eléctrica, Mecánica y Profesiones Afines, la cual debe estar vigente.

Tabla A-5.2-1 — Resumen de las cualidades, calidades y experiencia de los profesionales

Labor profesional	Matrícula Profesional	Experiencia mínima	Independencia
Diseño Estructural	Ingeniero civil	Para el diseño estructural y/o el diseño de la resistencia al fuego de elementos estructurales Estudios de postgrado en el área de estructuras o cinco (5) años de experiencia en el área de estructuras.	No requiere
Estudio Geotécnico	Ingeniero civil	Estudios de postgrado en el área de geotecnia o cinco (5) años de experiencia en diseño geotécnico de fundaciones.	No requiere
Diseño de elementos no estructurales	Arquitecto Ingeniero civil Ingeniero mecánico	Para el diseño sísmico de acabados y elementos arquitectónicos, hidráulicos, sanitarios, mecánicos y eléctricos, estudios de postgrado en estructuras o ingeniería sísmica, o experiencia dirigida mayor de tres (3) años en diseño estructural, diseño de elementos no estructurales, trabajos geotécnicos, construcción, interventoría o supervisión técnica. Para el diseño de medios de evacuación y elementos no estructurales en su resistencia al fuego, arquitecto con experiencia mayor de tres (3) años en diseño arquitectónico, diseño de elementos no estructurales, o estudios de postgrado en construcción. Para el diseño de sistemas hidráulicos de protección contra incendios, Ingeniero civil o Ingeniero mecánico, con experiencia mayor de tres (3) años en diseño de sistemas hidráulicos para extinción de incendios; y/o Ingeniero hidráulico o Ingeniero sanitario con experiencia mayor de tres (3) años en diseño de sistemas hidráulicos para extinción de incendios. Para el diseño de los sistemas de detección y notificación en caso de incendio: Ingeniero eléctrico con experiencia mayor de tres años en diseño de sistemas de alarma, detección y notificación de incendios.	No requiere
Revisor de diseños estructurales	Ingeniero civil	Experiencia mayor de cinco (5) años en diseño estructural, o estudios de postgrado en el área de estructuras, o ingeniería sísmica.	Independencia laboral del diseñador y del titular de la licencia
Revisor de estudios geotécnicos	Ingeniero Civil	Experiencia mayor de cinco (5) años en trabajos geotécnicos, o estudios de postgrado en el área de geotecnia.	Independencia laboral del elaborador del estudio
Revisor de diseños de elementos no estructurales	Arquitecto Ingeniero civil Ingeniero mecánico	Revisor del diseño sísmico de acabados y elementos arquitectónicos, hidráulicos, sanitarios, mecánicos y eléctricos, experiencia mayor de cinco (5) años en diseño estructural, diseño de elementos no estructurales, construcción, interventoría o supervisión técnica, o estudios de postgrado en el área de estructuras o ingeniería sísmica. Revisor de los diseños para medios de evacuación y protección contra incendios, arquitecto, ingeniero civil, ingeniero hidráulico y/o Ingeniero mecánico, con experiencia mayor de cinco (5) años en diseño arquitectónico,	Independencia laboral del diseñador

Labor profesional	Matrícula Profesional	Experiencia mínima	Independencia
		estructuras, hidráulica o ingeniería eléctrica o estudios de postgrado en el área de diseño arquitectónico, estructuras, ingeniería hidráulica o ingeniería eléctrica.	
Director de construcción	Ingeniero civil Arquitecto Constructor en arquitectura e ingeniería Ingeniero mecánico (solo en estructuras metálicas o prefabricadas)	Experiencia mayor de tres (3) años en construcción, diseño estructural, diseño de elementos no estructurales, trabajos geotécnicos, interventoría o supervisión técnica, o estudios de postgrado en construcción, estructuras, geotecnia o ingeniería sísmica.	No requiere
Supervisor técnico independiente	Ingeniero civil Arquitecto Constructor en arquitectura e ingeniería Ingeniero mecánico (solo en estructuras metálicas)	Experiencia mayor de cinco (5) años en diseño estructural, construcción, interventoría o supervisión técnica (Nota: la Ley no contempla estudios de postgrado en este caso).	Independencia laboral del constructor de la estructura o de los elementos no estructurales

A-5.3 — MECANISMO GENERAL DE ACREDITACIÓN PROFESIONAL

A-5.3.1 — La acreditación profesional, según la Ley 400 de 1997, modificada por la Ley 1796 de 2016, consta de tres pasos principales:

Paso 1 – Validación de la experiencia del profesional que le permite, una vez constatada, presentarse a las pruebas y exámenes,

Paso 2 – Obtención del puntaje requerido en las pruebas y exámenes para que el profesional pueda ser considerado idóneo, y

Paso 3 – Inscripción del profesional en el “Registro Único Nacional de Profesionales Acreditados”.

A-5.4 — ACREDITACIÓN Y VALIDACIÓN DE LA EXPERIENCIA PROFESIONAL

A-5.4.1 — GENERALIDADES — De acuerdo con el artículo 24 de la Ley 400 de 1997 se expide la siguiente reglamentación para la demostración de la experiencia profesional en las labores de diseño estructural y de diseño sísmico de elementos no estructurales, estudios geotécnicos, revisión de los diseños y estudios, dirección de la construcción y supervisión técnica independiente.

A-5.4.2 — EXPERIENCIA REQUERIDA — La experiencia mínima requerida por parte de los profesionales para adelantar las labores indicadas en la sección anterior, será contada a partir de la expedición de la tarjeta profesional según lo establecido en el Título VI de la Ley 400 de 1997 que a continuación se señala:

A-5.4.2.1 — Experiencia de los diseñadores estructurales — De conformidad con el artículo 27 de la Ley 400 de 1997, se requiere acreditar estudios de postgrado o experiencia mayor de cinco (5) años en el área de estructuras, contados a partir de la expedición de la tarjeta profesional.

A-5.4.2.2 — Experiencia de los diseñadores de elementos no estructurales — De conformidad con el artículo 29 de la Ley 400 de 1997, se requiere poseer una experiencia mayor de tres (3) años en diseño

estructural, diseño de elementos no estructurales, trabajos geotécnicos, construcción, interventoría o supervisión técnica, o acreditar estudios de posgrado en el área de estructuras o ingeniería sísmica.

A-5.4.2.3 — Experiencia de los ingenieros geotecnistas — De conformidad con el artículo 28 de la Ley 400 de 1997, se requiere poseer una experiencia mayor de cinco (5) años en diseño geotécnico de fundaciones, contados a partir de la expedición de la tarjeta profesional bajo la dirección de un profesional facultado para tal fin en el momento en que se obtuvo la experiencia y bajo la reglamentación profesional de la época, o acreditar estudios de posgrado en el área de geotécnica.

A-5.4.2.4 — Experiencia de los revisores de diseños — De conformidad con el artículo 31 de la Ley 400 de 1997, se requiere acreditar una experiencia mayor de cinco (5) años de ejercicio profesional, contados a partir de la expedición de la tarjeta profesional, bajo la dirección de un profesional facultado para tal fin en el momento en que se obtuvo la experiencia y bajo la reglamentación profesional de la época, en una o varias actividades, tales como, diseño estructural, diseño de elementos no estructurales, trabajos geotécnicos, construcción, interventoría o supervisión técnica, o acreditar estudios de postgrado en el área de estructuras, geotecnia o ingeniería sísmica.

A-5.4.2.5 — Experiencia de los directores de construcción — De conformidad con el artículo 34 de la Ley 400 de 1997, se requiere acreditar una experiencia mayor de tres (3) años de ejercicio, contados a partir de la expedición de la tarjeta profesional, bajo la dirección de un profesional facultado para tal fin en el momento en que se obtuvo la experiencia y bajo la reglamentación profesional de la época, en una o varias actividades, tales como construcción, diseño estructural, diseño de elementos no estructurales, trabajos geotécnicos, interventoría o supervisión técnica, o acreditar estudios de postgrado en el área de construcción, estructuras, geotecnia o ingeniería sísmica.

A-5.4.2.6 — Experiencia de los supervisores técnicos independientes — De conformidad con el artículo 36 de la Ley 400 de 1997, se requiere poseer una experiencia mayor de cinco (5) años de ejercicio, contados a partir de la expedición de la tarjeta profesional, bajo la dirección de un profesional facultado para tal fin en el momento en que se obtuvo la experiencia y bajo la reglamentación profesional de la época, en una o varias actividades, tales como diseño estructural, construcción, interventoría o supervisión técnica.

A-5.4.2.7 — Experiencia del personal auxiliar, profesional y no profesional, de los supervisores técnicos independientes — El artículo 38 de la Ley 400 de 1997 indica que las calificaciones y experiencia requeridas del personal profesional y no profesional, como los inspectores, controladores y técnicos, se dejan a juicio del supervisor técnico independiente, pero deben ser conmensurables con las labores que se le encomiendan, y el tamaño, importancia y dificultad de la obra.

A-5.4.3 — ENTIDADES ENCARGADAS DE VALIDAR LA EXPERIENCIA Y ANTE LAS CUALES SE DEBE APORTAR LA DOCUMENTACIÓN CORRESPONDIENTE — Los profesionales que deban acreditar su experiencia aportarán la documentación requerida ante los Consejos Profesionales respectivos, quienes serán los encargados de verificar la información correspondiente con el fin de validar la experiencia profesional. Así mismo, podrán sancionar dentro de su competencia a los profesionales que aporten documentación inexacta o falsa y denunciar de oficio ante las autoridades competentes, cuando se trate de falsedad en documento público o privado. Los Consejos Profesionales encargados de la recepción de los documentos para cada uno de los profesionales serán los siguientes:

A-5.4.3.1 — Ingenieros civiles — Los ingenieros civiles deben realizar los trámites correspondientes ante el Consejo Profesional Nacional de Ingeniería (COPNIA).

A-5.4.3.2 — Arquitectos — Los arquitectos deben realizar los trámites correspondientes ante el Consejo Profesional Nacional de Arquitectura y sus Profesiones Auxiliares (CPNAA).

A-5.4.3.3 — Constructores en arquitectura e ingeniería — Los constructores en ingeniería y arquitectura deben realizar los trámites correspondientes ante el Consejo Profesional Nacional de Ingeniería (COPNIA).

A-5.4.3.4 — Ingenieros mecánicos — Los ingenieros mecánicos deben realizar los trámites correspondientes ante el Consejo Profesional Nacional de Ingenierías Eléctrica, Mecánica y Profesiones Afines.

A-5.4.4 — DOCUMENTACIÓN QUE DEBEN APORTAR LOS PROFESIONALES PARA LA VALIDACIÓN DE LA EXPERIENCIA — Los profesionales que deban validar su experiencia deben aportar, bajo la gravedad de juramento, ante las entidades definidas en A-5.4.3, la siguiente documentación e información:

A-5.4.4.1 — Profesión y labores para las cuales se solicita la validación de la experiencia — En la solicitud de validación de la experiencia, el profesional debe consignar su profesión adjuntando el número de su matrícula profesional e indicar la labor para la cual se postula, ya sea diseño estructural, diseño sísmico de elementos no estructurales, elaboración de estudios geotécnicos, revisión de diseños y estudios, dirección de construcción y supervisión técnica independiente. La validación puede ser para una o varias de ellas según tenga la experiencia apropiada.

A-5.4.4.2 — Títulos de postgrado — El artículo 10 de la Ley 30 de 1992 establece que son programas de postgrado las especializaciones, maestrías, doctorados y postdoctorados. Los cursos de actualización profesional, cursos de educación continuada u otro tipo de ejercicios académicos, no son suficientes para cumplir el requisito exigido por la Ley 400 de 1997.

A-5.4.4.3 — Experiencia profesional — Las constancias de experiencia profesional en las labores requeridas por la Ley 400 de 1997 y adquirida a partir de la expedición de la tarjeta profesional, bajo la dirección de un profesional facultado para tal fin en el momento en que se obtuvo la experiencia y bajo la reglamentación profesional de la época, deben estar suscritas por el profesional que dirigió estas labores indicando su profesión, número de la matrícula profesional y fecha de expedición de la misma. En aquellos casos en los que no sea posible obtener la certificación por ausencia, temporal o permanente, de quien la deba suscribir, la entidad ante la cual se aporta la experiencia correspondiente está facultada para admitir constancias o documentos sustitutivos que la comprueben.

A-5.4.5 — REGLAMENTACIÓN DE LAS LABORES QUE REALIZARÁN LAS ENTIDADES ENCARGADAS DE VALIDAR LA EXPERIENCIA Y ANTE LAS CUALES SE DEBE APORTAR LA DOCUMENTACIÓN CORRESPONDIENTE — El procedimiento operativo para la recepción de la documentación y posterior validación de la experiencia será concertado y aprobado entre los Consejos Profesionales y el Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio previo concepto favorable de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

A-5.4.6 — VIGENCIA DE LA VALIDACIÓN DE LA EXPERIENCIA PROFESIONAL — La validación de la experiencia profesional tendrá una vigencia permanente, siempre y cuando la matrícula profesional correspondiente se encuentre vigente, y podrá ser cancelada o suspendida cuando el profesional incurra en alguna de las faltas previstas por la Ley 842 de 2003 o la Ley 1768 de 2015 complementaria de la Ley 435 de 1998.

A-5.5 — ACREDITACIÓN DE LA IDONEIDAD PROFESIONAL Y EL CONOCIMIENTO DE LA REGLAMENTACIÓN DE SISMO RESISTENCIA

A-5.5.1 — GENERALIDADES — De acuerdo con el numeral 8 del artículo 41 y el párrafo 1 del artículo 42 de la Ley 400 de 1997, la acreditación de la idoneidad y el conocimiento del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes está dirigido a los profesionales que realizan labores de diseño estructural, diseño sísmico de elementos no estructurales, estudios geotécnicos, revisión de los diseños y estudios, dirección de la construcción y supervisión técnica independiente de edificaciones, entendiéndose éstas como construcciones cuyo uso principal es la habitación u ocupación por seres humanos.

A-5.5.2 — OBJETO DE LA ACREDITACIÓN — El objeto de la acreditación es constatar la idoneidad y conocimiento que tienen los profesionales sobre el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, en el desarrollo de las labores de diseño estructural, estudios geotécnicos, diseño sísmico de elementos no estructurales, revisión de los diseños y estudios, dirección de la construcción y supervisión técnica independiente de edificaciones. Lo anterior, para asegurar la vida de las personas ante la ocurrencia de un sismo, vientos fuertes y/o cargas gravitacionales impuestas por la masa de la estructura y su ocupación.

A-5.5.3 — ENTIDAD DESIGNADA PARA REALIZAR LAS PRUEBAS DE ACREDITACIÓN — El Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, previo concepto de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, celebrará un convenio para elaborar, administrar y calificar las pruebas de acreditación de idoneidad y conocimiento del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, dentro del marco dispuesto en el párrafo 1 del artículo 42 y el artículo 43 de la Ley 400 de 1997.

A-5.5.4 — ALCANCE, METODOLOGÍA Y CRITERIOS DE CALIFICACIÓN DE LAS PRUEBAS DE ACREDITACIÓN — Las pruebas de acreditación para los profesionales que realicen labores de diseño estructural, diseño sísmico de elementos no estructurales, estudios geotécnicos, revisión de los diseños y estudios, dirección de la construcción y

supervisión técnica independiente de edificaciones, serán propuestas en su alcance, metodología y criterios de calificación por la entidad con la cual se celebre el convenio para la realización de las pruebas. Dichas propuestas requerirán la aprobación de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, de acuerdo con lo dispuesto por el artículo 43 de la Ley 400 de 1997.

Las pruebas de acreditación se podrán agrupar en áreas temáticas para examinar simultáneamente labores profesionales diferentes pero que requieran conocimientos sobre los mismos requisitos de la normativa de sismo resistencia. De igual forma se podrá aplicar el mismo examen a diseñadores y revisores siempre que se exija un puntaje de aprobación superior para los revisores.

A-5.5.5 — TEMARIO DE LAS PREGUNTAS PARA LAS PRUEBAS DE ACREDITACIÓN — El temario de las preguntas para las pruebas de acreditación será propuesto por la entidad con la cual se celebre el convenio para la realización de las pruebas, y aprobado por la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, de acuerdo con lo dispuesto en el numeral 8 del artículo 41 y el parágrafo 1 del artículo 42 de la Ley 400 de 1997. El cubrimiento temático de las preguntas para la prueba de acreditación de los profesionales que realicen labores de diseño estructural, diseño sísmico de elementos no estructurales, estudios geotécnicos, revisión de los diseños y estudios, dirección de la construcción y supervisión técnica independiente de edificaciones será de dominio público con antelación a la presentación de las pruebas. Los profesionales que presenten la prueba de acreditación podrán omitir, a su elección, la contestación de un porcentaje de preguntas que no exceda el 15% de la totalidad de las mismas.

A-5.5.6 — ELABORACIÓN DE LAS PREGUNTAS DE LA PRUEBA DE ACREDITACIÓN — Las preguntas de las pruebas de acreditación para los profesionales que realicen labores de diseño estructural, diseño sísmico de elementos no estructurales, estudios geotécnicos, revisión de los diseños y estudios, dirección de la construcción y supervisión técnica independiente de edificaciones, serán elaboradas por la entidad con la cual se celebre el convenio para la realización de las pruebas. Estas preguntas serán formuladas por profesionales competentes y con experiencia en las labores previstas en la Ley 400 de 1997, y estarán sometidas a los estándares de confidencialidad aplicable a este tipo de pruebas. Ningún profesional que participe en la elaboración de las preguntas podrá aportar más del 10 % de las preguntas finalmente utilizadas en el examen de acreditación.

A-5.5.7 — CONVOCATORIA A LAS PRUEBAS DE ACREDITACIÓN — Una vez suscrito el convenio con la entidad que realizará las pruebas, será potestad del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, previo concepto favorable de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, convocar a los profesionales que hayan validado satisfactoriamente la experiencia profesional, para la presentación de las pruebas de idoneidad y conocimiento del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes. La convocatoria será difundida a través de medios de comunicación masiva, indicando las fechas para la inscripción y presentación del examen.

A-5.5.8 — CONFIDENCIALIDAD DE LA CALIFICACIÓN EN LOS EXÁMENES DE ACREDITACIÓN — La entidad con la cual se celebre el convenio para la realización y calificación de las pruebas informará al “Registro Nacional Único de Profesionales Acreditados” si el profesional aprobó o improbó el examen de acreditación y se abstendrá de informar el puntaje obtenido. No obstante, dicha entidad, podrá utilizar los puntajes obtenidos en las pruebas y exámenes con fines estadísticos, cuyos resultados pueden ser públicos, siempre y cuando se mantenga totalmente anónima la identidad de los examinados.

A-5.5.9 — APROBACIÓN DEL EXAMEN DE ACREDITACIÓN — El Consejo Profesional Nacional de Ingeniería (COPNIA) como administrador del Registro Único Nacional de Profesionales Acreditados, solo acreditará a los profesionales que hayan aprobado satisfactoriamente las pruebas de idoneidad y conocimiento.

A-5.5.10 — PERIODICIDAD DE LAS PRUEBAS Y EXÁMENES DE ACREDITACIÓN — Las pruebas de acreditación deben convocarse por lo menos una vez cada seis meses. El Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio podrá convocar las pruebas de idoneidad y conocimiento con mayor frecuencia, previo concepto favorable de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

A-5.5.11 — VIGENCIA DE LA ACREDITACIÓN — La acreditación obtenida estará vigente durante la permanencia del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes que sirvió de fundamento para la prueba. En caso de que se efectúe una actualización en los términos del artículo 49 de la Ley 400 de 1997, la vigencia de la acreditación se extenderá un (1) año a partir de la entrada en vigencia del nuevo Reglamento NSR. La acreditación obtenida podrá ser cancelada o suspendida cuando el profesional incurra alguna de las faltas previstas en la Ley 842 de 2003 o la Ley 1768 de 2015 complementaria de la Ley 435 de 1998.

A-5.6 — REGISTRO ÚNICO NACIONAL DE PROFESIONALES ACREDITADOS

A-5.6.1 — De conformidad con el artículo 12 de la Ley 1796 de 2016 créase el Registro Único Nacional de Profesionales Acreditados para adelantar las labores de diseño, revisión y supervisión de que trata la ley 400 de 1997, el cual será administrado por el Consejo Profesional Nacional de Ingeniería (COPNIA) y tendrá como insumo la calificación del examen de acreditación, que se realizará de acuerdo con los términos y condiciones que establezca el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes; y el reporte de sanciones suministrado por el Consejo Profesional Nacional de Ingeniería (COPNIA) y el Consejo Profesional Nacional de Arquitectura y sus Profesiones Auxiliares (CPNAA). El registro contará con un portal web de público acceso.

A-5.7 — INCOMPATIBILIDADES EN LAS LABORES DE REVISIÓN DE LOS DISEÑOS Y SUPERVISIÓN TÉCNICA INDEPENDIENTE

A-5.7.1 — RÉGIMEN DE INCOMPATIBILIDADES EN EL EJERCICIO DE LA REVISIÓN DE DISEÑOS Y LA SUPERVISIÓN TÉCNICA INDEPENDIENTE — Los profesionales que realicen labores de revisión de diseños o supervisión técnica independiente estarán sujetos al régimen de incompatibilidades previsto en el artículo 14 de la Ley 1796 de 2016.

APÉNDICE A-6 DE LA REVISIÓN INDEPENDIENTE DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES

(Revisión independiente de los diseños estructurales de acuerdo con la Ley 400 de 1997, modificada por medio de la Ley 1229 de 2008, el Decreto-Ley 019 de 2012 y la Ley 1796 de 2016 y sus reglamentos, y la Ley 388 de 1997 y sus respectivos reglamentos)

A-6.1 — PROPÓSITO Y ALCANCE DEL APÉNDICE A-6

A-6.1.1 — PROPÓSITO — El Apéndice A-6 tiene como objeto realizar los ajustes que requiere el presente Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10, de conformidad con las modificaciones que efectuó la Ley 1796 de 2016 a la Ley 400 de 1997, respecto a la revisión de los diseños estructurales. Así mismo, de conformidad con el artículo 3 de la Ley 1796 de 2016, se reglamenta el procedimiento para la solución de las diferencias que puedan presentarse entre el diseñador estructural, y el revisor independiente de los diseños estructurales. (Véase la reglamentación para resolución de conflictos entre el Supervisor Técnico Independiente y el Director de la Construcción en el Capítulo I.5 del Reglamento NSR-10).

A-6.1.2 — ALCANCE — El presente Apéndice A-6 del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10, reglamenta las medidas enfocadas al incremento de la seguridad de las edificaciones dispuestas por la Ley 1796 de 2016 en cuanto a las labores de revisión de los diseños estructurales.

A-6.1.3 — OBLIGACIÓN DE REVISAR DE OFICIO LOS DISEÑOS Y ESTUDIOS POR PARTE DEL CURADOR URBANO O LA AUTORIDAD MUNICIPAL O DISTRITAL ENCARGADA DE LA EXPEDICIÓN DE LAS LICENCIAS URBANÍSTICAS — El artículo 15 de la Ley 400 de 1997 modificado por el artículo 3 de la Ley 1796 de 2016, establece que el curador urbano o la autoridad municipal o distrital encargada de la expedición de las licencias urbanísticas, siempre y sin excepción deberá constatar previamente que la edificación propuesta cumple los requisitos exigidos por la Ley 400 de 1997 y sus reglamentos, mediante la revisión de los planos, memorias y estudios. Para tal fin, el curador urbano o la autoridad municipal o distrital a cargo de la expedición de las licencias urbanísticas debe contar con el apoyo de un grupo interdisciplinario de profesionales que cumplan con las calidades previstas en el Título VI de la Ley 400 de 1997.

Esta revisión debe llevarse a cabo de oficio por parte del curador urbano o la autoridad municipal o distrital encargada de la expedición de las licencias urbanísticas, para todas las solicitudes de licencias de construcción independientemente del área, uso y localización de la edificación, o que se encuentre revisada por un profesional particular independiente. El alcance de la revisión efectuada por estas autoridades será el definido en la Resolución 0015 de 2015 expedida por la “Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes”, o la norma que la adicione, modifique o sustituya.

A-6.2 — ASPECTOS GENERALES SOBRE LOS REVISORES INDEPENDIENTES DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES

A-6.2.1 — ESCOGENCIA DEL REVISOR INDEPENDIENTE DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES — El profesional independiente revisor de los diseños estructurales será escogido de manera autónoma por el solicitante de la licencia. En los casos de patrimonios autónomos en los que el fiduciario ostente la titularidad del predio y/o sea el solicitante de la licencia de construcción, se deberá prever en el correspondiente contrato fiduciario quien es el responsable de escoger al revisor independiente de los diseños estructurales.

A-6.2.2 — INDEPENDENCIA DEL REVISOR DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES — El profesional independiente revisor de los diseños estructurales debe ser laboralmente independiente del diseñador estructural y del titular de la licencia.

A-6.2.3 — COSTO DE LA REVISIÓN INDEPENDIENTE DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES — El costo de la revisión de los diseños estructurales efectuada por el profesional independiente, será asumida por el solicitante de la licencia. En los casos de patrimonios autónomos en los que el fiduciario ostente la titularidad del predio y/o sea el solicitante de la licencia de construcción, se deberá prever en el correspondiente contrato fiduciario quien es el responsable de esta obligación.

A-6.2.4 — CONTENIDO DE LA REVISIÓN INDEPENDIENTE DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES — El revisor independiente de los diseños estructurales debe constatar que se cumplió con la totalidad de las normas exigidas por la Ley 400 de 1997, la Ley 1796 de 2016 y el presente Reglamento NSR 10, en cuanto al diseño estructural de la edificación.

A-6.2.5 — ALCANCE Y METODOLOGÍA DE LA REVISIÓN INDEPENDIENTE DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES — El revisor independiente de los diseños estructurales, debe cubrir en su alcance y metodología lo exigido por la Resolución 0015 de 2015 expedida por la “Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistente”, o la norma que la adicione, modifique o sustituya.

A-6.2.6 — CERTIFICACIÓN DEL CUMPLIMIENTO DE LA NORMATIVA DE SISMO RESISTENCIA — El revisor independiente de los diseños estructurales deberá emitir un memorial en documento anexo a la solicitud de licencia en el que certifique el alcance de la revisión efectuada y suscribirá la solicitud de licencia en la calidad prevista en el Formulario Único Nacional para la Solicitud de Licencias Urbanísticas y Reconocimiento de Edificaciones.

Cuando el diseñador estructural efectúe las correcciones ordenadas en el Acta de Observaciones emitida por el curador urbano o la autoridad municipal o distrital encargada de la expedición de las licencias urbanísticas, el revisor independiente de los diseños estructurales, deberá emitir un nuevo memorial dirigido a ésta, en el que certifique el alcance de la última revisión, el cumplimiento del presente Reglamento NSR-10, y además, suscribir los planos y demás documentos técnicos, como constancia de haber efectuado la revisión.

A-6.2.7 — REVISIÓN INDEPENDIENTE DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES POR PERSONAS JURÍDICAS — En los casos en que se contrate a una persona jurídica para efectuar la revisión de los diseños estructurales, esta designará para dicha labor a un profesional que cuenten con la calidad, experiencia, idoneidad y conocimientos exigidos por el presente Reglamento NSR-10. Estos profesionales están sujetos al régimen de incompatibilidades establecido en el artículo 14 de la Ley 1796 de 2016 y solo podrán realizar esta labor en el proyecto.

A-6.2.8 — INCOMPATIBILIDADES — Los profesionales que realicen labores de revisión independiente de los diseños estructurales o supervisión técnica independiente de la construcción están sujetos al régimen de incompatibilidades previsto en el artículo 14 de la Ley 1796 de 2016.

A-6.3 — EDIFICACIONES QUE REQUIEREN LA REVISIÓN DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES POR PARTE DE UN PROFESIONAL PARTICULAR INDEPENDIENTE

A-6.3.1 — EDIFICACIONES QUE TENGAN O SUPEREN LOS DOS MIL METROS CUADRADOS (2 000 m²) DE ÁREA CONSTRUIDA — Las edificaciones que tengan o superen los dos mil metros cuadrados (2 000 m²) de área construida, deberán contar con la revisión de los diseños estructurales por parte de un profesional particular independiente.

A-6.3.2 — EDIFICACIONES QUE TENGAN MENOS DE DOS MIL METROS CUADRADOS (2 000 m²) DE ÁREA CONSTRUIDA, PERO CUENTEN CON LA POSIBILIDAD DE TRAMITAR AMPLIACIONES QUE PERMITAN ALCANZAR LOS DOS MIL (2 000 m²) METROS CUADRADOS EXIGIDOS — Cuando la edificación tenga menos de dos mil metros cuadrados (2 000 m²) de área construida, y se tramiten ampliaciones que sumadas al área de construcción del proyecto inicial alcancen los dos mil metros cuadrados (2 000 m²), al solicitar la licencia de construcción en la modalidad de ampliación deberá presentarse la revisión independiente de los diseños estructurales.

A-6.3.3 — EDIFICACIONES QUE EN CONJUNTO SUPEREN LOS DOS MIL METROS CUADRADOS (2 000 m²) DE ÁREA CONSTRUIDA — Cuando un proyecto esté compuesto por distintas edificaciones que en conjunto superen los dos mil metros cuadrados (2 000 m²) de área construida, cada una de ellas, independientemente de su área construida deberá contar con la revisión de los diseños estructurales por parte de un profesional independiente.

Las casas de uno y dos pisos del grupo de uso I, tal como lo define A.2.5.1.4, que formen parte de programas de cinco o más unidades de vivienda deberá contar con la revisión de los diseños estructurales por parte de un profesional independiente.

A-6.3.4 — REVISIÓN DE LOS DISEÑOS PARA EDIFICACIONES DE MENOS DE DOS MIL METROS CUADRADOS (2 000 m²) DE ÁREA CONSTRUIDA QUE DEBAN SOMETERSE A SUPERVISIÓN TÉCNICA INDEPENDIENTE — En los casos previstos por el artículo 18 de la Ley 400 de 1997 modificado por el artículo 4 de la Ley 1796 de 2016, en los cuales se exige Supervisión Técnica Independiente y la edificación tenga menos de dos mil metros cuadrados

(2 000 m²) de área construida, la revisión de los diseños estructurales debe realizarse teniendo en cuenta los requisitos establecidos para las edificaciones que superen los dos mil metros cuadrados (2 000 m²) de área construida según lo señalado en la sección A-6.3.1.

A-6.3.5 — REVISIÓN DE OFICIO POR PARTE DEL CURADOR URBANO O LA AUTORIDAD MUNICIPAL O DISTRITAL ENCARGADA DE LA EXPEDICIÓN DE LAS LICENCIAS URBANÍSTICAS — De acuerdo con el artículo 15 de la Ley 400 de 1997 modificado por el artículo 3 de la Ley 1796 de 2016, sin perjuicio de lo indicado en las secciones A-6.3.1, A-6.3.2, A-6.3.3 y A-6.3.4 anteriores, el curador urbano o la autoridad municipal o distrital encargada de la expedición de las licencias urbanísticas debe constatar previamente que la edificación propuesta cumple los requisitos exigidos por la Ley 400 de 1997 y sus reglamentos, mediante la revisión de los planos, memorias y estudios de los diferentes diseños. Para tal fin, el curador urbano o la autoridad municipal o distrital a cargo de la expedición de las licencias urbanísticas debe contar con el apoyo de un grupo interdisciplinario de profesionales que cumplan con las calidades previstas en el Título VI de la Ley 400 de 1997.

A-6.4 — RESOLUCIÓN DE CONFLICTOS ENTRE EL DISEÑADOR ESTRUCTURAL Y EL REVISOR INDEPENDIENTE DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES

A-6.4.1 — ALCANCE Y PROPÓSITO — Cuando se presenten diferencias entre el diseñador estructural y el revisor independiente de los diseños estructurales, las mismas se resolverán de conformidad con la siguiente reglamentación.

A-6.4.2 — RESOLUCIÓN CORDIAL DE DIFERENCIAS — Las diferencias que se presenten entre el diseñador estructural y el revisor independiente de los diseños estructurales serán puestas en conocimiento del solicitante de la licencia, el cual citará en el menor tiempo posible la reunión para la Resolución cordial de diferencias, que en todo caso no podrá superar los 15 días hábiles.

La fecha de la reunión para la Resolución cordial de diferencias deberá comunicarse al diseñador estructural y al revisor independiente de los diseños estructurales por el medio más expedito y eficaz, indicando sucintamente los temas a dirimir.

A-6.4.3 — LABOR DEL SOLICITANTE DE LA LICENCIA — El solicitante de la licencia será el encargado de dirigir la Resolución cordial de diferencias y reunir al diseñador estructural y al revisor independiente de los diseños estructurales, con el fin de dirimir las diferencias existentes sobre los planos y memorias del diseño estructural de la edificación. En los casos de patrimonios autónomos en los que el fiduciario ostente la titularidad del predio y/o sea el solicitante de la licencia de construcción, se deberá prever en el correspondiente contrato fiduciario quien es el responsable de esta obligación.

Durante la reunión para la Resolución cordial de diferencias, el solicitante de la licencia deberá motivar a las partes para que presenten fórmulas de arreglo que garanticen la estabilidad de la edificación bajo el cumplimiento del presente Reglamento NSR-10.

Será deber del solicitante de la licencia velar por el desarrollo respetuoso de la reunión para la Resolución cordial de diferencias.

A-6.4.4 — FUNDAMENTO TÉCNICO Y CIENTÍFICO DE ACUERDO AL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES NSR-10 — El diseñador estructural y el revisor independiente de los diseños estructurales deberán fundamentar su posición teniendo en cuenta los parámetros técnicos y científicos fijados por el presente Reglamento NSR-10, y en todo caso, su posición debe orientarse bajo el mejor criterio profesional garantizando la estabilidad de la futura edificación.

A-6.4.5 — ACTA DE RESOLUCIÓN — Una vez culminada(s) la(s) reunión(es) para la Resolución cordial de diferencias entre el diseñador estructural y el revisor independiente de los diseños estructurales, el solicitante de la licencia levantará un Acta que deberá contener el lugar, fecha y hora de la reunión, la identificación del solicitante de la licencia, la identificación del diseñador estructural y el revisor independiente de los diseños estructurales, relación sucinta de las posiciones del diseñador estructural y el revisor independiente de los diseños estructurales, y el acuerdo logrado que garantiza la estabilidad de la edificación bajo el cumplimiento del presente Reglamento NSR-10.

El Acta de Resolución debidamente suscrita por los participantes se incorporará a la Bitácora del proyecto. El solicitante de la licencia entregará una copia simple del Acta de Resolución al diseñador estructural y al revisor independiente de los diseños estructurales.

En los casos de patrimonios autónomos en los que el fiduciario ostente la titularidad del predio y/o sea el solicitante de la licencia de construcción, se deberá prever en el correspondiente contrato fiduciario quien es el responsable de esta obligación.

En caso de que no se logre un acuerdo entre el diseñador estructural y el revisor independiente de los diseños estructurales, el solicitante de la licencia elaborará una constancia donde se indique el lugar, fecha y hora de la reunión, y una relación sucinta de las posiciones del diseñador estructural y el revisor independiente de los diseños estructurales.

A-6.4.6 — RESPONSABILIDAD — El diseñador estructural y el revisor independiente de los diseños estructurales serán responsables solidariamente por los acuerdos logrados en el Acta de Resolución.

A-6.4.7 — REQUISITO DE PROCEDIBILIDAD — La Resolución cordial de diferencias será requisito de procedibilidad para acudir al Tribunal de Revisión por pares.

A-6.4.8 — TRIBUNAL DE REVISIÓN POR PARES — En caso de no lograrse un acuerdo en la Resolución cordial de diferencias, las mismas serán resueltas por un grupo que se denominará Tribunal de revisión por pares compuesto por tres (3) revisores estructurales, los cuales deben contar con la calidad, experiencia, idoneidad y conocimientos profesionales para realizar la labor de revisión de diseños estructurales.

A-6.4.9 — CONFORMACIÓN DEL TRIBUNAL DE REVISIÓN POR PARES — Los tres (3) revisores de diseños estructurales que conformarán el Tribunal de revisión por pares serán designados de la siguiente manera: cada profesional en disputa designará a un revisor, y entre los dos revisores seleccionados previamente designarán de común acuerdo al tercer revisor.

Los tres (3) revisores que conformarán el Tribunal de revisión por pares deben ser laboralmente independientes del diseñador estructural, del revisor independiente de diseños estructurales y del solicitante de la licencia.

Los nombramientos, aceptación de los mismos, honorarios y plazos para emitir el concepto, deben cumplir la siguiente reglamentación:

A-6.4.9.1 — Reglamentación de la operación del Tribunal de revisión por pares — El Tribunal de revisión por pares operará de acuerdo con la reglamentación contenida en las siguientes secciones de A-6.5.9.1:

A-6.4.9.1.1 — Convocatoria — El Tribunal de revisión por pares podrá ser convocado por el diseñador estructural o por el revisor independiente de los diseños estructurales, mediante comunicación motivada dirigida al profesional con el cual se tiene la diferencia, explicando su posición frente a los diseños estructurales y solicitando la instalación del Tribunal de revisión por pares. En la comunicación motivada el diseñador estructural o el revisor independiente de los diseños estructurales que solicita la convocatoria, designará al revisor que conformará el Tribunal de revisión por pares, indicando sus datos de contacto, el número de tarjeta profesional y años de experiencia.

El diseñador estructural o el revisor independiente de los diseños estructurales que convoca el Tribunal de revisión por pares, deberá remitir copia de su comunicación al solicitante de la licencia.

A-6.4.9.1.2 — Aceptación de la convocatoria — Una vez el diseñador estructural o el revisor independiente de los diseños estructurales con el cual se ha tenido la diferencia se encuentre notificado de la convocatoria, remitirá respuesta explicando su posición frente a los diseños estructurales y designará al revisor de diseños estructurales que conformará el Tribunal de revisión por pares, indicando sus datos de contacto, el número de tarjeta profesional y años de experiencia.

En la respuesta a la aceptación de la convocatoria, se fijará la fecha, lugar y hora para la cita de designación del tercer revisor estructural, la cual deberá realizarse en la misma ciudad donde se tramitará la licencia de construcción, dentro de los diez (10) días hábiles siguientes.

A-6.4.9.1.3 — Cita para la designación del tercer revisor — Los dos (2) revisores estructurales designados para la conformación del “Tribunal de revisión por pares” acudirán a la cita y contarán con cinco (5) días hábiles para designar de común acuerdo al tercer revisor estructural.

A-6.4.9.1.4 — Plazo para emitir el fallo en ingeniería — Una vez conformado, el Tribunal de revisión por pares contará con un (1) mes calendario para emitir el Fallo en ingeniería indicando cuál de las posiciones

asumidas por los dos profesionales en disputa se acoge a los parámetros fijados en el presente Reglamento NSR-10.

El Tribunal de revisión por pares entregará una copia simple del Fallo al diseñador estructural, al revisor independiente de los diseños estructurales y al solicitante de la licencia. El Fallo junto con sus anexos se incorporará a la Bitácora del proyecto.

A-6.4.9.1.5 — Documentación que se debe aportar al Tribunal de revisión por pares — El Tribunal de revisión por pares debe recibir toda la documentación relacionada con los diseños estructurales, incluyendo planos y memorias estructurales, dado que las mismas servirán de soporte y evidencia para resolver las diferencias.

A-6.4.9.1.6 — Honorarios de los árbitros que hacen parte del Tribunal de revisión por pares — Cada uno de los profesionales en disputa asumirá el costo de los honorarios del revisor estructural designado. Los honorarios del tercer revisor estructural serán pagados por el solicitante de la licencia. En los casos de patrimonios autónomos en los que el fiduciario ostente la titularidad del predio y/o sea el solicitante de la licencia de construcción, se deberá prever en el correspondiente contrato fiduciario quien es el responsable de esta obligación. El monto de los honorarios será una quinta parte (1/5) del establecido por la Resolución 0015 de 2015 de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, o la norma que la adicione, modifique o sustituya, para la labor de revisión de diseños estructurales.

Los honorarios de los revisores estructurales que conforman Tribunal de revisión por pares deben ser cancelados con anterioridad a la emisión del fallo.

A-6.4.9.1.7 — Alcance del fallo del Tribunal de revisión por pares — El fallo se adoptará por mayoría simple e irá suscrito por los tres revisores estructurales que conforman el Tribunal de revisión por pares, indicando cuál de las posiciones asumidas por los dos profesionales en disputa se acoge a los parámetros fijados en el presente Reglamento NSR-10. De igual forma, podrán efectuar recomendaciones para agilizar los ajustes a los diseños estructurales.

En caso de que alguno de los tres revisores estructurales no esté de acuerdo con la decisión tomada, expresará las razones de su disidencia mediante un escrito anexo al fallo.

A-6.4.9.2 — La reglamentación para la resolución de conflictos entre el diseñador estructural y el revisor independiente de los diseños estructurales prevista en la sección A-6.4 del presente Reglamento NSR-10, solo aplicará al curador urbano cuando este actúe como revisor independiente de los diseños estructurales, de acuerdo con el parágrafo del artículo 15 de la Ley 400 de 1997, modificado por el artículo 3 de la Ley 1796 de 2016.

Lo dispuesto en la sección A-6.4 no aplica a la revisión de oficio por parte del curador urbano o la autoridad municipal o distrital encargada de la expedición de las licencias urbanísticas.

A-6.4.9.3 — La reglamentación para la resolución de conflictos prevista en la sección A-6.4 del presente Reglamento NSR-10, también podrá aplicarse para la resolución de conflictos que puedan presentarse entre el diseñador de elementos no estructurales y el revisor independiente de diseños de los elementos no estructurales; y entre el ingeniero geotecnista y el revisor independiente de los estudios geotécnicos.

NOTAS: