



**NORMA
VENEZOLANA**

**COVENIN
1756-1:2019**

**CONSTRUCCIONES
SISMORRESISTENTES.
PARTE 1: REQUISITOS
(2da. Revisión)**



FODENORCA

FONDO DE DESARROLLO PARA LA NORMALIZACIÓN,
CALIDAD, CERTIFICACIÓN Y METROLOGÍA



Comisión Venezolana
de Normas Industriales

PRÓLOGO

La presente Norma sustituye totalmente a la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2001. Fue elaborada por el Grupo de trabajo de Sismoresistencia del Subcomité Técnico de Normalización **SC10 Estructura** del Comité Técnico de Normalización **CT3 Construcción**, cumpliendo los lineamientos del Fondo de Desarrollo para la Normalización, Calidad, Certificación y Metrología (FODENORCA) y aprobada por el Consejo Directivo de FODENORCA en sesión de fecha 22 de mayo del 2020.

Participaron en la elaboración y revisión de esta Norma las siguientes entidades: Fondo de Desarrollo para la Normalización, Calidad, Certificación y Metrología (FODENORCA), Fundación Centro Nacional de Investigación y Certificación en Vivienda, Hábitat y Desarrollo Urbano (CENVIH), Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, B.R.S. Ingenieros C.A., INTEVEP S.A. Filial de Petróleos de Venezuela S.A..

INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA

Comité Técnico de Normalización: CT3 Construcción

Presidente: Líber Videla

Vicepresidente: Guillermo Bonilla

Secretario: Ramón Guevara

Subcomité Técnico de Normalización: SC10 Estructura

Presidente: Guillermo Bonilla

Vicepresidente: William Ascanio

Secretario: Javier Rojas

Grupo de trabajo de Sismoresistencia:

INSTITUCIÓN REPRESENTADA

IMME, FI-UCV

Consultor en Ingeniería Estructural e Ingeniería Sísmica

Ingeniero Consultor

FUNVISIS

IMME, FI-UCV

IMME, FI-UCV

NOMBRES:

Oscar A. López, Ph.D. (Coordinador)

Julio J. Hernández, M.Sc.

José Jácome, M.Sc.

Michael Schmitz, Dr.C.

Angelo Marinilli, Dr.I.

Gustavo Coronel, M.Sc.

En algunas reuniones del Subcomité participaron Alfredo Urich (B.R.S. Ingenieros C.A.) y Julio Manzanares (INTEVEP). Se contó con el apoyo en la secretaría de las siguientes personas de la Gerencia de Normalización del CENVIH: Ing. María M. Morillo, Ing. Brigitte Márquez, Ing. Cecilia Medina, Arq. Ramón Guevara e Ing. Egdanel González.

Para el desarrollo de los mapas de amenaza sísmica, con la autoría principal de Julio J. Hernández, participaron por FUNVISIS: Michael Schmitz, Mónica Paolini, Luz M. Rodríguez, Florian Olbrich, Herbert Rendón, Leonardo Alvarado, Raquel Vásquez, Gloria Romero, André Singer, Jesús Moncada y Yesika Delgado.

Se agradece al Prof. Francisco Garcés (Presidente CENVIH en el año 2012) por el impulso dado a los Proyectos de Normalización los cuales han sido estructurados con la finalidad de crear y actualizar normativas para el desarrollo de la industria de la construcción.

Consulta Pública: Iniciada en fecha: 20/03/2019
Concluida en fecha: 04/05/2019

ÍNDICE

| | Pág. |
|---|-------------|
| 1. REQUISITOS GENERALES | 1 |
| 1.1 Especificidad de la norma..... | 1 |
| 1.1.1 Objetivos | 1 |
| 1.1.2 Innovaciones..... | 1 |
| 1.2 Alcance y Normas de Diseño | 1 |
| 1.2.1 Alcance..... | 1 |
| 1.2.2 Normas de Diseño | 2 |
| 1.3 Desempeño y Acciones Sísmicas | 3 |
| 1.3.1 Desempeño esperado..... | 3 |
| 1.3.2 Acciones sísmicas | 4 |
| 1.4 Fundamentos Básicos | 6 |
| 1.5 Guía de Aplicación | 7 |
| 1.5.1 Aplicabilidad | 7 |
| 1.5.2 Norma de Diseño..... | 7 |
| 1.5.3 Clasificación de la Construcción..... | 7 |
| 1.5.4 Amenaza Sísmica | 7 |
| 1.5.5 Irregularidades Presentes..... | 8 |
| 1.5.6 Factor de Reducción..... | 8 |
| 1.5.7 Espectro de Respuesta Inelástica..... | 8 |
| 1.5.8 Método de Análisis..... | 8 |
| 1.5.9 Modelado..... | 8 |
| 1.5.10 Respuesta Estructural | 8 |
| 1.5.11 Diseño y Verificaciones | 8 |
| 1.5.12 Informe Técnico | 9 |
| 1.6 Responsabilidades..... | 9 |
| 1.6.1 De los Urbanizadores | 9 |
| 1.6.2 De los Coordinadores del Proyecto | 9 |
| 1.6.3 De los Arquitectos..... | 9 |
| 1.6.4 De los Ingenieros Geofísicos y Geotécnicos | 10 |
| 1.6.5 De los ingenieros Estructurales | 10 |
| 1.6.6 De los ingenieros de Instalaciones | 10 |
| 1.6.7 De los ingenieros Revisores | 10 |
| 1.6.8 De los Fabricantes y Expendedores de Insumos para la Construcción | 10 |
| 1.6.9 De los Constructores e Ingenieros Residentes..... | 11 |
| 1.6.10 De los Ingenieros Inspectores..... | 11 |
| 1.6.11 De los Ingenieros Supervisores | 11 |
| 1.6.12 De los Propietarios y Usuarios | 11 |

| | | |
|--------|---|----|
| 1.6.13 | De las Autoridades Municipales..... | 12 |
| 1.7 | Documentación..... | 12 |
| 1.7.1 | General..... | 12 |
| 1.7.2 | Geotecnia..... | 13 |
| 1.7.3 | Arquitectura e Instalaciones..... | 13 |
| 1.7.4 | Estructura..... | 13 |
| 1.7.5 | Construcción e Inspección..... | 14 |
| 1.8 | Revisión del proyecto estructural..... | 15 |
| 1.9 | Documentos de Referencia..... | 16 |
| 1.10 | Leyes y Reglamentos de Referencia..... | 18 |
| 2. | DEFINICIONES Y NOTACIÓN..... | 19 |
| 2.1 | Generalidades..... | 19 |
| 2.2 | Definiciones..... | 19 |
| 2.2.1 | Acciones permanentes..... | 19 |
| 2.2.2 | Acción sísmica..... | 19 |
| 2.2.3 | Acciones variables..... | 19 |
| 2.2.4 | Aceleración espectral..... | 19 |
| 2.2.5 | Acelerograma..... | 19 |
| 2.2.6 | Acelerógrafo, acelerómetro..... | 19 |
| 2.2.7 | Adecuación..... | 19 |
| 2.2.8 | Amenaza sísmica..... | 20 |
| 2.2.9 | Análisis dinámico elástico espectral..... | 20 |
| 2.2.10 | Análisis dinámico elástico de respuesta en el tiempo..... | 20 |
| 2.2.11 | Análisis estático inelástico..... | 20 |
| 2.2.12 | Análisis dinámico inelástico..... | 20 |
| 2.2.13 | Análisis postsísmico..... | 20 |
| 2.2.14 | Apéndices..... | 20 |
| 2.2.15 | Cedencia..... | 20 |
| 2.2.16 | Centro de cortante..... | 20 |
| 2.2.17 | Centro de rigidez de un nivel..... | 20 |
| 2.2.18 | Coefficiente de aceleración horizontal..... | 20 |
| 2.2.19 | Coefficiente de amortiguamiento..... | 21 |
| 2.2.20 | Coefficiente sísmico..... | 21 |
| 2.2.21 | Colapso..... | 21 |
| 2.2.22 | Componente..... | 21 |
| 2.2.23 | Concreto Confinado..... | 21 |
| 2.2.24 | Conexión..... | 21 |
| 2.2.25 | Confiableidad..... | 21 |
| 2.2.26 | Demanda de ductilidad..... | 21 |

| | | |
|--------|---------------------------------------|----|
| 2.2.27 | Deriva..... | 21 |
| 2.2.28 | Diafragma..... | 21 |
| 2.2.29 | Ductilidad..... | 21 |
| 2.2.30 | Edificación..... | 22 |
| 2.2.31 | Efecto de columna corta..... | 22 |
| 2.2.32 | Efecto P-Delta..... | 22 |
| 2.2.33 | Elementos arquitectónicos..... | 22 |
| 2.2.34 | Elementos estructurales..... | 22 |
| 2.2.35 | Elementos no estructurales..... | 22 |
| 2.2.36 | Entrepiso..... | 22 |
| 2.2.37 | Entrepiso blando..... | 22 |
| 2.2.38 | Entrepiso débil..... | 22 |
| 2.2.39 | Estado límite..... | 22 |
| 2.2.40 | Espectro de respuesta elástica..... | 22 |
| 2.2.41 | Espectro de respuesta inelástica..... | 23 |
| 2.2.42 | Espectro de respuesta elástica..... | 23 |
| 2.2.43 | Estudios de sitio..... | 23 |
| 2.2.44 | Excentricidad accidental..... | 23 |
| 2.2.45 | Excentricidad dinámica..... | 23 |
| 2.2.46 | Excentricidad estática..... | 23 |
| 2.2.47 | Factor de amplificación dinámico..... | 23 |
| 2.2.48 | Factor de reducción de respuesta..... | 23 |
| 2.2.49 | Fuerza cortante en la base..... | 23 |
| 2.2.50 | Fuerzas de diseño..... | 23 |
| 2.2.51 | Fuerzas sísmicas..... | 23 |
| 2.2.52 | Intensidad sísmica en el sitio..... | 24 |
| 2.2.53 | Licuación..... | 24 |
| 2.2.54 | Machón..... | 24 |
| 2.2.55 | Microzonificación sísmica..... | 24 |
| 2.2.56 | Modos de vibración..... | 24 |
| 2.2.57 | Momento torsor..... | 24 |
| 2.2.58 | Movimiento de diseño..... | 24 |
| 2.2.59 | Muros estructurales..... | 24 |
| 2.2.60 | Nivel..... | 24 |
| 2.2.61 | Nivel de base..... | 24 |
| 2.2.62 | Nivel de diseño..... | 25 |
| 2.2.63 | Par torsor..... | 25 |
| 2.2.64 | Peligro sísmico..... | 25 |
| 2.2.65 | Perfil geotécnico..... | 25 |

| | | |
|--------|--|----|
| 2.2.66 | Período | 25 |
| 2.2.67 | Período fundamental de vibración..... | 25 |
| 2.2.68 | Período medio de retorno | 25 |
| 2.2.69 | Períodos de vibración | 25 |
| 2.2.70 | Piso..... | 25 |
| 2.2.71 | Pórtico | 25 |
| 2.2.72 | Pórticos diagonalizados..... | 25 |
| 2.2.73 | Radio de giro inercial | 25 |
| 2.2.74 | Radio de giro torsional | 26 |
| 2.2.75 | Reforzamiento | 26 |
| 2.2.76 | Registro acelerográfico | 26 |
| 2.2.77 | Rehabilitación..... | 26 |
| 2.2.78 | Reparación..... | 26 |
| 2.2.79 | Resistencia lateral de un entrepiso | 26 |
| 2.2.80 | Riesgo sísmico..... | 26 |
| 2.2.81 | Rigidez lateral de un entrepiso | 26 |
| 2.2.82 | Sensibilidad | 26 |
| 2.2.83 | Sismo de diseño..... | 26 |
| 2.2.84 | Sismo frecuente | 27 |
| 2.2.85 | Sismo extremo..... | 27 |
| 2.2.86 | Sistema resistente a sismos | 27 |
| 2.2.87 | Sobrerresistencia | 27 |
| 2.2.88 | Suelo licuable | 27 |
| 2.2.89 | Vida útil..... | 27 |
| 2.2.90 | Vulnerabilidad Sísmica | 27 |
| 2.3 | Notación..... | 27 |
| 3. | CLASIFICACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES..... | 31 |
| 3.1 | Generalidades | 31 |
| 3.2 | Clasificación según el uso, ocupación y riesgo | 31 |
| 3.2.1 | Grupos de Importancia | 31 |
| 3.2.2 | Obras Anexas | 33 |
| 3.2.3 | Construcciones Repetitivas | 33 |
| 3.3 | Factor de importancia | 33 |
| 3.4 | Clasificación según el nivel de diseño..... | 33 |
| 3.4.1 | Definición de niveles de diseño..... | 33 |
| 3.4.2 | Requisitos para cada Nivel de Diseño | 33 |
| 3.4.3 | Niveles de Diseño permitidos para cada Grupo | 34 |
| 3.4.4 | Niveles de diseño en estructuras irregulares | 34 |
| 3.5 | Clasificación según el tipo estructural | 35 |

| | | |
|-------|---|----|
| 3.5.1 | Tipo I..... | 35 |
| 3.5.2 | Tipo II..... | 36 |
| 3.5.3 | Tipo III | 36 |
| 3.5.4 | Tipo IV | 37 |
| 3.5.5 | Pórticos con Paredes de Relleno | 37 |
| 3.6 | Clasificación según la regularidad..... | 37 |
| 3.6.1 | General | 37 |
| 3.6.2 | Construcción Regular..... | 37 |
| 3.6.3 | Construcción Irregular..... | 37 |
| 3.6.4 | Irregularidades críticas | 39 |
| 4. | AMENAZA SÍSMICA | 40 |
| 4.1 | Generalidades | 40 |
| 4.2 | Parámetros Sísmicos Básicos | 40 |
| 4.3 | Sismo de Diseño | 41 |
| 4.4 | Sismo Extremo..... | 41 |
| 4.5 | Sismo Frecuente..... | 52 |
| 4.6 | Estudios especiales | 52 |
| 4.6.1 | Estudios de amenaza sísmica en roca..... | 52 |
| 4.6.2 | Estudios de sitio | 53 |
| 4.6.3 | Resultados y controles..... | 53 |
| 5. | CARACTERIZACIÓN DEL SITIO..... | 54 |
| 5.1 | Generalidades | 54 |
| 5.2 | Perfil geotécnico | 54 |
| 5.2.1 | Clase de Sitio..... | 54 |
| 5.2.2 | Condición Topográfica..... | 55 |
| 5.2.3 | Profundidad al Basamento Rocoso..... | 56 |
| 5.3 | Medición y estimación de parámetros geotécnicos | 56 |
| 5.3.1 | Vs30 Calculado | 56 |
| 5.3.2 | Vs30 Aproximado | 57 |
| 5.3.3 | Ponderación de Cálculo de Vs30..... | 57 |
| 5.3.4 | Profundidad al Basamento Rocoso..... | 58 |
| 5.4 | Factores de Sitio | 58 |
| 5.5 | Peligro de Deslizamientos | 59 |
| 5.5.1 | Laderas | 59 |
| 5.5.2 | Muros de Contención..... | 60 |
| 5.6 | Potencial de Licuación..... | 60 |
| 5.7 | Cercanía de Fallas..... | 60 |
| 5.8 | Análisis de Interacción Suelo-Estructura..... | 62 |
| 5.9 | Microzonificación sísmica..... | 62 |

| | | |
|--------|--|----|
| 5.10 | Adaptaciones para las Normas Sísmicas Conexas..... | 63 |
| 5.10.1 | Normas PDVSA JA-222 y PDVSA JA-224..... | 63 |
| 5.10.2 | Normas COVENIN 3623 y PDVSA FJ-251 | 63 |
| 5.11 | Estudios de sitio..... | 63 |
| 6. | FACTORES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL Y LIMITACIONES DE ALTURA..... | 64 |
| 6.1 | Generalidades | 64 |
| 6.2 | Factor de Reducción de Respuesta | 64 |
| 6.2.1 | Normas de Diseño | 65 |
| 6.2.2 | Relación con otras Normas..... | 65 |
| 6.3 | Factor de Redundancia | 65 |
| 6.3.1 | Planos Sismorresistentes | 66 |
| 6.3.2 | Casos donde $\rho=1$ | 66 |
| 6.4 | Factor de Irregularidad | 66 |
| 6.5 | Factor de Sobrerresistencia..... | 67 |
| 6.6 | Factor de Amplificación de Desplazamiento..... | 67 |
| 6.7 | Limitaciones de Altura | 67 |
| 6.7.1 | Casos particulares | 67 |
| 6.8 | Combinación Vertical de Subtipos Estructurales y Combinación de Niveles de Diseño .. | 68 |
| 6.8.1 | Combinación Vertical de Subtipos Estructurales | 68 |
| 6.8.2 | Combinación de Niveles de Diseño | 68 |
| 6.8.3 | Nivel de Diseño de la Infraestructura..... | 68 |
| 6.8.4 | Niveles de Diseño en Edificaciones Existentes..... | 68 |
| 7. | ESPECTROS DE RESPUESTA..... | 73 |
| 7.1 | Generalidades | 73 |
| 7.2 | Espectro de Respuesta Elástica..... | 73 |
| 7.3 | Espectro de Respuesta Inelástica | 74 |
| 7.4 | Espectro de Desplazamiento..... | 75 |
| 7.5 | Espectro de la Componente Sísmica Vertical..... | 76 |
| 7.6 | Valores del Amortiguamiento y del Factor de Amplificación Espectral | 77 |
| 8. | REQUISITOS DE MODELADO, ANÁLISIS Y DISEÑO | 77 |
| 8.1 | General..... | 77 |
| 8.2 | Modelado de la Estructura | 78 |
| 8.2.1 | Nivel de Base | 78 |
| 8.2.2 | Peso Sísmico Efectivo | 78 |
| 8.2.3 | Discretización del Peso Sísmico Efectivo | 79 |
| 8.2.4 | Superestructura..... | 79 |
| 8.2.5 | Fundaciones..... | 81 |
| 8.3 | Análisis Estructural..... | 82 |
| 8.3.1 | Componentes Sísmicas..... | 82 |

| | | |
|-------|--|----|
| 8.3.2 | Combinación de Cargas | 83 |
| 8.3.3 | Efectos P-Delta..... | 85 |
| 8.3.4 | Interacción Suelo-Estructura | 86 |
| 8.4 | Efectos de las Paredes y Tabiques de Relleno | 86 |
| 8.4.1 | General | 86 |
| 8.4.2 | Resistencia Mínima de los Pórticos..... | 87 |
| 8.4.3 | Rigidez y Resistencia de Paredes y Tabiques..... | 87 |
| 8.4.4 | Estabilidad de Tabiques y Paredes | 88 |
| 8.4.5 | Consideraciones de Diseño Estructural debidas a los Efectos de Tabiques y Paredes de Relleno88 | |
| 8.5 | Consideraciones de Diseño Para Estructuras Irregulares..... | 88 |
| 8.5.1 | Irregularidades críticas | 88 |
| 8.5.2 | Irregularidades no críticas de incidencia global | 90 |
| 8.5.3 | Irregularidades de incidencia local..... | 90 |
| 8.6 | Dispositivos para Reducir la Respuesta Sísmica | 90 |
| 8.7 | Verificación del Nivel de Desempeño Operacional..... | 90 |
| 8.7.1 | General | 90 |
| 8.7.2 | Espectro de Verificación | 90 |
| 8.7.3 | Modelado y Análisis Estructural | 91 |
| 8.7.4 | Criterios de Aceptación | 91 |
| 8.8 | Verificación del Nivel de Desempeño de Prevención del Colapso | 91 |
| 8.8.1 | General | 91 |
| 8.8.2 | Acción Sísmica..... | 91 |
| 8.8.3 | Modelado y Análisis..... | 92 |
| 8.8.4 | Criterios de Aceptación | 92 |
| 9. | MÉTODOS DE ANÁLISIS..... | 92 |
| 9.1 | Generalidades | 92 |
| 9.2 | Coefficiente Sísmico | 92 |
| 9.2.1 | Definición..... | 92 |
| 9.2.2 | Coefficiente Sísmico Mínimo..... | 93 |
| 9.3 | Métodos de Análisis | 93 |
| 9.3.1 | Clasificación de los Métodos de Análisis..... | 93 |
| 9.4 | Método de Análisis Estático Elástico | 94 |
| 9.4.1 | General | 94 |
| 9.4.2 | Fuerza Cortante en la Base..... | 94 |
| 9.4.3 | Período fundamental | 95 |
| 9.4.4 | Distribución de las Fuerzas Sísmicas | 97 |
| 9.4.5 | Efecto de la Torsión | 97 |
| 9.4.6 | Consideraciones Adicionales | 98 |
| 9.5 | Método de Análisis Dinámico Elástico | 98 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 9.5.1 | General | 98 |
| 9.5.2 | Modelo Matemático | 98 |
| 9.5.3 | Método de Análisis Dinámico Elástico Espectral | 99 |
| 9.5.4 | Método de Análisis Dinámico Elástico de Respuesta en el Tiempo | 101 |
| 9.6 | Método de Análisis Inelástico | 102 |
| 9.6.1 | General | 102 |
| 9.6.2 | Método de Análisis Estático Inelástico | 103 |
| 9.6.3 | Método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo | 104 |
| 9.7 | Interacción Suelo-estructura | 105 |
| 9.8 | Requerimientos para Estructuras con Aislamiento Sísmico | 105 |
| 9.9 | Requerimientos para Estructuras con Disipadores de Energía | 106 |
| 10. | CONTROL DE DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS | 107 |
| 10.1 | Generalidades | 107 |
| 10.2 | Desplazamiento y Deriva Lateral Total | 107 |
| 10.3 | Valores Límites De Derivas..... | 107 |
| 10.3.1 | Relación de Deriva Lateral Total | 107 |
| 10.3.2 | Valores límites de la Relación de Deriva Lateral Total | 108 |
| 10.4 | Separaciones Mínimas | 108 |
| 10.4.1 | Linderos..... | 108 |
| 10.4.2 | Componentes No Estructurales | 108 |
| 10.4.3 | Edificaciones Adyacentes..... | 109 |
| 11. | ANÁLISIS Y DISEÑO DE APÉNDICES Y COMPONENTES NO ESTRUCTURALES | 109 |
| 11.1 | Alcance y Requerimientos Generales | 109 |
| 11.1.1 | Objetivos | 109 |
| 11.1.2 | Apéndice Estructural | 109 |
| 11.1.3 | Componentes No Estructurales | 109 |
| 11.1.4 | Requerimientos Generales..... | 110 |
| 11.1.5 | Excepciones..... | 110 |
| 11.1.6 | Interruptores Automáticos..... | 110 |
| 11.2 | Factor de Importancia | 111 |
| 11.3 | Fuerzas Sísmicas Horizontales | 111 |
| 11.3.1 | Determinación de las Fuerzas Sísmicas Horizontales | 111 |
| 11.3.2 | Factores de Amplificación Dinámica y de Reducción de Respuesta | 112 |
| 11.4 | Fuerza Sísmica Vertical | 112 |
| 11.5 | Desplazamientos Relativos | 113 |
| 11.5.1 | General | 113 |
| 11.5.2 | Desplazamientos dentro de la Estructura | 113 |
| 11.5.3 | Desplazamientos entre Dos Estructuras | 114 |
| 11.6 | Requerimientos de Diseño | 115 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 11.6.1 | Paredes | 115 |
| 11.6.2 | Paneles de vidrio | 116 |
| 11.6.3 | Revestimientos de fachada | 116 |
| 11.6.4 | Sistemas de tuberías | 117 |
| 11.6.5 | Anclajes y conexiones | 117 |
| 12. | CONSTRUCCIONES EXISTENTES | 117 |
| 12.1 | Generalidades | 117 |
| 12.2 | Alcance | 117 |
| 12.3 | Requisitos Generales | 118 |
| 12.3.1 | Evaluación | 118 |
| 12.3.2 | Adecuación | 119 |
| 12.4 | Implementación Detallada | 119 |
| 12.5 | Responsabilidades | 119 |
| 13. | FUNDACIONES, MUROS DE CONTENCIÓN Y TERRENOS EN PENDIENTE..... | 120 |
| 13.1 | Validez y Alcance | 120 |
| 13.2 | Parámetros Geotécnicos | 120 |
| 13.3 | Métodos de Análisis de Fundaciones | 121 |
| 13.3.1 | General | 121 |
| 13.3.2 | Modelo con Fundación Rígida | 121 |
| 13.3.3 | Modelo con Fundación Flexible | 121 |
| 13.3.4 | Interacción suelo-estructura | 121 |
| 13.3.5 | Análisis de respuesta en el tiempo | 121 |
| 13.3.6 | Evaluación del Potencial de Licuación | 121 |
| 13.4 | Sistemas de Fundación | 122 |
| 13.4.1 | Generalidades | 122 |
| 13.4.2 | Caracterización | 122 |
| 13.4.3 | Solicitaciones en el Sistema de Fundación | 122 |
| 13.4.4 | Diseño Estructural | 123 |
| 13.5 | Fundaciones Superficiales | 124 |
| 13.5.1 | General | 124 |
| 13.5.2 | Capacidad de Soporte Última | 124 |
| 13.5.3 | Capacidad de Soporte Admisible | 124 |
| 13.5.4 | Verificación de la Estabilidad al Deslizamiento | 125 |
| 13.5.5 | Elementos Estructurales | 125 |
| 13.6 | Fundaciones Profundas | 126 |
| 13.6.1 | General | 126 |
| 13.6.2 | Criterios de Diseño | 126 |
| 13.6.3 | Cabezales | 126 |
| 13.6.4 | Método constructivo | 127 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 13.6.5 | Capacidades Máximas..... | 127 |
| 13.6.6 | Capacidades Admisibles | 127 |
| 13.6.7 | Efecto de grupo | 128 |
| 13.6.8 | Pilotes inclinados..... | 128 |
| 13.7 | Fundaciones en Suelos Licuables | 128 |
| 13.8 | Muros de Contención..... | 128 |
| 13.8.1 | Clasificación..... | 128 |
| 13.8.2 | Análisis de los Muros de Contención..... | 129 |
| 13.8.3 | Combinación de Efectos..... | 129 |
| 13.8.4 | Verificación Sísmica de la Estabilidad de Muros..... | 129 |
| 13.9 | Estabilidad de Terrenos en Pendiente..... | 130 |
| 13.9.1 | Análisis Pseudoestático de Terrenos en Pendiente..... | 130 |
| 13.9.2 | Método de la Aceleración Crítica..... | 131 |
| 14. | INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA | 131 |
| 14.1 | Generalidades | 131 |
| 14.2 | Construcciones a ser Instrumentadas | 131 |
| 14.3 | Instrumentación Sísmica..... | 131 |
| 14.4 | Responsabilidades..... | 132 |

LISTA DE TABLAS

| | |
|---|-----|
| TABLA 1. Requisitos mínimos de incidencia sismorresistente a ser verificados por el revisor | 16 |
| TABLA 2. Niveles de Diseño permitidos..... | 34 |
| TABLA 3. Áreas y/o Componentes en los cuales debe extenderse el cumplimiento de los requerimientos del Nivel de Diseño ND3 | 34 |
| TABLA 4. Factor de Importancia y Períodos Medios de Retorno para el Sismo de Diseño..... | 41 |
| TABLA 5. Factor de Importancia de referencia y Períodos Medios de Retorno para el Sismo Extremo | 42 |
| TABLA 6. Factor de Importancia y Períodos Medios de Retorno para el Sismo Frecuente | 52 |
| TABLA 7. Clase de sitio de los perfiles geotécnicos | 55 |
| TABLA 8. Factor de clase de sitio para periodos cortos, F_A^C | 58 |
| TABLA 9. Factor de clase de sitio para periodos intermedios, F_V^C | 58 |
| TABLA 10. Factor de clase de sitio para periodos largos, F_D^C | 59 |
| TABLA 11. Factores de condición topográfica..... | 59 |
| TABLA 12. Factores de profundidad del basamento rocoso..... | 59 |
| TABLA 13. Factor de Redundancia ρ | 66 |
| TABLA 14. Factor de Irregularidad | 67 |
| TABLA 15. Norma de Diseño, Factor de Reducción (R), Factor de Sobrerresistencia (Ω_o) y Factor de Amplificación del Desplazamiento (C_d) para los Tipos/Subtipos estructurales de acuerdo al Sistema Sismorresistente, Material y Nivel de Diseño. (na=no aplica). | 69 |
| TABLA 16. Limitación en el número de pisos para los Tipos/Subtipos estructurales de acuerdo al Sistema Sismorresistente, Material, Intensidad Sísmica (A_A) y Nivel de Diseño (ND1, ND2, ND3) | 71 |
| TABLA 17. Valores del coeficiente q | 74 |
| TABLA 18. Valores del periodo característico T^+ en segundos..... | 75 |
| TABLA 19. Parámetros del espectro de la componente sísmica vertical | 76 |
| TABLA 20. Fracción de las cargas variables para calcular W | 79 |
| TABLA 21. Momentos de inercia de secciones agrietadas | 81 |
| TABLA 22. Requerimiento mínimo de análisis | 95 |
| TABLA 23. Valores de σ | 96 |
| TABLA 24. Valores de C_t para determinar T_a | 96 |
| TABLA 25. Valores límites de la relación de deriva lateral total Δi para el Sismo de Diseño | 108 |
| TABLA 26. Factor de Amplificación Dinámica (a) y Factor de Reducción de Respuesta (R_c) para apéndices y componentes arquitectónicos..... | 114 |
| TABLA 27. Factor de Amplificación Dinámica (a) y Factor de Reducción de Respuesta (R_c) para componentes mecánicos y eléctricos..... | 114 |
| TABLA 28. Factores de reducción de resistencia máxima, ϕ , para capacidad de carga axial de pilotes | 127 |

**NORMA VENEZOLANA
CONSTRUCCIONES
SISMORRESISTENTES.
PARTE 1: REQUISITOS**

**COVENIN
1756-1:2019
(2da. Revisión)**

1. REQUISITOS GENERALES

1.1. Especificidad de la norma

1.1.1. Objetivos

Las prescripciones de esta Norma tienen como objetivos: a) establecer criterios y procedimientos mínimos para el análisis, diseño y evaluación de edificaciones tipificadas sujetas a la acción de movimientos sísmicos; b) especificar acciones sísmicas para aplicación a todo tipo de construcciones según su desempeño esperado (ver 1.3).

1.1.2. Innovaciones

Esta norma presenta una reestructuración de la versión anterior y contiene un conjunto de ampliaciones que toma en cuenta varias investigaciones y disposiciones normativas recientes presentes en la literatura técnica mundial. Además, la definición de las acciones sísmicas será aplicada a las Normas Venezolanas de estructuras especiales indicadas en el punto 1.2.2.c. Sin carácter de exhaustividad, entre las innovaciones principales incluidas en esta norma pueden citarse:

- a) Disposición de varios grados de sismos para aplicación a diversas verificaciones y a todo tipo de construcciones.
- b) Definición de la amenaza sísmica en roca mediante tres parámetros en mapas de variación continua de ellos.
- c) Ampliación y refinamiento de la caracterización de los sitios y su subsuelo.
- d) Incorporación de nuevos materiales, incluyendo mampostería, madera y otros, y novedosos tipos estructurales.
- e) Adición de factores de desempeño estructural como redundancia, irregularidad y sobrerresistencia.
- f) Tratamiento del efecto de los tabiques y paredes de relleno.
- g) Requisitos para componentes no-estructurales.

1.2. Alcance y Normas de Diseño

1.2.1. Alcance

El alcance de esta norma y sus exclusiones se describen a continuación:

- a) Está dirigida a edificaciones de vivienda, oficinas, comercios, naves industriales, hangares, escuelas, hospitales, teatros, iglesias, entre otras, de comportamiento tipificable, construidas con los materiales permitidos señalados en 1.2.2 empleando las normas de diseño respectivas y cuyo desempeño sísmico previsto corresponda al indicado en 1.3.1.1.

b) Comprende la evaluación, modificación, adecuación o reparación de edificaciones existentes según lo establecido en el Capítulo 12.

c) Esta norma puede extenderse a construcciones industriales similares a edificios proyectados junto con las provisiones de sus normas particulares (ver 1.2.2.c) y las acciones sísmicas dadas en esta norma (ver 1.3.2).

d) No están permitidas las construcciones de naturaleza frágil, en las cuales no exista un sistema sismorresistente dúctil, tales como las constituidas por paredes de mampostería sin suficiente refuerzo dúctil interno o externo, piedra, tapia, concreto simple o cualquier otro material de carácter frágil. Se exceptúan las construcciones de adobe de grupos de importancia B2 o C (ver 3.2), pero no situadas en clases de sitios DE, E o F (ver 5.2), con $A_A \leq 0,2$, más las limitaciones de altura señaladas en la tabla 16 (ver 1.2.2.f).

e) Se presentan recomendaciones generales para estructuras con aisladores sísmicos o disipadores de energía, las cuales deben demostrar su idoneidad mediante estudios especiales incluyentes de ensayos (ver 8.6) y ser diseñadas para sus particulares criterios de desempeño (ver 1.3.1.2, 9.8 y 9.9), con las acciones sísmicas previstas en esta norma (ver 1.3.2).

f) El diseño de edificaciones innovadoras o basadas en sistemas patentados deberá cumplir como mínimo con los Fundamentos Básicos (ver 1.4), verificados mediante estudios especiales y ensayos experimentales y presentando un conjunto de procedimientos de análisis y diseño aplicables con las acciones sísmicas previstas en esta norma (ver 1.3.2.k), para aprobación de la autoridad competente.

g) No se incluyen en esta norma los criterios y procedimientos para construcciones industriales distintas a edificios o para estructuras especiales tales como puentes y subestaciones eléctricas, cuyo análisis y diseño se guiará por sus normas propias (ver 1.2.2.c), excepto en cuanto a la definición de las acciones sísmicas (ver 1.3.2) para su desempeño deseado (ver 1.3.1.2).

h) Esta Norma no contempla los casos de construcciones que: 1) Presenten riesgos elevados de contaminación ambiental; 2) Interactúen con grandes masas de agua u otros fluidos; 3) Tengan fundaciones muy alejadas entre sí; 4) Respondan principalmente a velocidades o desplazamientos impuestos por el terreno; o 5) construcciones cuya falla pueda ocasionar daños significativos a la sociedad. Quedan así excluidas construcciones tales como, pero no limitadas a: presas, plataformas costa-afuera marinas, puertos, grandes puentes colgantes o atirantados o en arco, acueductos, oleoductos, gasoductos, reactores nucleares, grandes tanques de almacenamiento, túneles, y cualquier otra estructura cuya respuesta dinámica dependa de otros parámetros del fenómeno sísmico, adicionales al espectro de aceleraciones definido en esta norma.

i) Esta Norma no considera el diseño de estructuras ante eventos especiales tales como desplazamientos de fallas geológicas, ruptura del terreno, avalanchas, tsunamis o maremotos, inundaciones, incendios, entre otros.

j) En el análisis y diseño de las construcciones indicadas en 1.2.1.h y otras no señaladas en esta norma, deberán seguirse consideraciones especiales, que complementen los Fundamentos Básicos (ver 1.4) y otros criterios expuestos en la literatura técnica, para la aprobación de la autoridad competente.

1.2.2. Normas de Diseño

Se emplearán las siguientes normas de diseño relacionadas con los materiales de construcción o con los tipos de estructuras:

a) Esta norma se aplicará conjuntamente con las siguientes normas nacionales de diseño vigentes, de acuerdo con el material de construcción, no siendo aceptables las antiguas normas MOP aunque no hayan sido derogadas (ver 1.9):

- 1) Para estructuras de concreto reforzado: NTF 1753.
- 2) Para estructuras de acero: NTF 1618-1 y NTF 1618-2.
- 3) Para estructuras de mampostería: COVENIN 5008.

b) Para los materiales de construcción que no dispongan aún de especificaciones de diseño sismorresistente en el país, se aceptan las normas extranjeras indicadas a continuación como Disposición Transitoria (ver 1.9):

- 1) Para estructuras prefabricadas de concreto: ACI 318; Art. 5.11 en EN-1998-1.
- 2) Para estructuras de madera: Cap. 8 en EN-1998-1.
- 3) Para estructuras de adobe: MVCS E.080 (ver 1.2.1.d, 1.3.1.2.d y 1.3.2.j).
- 4) Para estructuras de aluminio: EN 1999-1-1.
- 5) Para estructuras de acero doblado en frío: AISI-S100 y AISI-S400.

c) Las siguientes construcciones se registrarán por las normas siguientes (ver 1.9) pero con las acciones sísmicas estipuladas en 1.3.2:

- 1) Instalaciones Industriales: PDVSA JA-221, PDVSA JA-222, PDVSA JA-224, PDVSA FJ-251, COVENIN 3621, COVENIN 3623.
- 2) Instalaciones Eléctricas: EDELCA ETGS/PAS-001, CADAFE NSP-420, C.A. La Electricidad de Caracas DNI-ND-C-B-01-94.
- 3) Puentes, como Disposición Transitoria: Lobo W., EN-1998-2, AASHTO.

d) Disposición Transitoria: las estructuras con aisladores sísmicos o dispositivos de disipación de energía se diseñarán según las prescripciones del estándar ASCE 7 (ver 1.2.1.e, 8.6, 9.8 y 9.9), adecuando las acciones sísmicas de acuerdo con 1.3.2.h y 1.3.2.i.

e) El profesional responsable deberá tener en cuenta los cambios hechos a los documentos citados con posterioridad a la promulgación de esta norma. Particularmente deberá tener en cuenta la compatibilidad de dichos cambios con los parámetros empleados en esta norma. En caso de existir alguna contradicción, ésta priva sobre todas las demás en lo referente a los aspectos sismorresistentes en el proyecto, construcción o evaluación.

f) Las construcciones de adobe solo serán permitidas para los grupos de importancia B2 o C, pero nunca en las clases de sitio DE, E o F (ver 5.2), en zonas con $A_A \leq 0,20$ si cumplen con los requerimientos de la Norma MVCS E.080 para muros reforzados con refuerzo especial con las limitaciones indicadas en la Tabla 16 y analizadas según 1.3.2.j.

1.3. Desempeño y Acciones Sísmicas

1.3.1. Desempeño esperado

En el diseño de una estructura (tipificada o no) están implícitos los niveles de desempeño esperado ante determinadas intensidades sísmicas, las cuales se definen por sus probabilidades de excedencia (equivalentes a periodos medios de retorno) en función de su importancia y tipo de respuesta.

1.3.1.1. Edificaciones tipificadas

Para las edificaciones tipificadas indicadas en el Alcance (ver 1.2.1.a, 1.2.1.b y 1.2.1.c) el desempeño esperado está asociado a tres grados de amenaza sísmica denominados Sismo de Diseño, Sismo Extremo y Sismo Frecuente. Estos se definen con diferentes periodos medios de retorno (PMR) que se asignan en el Capítulo 4 dependiendo del Grupo de Importancia. Las edificaciones tipificadas

diseñadas en cumplimiento de lo especificado en esta norma, se espera que tendrán la rigidez, la resistencia y la ductilidad necesarias para:

- a) Limitar el daño estructural y el daño no estructural, manteniéndolos de naturaleza reparable, durante su Sismo de Diseño (ver 4.3). Para este movimiento sísmico la construcción tiene un nivel de desempeño denominado Daño Estructural Reparable. Se estima que no ocurran decesos o heridos graves, por lo que se suele llamar también desempeño de seguridad vital.
- b) Mantener su integridad y estabilidad global ante la acción de su Sismo Extremo (ver 4.4), de mayor severidad que su Sismo de Diseño, aun cuando la construcción pueda no ser reparable. Para este movimiento sísmico la construcción tiene un nivel de desempeño denominado Prevención del Colapso.
- c) Mantenerse en operación durante su Sismo Frecuente (ver 4.5), de severidad menor a su Sismo de Diseño, aun cuando puedan tener daños no estructurales menores. Para este movimiento sísmico la construcción tiene un nivel de desempeño denominado Operacional para el que no se necesita desalojo y puede seguir en funcionamiento.

1.3.1.2. Otras construcciones

Para construcciones distintas a las edificaciones tipificadas se deben definir particulares niveles de desempeño deseados en función del tipo de respuesta de la estructura, para los cuales se seleccionarán los periodos medios de retorno de la amenaza sísmica de acuerdo con la importancia de la construcción. Sin carácter de exhaustividad se tiene:

- a) Las instalaciones industriales se diseñarán para el desempeño esperado típico (seguridad vital) correspondiente al periodo medio de retorno previsto en su norma particular de diseño (ver 1.2.2.c), Eventualmente se definirán grados de amenaza sísmica para verificaciones de desempeño operacional o de prevención del colapso.
- b) Las construcciones con aisladores sísmicos se diseñarán (ver 9.8) para desempeño operacional ante el Sismo Extremo de las construcciones comunes independientemente de su importancia, conducente a respuesta cuasi elástica de la estructura aislada y sin falla del sistema de aislamiento.
- c) Las construcciones con disipadores de energía (ver 9.9) se pueden diseñar para los mismos niveles de desempeño de las edificaciones tipificadas o bien para obtener un mejor desempeño, con reducción de derivas, ante los mismos sismos.
- d) Las construcciones de adobe (con las limitaciones señaladas en 1.2.1.d) se diseñarán para evitar el colapso frágil con las acciones sísmicas de diseño, según la norma indicada en 1.2.2.b.3 (ver 1.2.2.f).
- e) Los puentes eventualmente se diseñarán para desempeño operacional ante un grado de amenaza sísmica específicamente establecido, de acuerdo con su importancia.

1.3.2. Acciones sísmicas

En esta norma se especifican las acciones sísmicas a emplear en el análisis de los distintos tipos de construcciones (tipificadas o no) mediante los puntos siguientes:

- a) En el Capítulo 4 se presentan mapas de tres parámetros sísmicos básicos, dependientes del lugar geográfico, que caracterizan la amenaza sísmica en roca para periodo medio de retorno de 475 años (10% de excedencia en 50 años).

- b) **En caso de existir una microzonificación sísmica avalada por la autoridad competente (ver 5.9 y 1.3.2.c) los valores de los mapas antedichos deben sustituirse por los dados en ésta.** Las ciudades con más de 100.000 habitantes deberán llegar a disponer de estudios de microzonificación sísmica en su territorio, y al respecto se debe establecer un plan nacional de microzonificaciones sísmicas para ellas.
- c) Disposición transitoria: para su empleo según las prescripciones señaladas en 1.3.2.b y 1.3.2.f en la fecha de emisión de esta norma se dispone de las microzonificaciones sísmicas del Área Metropolitana de Caracas y de los Municipios Iribarren y Palavecino del Estado Lara (Ver PMSC y PMSB&C en 1.9). En el futuro deberán emplearse otras microzonificaciones sísmicas avaladas que lleguen a generarse.
- d) Los valores de los mapas pueden sustituirse por los obtenidos en un estudio especial de amenaza sísmica efectuado según 4.6, sujeto a la acotación estipulada en 4.6.3.e. pero no menores a los de una microzonificación sísmica avalada existente.
- e) En caso de especificarse un periodo medio de retorno mayor de 1.400 años (ver 4.3 y 4.4) es obligatorio efectuar un estudio de amenaza sísmica que cumpla con 4.6. Para las construcciones ubicadas en clase de sitio F debe llevarse a cabo un estudio de sitio de acuerdo con 5.11.
- f) Para las edificaciones tipificadas las acciones sísmicas se expresan mediante los espectros de respuesta (ver 7.2 y 7.3) construidos a partir de los parámetros sísmicos básicos, el factor de importancia asociado al tipo de sismo (ver 4.3, 4.4 y 4.5), los factores del sitio (ver 5.4) y los factores de desempeño estructural (ver 6). Los espectros elásticos pueden sustituirse por los resultados de un estudio de amenaza sísmica o de sitio efectuados según 4.6 y 5.11, pero no menores a los de una microzonificación sísmica avalada existente para el sitio. En este último caso (ver 1.3.2.c), los espectros elásticos serán los que ésta asigne o mayores. **En todos los casos, los espectros inelásticos se derivarán según el modelo estipulado en 7.3 en relación con los espectros elásticos.**
- g) Las instalaciones industriales se diseñarán para el periodo medio de retorno previsto en su norma de diseño (ver 1.2.2.c) con las mismas salvedades indicadas en 1.3.2.f. A tal fin se utilizarán los factores de importancia previstos en 4.3 para definir el espectro de diseño o para acotarlo según 4.6.3.e en el caso de riesgos C o D (PMR = 2.000 o 10.000 años) tras un estudio de amenaza sísmica. Eventualmente se puede estudiar la situación de prevención del colapso o la operacional según 4.4 o 4.5.
- h) Disposición transitoria: Las estructuras con aisladores sísmicos se diseñarán (ver 9.8) para desempeño operacional con PMR = 2.475 años (ver 1.3.1.2.b) con las mismas salvedades indicadas en 1.3.2.f.
- i) Disposición transitoria: Las estructuras con disipadores de energía (ver 9.9) se diseñarán para el nivel de desempeño definido en el proyecto (ver 1.3.1.2.c) con los sismos correspondientes, de acuerdo con 4.3, 4.4 y 4.5. Los disipadores se verificarán para PMR = 2.475 años. Se seguirán las mismas condiciones indicadas en 1.3.2.f.
- j) Disposición transitoria: Las construcciones de adobe (sólo de los grupos de importancia B2 o C, y nunca en clases de sitio DE, E o F) se diseñarán aplicando la norma MVCS E.080 con 0,7 veces la fuerza cortante derivada de aplicar el método 9.4 con el espectro de respuesta dado en 7.3.
- k) Para otras construcciones se definirán periodos medios de retorno para los sismos especificados y eventualmente realizando estudios de amenaza sísmica (ver 1.3.2.e). Se seguirán las mismas condiciones indicadas en 1.3.2.f. Los espectros elásticos se acotarán según 4.6.3.e con factores de importancia obtenidos interpolando entre los catorce valores de PMR dados en el Capítulo 4.

1.4. Fundamentos Básicos

Esta Norma se rige por los siguientes fundamentos básicos, en cuanto a su interpretación, implementación y eventual ampliación de criterios para las edificaciones tipificadas:

a) Los profesionales que participan en el proyecto, diseño, revisión, construcción e inspección, actúan en cumplimiento de los valores éticos de la ingeniería y arquitectura, de la responsabilidad con la sociedad y con la protección de las personas y la calidad de la construcción, de acuerdo a lo establecido en 1.2.

b) Toda construcción posee un sistema estructural para resistir sismos, con la estabilidad, resistencia, rigidez y ductilidad necesarias, capaces de transmitir las fuerzas sísmicas hasta las fundaciones, cumpliendo con los requerimientos de resistencia y deformabilidad del terreno, acorde a los requerimientos de esta norma para el uso y ubicación de la construcción.

c) La estructura dispone de una reserva de capacidad de deformación y de disipación de energía para resistir movimientos sísmicos en exceso al movimiento de diseño especificado en la norma, el cual puede ser excedido debido al carácter aleatorio de los sismos.

d) La acción sísmica es una acción accidental y no es necesario combinarla con otras acciones accidentales de baja probabilidad de excedencia. Deben contemplarse condiciones de mediana probabilidad de excedencia tales como la saturación del terreno. Aun cuando las acciones debidas al viento sean mayores que las del sismo, debe mantenerse el diseño sísmico establecido en esta Norma.

e) Las solicitaciones de diseño están asociadas a la capacidad del sistema resistente a sismos de absorber y disipar energía en el rango inelástico bajo acciones de tipo alternante, sin pérdida apreciable de su resistencia.

f) Los mecanismos de absorción y disipación de energía no comprometen la estabilidad de la edificación. En el diseño se prefiere que las zonas de disipación de energía se distribuyan entre los diversos elementos que constituyen la estructura o en dispositivos especiales de disipación.

g) Los factores de reducción de respuesta (R) están asociados a la ductilidad y a la capacidad para disipar energía en forma estable, las cuales dependen del tipo estructural, del material y del nivel de diseño presente en la estructura. Los factores R están sustentados por abundante información experimental y por la observación del desempeño de construcciones durante sismos.

h) Los elementos estructurales están apropiadamente unidos entre sí, de manera de permitir la transmisión de las solicitaciones con un paso continuo y garantizar la integridad global de la construcción. Los elementos estructurales destinados a la disipación de energía mantienen una conexión estable con el resto de la estructura.

i) Las conexiones entre los elementos estructurales deben ser capaces de transmitir las fuerzas inducidas por estos, con margen de su posible sobrerresistencia.

j) La estructura es preferiblemente hiperestática, con elementos redundantes, de configuración simétrica y distribución aproximadamente uniforme de masas, rigideces, resistencias y ductilidad, tanto en planta como en elevación, garantizando que la falla de algunos de sus elementos estructurales no comprometa la estabilidad de la construcción.

k) Se satisfacen los requerimientos contemplados en la norma de diseño para los materiales que correspondan a la construcción en referencia, para el nivel de diseño asociado a R, en cuanto a dimensiones, disposición, detallado y calidad.

- l) El modelo matemático elaborado por el ingeniero para hacer el análisis estructural de la construcción, incorpora los efectos de los elementos que tengan una contribución significativa a su rigidez y resistencia.
- m) El número de masas y grados de libertad seleccionados por el analista para discretizar la estructura, capta apropiadamente la influencia de la respuesta inercial de las masas y la distribución de rigideces de la construcción.
- n) Los componentes no estructurales, tales como paredes, ornamentos, equipos, instalaciones, entre otros, están vinculados apropiadamente a la estructura de manera de mantener su estabilidad durante un sismo y no interferir con el buen desempeño de la estructura.
- o) Cuando se haga una adecuación estructural de una construcción existente, la estructura se modela, analiza y diseña tomando en cuenta la interacción entre la estructura existente y la estructura suplementaria, si ésta está presente, en los aspectos de deformabilidad, distribución de solicitaciones y demandas de ductilidad, incluyendo las fundaciones.
- p) La construcción de la obra se desarrolla en cumplimiento con lo estipulado en los planos de proyecto. Los materiales se someten a las pruebas de verificación y cumplen con los criterios de calidad de las normas respectivas.

1.5. Guía de Aplicación

Los pasos a seguir para la aplicación de esta Norma se presentan a continuación:

1.5.1. Aplicabilidad

Verificar que la construcción a ser diseñada o a ser evaluada satisfaga el alcance y las limitaciones establecidas en 1.2.

1.5.2. Norma de Diseño

Seleccionar las normas de diseño que sean aplicables a la construcción, entre las normas citadas en 1.2.2.

1.5.3. Clasificación de la Construcción

El procedimiento de clasificación es el siguiente:

- a) Clasificar la construcción en alguno de los Grupos de Importancia definidos en 3.2.
- b) Seleccionar alguno de los Niveles de Diseño definidos en 3.4, según la intensidad sísmica y el Grupo que le corresponda.
- c) Clasificar cada dirección de la construcción en alguno de los Tipos Estructurales definidos en 3.5 y permitidos en la tabla 15, según las características del sistema estructural resistente a sismos. Cumplir con las limitaciones del número de pisos dadas en la tabla 16.

1.5.4. Amenaza Sísmica

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- a) Seleccionar los parámetros sísmicos que caracterizan la amenaza sísmica en roca de acuerdo con el Capítulo 4, incluyendo el Factor de Importancia (Capítulos 3 y 4).

b) Seleccionar los parámetros del perfil geotécnico dados en el Capítulo 5.

c) Calcular el coeficiente de aceleración A_A (ver 7.2) para utilización en varios controles. Ver 1.2.1.d, 1.2.2.f, 1.8.d, 1.8.f, 3.4.2.b, tabla 2, 3.6.4, 4.1, 6.7.1, tabla 16, 8.1, 8.3, 8.5, 8.8 9.2, tabla 22, tabla 23, 11.1.5, 11.1.6, 11.3.1, 11.6.2, 12.5, 13.4.4, 13.6, 13.8.3, 13.9.1 y 14.2.

d) Determinar el espectro de respuesta elástica siguiendo el procedimiento que se indica en 7.2, en los casos que se requiera.

1.5.5. Irregularidades Presentes

Determinar las irregularidades verticales y en planta que estén presentes en la construcción, según se indica en 3.6.

1.5.6. Factor de Reducción

Determinar el Factor de Reducción correspondiente a cada dirección de la construcción, que depende del Tipo Estructural, Nivel de Diseño y materiales, según se indica en 6.2.

1.5.7. Espectro de Respuesta Inelástica

Determinar el Espectro de Respuesta Inelástica a partir de los parámetros sísmicos, de los factores de sitio, del Factor de Importancia, del Factor de Reducción, del Factor de Redundancia y del Factor de Irregularidad, según se indica en 7.3.

1.5.8. Método de Análisis

Seleccionar el método de análisis a emplear para el cálculo de la respuesta estructural ante el movimiento sísmico definido por dos componentes horizontales y la vertical según se indica en 9.3.

1.5.9. Modelado

Definir la geometría de la estructura y las secciones de los elementos. Asignar las propiedades de los materiales. Definir diafragmas rígidos o flexibles cuando aplique. Incluir componentes no estructurales cuando puedan afectar la respuesta estructural (ver capítulos 8 y 11).

1.5.10. Respuesta Estructural

El procedimiento es el siguiente:

a) Determinar los desplazamientos, deformaciones, fuerzas globales y solicitaciones locales en los elementos estructurales y no estructurales, provenientes del análisis de respuesta ante el movimiento sísmico (ver capítulos 9 y 11).

b) Determinar los desplazamientos y las deformaciones máximas en la estructura, considerando la ductilidad de la estructura según se indica en el capítulo 10.

1.5.11. Diseño y Verificaciones

El diseño de la estructura y las verificaciones a efectuar son las siguientes:

a) Verificar que la demanda de derivas y desplazamientos máximos satisfagan los valores límites tolerables dados en el capítulo 10.

- b) Diseñar los elementos estructurales según se indique en la norma de diseño vigente que sea aplicable a la construcción, y de acuerdo con las combinaciones de carga y los niveles de desempeño indicados en el capítulo 8.
- c) Verificar que las resistencias relativas entre los diferentes elementos estructurales y la resistencia de las conexiones satisfagan los requerimientos contemplados en la norma de diseño, con el objeto de evitar fallas frágiles y asegurar la disipación de energía en aquellos elementos diseñados con ese fin.
- d) Revisar los efectos de las paredes y tabiques de relleno (ver capítulo 8).
- e) Diseñar los componentes no estructurales (ver capítulo 11).
- f) Verificar la capacidad de soporte de las fundaciones y diseñar sus componentes estructurales (ver capítulo 13).
- g) Verificar la seguridad de muros y taludes en el entorno de la construcción. Verificar que la construcción no incida negativamente en construcciones aledañas.

1.5.12. Informe Técnico

Preparar toda la documentación del proyecto o de la evaluación estructural de acuerdo a lo estipulado en 1.7.

1.6. Responsabilidades

En relación a la aplicación de esta norma las responsabilidades son las siguientes:

1.6.1. De los Urbanizadores

Las responsabilidades de los urbanizadores son las siguientes:

- a) Adecuar el terreno para prevenir deslizamientos u otras fallas e inestabilidades.
- b) Diseñar y construir las redes de distribución de servicios con criterios sismorresistentes.
- c) Presentar la documentación: planos y memoria de cálculos y obra.

1.6.2. De los Coordinadores del Proyecto

Las responsabilidades de los coordinadores del proyecto son las siguientes:

- a) Coordinar el diseño sismorresistente de la estructura.
- b) Coordinar, o verificar cuando aplique, el diseño sismorresistente de todos los componentes no estructurales, instalaciones y equipos presentes en la construcción.
- c) Presentar la documentación pertinente en cumplimiento con lo indicado en 1.7 de esta norma.

1.6.3. De los Arquitectos

Las responsabilidades de los arquitectos son las siguientes:

- a) Coordinar con el ingeniero estructural los aspectos arquitectónicos que incidan en el desempeño sísmico.

b) Presentar los planos de arquitectura y especificaciones para la construcción con indicación de los detalles necesarios de los componentes no estructurales que deban mantener su estabilidad durante sismos.

c) Presentar la documentación pertinente en cumplimiento con lo indicado en 1.7 de esta norma.

1.6.4. De los Ingenieros Geofísicos y Geotécnicos

Las responsabilidades de los ingenieros geotécnicos del proyecto son las siguientes:

a) Investigar la geología local atendiendo a los riesgos geológicos posibles, tales como cercanía de fallas, estabilidad de laderas, potencial de licuación, presencia de material expansivo u otros, y recomendar las acciones a tomar, de acuerdo a lo estipulado en el capítulo 5.

b) Efectuar las pruebas de campo y laboratorio requeridas.

c) Definir el perfil geotécnico de acuerdo a lo estipulado en el capítulo 5.

d) Recomendar el tipo de fundación y tipo de muros de contención y taludes.

e) Suministrar los perfiles geofísicos y geotécnicos junto con sus datos, así como los parámetros geotécnicos para el diseño de las fundaciones, muros de contención, y taludes.

f) Presentar la documentación pertinente en cumplimiento con lo indicado en 1.7 de esta norma.

1.6.5. De los ingenieros Estructurales

Las responsabilidades de los ingenieros estructurales son las siguientes:

a) Realizar el análisis y diseño estructural en cumplimiento de lo especificado en esta norma y las normas de diseño de materiales.

b) Producir los planos estructurales en congruencia con los resultados del análisis y diseño.

c) Presentar la documentación pertinente en cumplimiento con lo indicado en 1.7 de esta norma.

1.6.6. De los ingenieros de Instalaciones

Satisfacer los requerimientos sismorresistentes de anclajes y conexiones especificados en el capítulo 11 de esta Norma.

1.6.7. De los ingenieros Revisores

Las responsabilidades de los ingenieros revisores son las siguientes:

a) Revisar que el proyecto estructural tenga toda la documentación exigida en 1.7 de esta norma.

b) Revisar que el proyecto estructural cumpla con los requerimientos de esta norma y las correspondientes normas de diseño, de acuerdo con 1.9.

1.6.8. De los Fabricantes y Expendedores de Insumos para la Construcción

Las responsabilidades de los fabricantes y expendedores de insumos son las siguientes:

- a) Garantizar que los materiales y componentes de construcción cumplan con las especificaciones del proyecto y las normas correspondientes.
- b) Proteger adecuadamente los materiales hasta su entrega al constructor.
- c) En el caso de productos no convencionales, aportar los estudios experimentales que comprueben su idoneidad sismorresistente.
- d) Garantizar que los componentes no estructurales incorporados a la construcción cumplan con los requerimientos sísmicos establecidos en esta norma a efectos de garantizar su estabilidad durante sismos.

1.6.9. De los Constructores e Ingenieros Residentes

Las responsabilidades de los constructores e ingenieros residentes son las siguientes:

- a) Cumplir con las especificaciones de construcción y planos del proyecto.
- b) Consultar cualquier modificación de la construcción al inspector de la obra.
- c) Solicitar se efectúen las pruebas de control de materiales.
- d) Proteger adecuadamente los materiales durante el almacenamiento en obra.
- e) Documentar el trabajo según se indica en 1.7 de esta Norma.

1.6.10. De los Ingenieros Inspectores

Las responsabilidades de los ingenieros inspectores son las siguientes:

- a) Verificar que la obra se construya en cumplimiento con la documentación del proyecto y las normas correspondientes.
- b) Elaborar el plan de inspección, el cual debe contener los procedimientos de verificación de la calidad de materiales.
- c) Consultar con los proyectistas cualquier modificación al proyecto.
- d) Revisar los planos de las modificaciones efectuadas al proyecto.
- e) Ordenar la paralización de la obra, reparación o demolición en caso de incumplimiento evidente de las especificaciones.
- f) Documentar el trabajo según se indica en 1.7 de esta Norma.

1.6.11. De los Ingenieros Supervisores

Los ingenieros supervisores deberán cumplir con esta norma en todos aquellos cambios al proyecto original que proponga el ingeniero residente o el ingeniero inspector.

1.6.12. De los Propietarios y Usuarios

Las responsabilidades de los propietarios y usuarios son las siguientes:

- a) Exigir el cumplimiento de lo indicado en esta norma para la seguridad de la estructura y de los componentes no estructurales.
- b) Cumplir con el uso establecido en el proyecto.
- c) No ampliar la construcción ni modificar su uso sin la adecuada revisión estructural y aprobación de la autoridad competente.
- d) No aplicar a la edificación cargas mayores a las establecidas en el proyecto.
- e) Mantener la estructura en buen estado y evitar su deterioro sismorresistente.
- f) Proteger adecuadamente los eventuales dispositivos especiales (amortiguadores, aisladores).
- g) No modificar los componentes estructurales y no estructurales que puedan afectar el sistema resistente a sismos.

1.6.13. De las Autoridades Municipales

Las responsabilidades de las autoridades municipales son las siguientes:

- a) Velar por el cumplimiento de esta norma en los proyectos y estudios que se desarrollen en su ámbito territorial.
- b) Apoyar a las autoridades nacionales en el desarrollo de las microzonificaciones sísmicas que se planteen en su ámbito territorial, particularmente suministrando toda la información geológica y geotécnica existente en él.
- c) Velar por la implementación de los resultados de las microzonificaciones sísmicas en decretos u ordenanzas municipales.

1.7. Documentación

La documentación mínima que debe acompañar el proyecto y la construcción, incluyendo los sistemas patentados y los proyectos de refuerzo, es la siguiente:

1.7.1. General

- a) Identificación de los profesionales responsables y consignación de solvencia del Colegio de Ingenieros de Venezuela.
- b) Fecha de elaboración.
- c) Descripción del uso de la edificación.
- d) Ubicación geográfica y dirección de la obra.
- e) Condición topográfica del terreno en la zona, con indicación de las intervenciones y modificaciones efectuadas.
- f) Planos y especificaciones del proyecto.
- g) Relación y separación con edificaciones adyacentes.

1.7.2. Geotecnia

- a) Identificación de los profesionales responsables del estudio geotécnico.
- b) Fecha y localización del estudio.
- c) Caracterización del riesgo geológico.
- d) Propiedades de los terrenos de fundación y nivel freático.
- e) Clasificación del perfil geotécnico, según el capítulo 5 de esta Norma.
- f) Recomendaciones sobre el tipo de fundación, muros y taludes.
- g) Potencial de licuación, presencia de materiales expansivos u otros factores que puedan afectar el desempeño sísmico de manera adversa.

1.7.3. Arquitectura e Instalaciones

- a) Identificación de los profesionales responsables del proyecto arquitectónico.
- b) Fecha y localización del proyecto.
- c) Especificaciones para la construcción.
- d) Planos de arquitectura e instalaciones.
- e) Detalles de anclajes y conexiones de componentes no estructurales con incidencia en la seguridad de la construcción.

1.7.4. Estructura

1.7.4.1. Memoria de Cálculo Estructural

- a) Identificación del profesional responsable del proyecto estructural.
- b) Fecha del proyecto y localización del sitio.
- c) Normas utilizadas.
- d) Propiedades de los materiales.
- e) Parámetros sísmicos, terreno de fundación y espectros de respuesta.
- f) Grupo de Importancia, Tipo Estructural, Irregularidades y Nivel de Diseño.
- g) Espectro de respuesta inelástica y factores R , ρ , F_I .
- h) Análisis y distribución de las cargas.
- i) Distribución y tipo de paredes.
- j) Combinación de cargas.
- k) Imágenes con geometría de la estructura y de sus componentes.

- l) Modelo estructural adoptado: Capacidad de disipación de energía, vinculaciones.
- m) Métodos de análisis.
- n) Programas de análisis y diseño, con sus hipótesis de cálculo, alcance y limitaciones.
- o) Períodos de vibración y masas participativas de los modos principales.
- p) Verificación del cumplimiento de los requisitos de desplazamientos, separaciones y derivas.
- q) Verificación del cumplimiento de la condición columna fuerte-viga débil.
- r) Fuerzas globales en la base del edificio. Verificación del cortante basal mínimo. Coeficiente sísmico.
- s) Diseño y detallado de los elementos estructurales y sus conexiones.
- t) Diseño y detallado de los componentes no estructurales y sus conexiones.
- u) Diseño y detallado de las fundaciones y muros.
- v) Relación demanda/capacidad en el terreno de fundación.

1.7.4.2. Informe de Revisión del Proyecto Estructural

En aquellos casos en donde se requiera una revisión adicional por un ingeniero especialista (ver 1.8), se incluirá el informe técnico correspondiente.

1.7.4.3. Planos Estructurales

- a) Identificación del profesional responsable del proyecto estructural.
- b) Fecha del proyecto y localización de la construcción.
- c) Especificaciones para la construcción.
- d) Propiedades de los materiales.
- e) Plantas de fundaciones y de cada nivel de la edificación.
- f) Elevaciones y cortes.
- g) Detalles de los componentes estructurales y no estructurales y sus conexiones.

1.7.5. Construcción e Inspección

- a) Identificación de los profesionales responsables de la construcción y la inspección.
- b) Fecha de la construcción.
- c) Informe del cumplimiento del Plan de Inspección.
- d) Informe de las pruebas de materiales.
- e) Planos del estado final de la estructura y fundaciones, mostrando las modificaciones efectuadas.

f) Informe de cumplimiento de la colocación de la identificación permanente de la construcción, según el punto 1.4 de la COVENIN 2002.

g) Libro diario de obra.

1.8. Revisión del proyecto estructural

El procedimiento de revisión del proyecto estructural es el siguiente:

a) La documentación de los proyectos estructurales de nuevas construcciones, incluyendo los sistemas patentados, y los proyectos de refuerzo de construcciones existentes, será revisada de acuerdo a lo indicado en los artículos 85 y 87 de la Ley Orgánica de Ordenación Urbanística, el artículo 61 del Reglamento de la Ley Orgánica de Ordenación Urbanística y los artículos 1, 3.2, 5, 6 y 8 de la Ley Orgánica del Sistema Venezolano para la Calidad.

b) La revisión será hecha por el profesional designado por el organismo municipal competente y adicionalmente por un especialista en los casos indicados en este punto. El profesional revisor verificará que el proyecto tenga la documentación completa, de acuerdo a lo establecido en 1.7, y que cumpla con los requisitos de seguridad sismorresistente establecidos en esta norma, incluyendo los asociados a diseños por acciones de gravedad.

c) En 1.7.4 se lista la documentación de la estructura y en 1.7.2 la de geotecnia, que deben ser revisadas. En la tabla 1 se listan los requisitos mínimos de incidencia sismorresistente a ser verificados.

d) En el caso de edificaciones clasificadas como de los Grupos de Importancia A1 o A2 según 3.2, localizadas en cualquier sitio, y de edificaciones de carácter repetitivo (ver 3.2.3) localizadas en sitios con $A_A > 0,1$, la revisión será hecha por un ingeniero especialista en ingeniería sismorresistente que cumpla con los requisitos indicados en 1.8.h.

e) En el caso de estructuras que usen sistemas de aislamiento sísmico (ver 9.8) o sistemas de disipación de energía (ver 9.9), la revisión será hecha por un ingeniero especialista en ingeniería sismorresistente que cumpla con los requisitos indicados en 1.8.h.

f) En el caso de evaluación, modificación, adecuación o reparación de edificaciones existentes (Capítulo 12) de los Grupos de Importancia A1 o A2 localizadas en cualquier sitio, del Grupo B1 o de carácter repetitivo (ver 3.2.3) localizadas en sitios con $A_A > 0,1$ y de edificaciones existentes del Grupo B2 de altura mayor a 2 pisos en sitios con $A_A > 0,2$, la revisión será hecha por un ingeniero especialista en ingeniería sismorresistente que cumpla con los requisitos indicados en 1.8.h.

g) En el caso de proyectos que requieran mitigación estructural y/o geotécnica por la cercanía de fallas, o cuando deba evaluarse el potencial de licuación, o cuando deban diseñarse fundaciones sobre suelos potencialmente licuables, la revisión será hecha por un equipo constituido por un ingeniero especialista en ingeniería sismorresistente con apoyo de un especialista en geotecnia que cumpla con los requisitos indicados en 1.8.h.

h) El ingeniero especialista en ingeniería sismorresistente deberá contar con la certificación otorgada por el organismo competente y cumplir con uno de los siguientes requisitos:

1) Poseer un título de postgrado en el área de ingeniería estructural o sismorresistente y tener un mínimo de 10 años de experiencia en proyectos de ingeniería estructural y sismorresistente o experiencia académica equivalente.

2) Tener un mínimo de 15 años de experiencia en proyectos de ingeniería estructural y sismorresistente y demostrar conocimientos avanzados en el campo.

i) El ingeniero revisor del proyecto deberá ser independiente de quien lo realizó.

TABLA 1. Requisitos mínimos de incidencia sismorresistente a ser verificados por el revisor

| Estructuras de concreto armado |
|--|
| a) Las limitaciones en las dimensiones de los elementos estructurales. |
| b) Las cuantías mínimas y máximas de refuerzo, para corte, flexión y flexocompresión. |
| c) Los diámetros mínimos y separaciones máximas de la armadura transversal para resistir corte, para arriostrar barras comprimidas y confinar el concreto. |
| d) Las propiedades especificadas del acero de refuerzo y del concreto, que deben cumplir con las limitaciones establecidas en las normas de materiales y de diseño. En el caso de edificaciones existentes, las propiedades determinadas a partir de ensayos. |
| e) Las longitudes de desarrollo para anclaje y empalme de las barras con resaltos de refuerzo y su ubicación en el elemento. En el caso de edificaciones existentes, cuando se tengan barras lisas se duplicarán las longitudes exigidas en la Norma NTF 1753. |
| f) El cumplimiento del diseño a corte por capacidad y de la condición columna fuerte-viga débil, en los niveles de diseño ND2 y ND3. |
| Estructuras de acero |
| a) Las máximas relaciones ancho/espesor de las alas o almas de los perfiles. |
| b) Las máximas relaciones de esbeltez en miembros comprimidos. |
| c) Cumplimiento de las tipologías de conexiones precalificadas, en los casos en que sea aplicable. Limitaciones de espesor y longitudes de planchas y soldaduras y las limitaciones de espaciamientos de pernos, soldaduras y remaches. |
| d) Las planchas de continuidad o rigidizadores de las columnas en las conexiones a momento. |
| e) Los arriostramientos laterales de las vigas y cerchas. |
| f) El cumplimiento del diseño por capacidad y de la condición columna fuerte-viga débil, en los casos indicados en la norma. |
| Estructuras de mampostería |
| a) La presencia de confinamiento o refuerzo interno en todos los muros. |
| b) Los espesores mínimos y esbelteces máximas de los muros. |
| c) La conexión adecuada de los muros con los muros perpendiculares a ellos, a las fundaciones y las losas de piso, según corresponda. |
| d) La presencia de fundaciones continuas bajo todos los muros. |
| e) Los diámetros y cuantías mínimas y máximas y la separación máxima de los aceros de refuerzo horizontales y verticales. |
| f) La longitud y detalles de los anclajes del acero de refuerzo en muros, sistemas de piso y techo. |

1.9. Documentos de Referencia

Los documentos que se citan a continuación son indispensables para la aplicación de esta norma. Únicamente es aplicable la edición de aquellos documentos que aparecen con fecha de publicación. Por el contrario, se aplicará la última edición (incluyendo cualquier modificación que existirá) de aquellos documentos que se encuentran referenciados sin fecha:

| | |
|---------------|---|
| AASHTO: 2012 | “AASHTO LRFD Bridge, Design Specifications”. American Association of State Highway and Transportation Officials. Sixth Edition. Washington D.C. |
| ACI 318: 2019 | “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary”. American Concrete Institute, ACI 318-19. U.S.A. |
| AISC 341:2010 | “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”. ANSI/AISC 341-10. American Institute of Steel Construction. |

| | |
|--|---|
| AISC 358: 2011 | “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. Including Supplement No. 1 and Supplement No. 2”.ANSI/AISC 358-10. American Institute of Steel Construction. |
| ASCE 7: 2016 | “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures”, ASCE/SEI 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA. |
| ASCE 41:2014 | “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings” (ASCE/SEI 41-13). American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA. |
| AISI-S400:2015 | “AISI S400-15 w/S1-16: North American Standard for Seismic Design of Cold-Formed Steel Structural Systems, 2015 Edition With Supplement 1”. |
| AISI-S100:2016 | “AISI S100-16: North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, 2016 Edition with Supplement 1” |
| BSSC: 2015 | “NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures”, FEMA P-1050, Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., USA. |
| CADAFE NSP-420:1984 | “Especificación técnica sobre requerimientos antisísmicos”, Documento I en “Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela”, Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales de Venezuela, Volumen XXXIII, 1997, Edit. Binev, Caracas. |
| C.A. La Electricidad de Caracas DNI-ND-C-B-01-94, 1994 | “Diseño sismorresistente para el sistema eléctrico”, Documento J en “Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela”, Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales de Venezuela, Volumen XXXIII, 1997, Edit. Binev, Caracas. |
| COVENIN 1618: 1998 | Estructuras de Acero para Edificaciones. (1ra. Revisión) |
| COVENIN 2002:1988 | Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones. |
| COVENIN 3621: 2000 | Diseño Sismorresistente de Instalaciones Industriales. |
| COVENIN 3623: 2000 | Diseño Sismorresistente de Tanques Metálicos. |
| COVENIN 5008 ¹⁾ | Análisis, Diseño y Construcción de Edificaciones de Mampostería Estructural. |
| EDELCA ETGS/PAS-001:1991 | “Especificaciones Técnicas Generales de Subestaciones. Consideraciones antisísmicas”, Especificaciones. Caracas. Documento H en “Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela”, Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales de Venezuela, Volumen XXXIII, 1997, Edit. Binev, Caracas. |
| EN-1998-1:2004 | “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”, European Committee for Standardization, 2004. |
| EN-1998-2:2005 | “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges”, European Committee for Standardization, 2005. |

1) Está pendiente la publicación de la COVENIN 5008

| | |
|--------------------|---|
| EN 1998-3: 2005 | “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings”. June 2005. The European Union Per Regulation 305/2011. |
| EN 1998-5:2004 | “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects”. European Committee for Standardization, 2004. |
| EN 1999-1-1:2007 | “Eurocode 9: Design of aluminium structures - Part 1-1: General structural rules”. European Committee for Standardization, 2007. |
| LOBO W.:1987 | “Normas para el Diseño Sismorresistente de Puentes” (Propuesta al Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Dirección General Sectorial de Vialidad Terrestre), Documento E en “Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela”, Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales de Venezuela, Volumen XXXIII, 1997, Edit. Binev, Caracas. |
| MSAS: 1983 | Normas sobre clasificación de establecimientos de atención médica del sub-sector público. Decreto 1798, Gaceta Oficial 32650 del 21-Enero-1983. Gaceta Oficial de la República de Venezuela. MSAS Ministerio de Sanidad y Asistencia Social. |
| MVCS E.080, 2006 | “Norma Técnica de Edificación E.080 Adobe”. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú. |
| NTF 1753:2006 | Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural. |
| NTF 1618-1:2016 | Edificaciones. Estructuras de Acero. Parte 1: Especificaciones para el Diseño. |
| NTF 1618-2:2016 | Edificaciones. Estructuras de acero. Parte 2: Especificaciones sísmicas para el diseño. |
| PDVSA JA-221:1999 | Diseño Sismorresistente de Instalaciones Industriales. |
| PDVSA JA-224:1994 | Diseño Sismorresistente de Estructuras en Aguas Lacustres y Someras |
| PDVSA JA-222: 1999 | Diseño Sismorresistente de Recipientes y Estructuras. |
| PDVSA FJ-251:1999 | Diseño Sismorresistente de Tanques Metálicos. |
| PMSC | FUNVISIS, 2009a. Informe Técnico Final, Volumen 1 Caracas, Proyecto de microzonificación sísmica en las ciudades Caracas y Barquisimeto (FONACIT 200400738), FUNVISIS FUN-035a, 2007, Inédito, 978 pp. http://www.funvisis.gob.ve/old/microz_caracas.php . |
| PMSB&C | FUNVISIS, 2009b. Informe Técnico Final, Volumen 2 Barquisimeto, Proyecto de microzonificación sísmica en las ciudades Caracas y Barquisimeto (FONACIT 200400738), FUNVISIS FUN-035b, 2007, Inédito, 432 pp. http://www.funvisis.gob.ve/old/microz_barqto.php . |

1.10. Leyes y Reglamentos de Referencia

Las leyes y reglamentos nacionales asociados a esta norma son los siguientes:

Ley Orgánica de Ordenación Urbanística. Congreso de la República de Venezuela. Gaceta Oficial No. 33.868 del 16 de diciembre de 1987.

Reglamento de la Ley Orgánica de Ordenación Urbanística. Decreto No. 833 del Presidente de la República. Gaceta Oficial No. 4175 extraordinario del 30 de marzo de 1990.

Ley Orgánica del Sistema Venezolano para la Calidad. Asamblea Nacional de la República Bolivariana de Venezuela. Gaceta Oficial No. 37.555 del 23 de octubre de 2002.

Ley de Gestión Integral de Riesgos Socionaturales y Tecnológicos. Asamblea Nacional de la República Bolivariana de Venezuela. Gaceta Oficial No. 39.095 del 9 de enero de 2009.

2. DEFINICIONES Y NOTACIÓN

2.1. Generalidades

Este capítulo contiene definiciones de algunos términos usados en la norma así como la notación empleada.

2.2. Definiciones

A continuación se define el significado de algunos términos que se utilizan en esta Norma, ordenados alfabéticamente.

2.2.1. Acciones permanentes

Son acciones que actúan continuamente sobre la edificación y cuya magnitud pueda considerarse invariable con el tiempo, como las cargas gravitatorias. Igualmente, empujes estáticos de líquidos y tierras que tengan un carácter permanente, las deformaciones y desplazamientos impuestos por la pretensión, los debidos a movimientos diferenciales permanentes en los apoyos, las acciones geológicas y de temperatura de carácter permanente, entre otras.

2.2.2. Acción sísmica

Son acciones accidentales debidas a la ocurrencia de sismos, tales como los movimientos vibratorios del terreno (traslacionales y rotacionales), desplazamientos en fallas geológicas, licuación, inestabilidad del terreno, tsunamis, entre otros.

2.2.3. Acciones variables

Son acciones que actúan sobre la edificación con magnitud variable en el tiempo y que se deben al uso y ocupación del edificio, como las cargas de personas, vehículos, ascensores, grúas móviles, maquinarias, sus efectos de impacto, así como las acciones de temperatura y geológicas y los empujes de líquidos y tierras que tengan un carácter variable.

2.2.4. Aceleración espectral

Valor de la aceleración para un valor dado del período de vibración y del amortiguamiento de la estructura.

2.2.5. Acelerograma

Describe la variación de la aceleración en función del tiempo, en una dirección.

2.2.6. Acelerógrafo, acelerómetro

Instrumento específicamente diseñado para registrar la variación temporal de la aceleración del terreno o de la estructura.

2.2.7. Adecuación

Acciones constructivas destinadas a reducir la vulnerabilidad sísmica de una edificación, tales como: modificaciones, rehabilitación, reforzamiento, aislamiento sísmico o uso de disipadores de energía.

2.2.8. Amenaza sísmica

Término mediante el cual se caracteriza la probabilidad de excedencia de una medida de intensidad del movimiento del terreno, tal como una respuesta espectral. En los mapas de esta norma la amenaza corresponde a sitios rocosos.

2.2.9. Análisis dinámico elástico espectral

Método de análisis dinámico lineal que suministra la respuesta máxima de una estructura con un modelo elástico, a partir de combinar las respuestas máximas en sus modos de vibración. La acción sísmica se describe por un espectro de respuesta.

2.2.10. Análisis dinámico elástico de respuesta en el tiempo

Método de análisis dinámico lineal que suministra la variación de la respuesta con el tiempo de una estructura con un modelo elástico. La acción sísmica se describe por un acelerograma.

2.2.11. Análisis estático inelástico

Método de análisis estático no lineal que suministra la máxima respuesta de una estructura con un modelo inelástico. La acción sísmica se describe por un espectro de respuesta.

2.2.12. Análisis dinámico inelástico

Método de análisis no lineal que suministra la variación de la respuesta con el tiempo de una estructura con un modelo inelástico. La acción sísmica se describe por un acelerograma.

2.2.13. Análisis postsísmico

Análisis con posterioridad a un sismo, tomando en consideración los eventuales cambios de las propiedades de los materiales y componentes como consecuencia de dicho sismo.

2.2.14. Apéndices

Son elementos cuya estructura difiera sensiblemente de la estructura del edificio, tales como antepechos, marquesinas, anuncios, tanques, equipos, entre otros.

2.2.15. Cedencia

Condición del sistema resistente a sismos, caracterizada por aumentos considerables de los desplazamientos, para pequeños incrementos del cortante basal.

2.2.16. Centro de cortante

Punto donde actúa la fuerza cortante en un nivel, considerando que las fuerzas horizontales en cada nivel actúan en los centros de masa respectivos.

2.2.17. Centro de rigidez de un nivel

Punto del nivel donde al aplicar una fuerza cortante horizontal, el nivel se traslada sin rotar respecto al nivel inferior.

2.2.18. Coeficiente de aceleración horizontal

Cociente entre la aceleración horizontal máxima y la aceleración de la gravedad.

2.2.19. Coeficiente de amortiguamiento

Mide el amortiguamiento de la estructura en el rango elástico; se expresa como una fracción (generalmente expresada en porcentaje) del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento crítico es el valor límite por encima del cual el movimiento libre de la estructura no es vibratorio.

2.2.20. Coeficiente sísmico

Cociente entre la fuerza cortante horizontal que actúa en el nivel de base y el peso total por encima del mismo.

2.2.21. Colapso

Estado en el cual se alcanza la inestabilidad cinemática de la estructura.

2.2.22. Componente

Es una parte de la construcción, arquitectónico, eléctrico o mecánico.

2.2.23. Concreto Confinado

Concreto reforzado con estribos, ligaduras, u otros elementos de confinamiento, que le permiten desarrollar modos dúctiles de falla.

2.2.24. Conexión

Junta para transmitir fuerzas entre dos o más miembros.

2.2.25. Confiabilidad

Probabilidad de sobrevivencia. Probabilidad de no excedencia de un determinado estado límite de daño o agotamiento.

2.2.26. Demanda de ductilidad

Cociente entre el máximo valor del desplazamiento alcanzado por un sistema durante su respuesta sísmica y el desplazamiento cedente.

2.2.27. Deriva

Diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles o pisos consecutivos.

2.2.28. Diafragma

Parte de la estructura, generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano, diseñada para transmitir las fuerzas sísmicas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos.

2.2.29. Ductilidad

Capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente.

2.2.30. Edificación

Es una estructura que posee diafragmas, que compatibilizan los desplazamientos horizontales de los miembros que llegan a ese nivel.

2.2.31. Efecto de columna corta

Generación de un modo frágil de falla debido a la reducción significativa de la longitud libre de columnas por efecto de restricciones a su desplazamiento lateral.

2.2.32. Efecto P-Delta

Efecto secundario producido por las cargas verticales y los desplazamientos laterales, sobre las sollicitaciones en los miembros de la estructura deformada.

2.2.33. Elementos arquitectónicos

Son componentes asociados a la arquitectura de la edificación, tales como tabiques divisorios, elementos de fachada, ventanales, cielos rasos, antepechos, estanterías, elementos decorativos, luminarias y cualquier otro elemento que no forme parte de la estructura resistente.

2.2.34. Elementos estructurales

Son las partes de la estructura. Comprende, vigas, columnas, muros, juntas, arriostramientos, cabezales, zapatas, pilotes.

2.2.35. Elementos no estructurales

Son todas las partes y contenidos de una edificación con excepción de los elementos estructurales.

2.2.36. Entrepiso

Parte de una edificación comprendida entre dos pisos o niveles consecutivos.

2.2.37. Entrepiso blando

Entrepiso caracterizado por una reducción significativa de su rigidez en relación a la de los entrepisos inmediatamente por encima.

2.2.38. Entrepiso débil

Entrepiso caracterizado por una reducción significativa de su resistencia en relación a la de los entrepisos inmediatamente por encima.

2.2.39. Estado límite

Situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto, sea por su falla resistente, deformaciones excesivas, deterioro, inestabilidad o cualquier otra causa.

2.2.40. Espectro de respuesta elástica

Representa la respuesta máxima de cualquier sistema lineal y elástico de un grado de libertad, como una función de los valores de sus períodos de vibración para un mismo coeficiente de amortiguamiento, cuando están sometidos a movimientos sísmicos.

2.2.41. Espectro de respuesta inelástica

Espectro de respuesta que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado. Se obtiene a partir del espectro de respuesta elástica.

2.2.42. Espectro de respuesta elástica

Representa la respuesta máxima de cualquier sistema lineal y elástico de un grado de libertad, como una función de los valores de sus períodos de vibración para un mismo coeficiente de amortiguamiento, cuando están sometidos a movimientos sísmicos.

2.2.43. Estudios de sitio

Evaluación de la amenaza sísmica local tomando en consideración las condiciones particulares del sitio.

2.2.44. Excentricidad accidental

Valor adicional a la excentricidad estática que toma en cuenta las incertidumbres en la distribución de masas y rigideces y los efectos de la excitación rotacional del terreno.

2.2.45. Excentricidad dinámica

Cociente entre el momento torsor y la fuerza cortante en ese nivel, provenientes de un análisis dinámico con tres grados de libertad por nivel, calculado respecto al centro de rigidez.

2.2.46. Excentricidad estática

Distancia entre la línea de acción de la fuerza cortante y el centro de rigidez.

2.2.47. Factor de amplificación dinámico

Cociente entre la excentricidad dinámica y la excentricidad estática.

2.2.48. Factor de reducción de respuesta

Factor que divide las ordenadas del espectro de respuesta elástico para obtener el espectro de respuesta inelástica. Incorpora la capacidad para disipar energía y la sobre-resistencia de la estructura.

2.2.49. Fuerza cortante en la base

Es la suma de las fuerzas sísmicas que actúan por encima del nivel de base de la estructura en una determinada dirección horizontal.

2.2.50. Fuerzas de diseño

Fuerzas que representan la acción sísmica sobre la edificación o sus componentes; están especificadas a nivel de cedencia.

2.2.51. Fuerzas sísmicas

Fuerzas externas, capaces de reproducir los valores extremos de los desplazamientos y las sollicitaciones internas causadas por la excitación sísmica actuando en el nivel de base.

2.2.52. Intensidad sísmica en el sitio

Es una medida del movimiento del terreno en el sitio de la construcción que incorpora la amenaza sísmica en roca y la caracterización geotécnica del sitio, tomando en cuenta la importancia de la construcción.

2.2.53. Licuación

Pérdida temporal de la capacidad de soporte de un suelo suelto durante un sismo, comportándose como un líquido.

2.2.54. Machón

Elemento confinante vertical de los muros de mampostería confinada.

2.2.55. Microzonificación sísmica

Identificación detallada, en una ciudad o un desarrollo regional, de las zonas de suelos con comportamiento vibratorio y efectos secundarios (deslizamientos, licuación del suelo u otros) similares durante un sismo. Permite definir parámetros precisos para el diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes y la mitigación del riesgo sísmico existente. El estudio asociado integra la evaluación de la amenaza sísmica en roca, las características topográficas y el análisis de información geofísica, geológica y geotécnica del subsuelo.

2.2.56. Modos de vibración

Son configuraciones geométricas de la estructura, en las cuales ésta puede vibrar armónicamente en rango elástico, en ausencia de cargas externas. Dependen de las masas y de las rigideces de la estructura.

2.2.57. Momento torsor

Suma de los pares torsores en cada nivel por encima del nivel considerado, incluido éste, más el producto de la fuerza cortante del nivel multiplicada por su excentricidad.

2.2.58. Movimiento de diseño

Movimiento del terreno seleccionados en forma tal que su probabilidad de excedencia sea suficientemente pequeña durante la vida útil de la edificación; está caracterizado por su espectro de respuesta elástica.

2.2.59. Muros estructurales

Muros especialmente diseñados para resistir combinaciones de cortes, momentos y fuerzas axiales inducidas por los movimientos sísmicos y las acciones gravitacionales.

2.2.60. Nivel

Es el plano horizontal en el que se supone concentrada la masa del piso.

2.2.61. Nivel de base

Nivel más bajo de la edificación donde se admite que las acciones sísmicas se transmiten a la estructura.

2.2.62. Nivel de diseño

Conjunto de requisitos normativas asociadas a un determinado factor de reducción de respuesta, que se aplica en el diseño de los miembros del sistema resistente a sismos.

2.2.63. Par torsor

Vector momento normal al plano del nivel considerado.

2.2.64. Peligro sísmico

Véase amenaza sísmica.

2.2.65. Perfil geotécnico

Es la representación bidimensional de las condiciones geotécnicas de un lugar que incluye la estratigrafía y la geometría de los depósitos de suelos, además de los parámetros mínimos necesarios para su caracterización.

2.2.66. Período

Es el tiempo que tarda en completar un ciclo durante una vibración libre de la estructura.

2.2.67. Período fundamental de vibración

Período de mayor valor entre los varios períodos de vibración de una estructura.

2.2.68. Período medio de retorno

Lapso medio de tiempo entre sucesos de un determinado evento. Es aproximadamente igual a la probabilidad de excedencia anual, para probabilidades pequeñas.

2.2.69. Períodos de vibración

Propiedad dinámica de las estructuras. Son los períodos asociados a cada modo de vibración. Dependen de las masas y las rigideces de la estructura.

2.2.70. Piso

Cada uno de las plantas que integran la edificación.

2.2.71. Pórtico

Sistema estructural constituido por vigas y columnas, que se deforma primordialmente por la flexión de sus miembros.

2.2.72. Pórticos diagonalizados

Sistemas tipo celosía vertical o equivalentes, dispuestos para resistir las acciones sísmicas y en los cuales los miembros están sometidos principalmente a fuerzas axiales.

2.2.73. Radio de giro inercial

Es la raíz cuadrada del cociente entre la inercia rotacional respecto al centro de cortante y la masa, para cada piso de la edificación.

2.2.74. Radio de giro torsional

Es la raíz cuadrada del cociente entre la rigidez torsional respecto al centro de cortante y la rigidez lateral en la dirección considerada, para cada piso de la edificación.

2.2.75. Reforzamiento

Acciones constructivas para mejorar la capacidad sismorresistente de la edificación mediante la modificación de su resistencia, rigidez, o ductilidad.

2.2.76. Registro acelerográfico

Registro de la aceleración del terreno obtenido durante la ocurrencia de un sismo, el cual tiene tres componentes o acelerogramas en dos direcciones horizontales ortogonales y la dirección vertical.

2.2.77. Rehabilitación

Véase adecuación.

2.2.78. Reparación

Restitución de la capacidad sismorresistente de una edificación dañada por sismos, sin incrementar su capacidad sismorresistente más allá de su condición inicial. Este vocablo también incluye daños debidos a otras causas, tales como: deterioro, fuego, viento, etc., para restituir a la edificación su capacidad sismorresistente original.

2.2.79. Resistencia lateral de un entrepiso

Es la suma de las máximas fuerzas cortantes que puedan ser transmitidas por los miembros de ese entrepiso.

2.2.80. Riesgo sísmico

Consecuencias de la ocurrencia de los sismos. Se representa por el producto entre la amenaza y la vulnerabilidad. Se suele describir en términos de la probabilidad de ocurrencia de los efectos de los sismos.

2.2.81. Rigidez lateral de un entrepiso

Resultado de dividir la fuerza cortante y la diferencia de desplazamientos laterales elásticos entre los dos pisos del entrepiso en consideración.

2.2.82. Sensibilidad

Cociente entre la resistencia máxima al corte no drenada y la resistencia residual del suelo.

2.2.83. Sismo de diseño

Sismo para el cual se limita el daño estructural y no estructural de la construcción, manteniéndolos de naturaleza reparable (nivel de desempeño de Daño Estructural Reparable).

2.2.84. Sismo frecuente

Sismo para el cual la construcción debe mantenerse en operación y satisfacer el nivel de desempeño Operacional.

2.2.85. Sismo extremo

Sismo para el cual la construcción debe mantener su integridad y estabilidad global, protegiendo la vida de sus ocupantes, aun cuando pueda no ser reparable. Para este nivel de acción sísmica la construcción debe satisfacer el nivel de desempeño de Prevención del Colapso.

2.2.86. Sistema resistente a sismos

Parte del sistema estructural que se considera suministra a la edificación la resistencia, rigidez y ductilidad necesarias para soportar las acciones sísmicas.

2.2.87. Sobrerresistencia

Valor real de la capacidad resistente la cual excede la resistencia nominal de cálculo.

2.2.88. Suelo licuable

Aquel que puede experimentar la reducción temporal de su resistencia al corte durante un sismo.

2.2.89. Vida útil

Tiempo o duración en la cual se supone que una edificación se va a utilizar para el propósito que fue diseñada. En esta Norma se supone una vida útil de 50 años. También se le suele llamar tiempo de exposición.

2.2.90. Vulnerabilidad Sísmica

Grado de pérdida o deterioro de un elemento o estructura, como resultado de la ocurrencia de un sismo. Se suele representar como una probabilidad condicional.

2.3. Notación

La notación empleada es la siguiente, ordenada alfabéticamente:

- $A=A(T)$ = Ordenada adimensional del espectro de respuesta elástica de la componente horizontal del sismo, para el período T , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (ver 7.2).
- A_A = Medida de la intensidad sísmica del sitio esperada para el grupo de importancia de la construcción que incorpora los efectos de sitio, expresada como coeficiente de la aceleración del terreno (ver 7.2).
- $A_d=A_d(T)$ = Ordenada adimensional del espectro de respuesta inelástica, para el período T , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (ver 7.3).
- A_h = Área de contacto horizontal de la fundación (ver 13.5.3).
- A_K = Aceleración del nivel k de la estructura (ver 11.3).
- A_V = Coeficiente de aceleración para períodos intermedios, que incorpora los efectos de sitio, la amenaza sísmica en roca y la importancia de la construcción (ver 7.2).
- $A_V=A_V(T_v)$ = Ordenada adimensional del espectro de respuesta elástica de la componente vertical del sismo, para el período T_v , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (ver 7.5).

| | |
|---------------|--|
| A_0 | = Coeficiente de la aceleración horizontal del terreno en la clase de sitio referencial para un periodo medio de retorno de 475 años (ver 4.3). |
| A_1 | = Coeficiente de aceleración espectral horizontal para periodo estructural de 1 segundo en la clase de sitio referencial, para coeficiente de amortiguamiento de 5% y un periodo medio de retorno de 475 años (ver 4.3). |
| C | = Coeficiente Sísmico (ver 9.2). |
| C_d | = Factor de amplificación del desplazamiento elástico y de la deriva elástica (tabla 15). |
| C_{min} | = Valor mínimo exigido para C (ver 9.2). |
| C_{SV} | = Coeficiente sísmico en dirección vertical (ver 8.3.1.4). |
| C_t | = Factor para determinar el período fundamental de la estructura (ver 9.4). |
| C_u | = Resistencia al corte no drenada del suelo (ver 5.3.1.b). |
| CP | = Efectos debidos a las cargas permanentes (ver 8.3.2). |
| CV | = Efectos debidos a las cargas variables (ver 8.3.2). |
| $D=D(T)$ | = Ordenada del espectro del desplazamiento elástico de la componente sísmica horizontal, para el período T (ver 7.4). |
| $D_T= D_T(T)$ | = Ordenada del espectro del desplazamiento total de la componente sísmica horizontal, para el período T (ver 7.4). |
| ED | = Efecto debido al empuje dinámico del suelo (ver 13.8). |
| EE | = Efecto debido al empuje estático del suelo (ver 13.8). |
| F_A | = Factor de condición de sitio para períodos cortos (ver 7.2). |
| F_C | = Fuerza sísmica horizontal sobre el apéndice o componente (ver 11.3). |
| F_D | = Factor de condición de sitio para períodos largos (ver 7.2). |
| F_i | = Fuerza lateral (ver 9.4). |
| F_I | = Factor de Irregularidad (ver 6.2). |
| F_t | = Fuerza lateral concentrada en el último nivel N (ver 9.4). |
| F_V | = Factor de condición de sitio para períodos intermedios (ver 7.2). |
| F_A^C | = Factor de clase de sitio para periodos cortos (ver 5.4). |
| F_A^H | = Factor de profundidad del basamento rocoso para periodos cortos (ver 5.4). |
| F_A^T | = Factor de condición topográfica para periodos cortos (ver 5.4). |
| F_D^C | = Factor de clase de sitio para periodos largos (ver 5.4). |
| F_D^H | = Factor de profundidad del basamento rocoso para periodos largos (ver 5.4). |
| F_D^T | = Factor de condición topográfica para periodos largos (ver 5.4). |
| F_V^C | = Factor de clase de sitio para periodos intermedios (ver 5.4). |
| F_V^H | = Factor de profundidad del basamento rocoso para periodos intermedios (ver 5.4). |
| F_V^T | = Factor de condición topográfica para periodos intermedios (ver 5.4). |
| H | = Profundidad al basamento rocoso (ver capítulo 5). |
| H_i | = Diferencia de altura entre el nivel i y el nivel $i-1$ (ver 10.2). |
| M_a | = Momentos actuantes (ver 13.8). |
| M_r | = Momentos resistentes (ver 13.8). |
| N | = Número de niveles de una edificación (ver 9.4.1). |
| N_a | = Fuerza normal al área de contacto (ver 13.5). |
| N_m | = Número mínimo de modos a considerar en el Análisis Dinámico Elástico Espectral (ver 9.5). |

| | |
|-------------|--|
| N_{SPT} | = Número de golpes en el ensayo SPT (ver 5.3). |
| P_j | = Carga gravitatoria en el nivel j (ver 8.3.3). |
| P-Delta | = Efecto de segundo orden (ver 8.3.3). |
| PMR | = Período Medio de Retorno, en años (ver 4.2). |
| Q | = Solicitaciones para la verificación de la capacidad portante de las fundaciones (ver 13.4). |
| Q_{adm} | = Capacidad de carga admisible (ver 13.6). |
| Q_i | = Fuerza lateral (ver 9.4). |
| Q_s | = Carga máxima (ver 13.6). |
| Q_u | = Carga de agotamiento de una fundación (ver 13.6). |
| R | = Factor de reducción de respuesta (ver 6.2). |
| R_C | = Factor de reducción de respuesta del apéndice o componente (ver 11.3). |
| S | = Efectos debidos a las acciones sísmicas (ver 8.3.2). |
| S_e | = Sensibilidad del suelo (ver 13.5). |
| S_H | = Respuesta combinada ante la acción de las dos componentes horizontales del sismo (ver 8.3). |
| S_X | = Respuesta ante la acción de la componente horizontal del sismo en dirección X (ver 8.3). |
| S_Y | = Respuesta ante la acción de la componente horizontal del sismo en dirección Y (ver 8.3). |
| S_V | = Respuesta ante la acción de la componente vertical del sismo (ver 8.3). |
| T | = Período de vibración (ver 7.2). Período fundamental de vibración de la estructura (ver 9.4.3). |
| T_a | = Período fundamental, en segundos de la edificación estimado en base a relaciones empíricas (ver 9.4.3.2). |
| T_A | = Período, en segundos, que caracteriza el espectro elástico en la rama de muy cortos períodos (ver 7.2). |
| T_B | = Período, en segundos, que define el inicio de la rama de máxima aceleración del espectro elástico (ver 7.2). |
| T_C | = Período, en segundos, que define el inicio de la rama de velocidad espectral constante del espectro elástico (ver 7.2). |
| T_D | = Período, en segundos, que define el inicio de la rama de desplazamiento espectral cuasi-constante del espectro elástico (ver 7.2). |
| T_{INF} | = Período de vibración para el cual la suma de las masas participativas de los modos de vibración de períodos mayores al mismo alcanza el 90% de la masa total en cualquiera de las dos direcciones de análisis. |
| T_L | = Período de transición entre períodos intermedios y períodos largos del espectro elástico para un período de retorno de 475 años (ver 4.3). |
| T_L^{PMR} | = Período de transición entre períodos intermedios y períodos largos del espectro elástico para un período de retorno de PMR años (ver 4.3). |
| T_{SUP} | = Mayor de los dos períodos fundamentales de vibración de cada dirección de análisis. |
| T_V | = Período de vibración vertical, en segundos (ver 7.5). |
| T_1 | = Período del primer modo de vibración (ver 9.5). |
| T^+ | = Período característico, en segundos, del espectro de respuesta inelástica (ver 7.3). |
| U | = Efectos sobre la estructura (ver 8.3). |

| | |
|----------------|---|
| V_o | = Fuerza cortante en la base (ver 9.2). |
| V_s | = Velocidad de propagación de las ondas de corte (ver 5.2). |
| V_{s30} | = Velocidad promedio de las ondas de corte en los 30 metros superiores del sitio (ver 5.2). |
| W | = Peso sísmico efectivo de la estructura (ver 8.2.2). |
| W_C | = Peso del apéndice o componente (ver 11.3). |
| W_i | = Peso sísmico efectivo del nivel i (ver 9.4.4). |
| Z | = Altura del punto de anclaje del apéndice o componente (ver 11.3). |
| a | = Factor de amplificación dinámica del apéndice o componente (ver 11.3). |
| c | = Adhesión entre el terreno y la fundación (ver 13.5). |
| d_k | = Espesor de la capa k del terreno (ver 5.3). |
| g | = Aceleración de gravedad igual a $9,81 \text{ m/seg}^2$. |
| h | = Dimensión de la sección de la columna en el plano de la pared. |
| h_i | = Altura del nivel i medido desde el nivel de base (ver 9.4). |
| h_n | = Altura de la construcción, medida desde el nivel de base (ver 9.4). |
| q | = Exponente de la rama espectral para períodos largos (ver 7.2). Esfuerzo de compresión puntual máximo transferido al terreno (ver 13.5). Esfuerzos de compresión máximos transferidos por la fundación al terreno (ver 13.5). |
| q_{adm} | = Capacidad admisible del suelo para carga estática (ver 13.5). |
| q_u | = Capacidad portante o de soporte última del suelo (ver 13.5). |
| s | = Segundos. |
| u_i | = Desplazamiento lateral del nivel i (ver 9.4). |
| Δ_{ei} | = Deriva lateral elástica del entrepiso i (ver 10.2). |
| Δ_{Ti} | = Deriva lateral total del entrepiso i (ver 10.2). |
| Ω_o | = Factor de Sobrerresistencia (ver 6.3). |
| α | = Factor de importancia para el Sismo de Diseño (ver 3.3). |
| α_E | Factor de importancia para el Sismo Extremo (ver 3.3). |
| α_F | Factor de importancia para el Sismo Frecuente (ver 3.3). |
| α_c | = Factor de importancia del apéndice o componente (ver 11.2). |
| β | = Factor de amplificación espectral que depende del amortiguamiento (ver 7.6). |
| β^* | = Factor de amplificación espectral que depende del valor de β y del cociente A_h/A_v (ver 7.6). |
| Υ | = Factor que multiplica a la carga variable (ver 8.3.2). |
| δ_{ei} | = Desplazamiento lateral elástico del nivel i (ver 10.2). |
| δ_{Ti} | = Desplazamiento lateral total del nivel i (ver 10.2). |
| θ_i | = Coeficiente de estabilidad del entrepiso i (ver 8.3.3). |
| θ_{max} | = Valor máximo permitido para θ (ver 8.3.3). |
| μ | = Factor de modificación de cortantes (ver 9.4.2). |
| μ_f | = Coeficiente de fricción terreno-fundación (ver 13.5). |
| ξ | = Coeficiente de amortiguamiento expresado en porcentaje (%) (ver 7.6). |
| ρ | = Factor de Redundancia (ver 6.2). |
| ϕ | = Factor de reducción de resistencia (ver 13.6). |

- Δ_{ei} = Deriva lateral elástica del entepiso i (ver 10.3).
 Δ_i = Deriva lateral total del entepiso i (ver 10.3).
 Ω_o = Factor de Sobrerresistencia (ver 6.4).

3. CLASIFICACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES

3.1. Generalidades

Las construcciones quedarán clasificadas según su Grupo de Importancia, Nivel de Diseño, Tipo Estructural y Regularidad Estructural según se indica en este capítulo.

3.2. Clasificación según el uso, ocupación y riesgo

3.2.1. Grupos de Importancia

La construcción deberá quedar clasificada en uno de los Grupos que se definen a continuación:

3.2.1.1. Grupo A1: Construcciones Críticas de Alto Impacto

Son aquellas cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas o daños colaterales, exceptuando aquellas cuyos objetivos de desempeño no están previstos en esta norma. Estas comprenden las construcciones tales como:

- a) Construcciones para la producción o el almacenamiento de sustancias tóxicas o explosivas.
- b) Líneas y subestaciones eléctricas de alta tensión.
- c) Puentes y viaductos críticos para las comunicaciones en emergencias.
- d) Construcciones de distribución masiva de agua y combustible.**
- e) Hospitales Tipo IV (ver MSAS).
- f) Instalaciones industriales tales como puentes de tuberías, recipientes, tanques, entre otras, clasificadas con Grado de Riesgo C en la norma COVENIN 3621 o en la Especificación PDVSA JA-221. No se incluyen las de Grado de Riesgo D las cuales ameritan estudios especiales de amenaza sísmica y de sitio (ver 4.6).
- g) Toda construcción que pueda causar daño a alguna de este grupo.

3.2.1.2. Grupo A2: Construcciones Esenciales

Son las siguientes, aunque no limitadas a:

- a) Hospitales Tipo III y Tipo II (ver MSAS) y centros de salud, públicos y privados de capacidad similar, excepto los incluidos en el Grupo B1.
- b) Estaciones de bomberos, protección civil y atención de desastres.
- c) Edificaciones para refugios en situaciones de emergencia.
- d) Aeropuertos, centros de control de tráfico aéreo y torres de control.
- e) Estaciones ferroviarias y sistemas masivos de transporte.

- f) Puentes y viaductos esenciales.
- g) Centrales de telecomunicaciones.
- h) Escuelas, colegios, universidades y centros educativos, públicos y privados, excepto los incluidos en el Grupo B1.
- i) Edificaciones policiales, militares y de orden público.
- j) Construcciones patrimoniales o que contengan objetos o documentos de valor excepcional.
- k) Edificaciones de asiento de las autoridades locales, regionales y nacionales.
- l) Templos.
- m) Centros penitenciarios.
- n) Instalaciones industriales tales como puentes de tuberías, recipientes, tanques, entre otras, clasificadas con Grado de Riesgo B en la norma COVENIN 3621 o en la Especificación PDVSA JA-221.
- o) Toda construcción de los Grupos B1, B2 o C que pueda causar daño a alguna de este grupo.

3.2.1.3. Grupo B1: Construcciones Especiales

- a) Construcciones de alta ocupación para viviendas, oficinas, comercios, hoteles, bancos, teatros, restaurantes, almacenes o depósitos, instalaciones deportivas e industriales (excepto las que clasifican en los Grupos A1 o A2) y que cumplen con alguna de las condiciones siguientes: 1) El número de personas expuestas es mayor que 500; 2) El número de pisos es mayor que 20 o la altura es mayor que 60 metros; 3) El área techada es mayor que 20.000 m².
- b) Ambulatorios y otros centros de salud públicos y privados no incluidos en los Grupos A1 y A2.
- c) Centros educativos públicos y privados de un solo piso para menos de 500 alumnos.
- d) Puentes ordinarios de poca importancia.
- e) Toda construcción de los Grupos C o B2 que pueda causar daño a alguna de este grupo.

3.2.1.4. Grupo B2: Construcciones Comunes

- a) Las edificaciones indicados en el punto a del Grupo B1 que no cumplen con las condiciones dadas de alta ocupación.
- b) Instalaciones industriales, tales como puentes de tuberías, recipientes, tanques, entre otras, clasificadas con Grado de Riesgo A en la norma COVENIN 3621 o en la Especificación PDVSA JA-221.
- c) Toda construcción del Grupo C que pueda poner en peligro a alguna de este grupo.

3.2.1.5. Grupo C: Otras Construcciones

Son aquellas indicadas a continuación:

- a) Construcciones provisionales con un servicio menor de tres años.
- b) Construcciones de uso agropecuario, sin ocupación humana permanente.

3.2.1.6. Construcciones de Uso Mixto

Las construcciones que contengan áreas que pertenezcan a más de un grupo, serán asignadas al grupo más exigente.

3.2.2. Obras Anexas

Las obras anexas a una construcción, tales como muros perimetrales, tanques, etc., las cuales afecten estructural y/o funcionalmente las construcciones de los Grupos A1, A2, B1 o B2, se considerarán dentro del mismo grupo.

3.2.3. Construcciones Repetitivas

Las construcciones se consideran repetitivas cuando un mismo proyecto estructural va a ser construido en un número mayor a 10 edificios o 50 construcciones de vivienda unifamiliar o bifamiliar.

3.3. Factor de importancia

Se asignará un Factor de Importancia (α , α_E , α_F) respectivamente para cada tipo de Sismo (de Diseño, Extremo o Frecuente; ver 1.3) de acuerdo con el Grupo de Importancia. Su valor se asignará o determinará de acuerdo con los lineamientos dados en el capítulo 4. Este factor se aplicará en la construcción de los espectros de respuesta, como se indica en el capítulo 7.

3.4. Clasificación según el nivel de diseño

3.4.1. Definición de niveles de diseño

A cada construcción se le asignará uno de los niveles de diseño que se definen a continuación:

3.4.1.1. ND3

El Nivel de Diseño ND3 es aquel que proporciona a la estructura una elevada capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico, disipando energía sin pérdida de su capacidad portante. Requiere del cumplimiento de requisitos especiales de diseño sísmico especificados en las normas de materiales.

3.4.1.2. ND2

El Nivel de Diseño ND2 es aquel que proporciona a la estructura una moderada capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico, disipando energía sin pérdida de su capacidad portante. Requiere la aplicación de requisitos adicionales de diseño sísmico especificados en las normas de materiales.

3.4.1.3. ND1

El Nivel de Diseño ND1 es aquel que proporciona a la estructura una baja capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico.

3.4.2. Requisitos para cada Nivel de Diseño

- a) En el caso de estructuras de concreto reforzado los requisitos para cada Nivel de Diseño son los indicados en la norma NTF 1753.

b) En el caso de estructuras de acero los requisitos son los indicados en las normas NTF 1618-1 y 1618-2, según la siguiente correspondencia:

1. ND1: se aplicarán las disposiciones referidas a pórticos ordinarios. Excepción: Para los Grupos B2 y C en sitios donde $A_A \leq 0,10$ se permite obviar la aplicación de la norma NTF 1618-2.

2. ND2: se aplicarán las disposiciones referidas a pórticos intermedios.

3. ND3: se aplicarán las disposiciones referidas a pórticos y muros especiales.

c) Para otros materiales, los requisitos de diseño y detallado de los elementos estructurales y sus conexiones asociados a cada Nivel de Diseño, se establecen en las normas de diseño que se citan en 1.3.

3.4.3. Niveles de Diseño permitidos para cada Grupo

Los niveles de diseño deben satisfacer lo siguiente:

a) Los Niveles de Diseño permitidos para cada Grupo de Importancia se indican en la tabla 2. Los valores de la intensidad sísmica de diseño en el sitio expresada como Coeficiente de Aceleración, A_A , se determinan según 7.2, para el Sismo de Diseño. A_A se asocia a la intensidad sísmica de diseño tomando en cuenta la caracterización geotécnica del sitio del proyecto (capítulo 5), en el lugar geográfico con cierta amenaza sísmica en roca (capítulo 4) corregida según la importancia de la construcción (ver 3.3).

b) Cada tipo o subtipo estructural debe satisfacer la limitación del número de pisos indicada en la tabla 16 según su Nivel de Diseño.

TABLA 2. Niveles de Diseño permitidos

| Grupo de Importancia | Intensidad sísmica de diseño en el sitio, A_A | | |
|----------------------|---|------------------------|--------------|
| | $A_A \leq 0,10$ | $0,10 < A_A \leq 0,20$ | $A_A > 0,20$ |
| A1 | ND3 | ND3 | ND3 |
| A2 | ND2, ND3 | ND3 | ND3 |
| B1 | ND2, ND3 | ND2, ND3 | ND3 |
| B2 | ND1, ND2, ND3 | ND2, ND3 | ND2, ND3 |
| C | ND1, ND2, ND3 | ND1, ND2, ND3 | ND2, ND3 |

3.4.4. Niveles de diseño en estructuras irregulares

En construcciones de estructura irregular (ver 3.6.3) localizadas en cualquier lugar del país se usará el Nivel de Diseño ND3 donde se presenten las irregularidades anotadas en la tabla 3.

TABLA 3. Áreas y/o Componentes en los cuales debe extenderse el cumplimiento de los requerimientos del Nivel de Diseño ND3

| Tipo de Irregularidad (ver 3.6.3) | | Áreas o Componentes |
|-----------------------------------|----------------------|---|
| Vertical | a) Entrepiso blando. | Todos los componentes del entrepiso y de los dos entrepisos adyacentes. |
| | b) Entrepiso débil. | |

| | | |
|------------------|--|--|
| | g) Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales. | Los componentes donde ocurre la discontinuidad y todos los componentes adyacentes. |
| | i) Columnas cortas. | |
| En Planta | b) Riesgo torsional elevado | Toda la estructura. |

3.5. Clasificación según el tipo estructural

Para cada dirección del análisis el sistema sismorresistente deberá ser clasificado en uno o más de los cuatro Tipos Estructurales, I, II, III, IV, de acuerdo con las características que se definen a continuación. Los Tipos Estructurales se dividen en Subtipos que pueden tener distintos Niveles de Diseño ND, según se indica en este punto:

- a) El Nivel de Diseño asignado a cada Subtipo Estructural depende del cumplimiento de la calidad mínima de los materiales básicos y de los conectores, de los requisitos dimensionales y de forma de los miembros, de la capacidad y detallado de los miembros y sus conexiones, de acuerdo con lo especificado en las normas de diseño (ver 1.2; tabla 15).
- b) El sistema sismorresistente puede tener diferentes Subtipos Estructurales en cada dirección de análisis.
- c) El sistema sismorresistente puede tener más de un Subtipo Estructural en cada dirección de análisis, según se considera en 6.8.1.

3.5.1. Tipo I

Estructuras de vigas y columnas que ante las acciones sísmicas se deforman principalmente por la flexión de sus elementos, y que cumplan con las relaciones dimensionales establecidas en las normas de diseño para cada Nivel de Diseño. Los miembros están conectados por juntas con la rigidez y resistencia necesarias para garantizar la transferencia de tensiones y deformaciones entre ellos. El Tipo I se divide en los siguientes cuatro subtipos:

3.5.1.1. Subtipo I-a

Estructuras constituidas por pórticos, con vigas y columnas conectadas por juntas, de concreto armado, de acero estructural, mixtos acero-concreto o de madera, que satisfacen los siguientes requerimientos:

- a) En el caso de pórticos de concreto armado, no se consideran como vigas o columnas aquellos elementos que no posean refuerzo transversal adecuadamente detallado, en especial en lo referido al confinamiento, tales como nervios de losas o muros en su dirección transversal.
- b) En el caso de pórticos de acero deben utilizarse las secciones y conexiones precalificadas, correspondientes al Nivel de Diseño, de acuerdo con las normas NTF 1618-1 y AISC 358, citadas en 1.9, o bien verificarse su idoneidad mediante experimentos adecuados cumpliendo con la norma NTF 1618-2 o AISC 341.
- c) Las conexiones parcialmente restringidas no se consideran parte del sistema resistente a sismos para las estructuras en los Niveles de Diseño ND2 y ND3, a menos que se justifique mediante resultados de ensayos el cumplimiento de los requisitos establecidos en la norma NTF 1618-2.
- d) Si en una dirección dada se tiene más de un Nivel de Diseño, véase 6.8.2.

3.5.1.2. Subtipo I-b

Pórticos de acero con vigas de celosía. Califican como ND3 al ser diseñados con segmentos especiales para disipar energía de acuerdo con la norma AISC 341. En caso contrario califican como ND1.

3.5.1.3. Subtipo I-c

Pórticos de acero estructural (vigas y columnas) con columnas articuladas en el nivel base.

3.5.1.4. Subtipo I-d

Estructuras de concreto armado constituidas por muros o columnas con losas sin vigas. Pueden ser las siguientes:

- a) Las estructuras con losas macizas y losas reticulares armadas en sus dos direcciones y apoyadas en columnas. Se les asigna como máximo el Nivel de Diseño ND2; a tal fin deben poseer un detallado moderadamente dúctil de acuerdo con lo establecido en el punto 21.3.6 de la norma ACI 318, 2014, para losas armadas en dos direcciones sin vigas, además de lo estipulado en la norma NTF 1753. Si no incorporan las citadas especificaciones de ductilidad califican como ND1.
- b) Las estructuras con losas macizas apoyadas en muros, con ausencia de muros en una dirección. Se les asigna el Nivel de Diseño ND1 para el análisis en la dirección sin muros.
- c) Las estructuras de columnas con losas nervadas sin vigas. Califican como ND1 en la dirección correspondiente a la ausencia de vigas.

3.5.2. Tipo II

Estructuras duales constituidas por combinaciones de los Tipos I y III. Su acción conjunta deber ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos Tipo I por sí solos deben estar en capacidad de resistir por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de esas fuerzas. Al combinar los Tipos I y III con diferentes niveles de diseño, la combinación clasifica como Tipo II con el menor de los niveles de diseño. Se distinguen dos subtipos:

3.5.2.1. Subtipo II-a

Estructuras constituidas por la combinación de los Subtipos I-a y III-a.

3.5.2.2. Subtipo II-b

Estructuras constituidas por la combinación de los Subtipos I-a y III-b.

3.5.3. Tipo III

Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante muros de concreto armado, o de sección mixta acero-concreto, o por muros de mampostería, o por pórticos arriostrados de concreto armado, acero o sección mixta acero-concreto, o por paneles de acero o madera o por muros de adobe con refuerzo especial. Se considerarán igualmente dentro de este grupo las estructuras similares al Tipo II, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por sí solos por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de las fuerzas sísmicas totales. Se distinguen tres subtipos:

3.5.3.1. Subtipo III-a

Son estructuras conformadas por muros de concreto armado con dinteles de acoplamiento dúctiles, o por pórticos de acero con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles, o por pórticos de acero con arriostramientos de pandeo restringido o por pórticos mixtos (acero-concreto) con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles de acero. Deben cumplir con lo establecido en las normas de diseño para el Nivel de Diseño ND3.

3.5.3.2. Subtipo III-b

Son las estructuras conformadas por muros de concreto armado sin acoplamientos de dinteles dúctiles, los muros de pared delgada sin elementos de borde del tipo túnel, o las conformadas por pórticos de acero o mixtos (acero-concreto) con arriostramientos concéntricos, o los sistemas de paneles de acero, o los paneles y diafragmas de madera clavados, conectados con clavos y/o pernos, o los elementos estructurales livianos de acero (perfiles doblados en frío) con arriostramientos diagonales y cubiertos con paneles de madera o láminas de acero, o los muros mixtos (acero-concreto) o los paneles mixtos (acero-concreto). Califican como ND3, ND2 o ND1 según el cumplimiento de las prescripciones de las normas de diseño. Adicionalmente se debe cumplir lo siguiente:

- a) Los arriostramientos diseñados solamente a tracción, clasifican con Nivel de Diseño ND1.
- b) No se permiten los arriostramientos con configuración en K.

3.5.3.3. Subtipo III-c

Son las estructuras conformadas por muros prefabricados de concreto armado, o por muros de mampostería, o por muros de adobe con refuerzo especial, o por paneles y diafragmas de madera encolados, conectados con clavos y/o pernos, o por paneles de madera clavados, con diafragmas encolados, conectados con clavos y/o pernos, o por elementos estructurales livianos de acero (perfiles doblados en frío) con arriostramientos diagonales y cubiertos con paneles de otro material distinto a la madera o al acero. Califican como ND2 o ND1 según el cumplimiento de las prescripciones de las normas de diseño.

3.5.4. Tipo IV

Estructuras sustentadas por una sola columna. Estructuras sustentadas por varios planos resistentes, cuando más de la mitad de dichos planos poseen una sola columna o columnas en voladizo, cada uno, en la dirección del análisis. Estructuras constituidas por pórticos de acero con vigas articuladas en sus extremos.

3.5.5. Pórticos con Paredes de Relleno

Los pórticos con paredes de relleno adosadas y las paredes mismas adosadas o no adosadas, deben cumplir con lo indicado en 8.4 y 10.3.

3.6. Clasificación según la regularidad

3.6.1. General

Toda construcción será clasificada como regular o irregular, en cada una de sus direcciones de análisis. Atención particular debe dársele a incorporar las paredes adosadas a los pórticos en la cuantificación del grado de irregularidad, siguiendo las pautas que se especifican en 8.4.

3.6.2. Construcción Regular

Se considera regular la construcción que no presente ninguna de las irregularidades descritas en 3.6.3.

3.6.3. Construcción Irregular

El análisis de las construcciones irregulares debe incluir el Factor de Irregularidad (Tabla 14) y debe efectuarse con el método de Análisis Dinámico Elástico o uno superior (Tabla 22). Para el diseño véase 8.5. Se considera irregular en una dirección, la construcción que posea alguna de las características siguientes:

3.6.3.1. Irregularidades Verticales

a) Entrepiso Blando

Cuando la rigidez lateral de algún entrepiso es menor que 0,70 veces la del entrepiso superior, o 0,80 veces el promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores. En el cálculo de estas rigideces se debe incluir la contribución de la tabiquería y otros elementos no estructurales adosados a los elementos verticales. En este caso se debe considerar la posibilidad de que la tabiquería pierda su rigidez en alguno de los entrepisos durante su respuesta sísmica o sea suprimida por razones de cambio de uso. La consideración de estos efectos en el diseño se trata en 8.4.

b) Entrepiso Débil

Cuando la resistencia lateral de algún entrepiso, es menor que 0,70 veces la correspondiente resistencia del entrepiso superior, o 0,80 veces el promedio de las resistencias de los tres entrepisos superiores. En el cálculo de estas resistencias se debe incluir la contribución de la tabiquería y otros elementos no estructurales adosados a los elementos verticales. En este caso se debe considerar la posibilidad de que la tabiquería pierda su resistencia en alguno de los entrepisos durante su respuesta sísmica o sea suprimida por razones de cambio de uso. La consideración de estos efectos en el diseño se trata en 8.4 y 8.5.

c) Distribución Irregular de Masas de Uno de los Pisos Contiguos

Cuando la masa de algún piso exceda 1,3 veces la masa de uno de los pisos contiguos. Se exceptúa la comparación con el último nivel de techo de la edificación. Se excluyen aquellos niveles tipo mezzanina cuya masa sea menor a un 30% del promedio de las masas de los pisos adyacentes.

d) Aumento de las Masas con la Elevación

Cuando la distribución de masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirá al peso del nivel que los soporte.

e) Esbeltez Excesiva

Cuando exceda de 4 el cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en planta de la estructura en su nivel de base. Igualmente, cuando esta situación se presente en alguna porción significativa de la estructura.

f) Variaciones en las Dimensiones del Sistema Estructural

Cuando la dimensión horizontal del sistema estructural en algún piso excede 1,30 la del piso adyacente. Se excluyen aquellos niveles tipo mezzanina cuya dimensión sea menor a un 30% del promedio de las dimensiones de los pisos adyacentes.

g) Discontinuidad en el Plano del Sistema Resistente a Cargas Laterales

Cuando se tenga alguno de los siguientes casos:

- 1) Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel de base.
- 2) El ancho de la columna o muro en un entrepiso presenta una reducción que excede el veinte por ciento (20%) del ancho de la columna o muro en el entrepiso inmediatamente superior en la misma dirección horizontal.
- 3) El desalineamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos entrepisos consecutivos, supera $1/3$ de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento.

h) Falta de Conexión entre Planos Resistentes

Cuando alguno de los planos resistentes no está conectado al diafragma en más de una planta.

i) Columna Corta

Cuando exista una marcada reducción en la longitud libre de columnas, por efecto de restricciones laterales tales como paredes u otros elementos estructurales o no. La consideración de estos efectos en el análisis y diseño se trata en 8.5.1.3.

3.6.3.2. Irregularidades en Planta

a) Gran Excentricidad

Cuando la deriva lateral total (ver 10.2) en un extremo de un entrepiso, calculada incluyendo la torsión accidental, excede 1,2 veces el promedio de las derivas en los dos extremos del entrepiso. En el cálculo se debe considerar la distribución de la tabiquería adosada, siguiendo lo indicado en 8.4.3.

b) Riesgo Torsional Elevado

Cuando la deriva lateral total (ver 10.2) en un extremo de un entrepiso, calculada incluyendo la torsión accidental, excede 1,4 veces el promedio de las derivas en los dos extremos del entrepiso. En el cálculo se debe considerar la distribución de la tabiquería adosada, siguiendo lo indicado en 8.4.3.

c) Sistema No Ortogonal

Cuando existan planos del sistema sismorresistente que no sean paralelos a ninguno de los dos ejes principales ortogonales de dicho sistema y tengan una influencia significativa en la respuesta sísmica.

d) Diafragma Flexible

Cuando se cumpla alguna de las condiciones siguientes:

- 1) La rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4 cm de espesor.
- 2) Se tenga un número significativo de plantas con entrantes que penetren en la planta más del cuarenta por ciento (40%) de la dimensión del menor rectángulo que circunscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección de penetración; o cuando el área de dichos entrantes supere el treinta por ciento (30%) del área del citado rectángulo circunscrito.
- 3) Las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas sin excluir las aberturas.
- 4) Existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismorresistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos.
- 5) En alguna planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5.

3.6.4. Irregularidades críticas

Se definen como irregularidades críticas las siguientes:

a) Irregularidades verticales: Entrepiso Blando y Entrepiso Débil

No están permitidas en sitios con $A_A > 0,1$. En otros sitios el análisis y diseño debe incorporar el Factor de Irregularidad dado en la Tabla 14. Ver 8.5.1.

b) Irregularidades verticales: Columna Corta

En caso de presencia de columnas cortas se deben tomar las acciones de mitigación indicadas en 8.5.1.3.

c) Irregularidades en planta: Gran Excentricidad y Riesgo Torsional Elevado

No están permitidas en los Grupos A1, A2 y B1 localizadas en sitios con $A_A > 0,1$ ni en el Grupo B2 en sitios con $A_A > 0,2$. En los otros caso el análisis y diseño debe incorporar el Factor de Irregularidad dado en la Tabla 14. Ver 8.5.1.

4. AMENAZA SÍSMICA

4.1. Generalidades

Para incorporar la amenaza sísmica en un sitio:

a) Cada lugar del país queda caracterizado, según el punto 4.2, por los tres parámetros sísmicos básicos A_0 , A_1 y T_L que se dan en los mapas de amenaza sísmica contenidos en este capítulo.

b) Para todas las construcciones, las acciones sísmicas se determinarán a partir de un periodo medio de retorno (PMR) (o probabilidad de excedencia) asociado al desempeño deseado en función de su importancia y tipo de respuesta (ver 1.3.1). Al respecto, para las edificaciones tipificadas se definen factores de importancia asociados. Para otras construcciones se usarán factores equivalentes de acuerdo con el periodo medio de retorno especificado en el proyecto.

c) A cada edificación tipificada se le asignará un Factor de Importancia α para definir su Sismo de Diseño (ver 1.3.1.1.a y 3.3) según su Grupo de Importancia, de acuerdo con el punto 4.3. Para otras construcciones se asignará un factor equivalente correspondiente al PMR especificado.

d) A las construcciones del Grupo de Importancia A1 si $A_A > 0,1$ y a las construcciones repetitivas si $A_A > 0,2$ se les asignará un Factor de Importancia α_E asociado al Sismo Extremo (ver 1.3.1.1.b y 3.3), de acuerdo con el punto 4.4. Eventualmente para otras construcciones se asignará un factor equivalente correspondiente al PMR especificado. Para las construcciones con aislamiento sísmico o con disipadores de energía se usará el factor α_E del Sismo Extremo del Grupo B2.

e) A las edificaciones tipificadas de los Grupos de Importancia A1 y A2 si $A_A > 0,1$ se les asignará un Factor de Importancia α_F para definir su Sismo Frecuente (ver 1.3.1.1.c y 3.3), de acuerdo con el punto 4.5. Eventualmente para otras construcciones se asignará un factor equivalente correspondiente al PMR especificado.

f) Los parámetros sísmicos básicos, los factores de importancia y los factores de sitio (ver 5.4 y tablas 8 a 12) se emplean para determinar los espectros de análisis para todo tipo de sismos (ver Capítulo 7) y para describir la intensidad sísmica de diseño en un sitio mediante el coeficiente A_A .

g) El coeficiente de aceleración A_A y los espectros de análisis pueden sustituirse por los derivados de un estudio especial de amenaza sísmica o de un estudio de sitio, siguiendo las pautas dadas en 4.6. En el caso de una microzonificación sísmica debidamente avalada (ver 1.3.2.c y 5.9) esta sustitución es obligatoria para los parámetros que ella disponga, pero cumpliendo con la limitación estipulada en 4.6.3.e y 4.6.3.f.

h) El coeficiente de aceleración A_A opera como factor de control y de toma de decisiones (ver 1.5.4)

4.2. Parámetros Sísmicos Básicos

a) Para el lugar geográfico de la construcción se especifican como parámetros sísmicos básicos:

A_0 = Coeficiente de la aceleración horizontal del terreno en la clase de sitio referencial para un periodo medio de retorno de 475 años, obtenido de los mapas de las figuras 4.1, 4.1.oeste y 4.1.este, como se indica en 4.2.c.

A_1 = coeficiente de aceleración espectral horizontal para periodo estructural de 1 segundo en la clase de sitio referencial, para coeficiente de amortiguamiento de 5% y un periodo medio de retorno de 475 años, obtenido de los mapas de las figuras 4.2, 4.2.oeste y 4.2.este, como se indica en 4.2.c.

T_L = período de transición entre periodos intermedios y periodos largos del espectro elástico de respuesta horizontal, en la clase de sitio referencial para coeficiente de amortiguamiento de 5% y un periodo medio de retorno de 475 años, obtenido de los mapas de las figuras 4.3, 4.3.oeste y 4.3.este, como se indica en 4.2.c.

b) La clase de sitio referencial es la clase de sitio BC con $V_{s30} = 760$ m/s, profundidad de 30 metros del basamento rocoso y condición topográfica leve (ver 5.2 y tabla 7).

c) Para cada parámetro sísmico básico, en el lugar geográfico del proyecto se seleccionará el mayor valor dado por las curvas adyacentes al lugar en el mapa correspondiente o bien se interpolará entre ellas.

4.3. Sismo de Diseño

a) El Sismo de Diseño especificado en 1.3.1.1.a se define para los distintos Grupos de Importancia con las probabilidades de excedencia y los periodos medios de retorno (PMR) indicados en la tabla 4.

TABLA 4. Factor de Importancia y Períodos Medios de Retorno para el Sismo de Diseño

| Grupo de Importancia | Probabilidad de excedencia | PMR (años) | α |
|-----------------------------|-----------------------------------|-------------------|----------------------------|
| A1 | 2,5% en 50 años | 1.975 | 2,0 |
| A2 | 5% en 50 años | 975 | 1,5 |
| B1 | 7% en 50 años | 689 | 1,2 |
| B2 | 10% en 50 años | 475 | 1,0 |
| C | 20% en 50 años | 225 | 0,7 |

b) Se emplearán los parámetros sísmicos básicos dados en 4.2.a y el factor de importancia α especificado en la tabla 4 para los Grupos de Importancia A2, B1, B2 y C, excepto para construcciones situadas en clase de sitio F (ver tabla 7 y 5.6) o con la salvedad indicada en 4.1.f

c) Para el Grupo de Importancia A1 el Factor de Importancia se determinará a partir de un estudio especial de amenaza sísmica en roca o un estudio de sitio de acuerdo con 4.6. Para las construcciones de todos los grupos de importancia situadas en clase de sitio F se realizará un estudio de sitio (ver 5.11). En estos casos o cuando se efectúe un estudio especial no obligatorio se cumplirá con los requisitos señalados en 4.6, realizando la verificación indicada en 4.6.3.e mediante los factores de importancia α de la tabla 4.

d) Para las instalaciones industriales de riesgo D en la norma COVENIN 3621 y la Especificación PDVSA JA-221, para las cuales el PMR de diseño es de 10.000 años, el espectro elástico en roca se determinará mediante un estudio de amenaza sísmica y para las verificaciones de acotación de su espectro elástico según 4.6.3.e se empleará $\alpha = 3,5$. Posteriormente se llevará a cabo un estudio de sitio según 5.11.

e) Para otras construcciones el espectro elástico en roca se determinará mediante un estudio de amenaza sísmica si su PMR > 1.400 años. Para efectos de su acotación según 4.6.3.e, α se obtendrá interpolando o extrapolando mediante las tablas 4 y 5 más los valores dados en 4.4.c.

4.4. Sismo Extremo

a) El Sismo Extremo especificado en 1.3.1.1.b se define para los Grupos de Importancia A1, A2, B1 y B2 con las probabilidades de excedencia y los periodos medios de retorno (PMR) indicados en la tabla 5.

TABLA 5. Factor de Importancia de referencia y Períodos Medios de Retorno para el Sismo Extremo

| Grupo de Importancia | Probabilidad de excedencia | PMR (años) | α_E |
|-----------------------------|-----------------------------------|-------------------|------------------------------|
| A1 | 0,5% en 50 años | 9.975 | 3,5 |
| A2 | 1% en 50 años | 4.975 | 2,8 |
| B1 | 1,5% en 50 años | 3.309 | 2,4 |
| B2 | 2% en 50 años | 2.475 | 2,2 |

b) Para todos los Grupos de Importancia indicados en la tabla 5 se realizará un estudio especial de amenaza sísmica en roca o un estudio de sitio (obligatorio para construcciones en clase de sitio F), cumpliendo con los requisitos señalados en 4.6., llevando a cabo la verificación indicada en 4.6.3.e mediante los factores de importancia α_E de la tabla 5.

c) Para las instalaciones industriales de riesgo D en la norma COVENIN 3621 y la Especificación PDVSA JA-221, para las cuales el PMR de diseño es de 10.000 años, y para otro tipo de construcciones, eventualmente puede definirse un Sismo Extremo no especificado en esta norma cuyo espectro elástico se determinará mediante un estudio de amenaza sísmica. Para las verificaciones de su acotación según 4.6.3.e puede emplearse $\alpha_E = 4,5$ si su PMR fuera de 20.000 años y $\alpha_E = 5$ si fuera de 30.000 años, interpolando y extrapolando para otros valores.

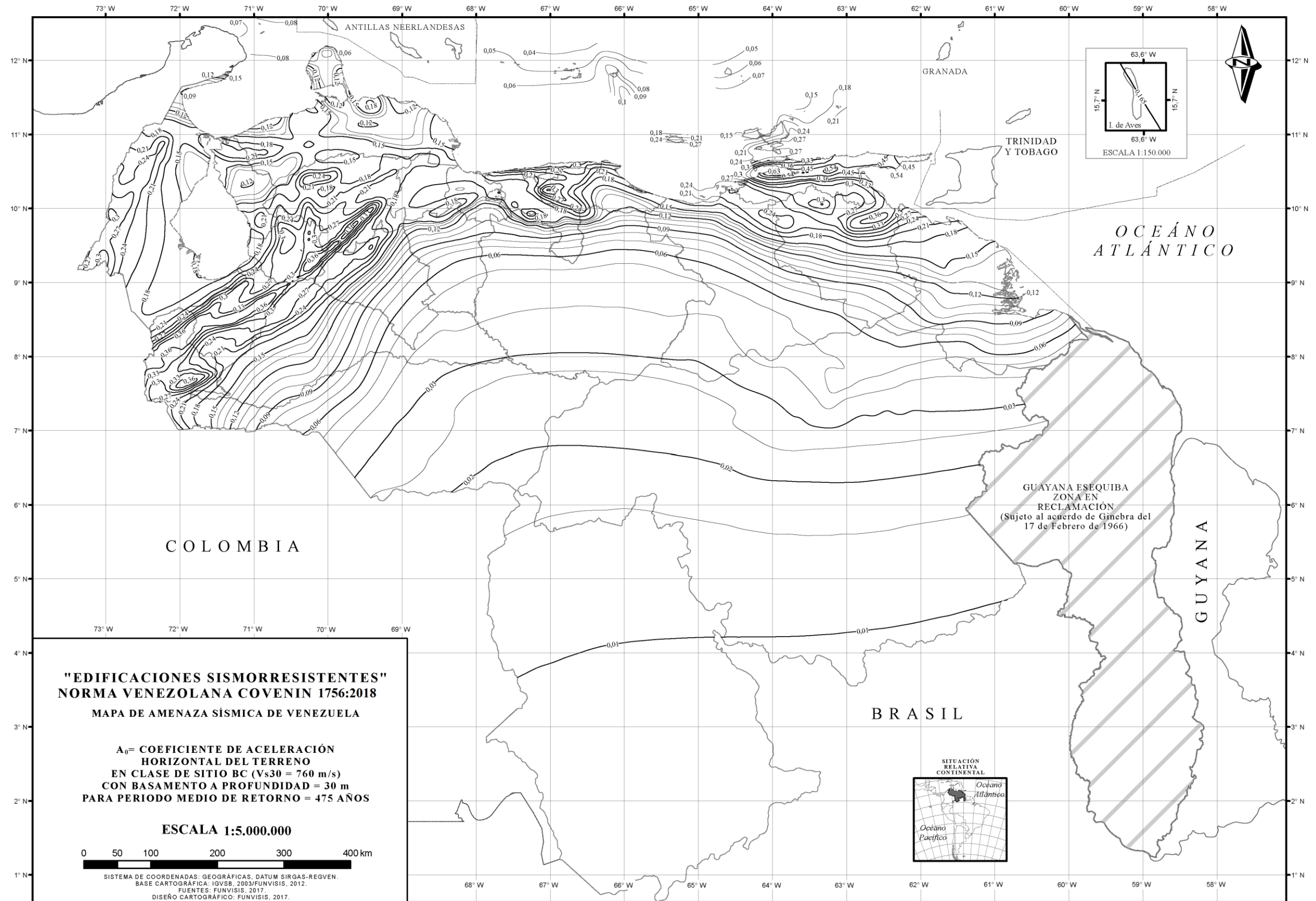


FIGURA 4.1. A_0 , Venezuela (ver definiciones en el punto 4.2)

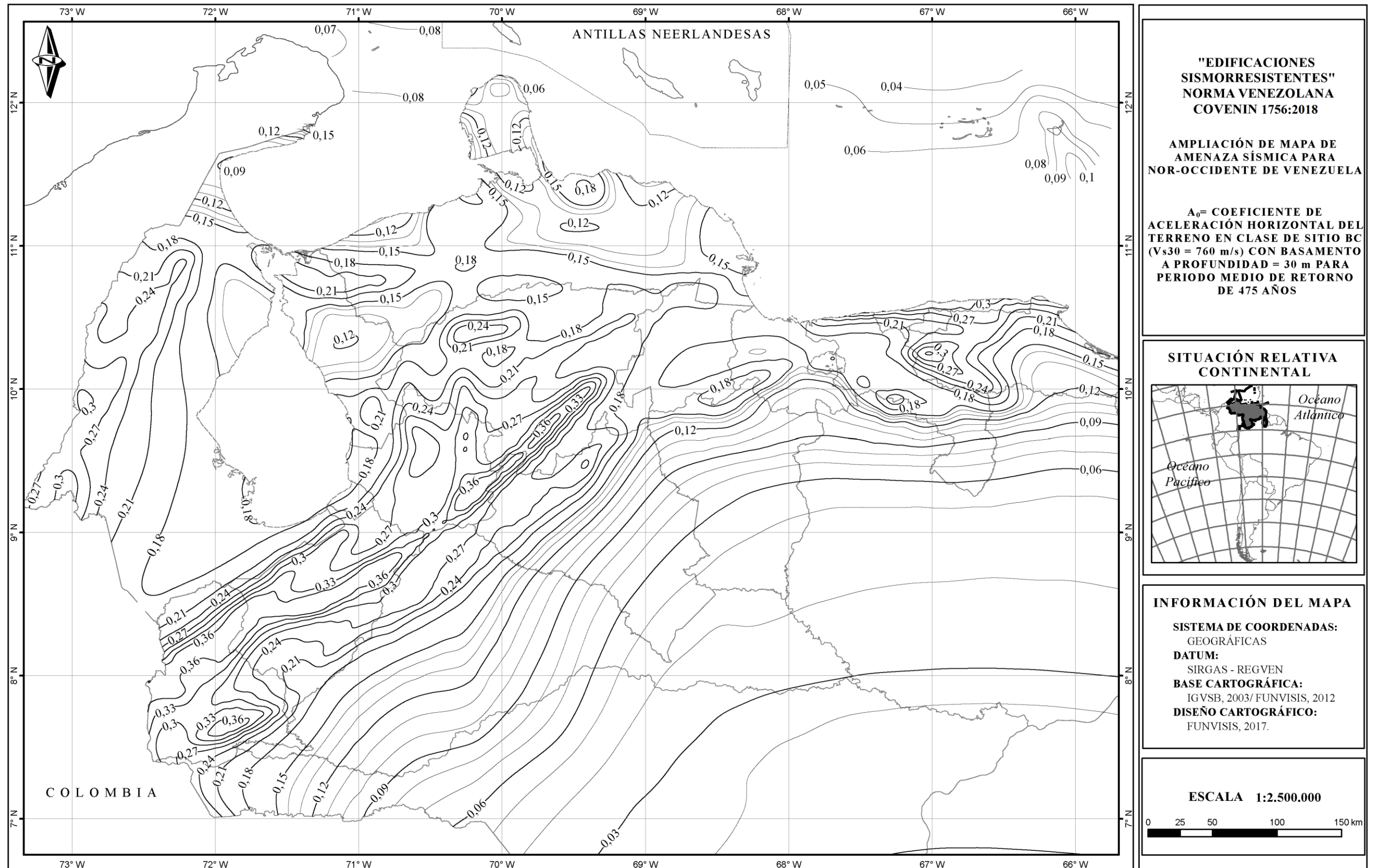
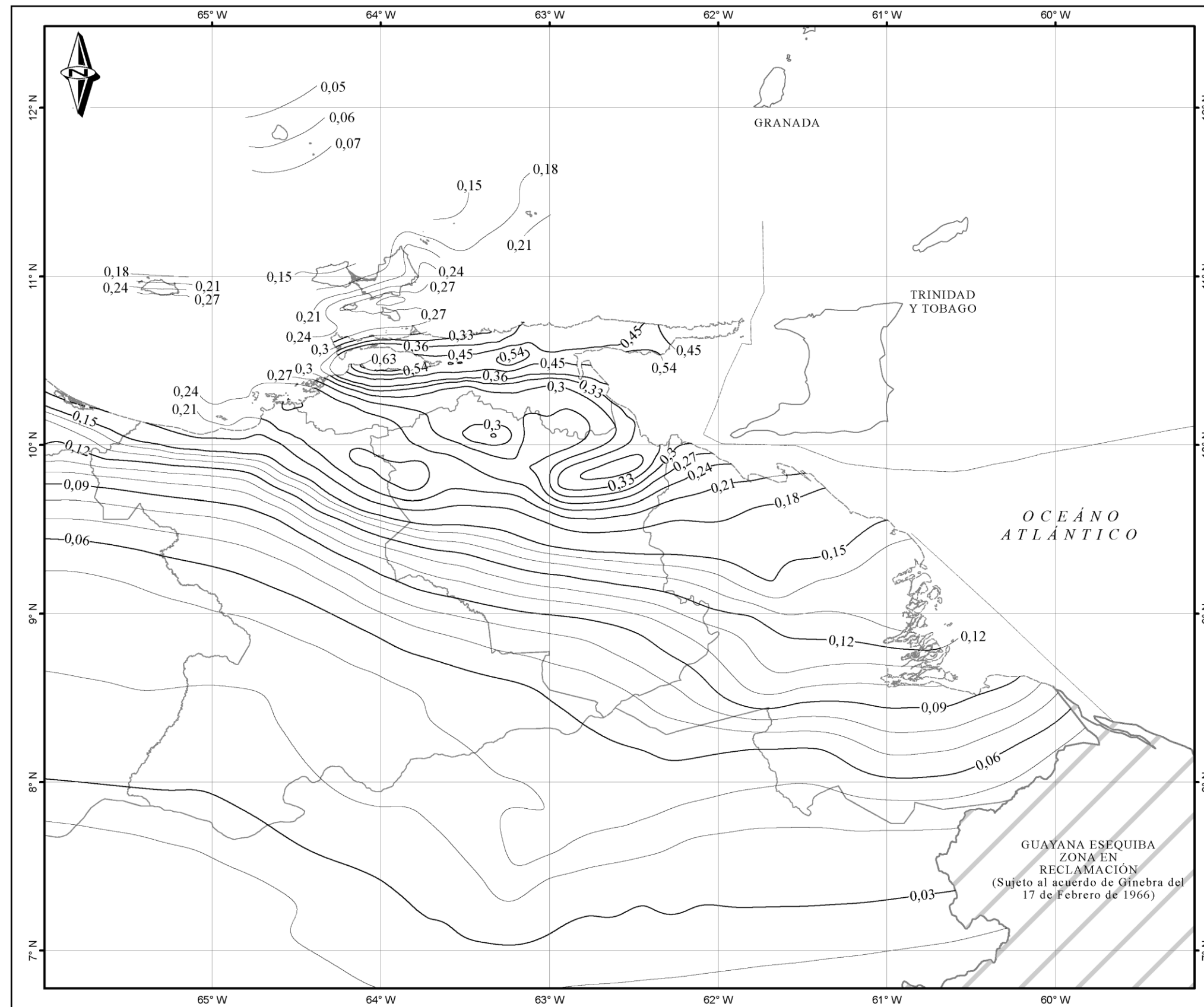


FIGURA 4.1.oeste. A₀, ampliación para Nor-occidente (ver definiciones en el punto 4.2)



"EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES" NORMA VENEZOLANA COVENIN 1756:2018

AMPLIACIÓN DE MAPA DE AMENAZA SÍSMICA PARA NOR-ORIENTE DE VENEZUELA

A_0 = COEFICIENTE DE ACELERACIÓN HORIZONTAL DEL TERRENO EN CLASE DE SITIO BC ($V_{s30} = 760$ m/s) CON BASAMENTO A PROFUNDIDAD = 30 m PARA PERIODO MEDIO DE RETORNO DE 475 AÑOS



INFORMACIÓN DEL MAPA

SISTEMA DE COORDENADAS: GEOGRÁFICAS
DATUM: SIRGAS - REGVEN
BASE CARTOGRÁFICA: IGVS, 2003/ FUNVISIS, 2012
DISEÑO CARTOGRÁFICO: FUNVISIS, 2017.

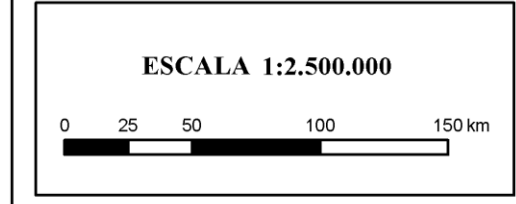


FIGURA 4.1.este. A_0 , ampliación para Nor-oriente (ver definiciones en el punto 4.2)

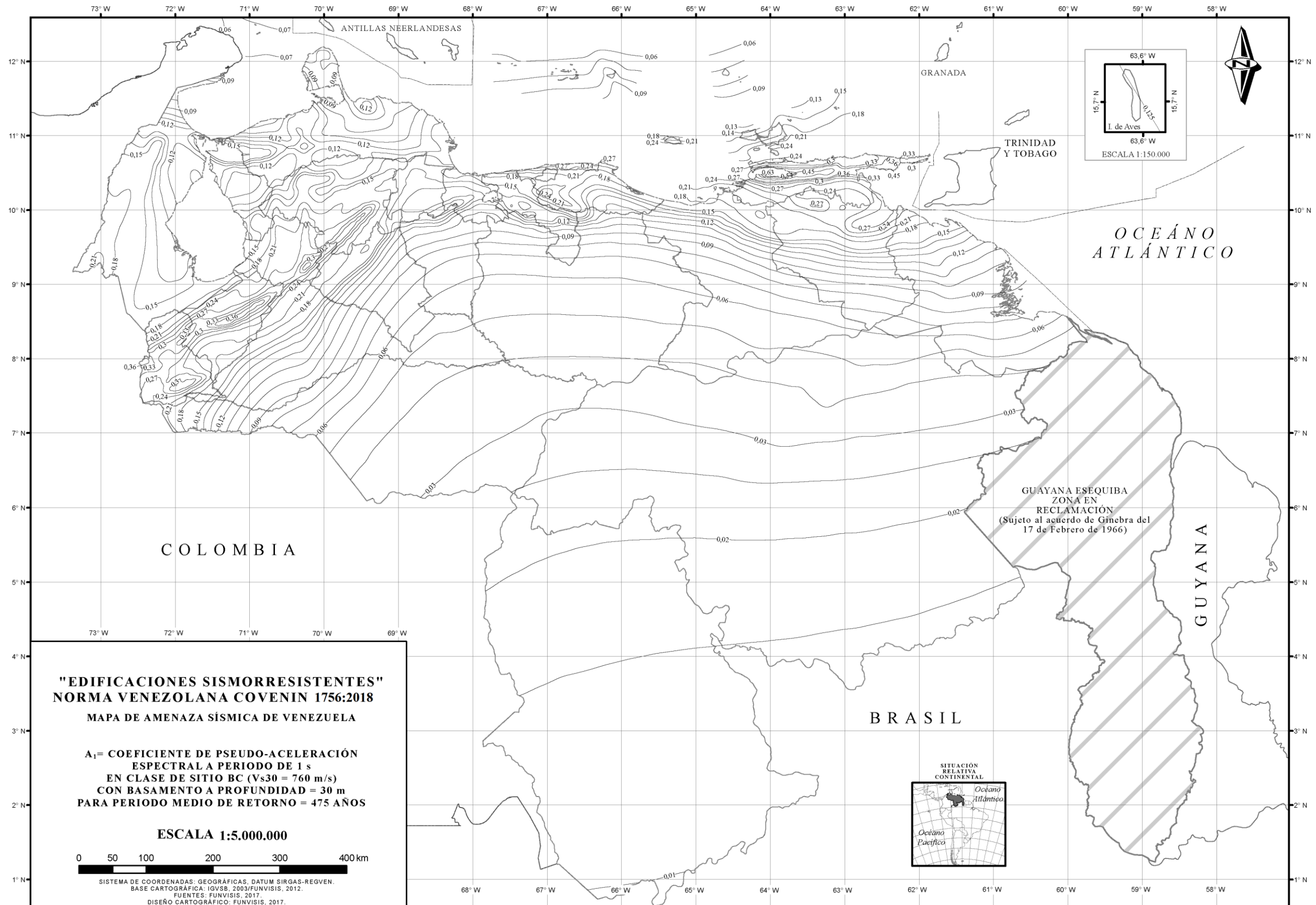


FIGURA 4.2. A_1 , Venezuela (ver definiciones en el punto 4.2)

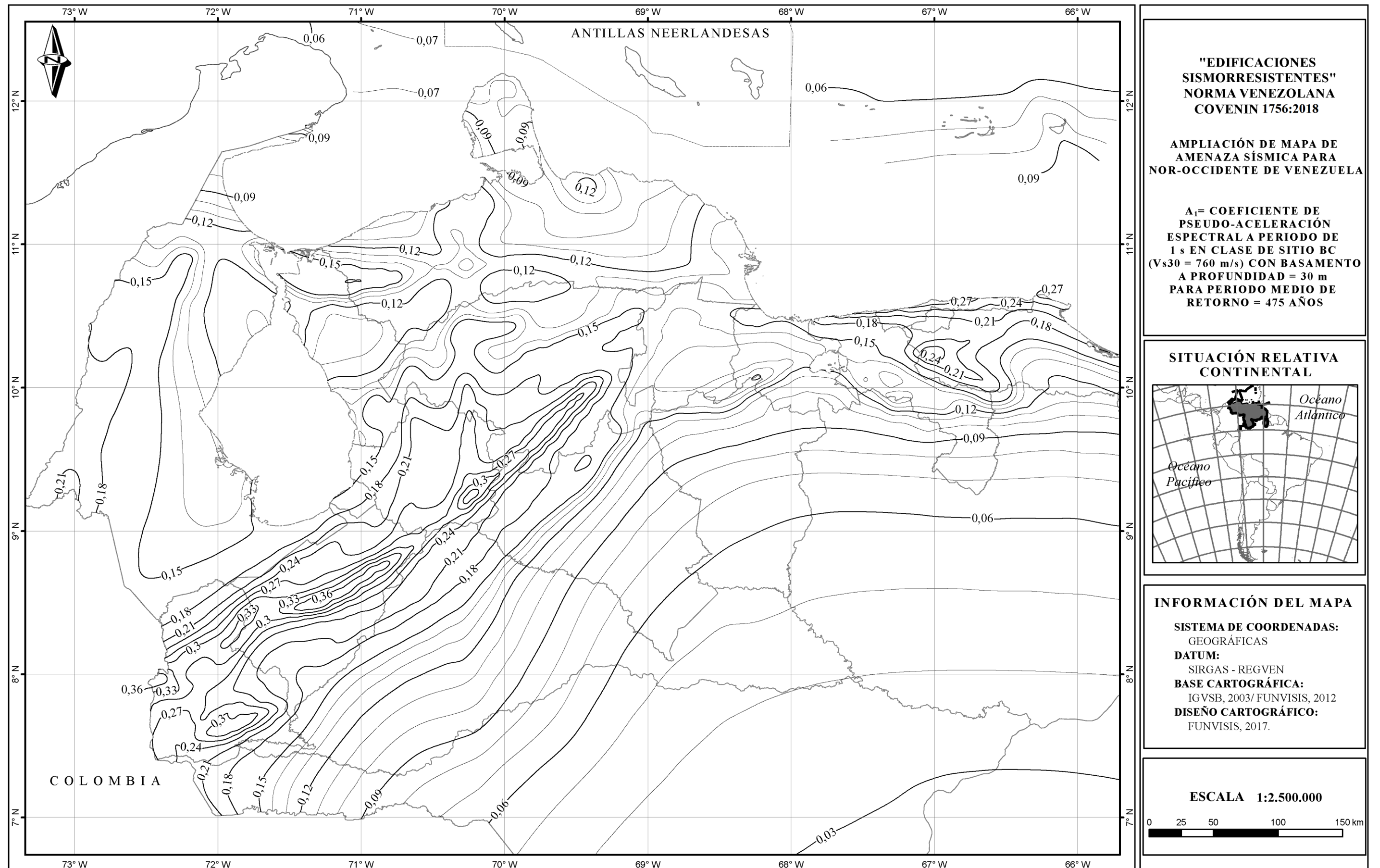


FIGURA 4.2.oeste. A₁, ampliación para Nor-occidente (ver definiciones en el punto 4.2)

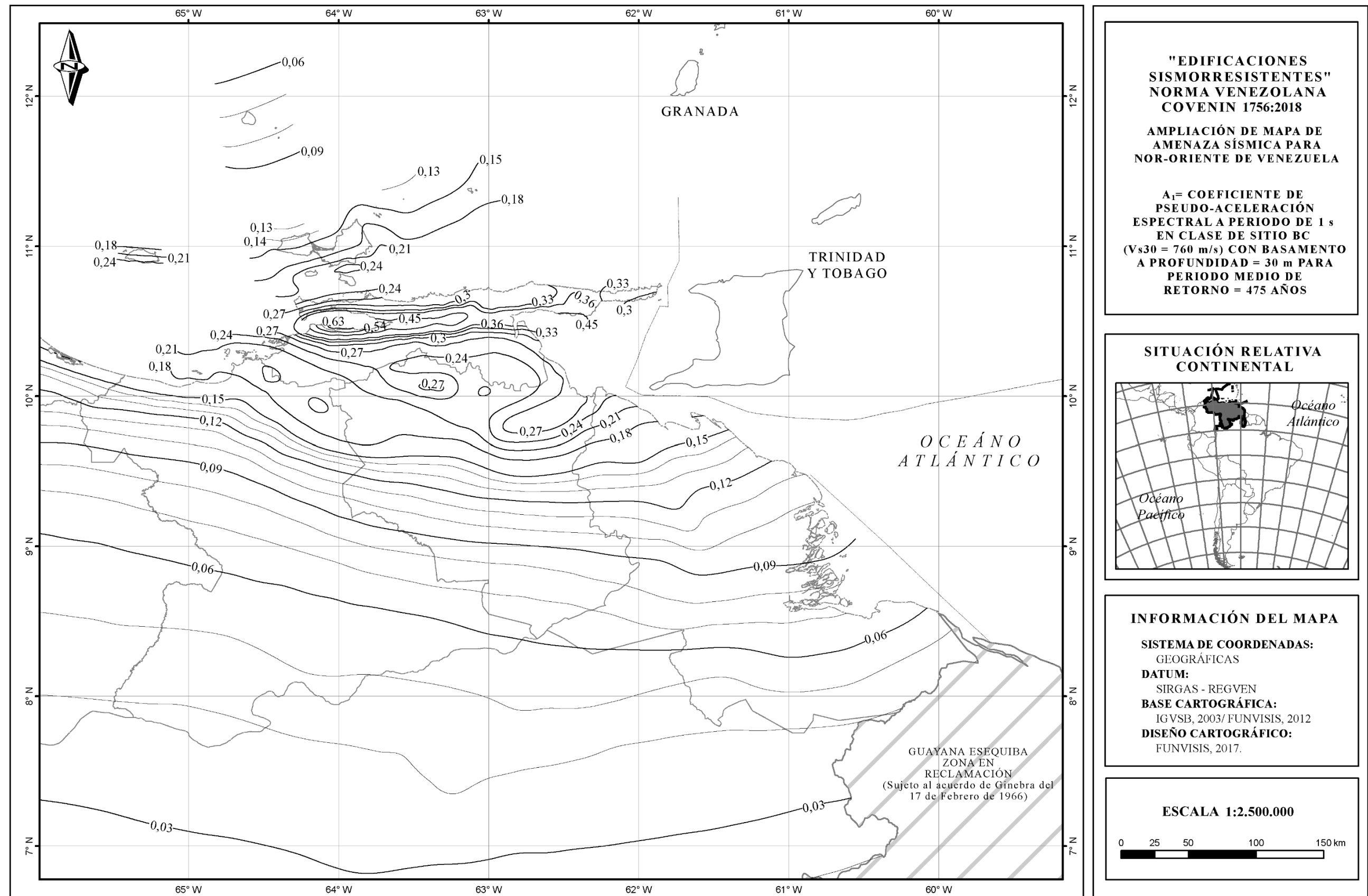


FIGURA 4.2.este. A₁, ampliación para Nor-orient (ver definiciones en el punto 4.2)

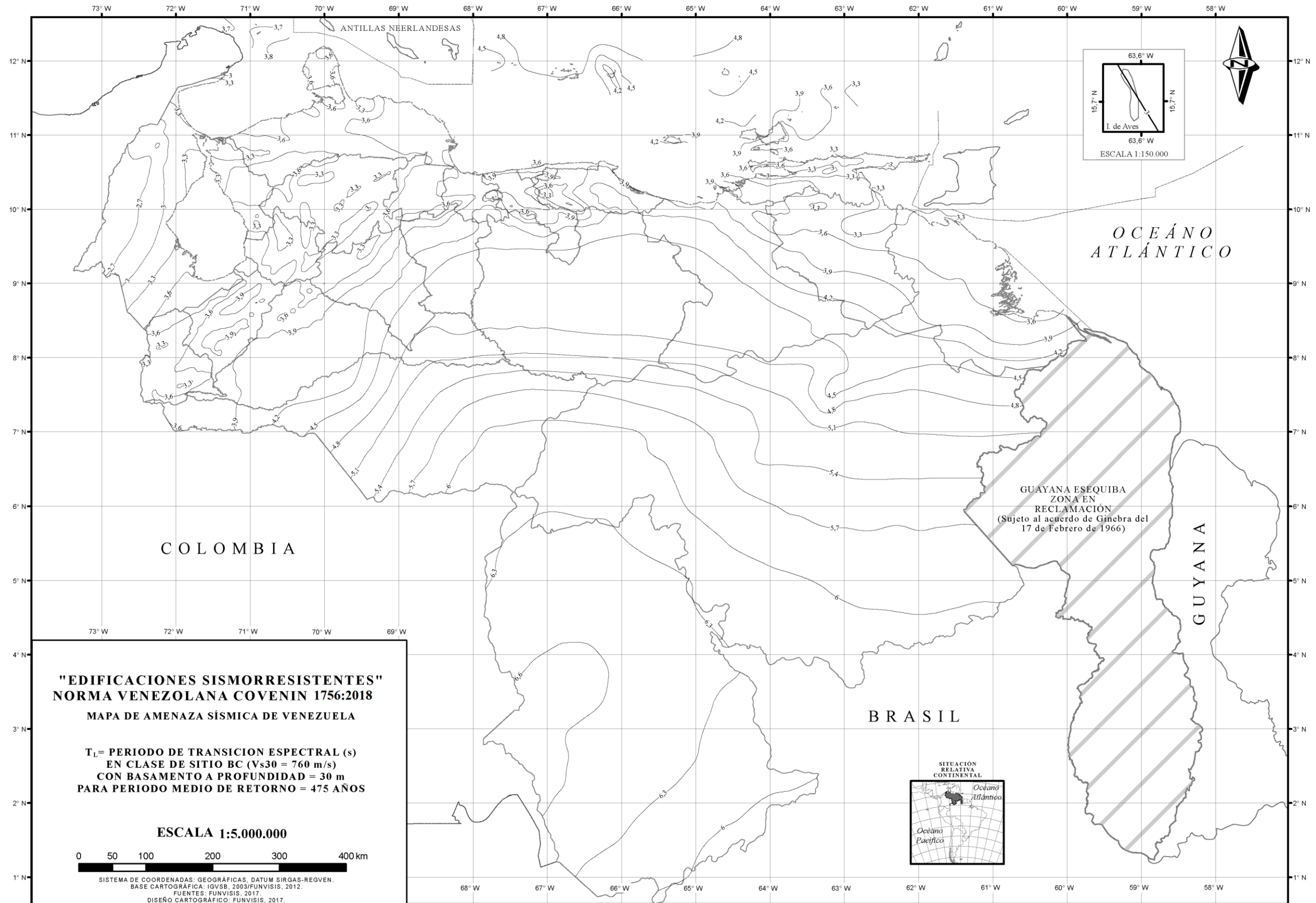


FIGURA 4.3. T_L , Venezuela (ver definiciones en el punto 4.2)

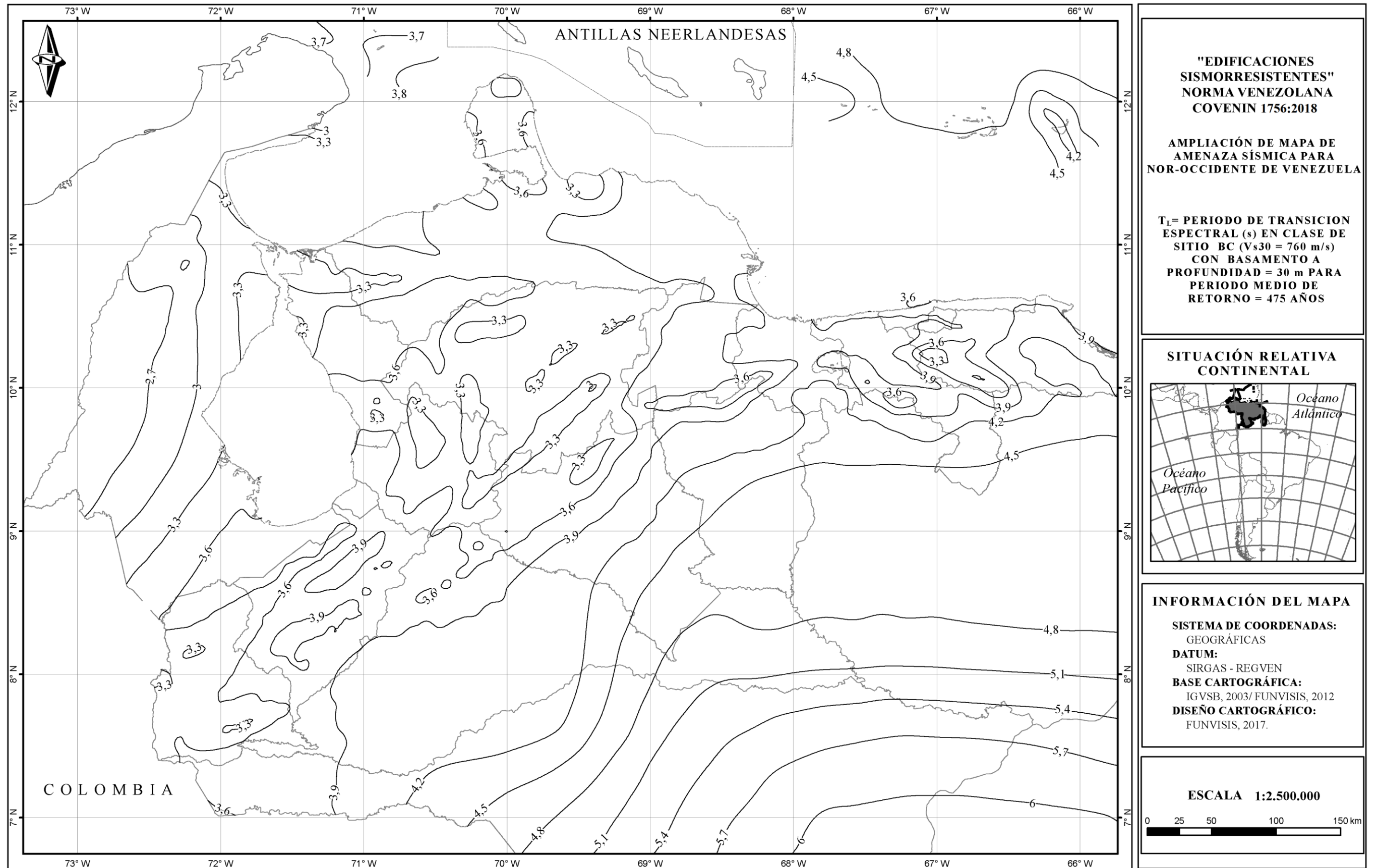


FIGURA 4.3.oeste. T_L , ampliación para Nor-occidente (ver definiciones en el punto 4.2)

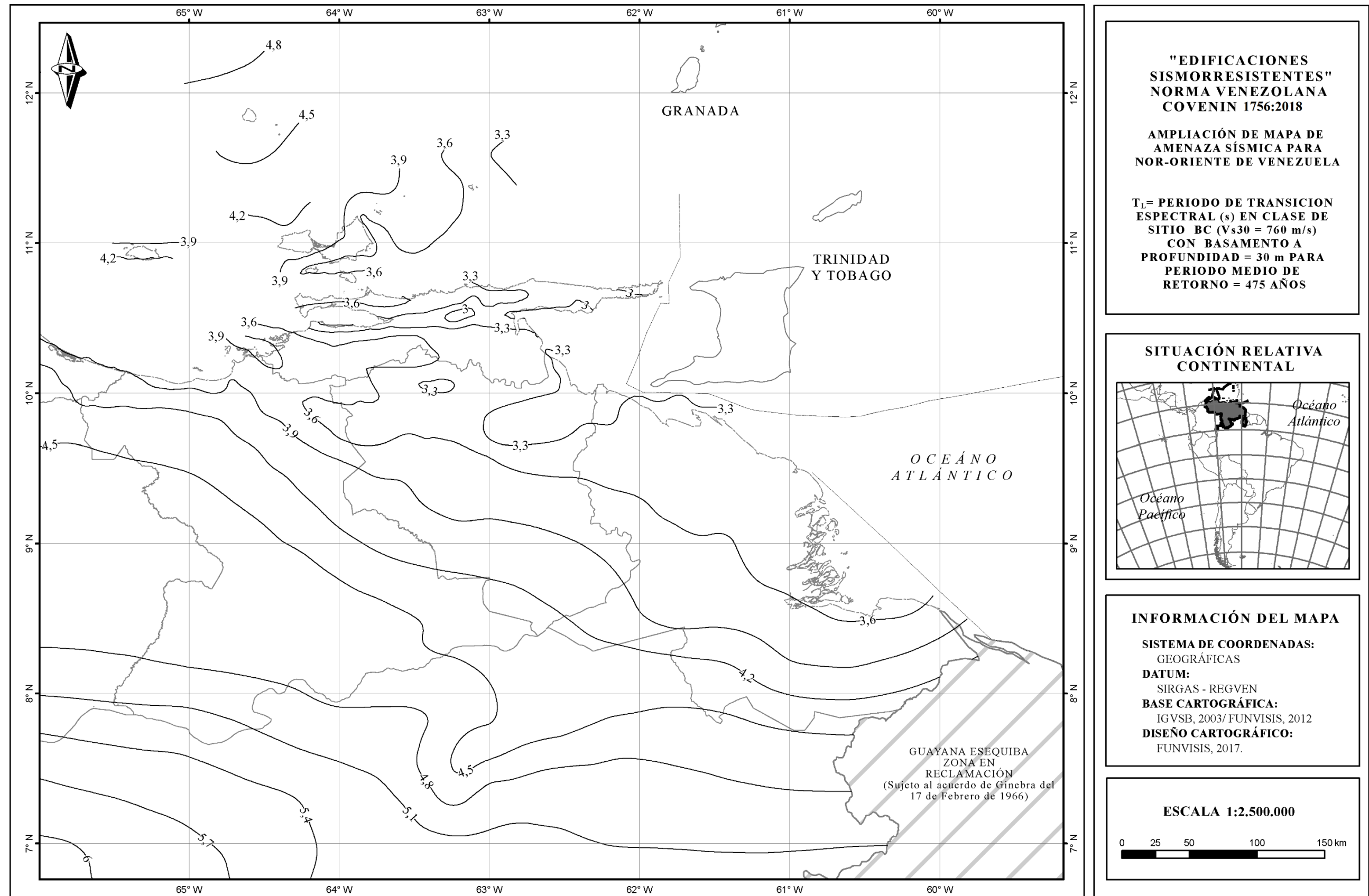


FIGURA 4.3.este. T_L , ampliación para Nor-oriente (ver definiciones en el punto 4.2)

4.5. Sismo Frecuente

a) El Sismo Frecuente especificado en 1.3.1.1.c se define para los Grupos de Importancia A1 y A2 con las probabilidades de excedencia y los periodos medios de retorno (PMR) indicados en la tabla 6.

TABLA 6. Factor de Importancia y Períodos Medios de Retorno para el Sismo Frecuente

| Grupo de Importancia | Probabilidad de excedencia | PMR (años) | α_F |
|-----------------------------|-----------------------------------|-------------------|------------------------------|
| A1 | 50% en 50 años | 72 | 0,45 |
| A2 | 50% en 25 años | 36 | 0,3 |

b) En ausencia de un estudio especial de amenaza sísmica en roca o un estudio de sitio se utilizarán los parámetros sísmicos básicos A_0 y A_1 dados en 4.2.a, con los factores de importancia α_F indicados en la tabla 6. El periodo T_L se tomará como 0,85 veces el dado en 4.2.a.

c) En caso de efectuar un estudio especial de amenaza sísmica en roca o un estudio de sitio, cumpliendo con los requisitos señalados en 4.6, se hará la verificación indicada en 4.6.3.e mediante los factores de importancia α_F de la tabla 6.

d) Para las instalaciones industriales de riesgo D en la norma COVENIN 3621 y la Especificación PDVSA JA-221, para las cuales el PMR de diseño es de 10.000 años, y para otro tipo de construcciones, eventualmente puede definirse un Sismo Frecuente no especificado en esta norma. Para las verificaciones de su acotación según 4.6.3.e puede emplearse $\alpha_F = 0,6$ si su PMR fuera de 150 años y $\alpha_F = 0,7$ si fuera de 225 años, interpolando y extrapolando para otros valores, incluyendo los dados en la tabla 4.

4.6. Estudios especiales

En esta norma se diferencian los estudios de amenaza sísmica en roca de los estudios de sitio.

a) Los estudios de amenaza sísmica en roca tienen por objeto definir la respuesta esperada en el lugar geográfico dado, suponiendo que fuera un sitio rocoso, para un particular tipo de sismo (de diseño, extremo o frecuente) y grupo de importancia, estableciendo nuevos valores de parámetros espectrales, como base para derivar los espectros de respuesta del proyecto.

b) Los estudios de sitio (ver 5.11) derivan la respuesta esperada en superficie mediante el modelado y análisis del perfil del sitio, a partir de acelerogramas representativos aplicados en el basamento rocoso. Suponen la realización previa de un estudio de amenaza sísmica en roca.

4.6.1. Estudios de amenaza sísmica en roca

a) Se ejecutará un estudio de amenaza sísmica en roca para la definición de: 1) el sismo de diseño de las construcciones del grupo de importancia A1 y de las situadas en clase de sitio F (ver 4.3); 2) el sismo extremo de las construcciones para las que su empleo es obligatorio según la tabla 22 (ver 4.4); 3) cualquier tipo de sismo y grupo de importancia en el desarrollo de una futura microzonificación sísmica (ver 5.9); 4) un sismo especificado para una construcción cuyo periodo medio de retorno supere 1.400 años. En otros casos, no obligantes, puede efectuarse un estudio de amenaza sísmica de acuerdo con 4.3 y 4.5.

b) Los estudios de amenaza sísmica en roca deberán:

- 1) Sustentarse en un modelo apropiado de las fuentes sismogénicas influyentes que incorporen la sismicidad regional observada, revisando el entorno geológico y tectónico.
- 2) Ejecutar un análisis probabilístico del peligro sísmico apoyado en el modelo sismogénico adoptado, empleando relaciones de atenuación (del movimiento sísmico y sus respuestas espectrales) afines a la tectónica regional y que tomen en cuenta los efectos de la cercanía de las fuentes sismogénicas, considerando la incertidumbre epistémica existente.
- 3) Determinar valores para periodo medio de retorno de 475 años, de los parámetros sísmicos A_0 , A_1 y T_L en roca que sustituyan los dados en 4.2.a.
- 4) Asignar parámetros espectrales en roca y factores de importancia según 4.6.3.b, 4.6.3.c y 4.6.3.d.
- 5) Verificar la acotación del espectro elástico en roca de acuerdo con 4.6.3.e.

4.6.2. Estudios de sitio

- a) Se ejecutará un estudio de sitio para la definición de cualquier tipo de sismo de interés y cualquier grupo de importancia de: 1) las construcciones situadas en clase de sitio F; 2) el desarrollo de una futura microzonificación sísmica (ver 5.9). Opcionalmente pueden llevarse a cabo para cualquier otro caso.
- b) Los estudios de sitio suponen la realización previa de un estudio de amenaza sísmica en roca de acuerdo con 4.6.1. Para su desarrollo deberán:
 - 1) Cumplir con los requisitos de modelado del perfil del sitio, asignación de propiedades estáticas y dinámicas, disposición de acelerogramas y método de análisis establecidos en 5.11.
 - 2) Asignar parámetros espectrales, factores de importancia y factores de sitio según 4.6.3.b, 4.6.3.c y 4.6.3.d.
 - 3) Verificar la acotación del espectro elástico en el sitio de acuerdo con 4.6.3.e.

4.6.3. Resultados y controles

Los estudios de amenaza sísmica en roca, los estudios de sitio y las microzonificaciones sísmicas presentarán los siguientes resultados y estarán sujetos a los controles indicados:

- a) Para el periodo medio de retorno requerido (de acuerdo con el tipo de sismo y el grupo de importancia) y la clase de sitio del estudio, como mínimo: 1) coeficiente de aceleración horizontal del terreno; 2) ordenada de aceleración espectral horizontal para periodo estructural de 1 segundo y coeficiente de amortiguamiento de 5%; 3) período de transición entre periodos intermedios y largos, a partir del cual los desplazamientos son casi constantes.

b) Asignación de un nuevo factor de importancia (α , α_E o α_F) asociado al coeficiente y la ordenada indicadas en 4.6.3.a. Para esta asignación eventualmente se modificarán los factores de sitio dados en 5.4 para la clase de sitio del estudio, de modo de mantener la aplicabilidad de las fórmulas estipuladas en 7.2.

- c) Definición del nuevo espectro de respuesta elástica para coeficiente de amortiguamiento de 5% aplicando el punto 7.2, a partir de los resultados del estudio: los parámetros sísmicos (A_0 , A_1 y T_L) indicados en 4.6.1 más el factor de importancia y los factores de sitio indicados en 4.6.3.b.

d) Opcionalmente, definición del nuevo espectro de respuesta elástica mediante ordenadas de aceleración espectral horizontal para un amplio conjunto de periodos estructurales, para coeficiente de amortiguamiento de 5%.

e) Verificación de que el nuevo espectro elástico indicado en 4.6.3.c y 4.6.3.d no es inferior en ningún periodo al 85% del espectro de referencia derivado aplicando 7.2 con los parámetros dados en 4.2.a (excepto con $0,85T_L$ para el sismo frecuente) y los factores dados en las tablas 4, 5 ó 6 y en 5.4. Además, en el caso de estudios especiales tampoco pueden ser menores al 100% de los valores de una microzonificación sísmica avalada existente para el sitio (ver 1.3.2.c).

f) En el caso del espectro elástico de una microzonificación sísmica, la verificación dispuesta en 4.6.3.e. respecto de los valores normativos se efectuará asociando aproximadamente los tipos de sitio que aquella disponga a las clases de sitio de la tabla 7.

5. CARACTERIZACIÓN DEL SITIO

5.1. Generalidades

A los fines de la aplicación de esta Norma en este capítulo se definen los efectos geotécnicos y los parámetros que los caracterizan. El procedimiento a seguir es el siguiente:

a) Los sitios de ubicación de las construcciones deben clasificarse de acuerdo con las características del terreno siguiendo las prescripciones de 5.2 y 5.3. En función de la clasificación adoptada se deben emplear los factores de sitio dados en 5.4 a los fines de la construcción de los espectros de respuesta indicados en el capítulo 7, para su empleo en el diseño o para los controles referidos en este capítulo. De presentarse varios perfiles geotécnicos para una construcción continua, se debe utilizar la envolvente de los espectros de respuesta asociados a ellos.

b) En caso de pendientes superiores al 40% en el sitio o en sus cercanías, debe evaluarse el peligro de deslizamientos según 5.5. Se investigarán las condiciones del subsuelo indicadas en 5.6 para decidir la eventual necesidad de evaluar el potencial de licuación. Se revisará la posible ruptura de fallas cercanas según 5.7. Si se aplica un método de interacción suelo-estructura (ver 9.7), se debe cumplir con 5.8.

c) En caso de existir una microzonificación sísmica debidamente aprobada que cubra el sitio del proyecto, se deben satisfacer los requisitos de 5.9. Para las normas sísmicas conexas (ver 1.2.2), adicionalmente se deben seguir las adaptaciones expuestas en 5.10.

d) Se debe efectuar un estudio de sitio como se indica en 5.11 para: a) definir los espectros de respuesta en la clase de sitio F descrita en 5.2.1; b) obtener los espectros de nuevos estudios de microzonificación sísmica.

5.2. Perfil geotécnico

El sitio quedará definido por uno o varios perfiles geotécnicos, dependiendo de la extensión del sitio, los cuales deben ser representativos del conjunto de exploraciones realizadas. Cada perfil geotécnico se caracterizará por su clase de sitio (ver 5.2.1), su condición topográfica (ver 5.2.2) y la profundidad al basamento rocoso (ver 5.2.3).

5.2.1. Clase de Sitio

La clase de sitio se determina de la siguiente manera:

a) A cada perfil geotécnico se le asignará una clase de sitio según el grado de rigidez superficial. Como índice cuantitativo de la rigidez mecánica de las capas de terreno se utilizará la velocidad de

las ondas de corte (Vs), estableciendo la velocidad promedio en los 30 metros superiores (Vs30). Su valor debe determinarse mediante medición directa o aproximación de acuerdo con 5.3.

b) Mediante la Tabla 7, se seleccionará una clase de sitio de acuerdo con las descripciones cualitativas respectivas y el rango de Vs30 asociado.

TABLA 7. Clase de sitio de los perfiles geotécnicos

| CLASE | DESCRIPCIÓN CUALITATIVA | Vs30 (m/s) |
|------------|--|--|
| A | Roca cristalina sana muy dura, sin fracturación ni meteorización notable. | > 1500 |
| AB* | Propiedades intermedias entre las clases A y B. | 1300 a 1500 |
| B | Roca dura o formación similar (e.g. conglomerados), con eventual fracturación y un máximo de 5 metros de espesor de meteorización con $V_s \geq 350$ m/s. | 850 a 1300 |
| BC* | Propiedades intermedias entre las clases B y C. | 650 a 850 |
| C | 1) Roca dura con espesor meteorizado superior a 5 metros. 2) Roca blanda (e.g. margas). 3) Arenas o gravas muy densas. 4) Arcillas muy duras. | 400 a 650 |
| CD* | Propiedades intermedias entre las clases C y D. | 300 a 400 |
| D | 1) Arenas o gravas densas a medio-densas. 2) Arcillas duras. 3) Arcillas firmes de menos de 30 metros de espesor. | 200 a 300 |
| DE* | Propiedades intermedias entre las clases D y E. | 170 a 200 |
| E | 1) Arenas sueltas o arenas limosas, con suficiente proporción de finos, no susceptibles de licuación, de acuerdo con 5.5. 2) Arcillas blandas, plásticas ($IP > 20$) u orgánicas, no incluidas en la Clase F. | 120 a 170 |
| F** | Arenas o arenas limosas susceptibles de licuación***, arcillas sensibles, arcillas expansivas, suelos cementados colapsables, turbas o arcillas orgánicas de más de 3 metros de espesor, arcillas con índice de plasticidad $IP > 75$ y más de 7 metros de espesor, arcillas firmes o blandas con más de 30 metros de espesor, rellenos artificiales con o sin pendiente y sitios con $V_s30 < 120$ m/s. | variable; incluye el caso de $V_s30 < 120$ |

* Empleése también en caso de incertidumbre entre las clases adyacentes.

** Debe efectuarse el estudio de sitio indicado en 5.11 y tomarse medidas especiales de fundación (ver 13.2.f).

*** Debe determinarse el potencial de licuación según 5.6 y 13.3.6.

5.2.2. Condición Topográfica

Para la condición topográfica se distingue entre sitios de poca pendiente y situaciones de ladera o cima. Las pendientes promedios topográficas se medirán en una malla rectangular seleccionada dentro de la ladera, con celdas de proyección horizontal máxima de 30 metros. Para cada sitio se determinará su condición topográfica entre las siguientes para la selección de los factores de la tabla 11:

a) Condición topográfica leve: pendiente promedio menor de 40% o situado en la parte media inferior de una ladera con pendiente mayor a 40%.

b) Condición topográfica moderada: pendiente promedio entre 40% y 75%; situado en la parte media superior de una ladera o bien en la cima dentro de una distancia al borde de la pendiente del orden de la altura de la ladera.

c) Condición topográfica severa: Pendiente promedio mayor de 75%; situado en la parte media superior de una ladera o bien en la cima dentro de una distancia al borde de la pendiente del orden de la altura de la ladera.

5.2.3. Profundidad al Basamento Rocoso

La profundidad al basamento rocoso H se define como el espesor de sedimentos hasta la roca de $V_s \geq 1.000$ m/s y que ofrezca un contraste de impedancia con la capa sedimentaria mayor o igual que 1,5. Para cada sitio se definirá el valor de H para la selección de los factores de la tabla 12. En 5.3.4 se indican opciones de medición o estimación.

5.3. Medición y estimación de parámetros geotécnicos

Deben determinarse los siguientes parámetros geotécnicos:

a) La velocidad promedio de las ondas de corte del terreno en los 30 metros superiores (V_{s30}), a partir de exploraciones geofísicas o geotécnicas. En edificios con sótanos o semisótanos se determinará V_{s30} desde la superficie del terreno.

En caso de subsuelo de gran rigidez, se permite explorar menos de 30 metros y extrapolar las propiedades del material.

En general, el parámetro V_{s30} debe ser calculado tal como se estipula en el punto 5.3.1. En caso de las construcciones indicadas en 5.3.2, puede ser estimado aproximadamente según allí se indica.

b) La profundidad al basamento rocoso H, la cual se establecerá aplicando 5.3.4.

5.3.1. V_{s30} Calculado

El parámetro V_{s30} puede determinarse mediante los procedimientos a), b) o c) indicados a continuación, excepto que para las construcciones de los Grupos de Importancia A1, A2 y B1 así como para las construcciones de más de 16 pisos, cuando se plantee un estudio de sitio (ver 5.9 y 5.11) o al recopilar información para un análisis de interacción suelo-estructura (ver 5.8) se aplicará la opción a).

a) Mediciones geofísicas in situ, debidamente calibradas, tales como: sondeos tipo pozo abajo (*down-hole*) o pozos cruzados (*cross-hole*), mediciones sísmicas de refracción, mediciones de ondas superficiales tipo *Spectral Analysis of Surface Waves* (SASW) y *Multichannel Analysis of Surface Waves* (MASW, IMASW), mediciones de ruido ambiental tipo *Refraction Microtremor* (ReMi) para dos mediciones preferentemente ortogonales o estudios parecidos con suficiente resolución en los primeros 30 m. No se permite estimar V_s a partir de V_p . Además:

1) Salvo excepción justificada se efectuarán dos o más mediciones. A partir de ellas se definirán las propiedades más desfavorables del sitio (caso de dos mediciones) o las propiedades promedio (caso de más de dos mediciones).

2) Deben proporcionarse los registros sísmicos en el caso de sondeos tipo pozo y sísmicas de refracción y las curvas de dispersión en el caso del uso de ondas superficiales o ruido ambiental, además de los resultados de los perfiles de velocidades en profundidad.

3) El valor de V_{s30} asignable al sitio del proyecto se definirá a partir del análisis de las capas de subsuelo manejadas en las mediciones, aplicando 5.3.3.a y 5.3.3.c.

b) Perforaciones geotécnicas para terrenos no rocosos, hasta alcanzar como mínimo $N_{SPT} \geq 50$ sin correcciones, o resistencia al corte no drenada $C_u \geq 1$ kgf/cm². Se limitarán los valores a $N_{SPT} \leq 85$ y $C_u \leq 1,5$ kgf/cm². Los V_s implicados quedarán sujetos a las cotas dadas en 5.3.3.b. Además:

1) Salvo excepción justificada se efectuarán dos o más perforaciones. A partir de ellas se definirán las propiedades más desfavorables del sitio (caso de dos perforaciones) o las propiedades promedio (caso de más de dos perforaciones).

2) Deben proporcionarse las planillas de las perforaciones con el conjunto de resultados obtenidos, incluyendo descripción de los materiales de las capas según su profundidad, los correspondientes valores de N_{SPT} o C_u , densidad y otros parámetros de interés.

3) El valor de V_{s30} asignable al sitio del proyecto se definirá a partir del análisis de las capas de subsuelo manejadas en las perforaciones, aplicando 5.3.3.b y 5.3.3.c.

c) Evaluación profesional para terrenos rocosos, que compruebe que se cumple la descripción cualitativa de las clases de sitio A o B dadas en la tabla 7, y en especial la relativa al espesor de meteorización. En ausencia de mediciones según la opción a), se asignará la clase de sitio BC con V_{s30} de referencia 760 m/s.

5.3.2. V_{s30} Aproximado

Además de los procedimientos indicados en 5.3.1., en caso de construcciones de los Grupos de Importancia B2 y C no repetitivas (ver 3.2) de no más de 2 pisos, y siendo $A_0 \leq 0,15$ (ver 4.2 y 4.6), V_{s30} puede estimarse mediante:

a) Métodos indirectos debidamente sustentados estadísticamente tales como los derivados del relieve, pero V_{s30} no debe ser mayor que 500 m/s.

b) Asignando por defecto $V_{s30} = 250$ m/s, para establecer clase de sitio D, a menos que se evidencie la ocurrencia de las clases de sitio E o F.

5.3.3. Ponderación de Cálculo de V_{s30}

El procedimiento es el siguiente:

a) Cuando se efectúen las mediciones indicadas en 5.3.1.a, a las diversas capas características del terreno hasta los 30 m de profundidad, de espesores d_k ($k = 1, n$), se les asignará un valor representativo V_{s_k} .

b) Cuando se efectúen las perforaciones indicadas en 5.3.1.b, a las diversas capas características del terreno hasta los 30 m de profundidad, cada una de espesor d_k ($k = 1, n$), se les asignará un valor V_{s_k} en función del parámetro medido, de acuerdo con las relaciones:

1) $V_s = 0$ m/s, para $N_{SPT} = 0$; $V_s = 180$ m/s, para $N_{SPT} = 15$; $V_s = 360$ m/s, para $N_{SPT} = 50$; $N_{SPT} \leq 85$; interpolando o extrapolando para otros valores.

2) $V_s (C_u) = 360 C_u$ (en m/s para C_u en kgf/cm^2); $C_u \leq 1,5 \text{ kgf/cm}^2$.

3) Si se satisface la descripción cualitativa de la clase de sitio C en la tabla 7: $V_s \leq 540$ m/s.

4) Para suelos arenosos que satisfacen la descripción cualitativa de la clase de sitio D en la tabla 7: $V_s \leq 400$ m/s.

5) Para suelos arcillosos que satisfacen la descripción cualitativa de la clase de sitio D en la tabla 7: $V_s \leq 300$ m/s.

c) Tanto en el caso 5.3.3.a como en el 5.3.3.b, como valor ponderado V_{s30} se tomará el promedio armónico:

$$V_{s30} = 30 \left[\sum_{k=1}^n \frac{d_k}{V_{s_k}} \right]^{-1}; \text{ Donde: } \sum_{k=1}^n d_k = 30 \text{ m} \quad (5.1)$$

5.3.4. Profundidad al Basamento Rocoso

La profundidad al basamento H se puede establecer mediante alguno de los procedimientos indicados a continuación; según su grado de precisión, debe asumirse una cota conservadora de H:

- a) Mediciones geofísicas, debidamente calibradas.
- b) Definición en estudios de microzonificación sísmica avalados.
- c) A partir de información geológica disponible, considerando las incertidumbres presentes para estimar el mayor valor probable de H.
- d) Definición de un valor apropiadamente conservador de H, en ausencia de información.

5.4. Factores de Sitio

A los fines de la construcción de los espectros de respuesta (ver 7.2 y 7.3), o bien para servir de referencia en caso de requerirse según 4.6.3.e, se utilizarán los factores dados en las tablas 8 a 12, interpolando para valores intermedios de αA_0 y αA_1 y de H (ver 5.3.4). A_0 y A_1 se definen en 4.2 y α en 4.3 para el sismo de diseño, con eventual sustitución de ellos según 4.6. En caso de definición para el sismo extremo o el sismo frecuente, en las tablas indicadas α se sustituirá por α_E y α_F , respectivamente.

TABLA 8. Factor de clase de sitio para periodos cortos, F_A^C

| αA_0 * | CLASE DE SITIO | | | | | | | | |
|----------------|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | A | AB | B | BC | C | CD | D | DE | E |
| $\leq 0,01$ | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 1,00 | 1,30 | 1,60 | 1,90 | 2,40 | 2,70 |
| 0,05 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 1,00 | 1,30 | 1,50 | 1,75 | 2,05 | 2,20 |
| 0,1 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 1,00 | 1,25 | 1,45 | 1,60 | 1,75 | 1,85 |
| 0,2 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 1,00 | 1,25 | 1,35 | 1,40 | 1,35 | 1,35 |
| 0,3 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 1,00 | 1,20 | 1,25 | 1,25 | 1,10 | 1,00 |
| 0,4 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 1,00 | 1,20 | 1,20 | 1,15 | 0,95 | 0,85 |
| $\geq 0,5$ | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 1,00 | 1,15 | 1,15 | 1,00 | 0,80 | 0,70 |

* Para sismo extremo o sismo frecuente, α se sustituirá por α_E o α_F , respectivamente.

TABLA 9. Factor de clase de sitio para periodos intermedios, F_V^C

| αA_1 * | CLASE DE SITIO | | | | | | | | |
|----------------|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | A | AB | B | BC | C | CD | D | DE | E |
| $\leq 0,01$ | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 1,00 | 1,40 | 1,80 | 2,30 | 3,30 | 4,00 |
| 0,05 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 1,00 | 1,40 | 1,75 | 2,20 | 3,00 | 3,30 |
| 0,1 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 1,00 | 1,40 | 1,75 | 2,10 | 2,70 | 3,00 |
| 0,2 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 1,00 | 1,40 | 1,70 | 2,00 | 2,50 | 2,70 |
| 0,3 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 1,00 | 1,40 | 1,70 | 1,95 | 2,30 | 2,45 |
| 0,4 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 1,00 | 1,40 | 1,65 | 1,90 | 2,15 | 2,30 |
| $\geq 0,5$ | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 1,00 | 1,40 | 1,65 | 1,85 | 2,00 | 2,15 |

* Para sismo extremo o sismo frecuente, α se sustituirá por α_E o α_F , respectivamente.

TABLA 10. Factor de clase de sitio para periodos largos, F_D^C

| CLASE DE SITIO | | | | | | | | |
|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| A | AB | B | BC | C | CD | D | DE | E |
| 0,85 | 0,90 | 0,95 | 1,00 | 1,20 | 1,40 | 1,70 | 2,25 | 2,65 |

TABLA 11. Factores de condición topográfica

| Condición topográfica (Ver 5.2.2) | F_A^T | F_V^T | F_D^T |
|--------------------------------------|---------|---------|---------|
| Leve | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Moderada | 1,20 | 1,10 | 1,05 |
| Severa | 1,40 | 1,20 | 1,10 |

TABLA 12. Factores de profundidad del basamento rocoso

| H (m) | F_A^H | F_V^H | F_D^H |
|--------------|---------|---------|---------|
| 0 | 1,00 | 0,98 | 0,93 |
| 10 | 1,00 | 1,00 | 0,96 |
| 30 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 60 | 1,00 | 1,02 | 1,05 |
| 100 | 1,01 | 1,05 | 1,10 |
| 200 | 1,02 | 1,08 | 1,20 |
| 300 | 1,03 | 1,10 | 1,30 |
| 500 | 1,05 | 1,20 | 1,60 |
| 750 | 1,07 | 1,30 | 2,10 |
| ≥ 1.000 | 1,10 | 1,40 | 2,80 |

5.5. Peligro de Deslizamientos

5.5.1. Laderas

La determinación del peligro de deslizamiento en laderas deberá cumplir con lo siguiente:

a) Se evaluará el peligro de deslizamiento cuando en la cercanía del sitio existan laderas de pendientes promedios superiores a 40%, medidas en una malla rectangular con celdas de proyección horizontal máxima de 30 metros dentro de la ladera. Como cercanía se entiende: a) ubicación en la ladera; b) ubicación en la cima a una distancia al borde menor a la altura de la ladera; c) ubicación al pie de la ladera a una distancia horizontal al borde inferior menor a la altura de la colina o una distancia horizontal al borde superior menor a dos veces dicha altura.

b) El requisito de esta evaluación es independiente de la condición topográfica del sitio indicada en 5.2.2 y se aplica a todos los perfiles geotécnicos con laderas cercanas. En caso de que exista una microzonificación sísmica debidamente aprobada que cubra el terreno del proyecto deben tomarse en cuenta los lineamientos sobre deslizamientos de laderas eventualmente incluidos en aquella. Como sismo de evaluación debe tomarse el mayor entre el sismo de diseño correspondiente a las edificaciones del Grupo de Importancia B1 y el de las construcciones en riesgo.

c) La evaluación indicada debe sustentarse en una adecuada caracterización geotécnica que tome en cuenta la calidad del material superficial de la ladera (ángulo de fricción, cohesión, peso unitario, porcentaje de vacíos, etc.), el espesor meteorizado, la fracturación de la roca, la orientación de la estructura rocosa y otros aspectos relacionados, para estimar el posible espesor deslizando traslacional y/o la posibilidad de deslizamientos rotacionales profundos, más la posibilidad de desprendimientos rocosos.

d) La evaluación del peligro de deslizamientos debe considerar la condición del suelo saturado por lluvias bajo la acción de las cargas gravitatorias, incluyendo el peso de las construcciones proyectadas. Para el caso de acción sísmica debe considerarse la condición del suelo semi-saturado como mínimo. Debe aplicarse alguno de los métodos previstos en 13.9.

e) Como resultados de la evaluación se debe: 1) verificar que existe un adecuado margen de seguridad contra deslizamientos para decidir que no son necesarias medidas de intervención; 2) verificar la distancia a los extremos de la ladera para las construcciones no situadas en ella, en caso de posible deslizamiento; 3) definir medidas de intervención necesarias para garantizar la estabilidad de las laderas o de construcciones en ellas, tales como anclajes, pilotes, etc.

5.5.2. Muros de Contención

Los muros de contención deberán cumplir con lo siguiente:

a) El análisis y diseño de los muros de contención debe sustentarse en una adecuada caracterización geotécnica del material que deben contener (ángulo de fricción, cohesión, peso unitario, saturación, etc.), tanto si este es natural como si es artificial.

b) En caso de muros que se apoyen en edificaciones, en el diseño de éstas se tomarán en cuenta los empujes estáticos y los dinámicos sísmicos causados por el terreno contenido por el muro. Como sismo de análisis se tomará el correspondiente a la construcción según su uso. Se aplicarán las prescripciones de 13.8.

5.6. Potencial de Licuación

El procedimiento para determinar el potencial de licuación es el siguiente:

a) Se evaluará el potencial de licuación de acuerdo con 13.3.6, cuando exista alguna de las siguientes situaciones dentro de los 15 metros superiores del terreno en caso de usarse fundaciones directas o dentro de los 30 metros superiores en otros casos: a) capas de suelos arenosos poco gradados (tipo SP) de diámetros pequeños, baja densidad relativa y alto grado de saturación; b) capas de suelos areno-limosos (tipo SM) o areno-arcillosos (tipo SC), con bajo contenido de finos, bajo índice de plasticidad y alto contenido de humedad; c) capas de suelos limosos de baja plasticidad (tipo ML) o limo-arcillosos de baja plasticidad (tipo CL-ML), con bajo contenido de finos y alto contenido de humedad; d) suelos saturados con $N_{SPT} \leq 20$.

b) Cuando existan capas de suelos que puedan licuar ante el sismo de diseño, el perfil calificará como clase de sitio F y se efectuará un estudio especial de sitio según 5.11, independientemente del sistema de fundaciones adoptado, cumpliendo particularmente con 5.11.2.h.

5.7. Cercanía de Fallas

Con el fin de mitigar los daños posibles a las construcciones, debidos a deformaciones superficiales permanentes del terreno ocasionadas por sismos, para proyectos de construcción, tanto nuevos como modificaciones de edificaciones existentes, se debe cumplir lo siguiente:

a) Se identificarán los segmentos de fallas activas cercanos al proyecto cuyas trazas referenciales indicadas en la base de datos de FUNVISIS queden a 500 m o menos de distancia del lugar y se revisarán aquellos que cumplan con las limitaciones indicadas en el literal siguiente. Las decisiones de investigación y mitigación deben tomar en cuenta la incertidumbre de ubicación de la traza de la falla y el desplazamiento esperado en ella.

b) Para las construcciones del Grupo de Importancia A1 se revisarán todos los segmentos activos. Para las construcciones de los Grupos de Importancia A2 y B1 se revisarán los segmentos con velocidad de deformación mayor o igual a 0,5 mm/año. Para las construcciones de los grupos de importancia B2 y C se revisarán los segmentos con velocidad de deformación mayor o igual a 3 mm/año. Como velocidades de deformación se tomarán las dadas en la base de datos de FUNVISIS.

c) En caso de que el sitio de construcción quede dentro del área cubierta por una microzonificación sísmica debidamente aprobada, se cumplirá con las pautas establecidas en ella al respecto de la cercanía de fallas, adicionalmente al resto de prescripciones de este punto.

d) El profesional responsable del estudio geotécnico del sitio el cual debe cumplir con los requisitos indicados en el punto 1.8.h, evaluará la información disponible sobre las fallas sometidas a revisión para juzgar la certidumbre de la ubicación de sus trazas y sus distancias a la construcción, con la eventual actualización de las coordenadas dadas en la base de datos de FUNVISIS. Además calificará la ubicación de las trazas como de suficiente seguridad, incertidumbre moderada o gran incertidumbre; el grado de certidumbre se puede mejorar mediante el estudio especial indicado abajo.

e) Se define como desplazamiento esperado en la falla el valor estadístico promedio a lo largo de la falla en función de la magnitud sísmica y el mecanismo cinemático de la falla. Como valor mínimo se tomará el asociado a un periodo medio de retorno similar al establecido para el sismo de diseño de la construcción según el Grupo de Importancia; a tal fin se evaluará la sismicidad esperada de la falla. Debe definirse la proyección horizontal y el buzamiento del desplazamiento en función del mecanismo de la falla: transcurrente, inverso, normal o mixto. Pueden incluirse consideraciones de dispersión y reducción del desplazamiento superficial respecto al esperado en el basamento rocoso, por efecto de los suelos subyacentes al sitio.

f) Para las construcciones del Grupo de Importancia A1 se debe realizar un estudio geológico-neotectónico especial, independientemente del grado de certidumbre inicial. La precisión de definición de las trazas y sus desplazamientos esperados (con márgenes de incertidumbre reportados) cumplirá con los requisitos críticos de seguridad de la construcción.

g) Para las construcciones de los Grupos de Importancia A2 y B1 se efectuará un estudio geológico-neotectónico especial si la calificación existente no es de suficiente seguridad y además el desplazamiento esperado es mayor de 30 cm. En el caso de construcciones de los Grupos de Importancia B2 y C se podrá hacer dicho estudio o se desarrollarán las medidas de mitigación constructiva indicadas en el literal k.

h) El objetivo del estudio geológico-neotectónico especial requerido es la identificación de las trazas de las fallas sometidas a revisión y de sus zonas de deformación para lograr una calificación de suficiente seguridad en su ubicación. No es necesario investigar las fechas probables de rupturas ocurridas, excepto para proyectos del Grupo de Importancia A1.

i) En la medida de lo posible se evitará que la construcción quede comprendida dentro de la franja cercana a las trazas de las fallas, dada en el literal siguiente.

j) Para las trazas definidas con suficiente seguridad se tomará una franja con 25 m a cada lado de la traza. Para las trazas definidas con incertidumbre moderada se tomará una franja con 100 m a

cada lado de la traza. Para las trazas definidas con gran incertidumbre se tomará una franja con 500 m a cada lado de la traza.

k) Cuando no se pueda evitar que la construcción de los Grupos de Importancia B2 y C quede dentro de las franjas antedichas, se efectuará un proyecto geotécnico y estructural que ofrezca adecuada seguridad de que la estructura pueda admitir el desplazamiento de la falla como cuerpo rígido o bien que soporte desplazamientos diferenciales. En tal caso no se emplearán fundaciones profundas sino fundaciones superficiales horizontales (sin desniveles) suficientemente rígidas.

5.8. Análisis de Interacción Suelo-Estructura

En caso de aplicarse un método de interacción suelo-estructura, el estudio geotécnico del sitio debe satisfacer los siguientes requisitos adicionales:

- a) Determinar, por medios geofísicos, la velocidad promedio de las ondas de corte asociadas a pequeñas deformaciones unitarias (10^{-3} o menos) en los estratos del subsuelo hasta una profundidad mayor o igual a la máxima longitud del sistema de fundaciones, sin que necesite superar la profundidad H del basamento rocoso.
- b) Establecer el módulo de deformación por cortante a pequeñas deformaciones unitarias (10^{-3} o menos) para los estratos del subsuelo indicados en 5.8.a.
- c) Establecer el peso unitario de los estratos del subsuelo indicados en 5.8.a.

En caso de clase de sitio F se determinarán, como parte de un análisis de sitio, la velocidad promedio de las ondas de corte y el módulo de deformación por cortante, para pequeñas deformaciones del suelo y para las asociadas al sismo de diseño, de los estratos indicados en 5.8.a.

5.9. Microzonificación sísmica

Si para el sitio existe una microzonificación sísmica debidamente avalada (ver 1.3.2.c), se deberá cumplir con lo siguiente:

- a) Como profundidad H se utilizará la establecida en la microzonificación sísmica.
- b) Se obtendrá el valor local de V_{s30} en el sitio aplicando 5.3, y se comparará con el rango indicado para la microzona prescrita en la microzonificación sísmica para la ubicación dada.
- c) En caso de que el valor local obtenido de V_{s30} quede fuera del rango previsto en la microzona prescrita, para el diseño se tomarán como mínimo las acciones más desfavorables entre las derivadas del espectro de dicha microzona y las correspondientes al espectro de las microzonas de igual H con el valor local obtenido de V_{s30} , según 7.2.
- d) Los espectros elásticos para el sismo de diseño (ver tabla 4) de los diversos grupos de importancia cumplirán con la verificación señalada en 4.6.3.e. Igual requisito se satisfará si se estipulan espectros para sismo extremo o frecuente. Para estas verificaciones se empleará la asociación prevista en 4.6.3.f.
- e) Deben tomarse en cuenta los lineamientos sobre deslizamientos de laderas eventualmente incluidos en la microzonificación sísmica, junto con los indicados en 5.5.
- f) Deben tomarse en cuenta los lineamientos sobre potencial de licuación eventualmente incluidos en la microzonificación sísmica, junto con los indicados en 5.6.

g) Deben tomarse en cuenta los lineamientos sobre cercanía de fallas eventualmente incluidos en la microzonificación sísmica, junto con los indicados en 5.7

En caso de que se desarrolle una nueva microzonificación sísmica, los espectros de las microzonas asociados a la diversidad de los suelos, deben definirse a partir de estudios de sitio cumpliendo como mínimo los requisitos indicados en 5.11, con perfiles geotécnicos representativos de las microzonas a partir de una adecuada exploración que revise la distribución espacial de los estratos de suelo. Para todos los grupos de importancia y todo tipo de sismos se realizará la verificación expuesta en 4.6.3.e con la asociación dada en 4.6.3.f. Adicionalmente, se evaluarán los posibles efectos topográficos, la inestabilidad en zonas licuables o de rellenos y la presencia de laderas inestables.

5.10. Adaptaciones para las Normas Sísmicas Conexas

Se efectuarán las siguientes adaptaciones en las normas sísmicas conexas abajo indicadas (véase 1.2.2), tras haber aplicado los artículos precedentes en sustitución de las análogas prescripciones de esas normas.

5.10.1. Normas PDVSA JA-222 y PDVSA JA-224

En caso de que se aplique un método de análisis de interacción suelo-estructura, además de los requisitos de 5.8 deben satisfacerse los criterios de 9.7.

5.10.2. Normas COVENIN 3623 y PDVSA FJ-251

Se debe cumplir con lo siguiente:

a) Para seleccionar los coeficientes de amortiguamiento equivalente (ξ) de las normas 3623 y FJ-251, las clases de sitio A, AB, B, BC y C de esta norma se adscribirán a los Suelos S1 y S2, y las clases de sitio CD, D, DE, E y F se adscribirán a los Suelos S3 y S4.

b) En caso de que se aplique un método de análisis de interacción suelo-estructura, además de los requisitos de 5.8 deben satisfacerse los criterios de 9.7.

5.11. Estudios de sitio

5.11.1 General

a) Los estudios de sitio tienen por objeto definir la respuesta esperada en el sitio del proyecto, para un particular tipo de sismo (de diseño, extremo o frecuente) y grupo de importancia, considerando las características de uno o varios perfiles geotécnicos representativos y la amenaza sísmica existente en el lugar geográfico.

b) En 4.6.2 se citan los casos de aplicación de los estudios de sitio (ver tabla 7 y 5.9). Para aplicación de esta norma debe evaluarse previamente la amenaza sísmica en roca (ver 4.6.1). Como objetivo de un estudio se definirán uno o varios espectros de respuesta elástica.

5.11.2 Procedimiento

Para la realización de un estudio de sitio asociado a un perfil geotécnico para un tipo de sismo y grupo de importancia:

a) Deben modelarse las capas del perfil hasta el basamento rocoso, incluido éste como semi-espacio. La rigidez de las capas debe definirse mediante las mediciones indicadas en 5.3.1.a, más los resultados de sondeos.

b) A cada capa se le asignarán como mínimo propiedades características de densidad, rigidez a cortante a bajas deformaciones, curva de degradación de rigidez y curva de amortiguamiento hysterético, ambas dependientes de las deformaciones cortantes.

c) El espectro elástico en el basamento rocoso puede estimarse mediante una deconvolución al basamento del espectro en superficie obtenido en un previo estudio de amenaza sísmica en roca, para el tipo de sismo y grupo de importancia considerados. Opcionalmente, puede estimarse a partir de dicho espectro en superficie considerando una típica variación espectral asociada a la clase de sitio del basamento.

d) Se colocarán acelerogramas aflorando en el basamento rocoso como excitación sísmica horizontal. Como mínimo se seleccionarán siete acelerogramas representativos de los sismos esperados y cuyo espectro promedio no sea inferior al adoptado en el rango de periodos estructurales de interés.

e) El perfil geotécnico se analizará con un método no-lineal o equivalente lineal, tomando en cuenta la degradación de rigidez y variación de amortiguamiento de los estratos de suelo. Como respuestas se obtendrán acelerogramas de afloramiento en superficie para cada acelerograma de excitación en la base. A partir de ellos se calcularán espectros de respuesta elástica de pseudo-aceleración con 5% de coeficiente de amortiguamiento, cuyo promedio definirá un espectro probable de respuesta para el sitio.

f) A partir de los resultados se seguirán los lineamientos previstos en 4.6.3.a a 4.6.3.c para definir el espectro elástico del sitio. Opcionalmente este se presentará mediante un amplio conjunto de ordenadas de aceleración espectral (ver 4.6.3.d).

g) Los espectros finalmente adoptados deberán satisfacer la verificación especificada en 4.6.3.e.

h) Adicionalmente, si existen capas licuables en el caso de clase de sitio F, el espectro final adoptado no debe ser menor que el espectro normativo de la clase E ni que el doble del mismo para periodos estructurales superiores a 1 s.

6. FACTORES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL Y LIMITACIONES DE ALTURA

6.1. Generalidades

Las especificaciones de este capítulo son en general aplicables a estructuras de edificios. Para otras construcciones se deberá consultar la norma correspondiente. A cada edificación se le asignará un Factor de Reducción de Respuesta, (ver 6.2), un Factor de Redundancia (ver 6.3), un Factor de Irregularidad (ver 6.4), un Factor de Sobrerresistencia (ver 6.5) y un Factor de Amplificación de Desplazamiento (ver 6.6). Los tipos y subtipos estructurales deben cumplir con las limitaciones de número de pisos prescritas (ver 6.7).

6.2. Factor de Reducción de Respuesta

El Factor de Reducción de Respuesta R depende del Tipo/Subtipo Estructural (ver 3.5), del sistema sismorresistente, del material y del Nivel de Diseño (ver 3.4). Sus valores se presentan en la tabla 15, acompañados de la norma de diseño a ser utilizada en cada caso. Ver punto 3.4.2 para la correspondencia entre los Niveles de Diseño y las normas de materiales. En el caso de estructuras existentes se aplicará lo indicado en el capítulo 12.

6.2.1. Normas de Diseño

a) En la tabla 15 se indican las normas de diseño (ver 1.2.2 y 1.9) que deben aplicarse según la estructuración y el material de construcción, de acuerdo con las siguientes abreviaturas:

A: Para estructuras de acero y mixtas de acero/concreto: NTF 1618-1 y NTF 1618-2. Opcionalmente: AISC 341.

AD: Para construcciones de adobe: MVCS E.080.

AF: Para estructuras de perfiles de acero doblados en frío: AISI-S100-16 y AISI-S400-15.

C1: Para estructuras de concreto armado, en general: NTF 1753.

C2: Para estructuras prefabricadas de concreto armado: NTF-1753.

Eurocode 8, cláusula 5.11 (EN- 1998-1); con conexiones según 5.11.2 para ND2 y ND3. Opcionalmente: ACI-318.

C3: Para estructuras de concreto armado con losas armadas en dos direcciones sin vigas: NTF 1753. ACI-318.

MD: Para construcciones de madera: Eurocode 8, capítulo 8 (EN- 1998-1).

MP: Para construcciones de mampostería: COVENIN 5008.

b) Para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto armado se seguirá lo estipulado en la norma europea (ver EN-1998-1) en su Sección 5.11. Los Niveles de Diseño ND3, ND2 y ND1 de esta norma se corresponden con los DCH, DCM y DCL de la norma europea, respectivamente. Opcionalmente pueden utilizarse las prescripciones del cap. 21 del ACI-318.

c) Para el diseño de estructuras de adobe se seguirán las prescripciones para refuerzo especial de la norma del Perú (MVCS E.080). La conversión a las cargas sísmicas de servicio se hará según lo expuesto en 1.3.2.j.

6.2.2. Relación con otras Normas

En las normas complementarias citadas a continuación, el Factor de Reducción (R) se calculará de la siguiente manera:

a) Para el uso de las normas complementarias para instalaciones industriales COVENIN 3621, COVENIN 3623, PDVSA JA-222, PDVSA JA-224, citadas en 1.2.2.c.1 y en el punto 1.9, se tomará como Factor de Reducción (R) el Factor de Ductilidad (D) dado en dichas normas.

b) Para el uso de las normas complementarias para instalaciones eléctricas, C.A. Electricidad de Caracas, citada en 1.2.2.c.2 y en el punto 1.9, se tomará como Factor de Reducción (R) el Factor de Ductilidad (D) dado en dicha norma. El nivel de diseño de las instalaciones eléctricas en dicha norma se corresponde con el nivel de diseño ND3 de esta norma.

c) Para el uso de la norma complementaria de puentes EN-1998-2, citada en 1.2.2.c.3 y en el punto 1.9, se tomará como Factor de Reducción (R) el Factor de Comportamiento (q) dado en dicha norma. Se acepta la equivalencia de estructura dúctil (D) y de estructura de ductilidad limitada (LD) en la citada norma, con los niveles de diseño ND3 y ND1 de esta norma, respectivamente.

6.3. Factor de Redundancia

El Factor de Redundancia (ρ) para los tipos estructurales I, II y III está dado en la tabla 13. Una construcción puede tener factores de redundancia diferentes en sus dos direcciones horizontales de análisis.

6.3.1. Planos Sismorresistentes

Los planos sismorresistentes a considerar para el cálculo indicado en la tabla 13 deben ser aproximadamente paralelos y continuos verticalmente en aquellos entrepisos cuyas fuerzas cortantes exceden el 35% de la fuerza cortante en la base. En el caso de muros continuos, el número de vanos equivalentes se obtiene del cociente entre la longitud del muro y la altura del entrepiso.

6.3.2. Casos donde $\rho=1$

El Factor de Redundancia (ρ) se tomara igual a 1 en los siguientes casos:

- a) Diseño de miembros, conexiones, elementos colectores y empalmes donde se requiera la aplicación del Factor de Sobrerresistencia Ω_o (ver 6.5) en la combinación de las acciones sísmicas (ver 8.3).
- b) Diseño de componentes no estructurales.
- c) Diseño de muros para acciones fuera de su plano, incluyendo sus anclajes.
- d) Diseño de estructuras con aislamiento sísmico (ver 9.8) o disipadores de energía (ver 9.9).
- e) Cargas sobre los diafragmas (ver 8.2.4.2).
- f) En el caso de las estructuras Tipo IV se usará $\rho=1$ tomando en consideración que su baja redundancia ya está incorporada en el Factor de Reducción.

TABLA 13. Factor de Redundancia ρ

| Sistema Estructural* | ρ |
|--|--------|
| Posee al menos tres planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos tres vanos. | 1,0 |
| Posee al menos dos planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos dos vanos. | 1,2 |
| Posee al menos dos planos sismorresistentes en la dirección de análisis, con un sólo vano. | 1,5 |
| Posee un sólo plano sismorresistente en la dirección de análisis. | 2,0 |

* No se permite interpolar entre casos intermedios.

6.4. Factor de Irregularidad

El Factor de Irregularidad (F_I) asociado a cada tipo de irregularidad estructural se determina así:

- a) F_I está dado en la tabla 14. Las irregularidades se describen en 3.6.3. Una construcción puede tener factores de irregularidad diferentes en sus dos direcciones horizontales de análisis.
- b) Si la construcción tiene más de una de las irregularidades indicadas en la tabla 14, F_I será el producto de los factores asociados a cada irregularidad, pero no mayor que 1,4.
- c) Si la construcción no tiene ninguna de las irregularidades indicadas en la tabla 14, el valor de F_I es igual a uno.

TABLA 14. Factor de Irregularidad

| | Irregularidad (ver 3.6.3) | | F_I |
|-----------|----------------------------------|---|----------------------|
| Vertical | Crítica | a) Entrepiso blando | 1,3 |
| | Crítica | b) Entrepiso débil | 1,3 |
| | Global | c) Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos | 1,1 |
| | Global | d) Aumento de las masas con la elevación | 1,1 |
| | Global | e) Esbeltez excesiva | 1,1 |
| | Local | f) Variaciones en las dimensiones del sistema estructural | 1,1 |
| | Local | g) Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales | 1,3 |
| | Local | h) Falta de conexión entre planos resistentes | 1,2 |
| En planta | Crítica | a) Gran excentricidad | 1,3 |
| | Crítica | b) Riesgo torsional elevado | 1,3 |
| | Global | c) Sistema no ortogonal | 1,1 |
| | Global | d) Diafragma flexible | 1,1 |

6.5. Factor de Sobrerresistencia

El Factor de Sobrerresistencia (Ω_o) está dado por:

- Los valores de Ω_o se presentan en la tabla 15 para cada Subtipo Estructural y material empleado.
- En 8.3.2.2 se presentan las combinaciones de los efectos sísmicos que incluyen el Factor de Sobrerresistencia (Ω_o) para el diseño estructural. Las normas de diseño especifican cuales son los elementos en donde se debe aplicar esta exigencia de diseño.

6.6. Factor de Amplificación de Desplazamiento

En la tabla 15 se presenta el Factor de Amplificación del Desplazamiento Elástico (C_d) utilizado en el capítulo 10 para determinar el desplazamiento lateral total en cada nivel y la deriva lateral total en cada entrepiso de la estructura. El coeficiente C_d depende del tipo/subtipo estructural, del sistema sismorresistente, del material y del nivel de diseño empleado.

6.7. Limitaciones de Altura

En la tabla 16 se da la limitación del número de pisos para cada Tipo/Subtipo Estructural la cual depende de la intensidad sísmica de diseño (A_A) y del Nivel de Diseño utilizado. El número de pisos se puede expresar en términos de altura adoptando un valor aproximado de 3 m como altura de cada entrepiso.

6.7.1. Casos particulares

a) El Subtipo I-a Pórticos de acero estructural (vigas y columnas) de un solo nivel, clasificados en los Grupos de Importancia B2 y C, con carga permanente de techo menor que 100 kgf/m² y con paredes exteriores que se apoyan o están sujetas a la estructura de acero por encima de 10 m de altura, con carga permanente menor que 100 kgf/m², se puede diseñar con ND1 o con ND2 (ver 3.4.2). No tiene límite de altura en sitios con $A_A \leq 0,20$ pero está limitado a 18 m de altura en sitios con $A_A > 0,20$.

b) El Subtipo I-a Pórticos de acero estructural (vigas y columnas) de un solo nivel, clasificados en los Grupos de Importancia B2 y C, cuyo propósito es encerrar equipos o maquinaria y cuyos ocupantes se encargan del mantenimiento o supervisión de esos equipos, maquinarias o sus procesos asociados, con carga permanente de techo menor que 100 kgf/m² incluyendo la carga de los equipos soportados por el techo y con paredes exteriores que se apoyan o están sujetas a la estructura de acero

por encima de 10 m de altura, con carga permanente menor que 100 kg/m^2 , se puede diseñar con ND1 o ND2 (ver 3.4.2) y no tiene límite de altura.

c) El Subtipo III-b Pórticos con arriostramientos concéntricos, de acero, de un solo nivel, clasificados en los Grupos de Importancia B2 y C, con carga permanente de techo menor que 100 kg/m^2 , se puede diseñar con ND1 (ver 3.4.2), pero está limitado a 18 m de altura.

6.8. Combinación Vertical de Subtipos Estructurales y Combinación de Niveles de Diseño

6.8.1. Combinación Vertical de Subtipos Estructurales

En la combinación vertical de subtipos estructurales se debe cumplir lo siguiente:

- a) En el caso de que en alguna dirección de análisis se varíe verticalmente el subtipo del sistema estructural, en la subestructura inferior no se utilizará un valor de R superior al de la subestructura que soporta.
- b) Cuando en la combinación vertical de dos subsistemas, uno de los componentes soporte un peso igual o menor que el diez por ciento (10%) del peso total de la edificación, no es necesario satisfacer el requisito dado en (a).

6.8.2. Combinación de Niveles de Diseño

En la combinación de niveles de diseño se debe cumplir con lo siguiente:

- a) Cuando en los tipos estructurales se usen varios niveles de diseño en alguna dirección de la superestructura de una nueva construcción, en el análisis estructural se considerará el Factor de Reducción R (ver 6.2.4) asociado al menor nivel de diseño utilizado, o bien los elementos con nivel de diseño menor se excluirán del sistema sismorresistente para el análisis en dicha dirección, pero de todos modos deberá verificarse que dichos elementos están en capacidad de aceptar las deformaciones laterales impuestas por la respuesta sísmica y las solicitaciones correspondientes.
- b) El cumplimiento de requisitos de diseño y/o detallado más estrictos a los asociados a los niveles de diseño permitidos en la tabla 2 en una parte de la superestructura del Sistema Resistente a Sismos, no podrá ser aducido para aumentar los factores de reducción aplicados al conjunto.

6.8.3. Nivel de Diseño de la Infraestructura

Si se utiliza en la infraestructura (fundaciones) un Nivel de Diseño inferior al usado en la superestructura, las solicitaciones de diseño para la infraestructura deberán incrementarse en la misma proporción en que se reduzca el Factor de Reducción R entre el Nivel de Diseño de la superestructura y el de la infraestructura.

6.8.4. Niveles de Diseño en Edificaciones Existentes

En el reforzamiento de construcciones existentes se podrán considerar diferentes Niveles de Diseño de acuerdo a lo especificado en el capítulo 12.

TABLA 15. Norma de Diseño, Factor de Reducción (R), Factor de Sobrerresistencia (Ω_0) y Factor de Amplificación del Desplazamiento (C_d) para los Tipos/Subtipos estructurales de acuerdo al Sistema Sismorresistente, Material y Nivel de Diseño. (na=no aplica).

| Tipo Subtipo | Sistema Sismorresistente | Material / Norma (ver 6.2.1) | R | | | Ω_0 | C_d | | |
|--------------|--|------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| | | | ND3 | ND2 | ND1 | | ND3 | ND2 | ND1 |
| I-a | Pórticos de concreto armado (vigas y columnas). | Concreto / C1 | 6 | 4 | 2 | 3 | 4 ¹ / ₄ | 3 ³ / ₄ | 1 ³ / ₄ |
| | Pórticos de acero estructural (vigas y columnas). | Acero / A | 6 | 3 ¹ / ₂ | 2 ¹ / ₂ | 3 | 4 ¹ / ₄ | 3 ¹ / ₄ | 2 ¹ / ₄ |
| | Pórticos mixtos restringidos (vigas y columnas). | Ac. – conc. / A | 6 | 4 | 2 ¹ / ₄ | 3 | 4 ¹ / ₄ | 3 ³ / ₄ | 2 |
| | Pórticos mixtos parcialmente restringidos (vigas y columnas). | Ac. – conc. / A | na | 4 ¹ / ₂ | na | 3 | na | 4 ¹ / ₄ | na |
| | Pórticos de madera con espigas y pernos (vigas y columnas). | Madera / MD | 4 | 2 ¹ / ₂ | na | 3 | 4 | 2 ¹ / ₂ | na |
| | Pórticos prefabricados de concreto armado. | Concreto / C2 | 4 ¹ / ₂ | 3 | 1 ¹ / ₂ | 3 | 4 ¹ / ₂ | 3 | 1 ¹ / ₂ |
| I-b | Pórticos de acero con vigas de celosía conectadas a momento. | Acero / A | 5 | na | 2 | 3 | 4 | na | 1 ³ / ₄ |
| I-c | Pórticos de acero con columnas articuladas en la base. | Acero / A | 4 ¹ / ₂ | 3 ¹ / ₂ | 2 | 3 | 3 ¹ / ₄ | 3 | 1 ³ / ₄ |
| I-d | Losas macizas o reticulares sobre columnas, sin vigas. | Concreto / C3 | na | 3 | 1 ¹ / ₂ | 3 | na | 3 | 1 ¹ / ₂ |
| | Losas macizas sobre muros, sin vigas ni muros en una dirección. Análisis en esa dirección. | Concreto / C1 | na | na | 1 ¹ / ₂ | 3 | na | na | 1 ¹ / ₂ |
| | Losas nervadas sobre vigas y columnas, sin vigas en la dirección de los nervios. Análisis en esa dirección. | Concreto / C1 | na | na | 1 ¹ / ₂ | 3 | na | na | 1 ¹ / ₂ |
| II-a | Sistema dual de pórticos y muros con dinteles dúctiles, pórticos arriostrados excéntricamente o de pandeo restringido, combinación de I-a y III-a. | Concreto / C1 | 5 ¹ / ₂ | 4 ¹ / ₂ | na | 2 ¹ / ₂ | 4 ¹ / ₂ | 3 ¹ / ₂ | na |
| | | Acero / A | 6 | 5 | na | 2 ¹ / ₂ | 4 ¹ / ₄ | 3 ³ / ₄ | na |
| | | Ac – conc. / A | 6 | 5 | na | 2 ¹ / ₂ | 4 ¹ / ₄ | 3 ¹ / ₂ | na |
| II-b | Sistema dual de pórticos y muros, pórticos arriostrados concéntricamente o paneles, combinación de I-a y III-b. | Concreto / C1 | 5 | 4 ¹ / ₄ | 2 ³ / ₄ | 2 ¹ / ₂ | 4 | 3 ¹ / ₂ | 2 ¹ / ₂ |
| | | Acero / A | 5 | 4 | 3 | 2 ¹ / ₂ | 4 | 3 ¹ / ₂ | 3 |
| | | Ac – conc. / A | 5 | 4 | 2 ¹ / ₄ | 2 ¹ / ₂ | 4 ¹ / ₄ | 3 ³ / ₄ | 2 ¹ / ₄ |
| | Sistema dual, prefabricado, de pórticos y muros, combinación de I-a y III-b. | Concreto / C2 | na | 2 ¹ / ₂ | 1 ¹ / ₂ | 2 ¹ / ₂ | na | 2 ¹ / ₂ | 1 ¹ / ₂ |
| III-a | Muros de conc. Arm. Acoplados con dinteles dúctiles. | Concreto / C1 | 5 | na | na | 2 ¹ / ₂ | 4 ¹ / ₄ | na | na |
| | Pórticos de acero con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles. | Acero / A | 6 | na | na | 2 | 4 ¹ / ₄ | na | na |
| | Pórticos con arriostramientos de pandeo restringido. | Acero / A | 6 | na | na | 2 ¹ / ₂ | 4 ¹ / ₄ | na | na |
| | Pórticos mixtos con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles de acero. | Ac – conc. / A | 6 | na | na | 2 ¹ / ₂ | 4 ¹ / ₄ | na | na |

TABLA 15. (Continuación)

| Tipo Subtipo | Sistema Sismorresistente | Material / Norma (ver 6.2.1) | R | | | Ω_0 | C_d | | |
|--|--|------------------------------|-----|-----|-----|------------|-------|-----|-----|
| | | | ND3 | ND2 | ND1 | | ND3 | ND2 | ND1 |
| III-b | Muros de concreto armado sin dinteles dúctiles. | Concreto / C1 | 4½ | na | 3½ | 2½ | 3¾ | na | 3¼ |
| | Muros de pared delgada sin elementos de borde: para análisis en la dirección de los muros. | Concreto / C1 | 3 | na | 2 | 2½ | 2½ | na | 2 |
| | Pórticos con arriostramientos concéntricos. | Acero / A | 4½ | na | 2½ | 2 | 3¾ | na | 2½ |
| | | Ac- – conc. / A | 4 | na | 2 | 2 | 3¾ | na | 2 |
| | Muros Especiales a Base de Paneles Metálicos. | Acero / A | 5 | na | na | 2 | 4½ | na | na |
| | Paneles y diafragmas de madera clavados, conectados con clavos y/o pernos. | Madera / MD | 4 | na | na | 2½ | 4 | na | na |
| | Elementos estructurales livianos de acero (perfiles doblados en frío) con arriostramientos diagonales y cubiertos con paneles de madera o láminas de acero. | Acero-madera/A,MD | 3 | na | na | 2½ | 3 | na | na |
| | Muros mixtos. | Ac- – conc. / A | 4 | na | 3 | 2½ | 3½ | na | 3 |
| Muros Mixtos a Base de Paneles Metálicos. | Ac- – conc. / A | 4½ | na | na | 2½ | 4 | na | na | |
| III-c | Muros prefabricados de concreto armado. | Concreto / A | na | 2 | 1½ | 2½ | na | 2 | 1½ |
| | Mampostería con refuerzo interior y parcialmente rellenos. | conc., arcilla/MP | na | 2 | na | 2½ | na | 2 | na |
| | Mampostería con refuerzo interior y totalmente rellenos. | conc., arcilla/MP | na | 2 | na | 2 | na | 2 | na |
| | Mampostería de piezas macizas, confinados. | conc., arcilla/MP | na | 2 | na | 2½ | na | 2 | na |
| | Mampostería de piezas huecas, confinados. | conc., arcilla/MP | na | 1½ | na | 2½ | na | 1½ | na |
| | Paneles y diafragmas de madera encolados, con clavos y/o pernos. | Madera / MD | na | 2 | na | 2½ | na | 2 | na |
| | Paneles de madera clavados, con diafragmas encolados, conectados con clavos y/o pernos. | Madera / MD | na | 3 | na | 2½ | na | 3 | na |
| | Elementos estructurales livianos de acero (perfiles doblados en frío) con arriostramientos diagonales y cubiertos con paneles de otro material distinto a la madera o al acero. | Acero/AF | na | 2 | na | 2½ | na | 2 | na |
| Muros de adobe con refuerzo especial (ver 1.2.1.d y 1.3.2.j) | Adobe / AD | na | na | 1½ | 2½ | na | na | 1½ | |
| IV | Estructuras sustentadas por una sola columna o por varios planos resistentes cuando más de la mitad de dichos planos poseen una sola columna o columnas en voladizo, cada uno, en la dirección del análisis. | Concreto / C1 | 2 | 1¾ | 1½ | 1½ | 2 | 1¾ | 1½ |
| | | Acero / A | 2 | - | 1½ | 1½ | 2 | - | 1½ |
| | | Madera / MD | 2 | 1¾ | 1½ | 1½ | 2 | 1¾ | 1½ |
| | | Ac- – conc. / A | 2 | - | 1½ | 1½ | 2 | - | 1½ |

TABLA 16. Limitación en el número de pisos para los Tipos/Subtipos estructurales de acuerdo al Sistema Sismorresistente, Material, Intensidad Sísmica (A_A) y Nivel de Diseño (ND1, ND2, ND3)

| Tipo Subtipo | Sistema Sismorresistente | Material / Norma (ver 6.2.1) | Número máximo de pisos; (SL = sin límite; np= no permitido); (ND2* y ND1*: sólo para Grupos de Importancia B2 y C) | | | | | | | |
|--------------|--|------------------------------|--|------|----------------------|------|------|----------------|-----|------|
| | | | $A_A > 0,2$ | | $0,1 < A_A \leq 0,2$ | | | $A_A \leq 0,1$ | | |
| | | | ND3 | ND2* | ND3 | ND2* | ND1* | ND3 | ND2 | ND1* |
| I-a | Pórticos de concreto armado (vigas y columnas). | Concreto / C1 | SL | 2 | SL | 10 | np | SL | SL | 10 |
| | Pórticos de acero estructural (vigas y columnas). | Acero / A | SL | 2 | SL | 16 | 10 | SL | SL | 16 |
| | Pórticos mixtos restringidos (vigas y columnas). | Ac. – Conc. / A | SL | 2 | SL | 10 | np | SL | SL | 10 |
| | Pórticos mixtos parcialmente restringidos (vigas y columnas). | Ac. – Conc. / A | np | 2 | np | 10 | np | np | 16 | np |
| | Pórticos de madera con espigas y pernos (vigas y columnas). | Madera / MD | 5 | 2 | 7 | 5 | np | 10 | 7 | np |
| | Pórticos prefabricados de concreto armado. | Concreto / C2 | 5 | 2 | 7 | 5 | np | 10 | 7 | 5 |
| I-b | Pórticos de acero con vigas de celosía conectadas a momento. | Acero / A | 16 | np | SL | np | np | SL | np | 5 |
| I-c | Pórticos de acero con columnas articuladas en la base. | Acero / A | 5 | 2 | 7 | 5 | 2 | 7 | 5 | 5 |
| I-d | Losas macizas o reticulares sobre columnas, sin vigas. | Concreto / C3 | np | 2 | np | 5 | np | np | 5 | 3 |
| | Losas macizas sobre muros, sin vigas ni muros en una dirección. Análisis en esa dirección. | Concreto / C1 | np | np | np | np | np | np | np | 3 |
| | Losas nervadas sobre vigas y columnas, sin vigas en la dirección de los nervios. Análisis en esa dirección. | Concreto / C1 | np | np | np | np | np | np | np | 3 |
| II-a | Sistema dual de pórticos y muros con dinteles dúctiles, pórticos arriostrados excéntricamente o de pandeo restringido, combinación de I-a y III-a. | Concreto / C1 | SL | 2 | SL | 16 | np | SL | SL | np |
| | | Acero / A | SL | 2 | SL | 20 | np | SL | SL | np |
| | | Ac. – Conc. / A | SL | 2 | SL | 16 | np | SL | SL | np |
| II-b | Sistema dual de pórticos y muros, pórticos arriostrados concéntricamente o paneles, combinación de I-a y III-b. | Concreto / C1 | SL | 2 | SL | 16 | np | SL | SL | 13 |
| | | Acero / A | SL | 2 | SL | 20 | 10 | SL | SL | 16 |
| | | Ac. – Conc. / A | SL | 2 | SL | 16 | np | SL | SL | 13 |
| | Sistema dual, prefabricado, de pórticos y muros, combinación de I-a y III-b. | Concreto / C2 | np | 2 | np | 5 | 2 | np | 7 | 5 |
| III-a | Muros de concreto armado. Acoplados con dinteles dúctiles. | Concreto / C1 | 16 | np | SL | np | np | SL | np | np |
| | Pórticos de acero con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles. | Acero / A | 16 | np | SL | np | np | SL | np | np |
| | Pórticos con arriostramientos de pandeo restringido. | Acero / A | 16 | np | SL | np | np | SL | np | np |
| | Pórticos mixtos con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles de acero. | Ac. – Conc. / A | 16 | np | SL | np | np | SL | np | np |

TABLA 16. (Continuación)

| Tipo Subtipo | Sistema Sismorresistente | Material / Norma (ver 6.2.1) | Número máximo de pisos; (SL = sin límite; np= no permitido); (ND2* y ND1*: sólo para Grupos de Importancia B2 y C) | | | | | | | |
|---|--|------------------------------|--|------|----------------------|------|------|----------------|-----|------|
| | | | $A_A > 0,2$ | | $0,1 < A_A \leq 0,2$ | | | $A_A \leq 0,1$ | | |
| | | | ND3 | ND2* | ND3 | ND2* | ND1* | ND3 | ND2 | ND1* |
| III-b | Muros de concreto armado sin dinteles dúctiles. | Concreto / C1 | 16 | np | SL | np | 10 | SL | np | 16 |
| | Muros de pared delgada sin elementos de borde: para análisis en la dirección de los muros. | Concreto / C1 | 16 | np | SL | np | 10 | SL | np | 16 |
| | Pórticos con arriostramientos concéntricos. | Acero / A | 16 | np | SL | np | 10 | SL | np | 16 |
| | | Ac. – Conc. / A | 16 | np | SL | np | 10 | SL | np | 16 |
| | Muros Especiales a Base de Paneles Metálicos. | Acero / A | 16 | np | SL | np | np | SL | np | np |
| | Paneles y diafragmas de madera clavados, conectados con clavos y/o pernos. | Madera / MD | 5 | np | 7 | np | np | 10 | np | np |
| | Elementos estructurales livianos de acero (perfiles doblados en frío) con arriostramientos diagonales y cubiertos con paneles de madera o láminas de acero. | Acero-Madera/A,MD | 4 | np | 4 | np | np | 4 | np | np |
| | Muros mixtos. | Ac. – Conc. / A | 16 | np | SL | np | 5 | SL | np | 10 |
| Muros Mixtos a Base de Paneles Metálicos. | Ac. – Conc. / A | 16 | np | SL | np | np | SL | np | np | |
| III-c | Muros prefabricados de concreto armado. | Concreto / A | np | 2 | np | 5 | 2 | np | 7 | 5 |
| | Mampostería con refuerzo interior y parcialmente rellenos. | Conc., Arcilla/MP | np | 2 | np | 2 | np | np | 3 | np |
| | Mampostería con refuerzo interior y totalmente rellenos. | Conc., Arcilla/MP | np | 2 | np | 3 | np | np | 4 | np |
| | Mampostería de piezas macizas, confinados. | Conc., Arcilla/MP | np | 2 | np | 3 | np | np | 4 | np |
| | Mampostería de piezas huecas, confinados. | Conc., Arcilla/MP | np | 2 | np | 2 | np | np | 3 | np |
| | Paneles y diafragmas de madera encolados, con clavos y/o pernos. | Madera / MD | np | 2 | np | 6 | np | np | 10 | np |
| | Paneles de madera clavados, con diafragmas encolados, conectados con clavos y/o pernos. | Madera / MD | np | 2 | np | 6 | np | np | 10 | np |
| | Elementos estructurales livianos de acero (perfiles doblados en frío) con arriostramientos diagonales y cubiertos con paneles de otro material distinto a la madera o al acero. | Acero/AF | np | 2 | np | 3 | np | np | 4 | np |
| | Muros de adobe con refuerzo especial (Ver 1.2.1.d y 1.3.2.j). | Adobe / AD | np | np | np | np | 1 | np | np | 2 |
| IV | Estructuras sustentadas por una sola columna o por varios planos resistentes cuando más de la mitad de dichos planos poseen una sola columna o columnas en voladizo, cada uno, en la dirección del análisis. | Concreto / C1 | 3 | np | 3 | 3 | np | 3 | 3 | 3 |
| | | Acero / A | 3 | np | 3 | - | np | 3 | - | 3 |
| | | Madera / MD | 3 | np | 3 | 3 | np | 3 | 3 | 3 |
| | | Ac. – Conc. / A | 3 | np | 3 | - | np | 3 | - | 3 |

7. ESPECTROS DE RESPUESTA

7.1. Generalidades

En este capítulo se especifican los procedimientos para determinar los espectros de respuesta para el análisis de estructuras usando los métodos indicados en el Capítulo 9. Se especifica el espectro de respuesta elástica, el espectro de respuesta inelástica y el espectro de desplazamientos para las dos componentes horizontales y la componente vertical del movimiento sísmico.

7.2. Espectro de Respuesta Elástica

a) El espectro de respuesta elástica especificado a continuación está definido para toda construcción y cualquier periodo medio de retorno especificado. Si se dispone de un estudio de amenaza o de sitio que cumpla con 4.6, los parámetros básicos dados en 4.2 y los factores de sitio dados en 5.4 pueden sustituirse por sus resultados, sujetos a la acotación de 4.6.3.e. En caso que exista una microzonificación sísmica avalada (ver 1.3.2.c), se usarán los espectros elásticos definidos en ésta o mayores.

b) El Factor de Importancia α que aparece en las fórmulas 7.6 y 7.7 corresponde al Sismo de Diseño (ver 4.3). Para el Sismo Extremo, α se sustituye por α_E (ver 4.4). Para el Sismo Frecuente, α se sustituye por α_F (ver 4.5).

c) El espectro de respuesta elástica para cualquier coeficiente de amortiguamiento asociado a una componente horizontal del movimiento sísmico se define por:

$$A(T) = A_A \quad T \leq T_A \quad (7.1)$$

$$A(T) = A_A \left[1 + \left(\frac{T - T_A}{T_B - T_A} \right) (\beta^* - 1) \right] \quad T_A \leq T \leq T_B \quad (7.2)$$

$$A(T) = \beta^* A_A \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (7.3)$$

$$A(T) = \beta^* A_A \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (7.4)$$

$$A(T) = \beta^* A_A \left(\frac{T_C}{T_D} \right) \left(\frac{T_D}{T} \right)^q \quad T_D \leq T \quad (7.5)$$

Donde:

A (T): Es la ordenada adimensional del espectro de respuesta elástica de la componente horizontal del sismo para el periodo de vibración T (segundos). A (T) es igual a la pseudo-aceleración espectral dividida entre la aceleración de gravedad (g).

T: Es el período de vibración.

$$A_A = F_A \alpha A_0 \quad (7.6)$$

$$A_V = F_V \alpha A_1 \quad (7.7)$$

$$F_A = F_A^C \ F_A^H \ F_A^T \quad (7.8)$$

$$F_V = F_V^C \ F_V^H \ F_V^T \quad (7.9)$$

$$F_D = F_D^C \ F_D^H \ F_D^T \quad (7.10)$$

$$\beta = 2,4 \text{ en caso de coeficiente de amortiguamiento igual a } 5\%. \quad (7.11)$$

Para valores del coeficiente de amortiguamiento diferente a 5%, el factor de amplificación espectral β se obtendrá según se indica en 7.6.

$$\beta^* = \max\left(\beta; \frac{A_V}{A_A}\right) \quad (7.12)$$

$$T_A = 0,20 T_B \quad (7.13)$$

T_A está acotado según la fórmula (7.14):

$$0,02 \text{ s} \leq T_A \leq 0,05 \text{ s} \quad (7.14)$$

$$T_B = 0,25 T_C \quad (7.15)$$

$$T_C = \frac{1}{2,4} \left(\frac{A_V}{A_A}\right) \quad (7.16)$$

$$T_D = T_L \frac{F_D}{F_V} \quad (7.17)$$

A_0 y A_1 : Coeficientes adimensionales de la aceleración del terreno y de la pseudo-aceleración espectral para el periodo de 1 s con coeficiente de amortiguamiento de 5%, respectivamente, para la componente sísmica horizontal dados en 4.2, salvo la sustitución indicada arriba. Corresponden a periodo medio de retorno de 475 años para la Clase de Sitio BC con profundidad $H \leq 30$ m y condición topográfica leve (ver 5.2).

T_L : Período de transición entre periodos intermedios y periodos largos dado en 4.2, salvo la sustitución indicada abajo.

F_A^C, F_V^C, F_D^C : Factores de clase de sitio, para periodos cortos, intermedios y largos, respectivamente (tablas 8, 9 y 10).

F_A^H, F_V^H, F_D^H : Factores de profundidad del basamento rocoso, para periodos cortos, intermedios y largos, respectivamente (tabla 12).

F_A^T, F_V^T, F_D^T : Factores de condición topográfica, para periodos cortos, intermedios y largos, respectivamente (tabla 11).

α : Factor de Importancia dado en 4.3 para el Sismo de Diseño. Para los casos de las verificaciones con el Sismo Extremo y el Sismo Frecuente, α se sustituye por α_E (ver 4.4) y por α_F (ver 4.5), respectivamente.

q : Coeficiente de la rama espectral para períodos largos, dado en la tabla 17.

TABLA 17. Valores del coeficiente q

| Clase de Sitio | q |
|----------------|-----|
| A, AB, B | 1,5 |
| BC, C | 1,7 |
| CD, D | 1,9 |
| DE, E | 2,0 |

7.3. Espectro de Respuesta Inelástica

Las fórmulas del espectro de respuesta inelástica dadas a continuación corresponden al Sismo de Diseño (ver 1.3.1.1.a y 4.3) para cualquier Grupo de Importancia (ver 3.2). Se exceptúan los casos indicados en 7.2.a en los cuales se usarán los espectros elásticos sustitutivos, con el mismo empleo posterior de R , ρ y F_I . El espectro de respuesta inelástica para cualquier coeficiente de amortiguamiento asociado a una componente horizontal del movimiento sísmico se define por:

$$A_d(T) = \rho F_I A_A / 1,5 \quad T \leq T_A \quad (7.18)$$

$$A_d(T) = \rho F_I A_A \left[\frac{1}{1,5} + \left(\frac{\beta^*}{R} - \frac{1}{1,5} \right) \left(\frac{T - T_A}{T^+ - T_A} \right) \right] \quad T_A \leq T \leq T^+ \quad (7.19)$$

$$A_d(T) = \rho F_I \frac{\beta^* A_A}{R} \quad T^+ \leq T \leq T_C \quad (7.20)$$

$$A_d(T) = \rho F_I \frac{\beta^* A_A}{R} \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (7.21)$$

$$A_d(T) = \rho F_I \frac{\beta^* A_A}{R} \left(\frac{T_C}{T_D} \right) \left(\frac{T_D}{T} \right)^q \quad T_D \leq T \quad (7.22)$$

Donde:

$A_d(T)$: Es la ordenada adimensional del espectro de respuesta inelástica de la componente horizontal del sismo para el periodo de vibración T (segundos). $A_d(T)$ es igual a la pseudo-aceleración espectral dividida entre la aceleración de gravedad (g).

R : Es el Factor de Reducción de Respuesta definido en 6.2.

A_A , T_A , T_C , T_D , β^* y q están definidos en 7.2.

T^+ : Es el periodo característico dado en la tabla 18.

ρ : Es el Factor de Redundancia definido en 6.3.

F_I : Es el Factor de Irregularidad definido en 6.4.

TABLA 18. Valores del periodo característico T^+ en segundos

| R | T^+ |
|------------|-----------|
| $R < 5$ | 0,1 (R-1) |
| $R \geq 5$ | 0,4 |

El valor de T^+ está acotado según la fórmula (7.23):

$$0,25 T_C \leq T^+ \leq T_C \quad (7.23)$$

7.4. Espectro de Desplazamiento

El espectro de desplazamiento suministra el desplazamiento máximo de un sistema de un grado de libertad conocido su período de vibración T . Se emplea en esta norma en los métodos de análisis descritos en 9.6. El espectro del desplazamiento elástico y el espectro del desplazamiento total se determinan como se indica a continuación:

a) El espectro del desplazamiento elástico de la componente sísmica horizontal asociado al espectro de respuesta elástica (ver 7.2), está dado por:

$$D(T) = A(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (7.24)$$

Donde:

$D(T)$: Ordenada del espectro de desplazamiento elástico.

$A(T)$: Ordenada adimensional del espectro de respuesta elástica dado en 7.2.

g : Es la aceleración de gravedad (981 cm/s^2).

b) El espectro del desplazamiento total de la componente sísmica horizontal, asociado al espectro de respuesta inelástica (ver 7.3), está dado por:

$$D_T(T) = C_d \cdot A_d(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (7.25)$$

Donde:

$D_T(T)$: Ordenada del espectro de desplazamiento total el cual incluye su parte elástica y su parte inelástica.

C_d : Factor de amplificación del desplazamiento elástico (tabla 15).

$A_d(T)$: Ordenada del espectro de respuesta inelástica (ver 7.3).

7.5. Espectro de la Componente Sísmica Vertical

El espectro de respuesta elástica asociado a la componente vertical del movimiento sísmico para un coeficiente de amortiguamiento $\xi = 5\%$ se define mediante las fórmulas indicadas a continuación:

$$a) \quad A_V(T_V) = A(T_V) \gamma(T_V) \eta(T_V) \quad T_V \leq 2 \text{ s} \quad (7.26)$$

Donde:

$A_V(T_V)$: Ordenada adimensional del espectro elástico de la componente vertical del sismo para el periodo de vibración T_V . Es igual a la pseudo-aceleración espectral dividida entre la aceleración de gravedad (g).

$A(T_V)$: Ordenada adimensional del espectro elástico de la componente horizontal del sismo para el periodo de vibración T_V . Es igual a la pseudo-aceleración espectral dividida entre la aceleración de gravedad (g). Está dado por la Fórmula 7.2 haciendo $T = T_V$ (ver 7.2).

T_V : Periodo de vibración vertical.

b) El factor $\gamma(T_V)$ en la fórmula 7.26 depende de la Clase de Sitio y se calcula con los parámetros γ_0 , γ_{\max} , γ_{\min} y T_{CV} dados en la tabla 19 mediante las siguientes fórmulas:

$$\gamma(T_V) = \gamma_0 \quad T_V \leq 0,02 \text{ s} \quad (7.27)$$

$$\gamma(T_V) = \gamma_0 + (\gamma_{\max} - \gamma_0) [(T_V - 0,02)/0,03]^{0,75} \quad 0,02 < T_V < 0,05 \text{ s} \quad (7.28)$$

$$\gamma(T_V) = \gamma_{\max} \quad 0,05 \leq T_V \leq 0,1 \text{ s} \quad (7.29)$$

$$\gamma(T_V) = \gamma_{\max} + (\gamma_{\min} - \gamma_{\max}) [(T_V - 0,1)/(T_{CV} - 0,1)]^{0,75} \quad 0,1 < T_V < T_{CV} \quad (7.30)$$

$$\gamma(T_V) = \gamma_{\min} \quad T_{CV} \leq T_V \leq 2 \text{ s} \quad (7.31)$$

c) El factor $\eta(T_V)$ en la fórmula 7.26 depende de la intensidad sísmica (αA_0) y se calcula con los parámetros η_0 , η_c y T_{CV} dados en la tabla 19 mediante:

$$\eta(T_V) = \eta_0 + (\eta_c - \eta_0) (T_V/T_{CV})^4 \quad T_V < T_{CV} \quad (7.32)$$

$$\eta(T_V) = \eta_c \quad T_{CV} \leq T_V \leq 2 \text{ s} \quad (7.33)$$

d) La fórmula 7.26 para calcular el espectro de la componente vertical del sismo solo es aplicable para periodos T_V menores o iguales a 2 segundos. Para valores $T_V > 2 \text{ s}$ se deberán hacer estudios especiales para determinar $A_V(T_V)$, pero teniendo presente que se debe satisfacer $A_V(T_V)/A_H(T_V) \geq \gamma_{\min} \cdot \eta_c$, donde γ_{\min} y η_c están dados en la tabla 19.

TABLA 19. Parámetros del espectro de la componente sísmica vertical

| Clase De Sitio | γ_0 | γ_{\max} | γ_{\min} | T_{CV} (s) | η_0 | η_c |
|---------------------|------------|-----------------|-----------------|--------------|-------------------------|-------------------------|
| A, AB, B, BC | 0,7 | 1 | 0,42 | 0,2 | $0,85 + 0,5 \alpha A_0$ | $1,45 - 1,5 \alpha A_0$ |
| C, CD | 0,8 | 1,3 | 0,36 | 0,3 | $0,7 + \alpha A_0$ | $1,36 - 1,2 \alpha A_0$ |
| D, DE, E | 0,9 | 1,6 | 0,3 | 0,4 | $0,55 + 1,5 \alpha A_0$ | $1,3 - \alpha A_0$ |

7.6. Valores del Amortiguamiento y del Factor de Amplificación Espectral

Los valores del coeficiente de amortiguamiento y del factor de amplificación espectral β son los siguientes:

- a) Se usará un valor del coeficiente de amortiguamiento de 5%, excepto cuando se especifique otro valor en esta norma o en otra norma de diseño, o en el caso que estudios especiales justifiquen el uso de un valor distinto. Para este valor de amortiguamiento de 5%, el factor β es igual a 2,4 (fórmula 7.11).
- b) Para la verificación del sismo frecuente se empleará el coeficiente de amortiguamiento indicado en 8.7.2.
- c) Para las estructuras con aislamiento sísmico o con amortiguadores el valor del coeficiente de amortiguamiento será el indicado en 9.8 y 9.9, respectivamente.
- d) Para valores del coeficiente de amortiguamiento distintos al 5%, el factor de amplificación espectral β que se utiliza en 7.2 se obtendrá como se especifica a continuación:

$$\beta = 2,4 (1,4024 - 0,25 \ln \xi) \quad (7.34)$$

Donde:

$\ln \xi$ es el logaritmo neperiano del coeficiente de amortiguamiento expresado en porcentaje (%).

8. REQUISITOS DE MODELADO, ANÁLISIS Y DISEÑO

8.1. General

En este capítulo se especifican los requisitos mínimos para modelar y analizar las estructuras de edificios, a los efectos de una determinación confiable de su respuesta ante las cargas de diseño usando los métodos de análisis dados en el capítulo 9. Para otras construcciones se deberá consultar la norma correspondiente. También se dan consideraciones de diseño para estructuras irregulares y para los efectos de paredes y tabiques de relleno. Los requerimientos generales son los siguientes:

- a) Se deberá considerar la presencia de componentes no estructurales tales como paredes o tabiques (de relleno o no), elementos de fachada, antepechos y otros, que puedan incidir en el desempeño sísmico de la construcción. En 8.4 se exponen criterios de análisis y diseño para el tratamiento de los efectos que pueden introducir los tabiques de relleno.
- b) Todas las construcciones serán diseñadas para el Sismo de Diseño (ver 1.3) con los factores de importancia dados en 4.3 y el espectro de respuesta inelástica dado en 7.3.
- c) Las construcciones del Grupo de Importancia A1 en sitios con $A_A > 0,1$ y las edificaciones de carácter repetitivo (ver 3.2.4) en sitios con $A_A > 0,2$ deben ser verificadas para mantener su integridad y estabilidad global (nivel de desempeño de prevención del colapso) ante la acción del Sismo Extremo (ver 1.3) definido con los factores de importancia dados en 4.4, utilizando el Método de Análisis Inelástico (Estático o Dinámico de Respuesta en el Tiempo) que se especifica en la tabla 22, según se indica en 9.6.
- d) Las construcciones con aislamiento sísmico o con disipadores de energía deben ser verificadas para mantener su integridad y estabilidad global (nivel de desempeño de prevención del colapso) ante la acción del Sismo Extremo (ver 1.3) definido con los factores de importancia dados en 4.4, utilizando un Método de Análisis según los requisitos dispuestos en 9.8 y 9.9.

e) Las construcciones de los Grupos de Importancia A1 y A2 en sitios con $A_A > 0,1$ deben ser verificadas para que la estructura no alcance daño estructural significativo (nivel de desempeño operacional) ante la acción del Sismo Frecuente (ver 1.3) definido con los factores de importancia dados en 4.5 utilizando el Método de Análisis Dinámico Elástico, según se indica en 8.7.

8.2. Modelado de la Estructura

Para el modelado se deberá considerar lo siguiente:

a) Los parámetros que definen el modelo de la estructura pueden ser determinados mediante métodos analíticos, métodos experimentales o seleccionarse con base en experiencias previas debidamente soportadas y documentadas.

b) El modelo estructural debe representar apropiadamente la distribución de masas y rigideces a fin de permitir un cálculo confiable de la respuesta sísmica de la construcción. En el caso de los métodos de análisis inelásticos del capítulo 9, el modelo también debe representar adecuadamente la resistencia, la capacidad de deformación y el comportamiento histerético no lineal de los elementos.

c) El modelado de los elementos estructurales debe basarse en las rigideces previsible de las secciones para el estado de deformaciones de diseño y verificación, según se indica en de 8.2.4.3.e.

d) Para los efectos de determinar las solicitaciones de diseño de los elementos estructurales utilizando alguno de los métodos de análisis sísmico previstos en el capítulo 9, la estructura se modela sin consideración de la rigidez y resistencia de los tabiques y paredes de relleno que puedan estar presentes; éstos solo se considerarán para la determinación de los efectos desfavorables que introducen sobre la estructura según se indica en 8.4 y 8.5.

8.2.1. Nivel de Base

A los fines del análisis estructural se define el nivel base como el nivel superior que se mueve conjuntamente con el terreno en todas las direcciones. En el caso de la existencia de niveles por debajo del nivel del terreno (sótanos y semisótanos), se admite definir el nivel de base por debajo de la superficie del terreno si se incorpora en el modelo la flexibilidad lateral de los muros y del suelo. En el caso de semisótanos o terrenos colindantes de altura variable, se debe revisar la posible irregularidad torsional de la estructura (ver 3.6.3.2.a).

8.2.2. Peso Sísmico Efectivo

El peso sísmico efectivo de la estructura (W) es el peso de las cargas permanentes y de la fracción de las cargas variables que contribuyen a la respuesta sísmica, las cuales se prescriben en 8.2.2.1 y 8.2.2.2, respectivamente. W se distribuirá de acuerdo con lo especificado en 8.2.3.

8.2.2.1. Pesos de las Cargas Permanentes

Las cargas permanentes se indican en la norma COVENIN 2002 y deben incluir los pesos propios de los miembros estructurales y sus conexiones, tabiques y paredes de mampostería, pavimentos, impermeabilización, frisos, equipos e instalaciones de carácter fijo y pesos de los materiales (sólidos o líquidos) almacenados en forma permanente, incluyendo tierra húmeda de jardinería.

8.2.2.2. Pesos de las Cargas Variables

Las cargas variables se definen en la norma COVENIN 2002. Las cargas variables de objetos y componentes deben ser consideradas como parte del peso sísmico efectivo, de acuerdo a la fracción de las cargas variables que se define en la tabla 20. Para escaleras y vías de escape las cargas variables se tomarán de la tabla 20 para la respectiva área que sirven.

TABLA 20. Fracción de las cargas variables para calcular W

| | |
|---|------|
| Recipientes de líquidos, a su máxima capacidad. | 100% |
| Almacenes y depósitos donde las cargas tengan carácter cuasi-permanente, tales como bibliotecas y archivos. | 80% |
| Ascensores (en su posición más alta) | 100% |
| Estacionamientos públicos, considerados a máxima capacidad. | 50% |
| Ambientes donde pueda haber una concentración de más de 200 personas, tales como cines, teatros, centros comerciales, industrias y otros. | 50% |
| Oficinas y comercios, no incluidos en los casos previos. | 25% |
| Viviendas, no incluidas en los casos previos | 15% |
| Instalaciones industriales. | 30% |
| Techos y terrazas no accesibles. | 0% |

8.2.3. Discretización del Peso Sísmico Efectivo

La discretización se efectuará de acuerdo a los siguientes criterios:

- a) La construcción se modela con un conjunto de pesos o masas discretas y puntuales, distribuidas de manera tal de que representen las propiedades de la estructura.
- b) El peso sísmico efectivo W se puede distribuir entre niveles estructurales correspondientes a las principales concentraciones de carga, admitiéndose asociar las cargas menores a los niveles más próximos; por ejemplo, los tabiques y paredes de entresijos pueden asociarse a los pisos adyacentes.
- c) Para la aplicación de los métodos de análisis dados en el capítulo 9, el peso sísmico efectivo W se discretizará de acuerdo a las hipótesis asociadas a cada método.
- d) Para el análisis con diafragmas rígidos el centro de las masas asociadas a cada nivel se determinará de acuerdo con la distribución de sus cargas contribuyentes proyectadas en el plano horizontal del piso.
- e) En la aplicación del Método de Análisis Estático Elástico (ver 9.4), si existe un apéndice estructural (ver 11.1.2) su peso se asociará al nivel en que se apoya. En caso de aplicar los métodos de análisis dinámico, su peso puede asociarse a dicho nivel o modelarse independientemente tomando en cuenta sus propiedades dinámicas.

8.2.4. Superestructura

La superestructura está constituida por el sistema resistente a carga vertical y el sistema resistente a carga lateral, con o sin diafragmas.

8.2.4.1. Sistema Resistente a Carga Lateral

El sistema resistente deberá cumplir con:

- a) Las construcciones deberán ser provistas con un sistema que permita una trayectoria continua de las cargas y que tenga la suficiente rigidez y resistencia para garantizar la transferencia de las fuerzas hasta las fundaciones. Todos los elementos estructurales deberán estar conectados con los elementos que los soportan.
- b) La estructura debe tener resistencia y rigidez para cargas sísmicas actuando en cualquier dirección horizontal.

c) Los subsistemas estructurales que forman parte del sistema resistente a carga lateral deben cumplir con alguno de los tipos estructurales definidos en 3.5, a menos que estudios especiales determinen adecuadamente el uso de otros tipos con sus correspondientes parámetros de diseño.

8.2.4.2. Diafragmas

Los diafragmas deberán satisfacer lo siguiente:

a) Los diafragmas deben estar apropiadamente conectados al sistema resistente a carga lateral de manera de poder transmitirle las fuerzas sísmicas inerciales, de acuerdo con la rigidez y resistencia de los elementos que lo constituyen.

b) Los diafragmas deben analizarse de acuerdo con lo estipulado en 8.2.4.2.1 para diafragmas rígidos o en 8.2.4.2.2 para diafragmas flexibles.

c) El diafragma y los elementos que lo conectan al sistema resistente a carga lateral deben estar en capacidad de transmitir las fuerzas sísmicas horizontales en las dos direcciones ortogonales y el torque en ese nivel, provenientes de la aplicación de los métodos de análisis especificados en el capítulo 9.

d) Los diafragmas y sus elementos de conexión deben diseñarse para transmitir las solicitaciones a la estructura según lo indicado en la norma de diseño correspondiente (ver 1.2.2).

8.2.4.2.1 Diafragmas Rígidos

Los diafragmas se pueden modelar como rígidos cuando no clasifiquen como diafragmas flexibles según se indica en 3.6.3.2.d. El movimiento del diafragma rígido en su plano se describe por tres grados de libertad, asociados a las dos traslaciones ortogonales en el plano del diafragma y a la rotación alrededor del eje normal a dicho plano.

8.2.4.2.2 Diafragmas Flexibles

Los diafragmas flexibles definidos en 3.6.3.2.d, deben ser modelados con un número suficiente de grados de libertad en su plano que describa apropiadamente los movimientos relativos entre sus partes, las distorsiones en su plano y la transmisión de las fuerzas inerciales al sistema resistente a carga lateral.

8.2.4.3. Rigideces de los Elementos Estructurales

Las rigideces se determinarán siguiendo los siguientes criterios:

a) Los módulos de elasticidad de los materiales están dados en sus normas de diseño (ver 1.2.2).

b) El modelado de los elementos estructurales y juntas, debe incluir las deformaciones por flexión, corte, fuerza axial y torsión, que tengan influencia significativa en la respuesta sísmica.

c) En el caso de estructuras regulares del Tipo I y IV pueden considerarse exclusivamente deformaciones por flexión hasta 10 pisos y esbeltez menor de 4; para alturas y esbelteces mayores deben incluirse las deformaciones por fuerza axial y cortante. En sistemas diagonalizados de cualquier altura (dentro de los tipos II y III) deben incluirse siempre las deformaciones por fuerza axial; en caso de arriostramientos excéntricos deben incluirse las distorsiones por cortante en los eslabones de acople. En los muros y sus dinteles de acoplamiento (dentro de los tipos II y III) deben incluirse siempre las deformaciones por flexión y cortante. Deben considerarse las deformaciones torsionales en los elementos en los cuales la torsión sea necesaria para el equilibrio o sea exigida por la norma de diseño. En edificaciones irregulares torsionalmente, debe incluirse la deformabilidad a torsión de eje vertical de los núcleos de muros interconectados.

d) Las vigas y columnas pueden modelarse con sus segmentos de intersección rígidos a flexión. En el caso de pórticos mixtos de acero-concreto parcialmente restringidos se debe incluir la flexibilidad del panel de conexión e incorporar su incidencia en las derivas de piso.

e) En el caso de elementos de concreto armado y de mampostería, para el análisis usando los métodos de análisis elásticos del capítulo 9 (ver 9.4 y 9.5) se usarán las rigideces a flexión de las secciones agrietadas, considerando la cedencia del acero de refuerzo en los elementos de concreto armado. En estructuras mixtas de acero-concreto se usarán las rigideces efectivas dadas en las normas de materiales.

f) En los casos indicados en 8.2.4.3.e para la acción del Sismo de Diseño y del Sismo Extremo (ver 1.3) los momentos de inercias de las secciones agrietadas son los indicados en la tabla 21. Adicionalmente en el caso de muros de concreto armado el área de la sección agrietada para el cálculo de la rigidez efectiva a corte se tomará 0,50 veces el área de la sección gruesa; en el caso de muros de mampostería (reforzada internamente) se basará en las propiedades de la sección no agrietada.

g) Para la verificación de la respuesta ante el Sismo Frecuente (ver 1.3) de estructuras de concreto armado y estructuras de mampostería, se usarán las propiedades de las secciones agrietadas dadas en 8.2.4.3.f multiplicadas por 1,4, excepto para columnas.

h) En caso de aplicar métodos de análisis inelástico (ver 9.6) debe considerarse la no-linealidad de los materiales y su respuesta histerética en lugar de las reducciones de inercias indicadas en la tabla 21.

TABLA 21. Momentos de inercia de secciones agrietadas

| Elemento estructural | Momento de Inercia |
|---|--------------------|
| Columnas | 0,70 I_g |
| Muros no agrietados | 0,70 I_g |
| Muros agrietados de concreto armado | 0,35 I_g |
| Muros de mampostería reforzada internamente | 0,50 I_g |
| Vigas | 0,35 I_g |
| Losas sin vigas | 0,25 I_g |

8.2.5. Fundaciones

Las fundaciones de la construcción están constituidas por los elementos estructurales que transmiten las cargas al terreno, a saber: losas o vigas usualmente llamadas de fundación, vigas de riostra, pedestales, zapatas, cabezales, pilotes, pilas, anclajes. Las fundaciones deberán cumplir con:

- Se deben diseñar de acuerdo a lo especificado en el capítulo 13.
- Opcionalmente la deformabilidad de las fundaciones y del suelo que las soporta podrá tomarse en cuenta en el modelo para evaluar el desempeño de la estructura. Se pueden tolerar las deformaciones del terreno indicadas en el capítulo 13.
- Las propiedades del suelo se tomarán de acuerdo a lo estipulado en el capítulo 13.
- El modelado de los elementos de la fundación debe incorporar las deformaciones por flexión, corte, torsión y fuerza axial que tengan incidencia importante en la respuesta estructural.
- Las propiedades de los materiales y las resistencias de los elementos estructurales se prescriben en las correspondientes normas de diseño (ver 1.2.2).
- Los procedimientos opcionales para incorporar la interacción entre la estructura y el suelo se especifican en 9.7. Los estudios geotécnicos requeridos deben satisfacer lo estipulado en 5.8.

8.3. Análisis Estructural

8.3.1. Componentes Sísmicas

El análisis estructural ante varias componentes sísmicas debe cumplir con lo indicado a continuación:

a) El movimiento sísmico actuante en el nivel de base (ver 8.2.1) está caracterizado por dos componentes horizontales de aceleración, ortogonales entre sí, la componente vertical de aceleración y la componente de aceleración rotacional de eje vertical. No se consideran en esta norma las componentes rotacionales de ejes horizontales.

b) Para la aplicación de los métodos de análisis del capítulo 9, cada una de las dos componentes horizontales de la aceleración del terreno está definida por el espectro de respuesta inelástica dado en 7.3, con el amortiguamiento correspondiente (ver 7.6, 8.7.2 y 9.5.3.1.f). La componente vertical está definida por el espectro de respuesta elástica dado en 7.5.

c) La componente de aceleración rotacional de eje vertical se modela dentro de la torsión adicional que se incluye en los métodos de análisis del capítulo 9.

d) Las estructuras se diseñarán para la acción simultánea de las componentes sísmicas definidas en 8.3.1.a y sus efectos se combinarán según se indica en 8.3.1.1 y 8.3.2.

e) La respuesta a cada componente sísmica horizontal debe incluir los efectos de la torsión adicional, según se indica en los métodos de análisis del capítulo 9.

8.3.1.1. Combinación de las Respuestas a las Componentes Sísmicas Horizontales

La respuesta estructural ante la acción simultánea de las dos componentes sísmicas horizontales se determinará según se indica a continuación:

a) Se calculará la respuesta para cada elemento estructural ante la combinación de las dos componentes simultáneas del sismo, actuando según las direcciones ortogonales principales de diseño de la estructura (X, Y), siendo:

S_X = Respuesta ante la acción de la componente sísmica en dirección X, calculada mediante los métodos del capítulo 9.

S_Y = Respuesta ante la acción de la componente sísmica en dirección Y, calculada mediante los métodos del capítulo 9.

b) S_H es la respuesta estructural que resulta de la combinación de las dos componentes del sismo, la cual se determinará con uno de los dos métodos siguientes:

1. Método del 30%

La respuesta a cada componente sísmica en un sentido, más el 30% de la respuesta a la componente ortogonal considerada en dos sentidos:

$$S_H = S_X \pm 0,3S_Y \quad (8.1)$$

$$S_H = \pm 0,3 S_X + S_Y \quad (8.2)$$

2. Método RCSC

La raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas correspondientes a cada componente sísmica:

$$S_H = \sqrt{(S_X^2 + S_Y^2)} \quad (8.3)$$

8.3.1.2. Dirección Crítica de Aplicación del Sismo

Los efectos de la dirección de incidencia del movimiento sísmico se pueden determinar según se indica a continuación:

a) Opcionalmente, para determinar S_H se pueden considerar otras direcciones de acción de las componentes sísmicas horizontales que tomen en cuenta la diferencia de intensidad entre sus espectros elásticos, y determinar la mayor respuesta estructural entre las respuestas correspondientes a distintos ángulos de incidencia.

b) La mayor respuesta estructural para todos los ángulos posibles de incidencia sísmica se puede determinar directamente con el método CQC3, o variando sistemáticamente el ángulo de aplicación (con respecto a X, Y) de las componentes sísmicas ortogonales al emplear cualquiera de los dos métodos anteriores (30%, RCSC).

c) El análisis descrito en (b) solo se debe efectuar cuando la construcción tenga el mismo factor de reducción R en sus dos direcciones principales. Cuando existan factores de reducción R distintos en las dos direcciones principales de la construcción (X, Y), los efectos de la dirección de incidencia deben ser determinados con el Método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo considerando la acción conjunta de dos acelerogramas horizontales ortogonales entre sí actuando según cualquier dirección de incidencia.

8.3.1.3. Caso de Solicitaciones Conjuntas Probables

En los casos de sollicitaciones conjuntas que interactúen para el diseño, tales como fuerzas axiales y momentos flectores en columnas, muros o fundaciones, pueden emplearse métodos más refinados para considerar racionalmente la no simultaneidad de las sollicitaciones máximas debidas a las componentes sísmicas.

8.3.1.4. Componente Sísmica Vertical

Los efectos de la componente vertical del sismo se determinan según se indica a continuación:

a) Los efectos (S_V) de la componente vertical del sismo están dados por:

$$S_V = C_{SV} CP \quad (8.4)$$

Donde:

C_{SV} : Coeficiente sísmico en dirección vertical dado por:

$$C_{SV} = \beta \cdot A_A \cdot \gamma_{\max} \cdot \eta_0 \quad (8.5)$$

β : Factor de amplificación espectral (ver 7.2).

A_A : Coeficiente adimensional de la aceleración horizontal del terreno (fórmula 7.6).

γ_{\max} , η_0 : Parámetros del espectro vertical (tabla 19).

CP: Carga permanente sobre el elemento estructural (ver 8.2.2.1).

b) En aquellos casos en que se efectúe un análisis dinámico de la estructura considerando la acción simultánea de la componente sísmica vertical y de las dos componentes sísmicas horizontales, estando definida cada una mediante su correspondiente espectro de pseudo-aceleración (capítulo 7), la respuesta máxima probable a la acción conjunta se puede calcular como se indica en 8.3.2.1.d.

8.3.2. Combinación de Cargas

8.3.2.1. Combinación de Cargas sin Sobrerresistencia

Las combinaciones de cargas cuando no se considera la sobrerresistencia son las siguientes:

a) Los efectos de los movimientos sísmicos serán combinados con los efectos de las cargas gravitatorias según se indica a continuación:

$$U = 1,2 CP + \gamma \cdot CV \pm S_H + 0,3 S_V \quad (8.6)$$

$$U = 0,9 CP \pm S_H - 0,3 S_V \quad (8.7)$$

Donde:

CP: Efectos de las cargas permanentes.

CV: Efectos de las cargas variables.

S_V: Efectos de la componente vertical del sismo (fórmula 8.4).

S_H: Efectos de la combinación de las dos componentes horizontales simultáneas del sismo (ver 8.3.1.1).

b) El factor γ en las fórmulas 8.6 y 8.9 es igual a 0,5 cuando la carga variable sea menor de 500 kgf/m², con la excepción de sitios de reunión pública o de estacionamiento de vehículos, y es igual a 1 en todos los otros casos.

c) Adicionalmente en los voladizos debe considerarse una acción vertical neta hacia arriba de 0,3 S_V.

d) En casos particulares donde los efectos de la componente sísmica vertical sean significativos, como por ejemplo pero no limitados a, voladizos, vigas pretensadas, vigas de longitud mayor a 20 metros, las solicitaciones de diseño se deben obtener de un análisis dinámico de la estructura que incluya sus modos y períodos de vibración vertical considerando la acción simultánea de la componente sísmica vertical y de las dos componentes sísmicas horizontales, estando definidas cada una por su correspondiente espectro de aceleraciones (capítulo 7). La respuesta a la acción combinada de ellas puede ser calculada por el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (fórmula 8.8) o mediante la combinación cuadrática completa con 3 componentes sísmicas (CQC3). En ese caso las formulas 8.6 y 8.7 de combinación de cargas se sustituyen por las fórmulas 8.9 y 8.10. Empleando el método del 30% también pueden modificarse las fórmulas 8.6 y 8.7 sustituyendo S_H por 0,3(S_X ± S_Y) y 0,3S_V por S_V, en adición al empleo de ellas sin modificación.

$$S = (S_x^2 + S_y^2 + S_v^2)^{1/2} \quad (8.8)$$

$$U = 1,2 CP + \gamma \cdot CV \pm S \quad (8.9)$$

$$U = 0,9 CP \pm S \quad (8.10)$$

8.3.2.2. Combinación de Cargas con Sobrerresistencia

Las combinaciones de cargas cuando se considere la sobrerresistencia son las siguientes:

a) En el diseño de elementos estructurales donde es requerido el uso del Factor de Sobrerresistencia (ver 6.3) los efectos de los movimientos sísmicos serán combinados con los efectos de las cargas gravitatorias según se indica a continuación:

$$U = 1,2 CP + \gamma CV \pm (\Omega_o \rho) S_H + 0,3 S_V \quad (8.11)$$

$$U = 0,9 CP \pm (\Omega_o \rho) S_H - 0,3 S_V \quad (8.12)$$

Donde:

Ω_o : Factor de Sobrerresistencia dado en la tabla 15.

ρ : Factor de redundancia (tabla 13).

b) En los casos particulares indicados en 8.3.2.1.d, las solicitaciones de diseño se deben obtener de un análisis dinámico de la estructura que incluya sus modos y períodos de vibración vertical considerando la acción simultánea de la componente sísmica vertical y de las dos componentes sísmicas horizontales, estando definidas cada una por su correspondiente espectro de aceleraciones (capítulo 7). La respuesta a la acción combinada de ellas puede ser calculada por el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (fórmula 8.13) o mediante la combinación cuadrática completa con 3 componentes sísmicas (CQC3). En ese caso las formulas 8.11 y 8.12 de combinación de cargas se sustituyen por las fórmulas 8.14 y 8.15.

$$S = [(\Omega_o \rho)^2 (S_x^2 + S_y^2) + S_v^2]^{1/2} \quad (8.13)$$

$$U = 1,2 CP + \gamma CV \pm S \quad (8.14)$$

$$U = 0,9 CP \pm S \quad (8.15)$$

8.3.3. Efectos P-Delta

Los efectos P-Delta derivan de las cargas de gravedad actuando sobre la posición deformada de la estructura. Dichos efectos se deben incluir dentro de los métodos de análisis descritos en el capítulo 9 mediante algunas de las opciones descritas en 8.3.3.1, 8.3.3.2 y 8.3.3.3. Se deben verificar para cada dirección del análisis.

8.3.3.1. Método Aproximado

El método aproximado para incluir los efectos P-Delta debe cumplir con lo siguiente:

a) Este método se aplica en conjunto con los métodos de análisis contenidos en el capítulo 9. Los efectos P-Delta se incorporan de manera aproximada mediante el procedimiento que se indica en este punto.

b) El coeficiente de estabilidad del entrepiso del nivel i en cada dirección se define por la Fórmula 8.16.

$$\theta_i = \frac{\Delta_{ei} \sum_{j=i}^N P_j}{V_i H_i} \quad (8.16)$$

Donde:

θ_i = Coeficiente de estabilidad del entrepiso i .

Δ_{ei} = Deriva lateral elástica del entrepiso i , en cada dirección. Es la diferencia de los desplazamientos laterales elásticos entre los niveles superior e inferior del entrepiso i , en sus correspondientes centros de masa (ver 10.2).

$\sum_{j=i}^N P_j$ = Carga vertical total sobre el entrepiso i . Es la suma de las cargas gravitatorias (P_j), sin

mayorar, en todos los niveles desde el nivel superior del entrepiso i hasta el último nivel de la estructura.

V_i = Cortante de diseño en el entrepiso i .

H_i = Altura del entrepiso i .

N = Número de niveles.

c) El coeficiente de estabilidad de cada uno de los entrepisos determinado con la Fórmula 8.16 no debe exceder el valor $\theta_{m\acute{a}x}$ dado por la Fórmula 8.17. Si lo excede en algún entrepiso, la estructura es potencialmente inestable y debe ser redimensionada a fin de disminuir el coeficiente de estabilidad hasta un valor menor o igual a $\theta_{m\acute{a}x}$.

$$\theta_{max} = \frac{0,625}{R} \leq 0,25 \quad (8.17)$$

d) Si el coeficiente de estabilidad θ_i es menor o igual que $\theta_{m\acute{a}x}$ en todos los entrepisos, pero excede el valor de 0,10 en alguno de ellos, las derivas y las fuerzas cortantes de cada entrepiso i deben ser multiplicadas por su correspondiente factor $1/(1-\theta_i)$, modificando las fuerzas aplicadas correspondientes sobre la estructura para obtener las sollicitaciones sísmicas en los miembros.

e) Si el coeficiente de estabilidad dado por la fórmula 8.16 es menor o igual a 0,10 en todos los entrepisos, no es necesario hacer consideraciones adicionales para el diseño de la estructura. Se exceptúan los casos indicados en 8.5.2.a.

8.3.3.2. Análisis Elástico de Segundo Orden

El análisis elástico de segundo orden para incluir los efectos P-Delta debe cumplir con lo siguiente:

a. El análisis de segundo orden se incluye dentro del análisis lineal elástico en los métodos descritos en el capítulo 9. En este análisis los efectos P-Delta de las cargas gravitatorias actuando sobre los desplazamientos sísmicos laterales son incluidos explícitamente en el cálculo de las fuerzas y deformaciones de los elementos estructurales.

b. El coeficiente de estabilidad en cada entrepiso determinado con la fórmula 8.16 usando los resultados del análisis estructural con efectos P-Delta incluidos, no debe exceder el valor $\theta_{\text{máx}}$ dado en la fórmula 8.17. Si lo excede en algún entrepiso, la estructura debe ser redimensionada a fin de disminuir el coeficiente de estabilidad hasta un valor menor o igual a $\theta_{\text{máx}}$. Se permite que el valor de θ_i calculado con la Fórmula 8.16 sea dividido entre $(1 + \theta_i)$ antes de verificar el cumplimiento de la fórmula 8.17.

8.3.3.3. Análisis Inelástico de Segundo Orden

El análisis inelástico de segundo orden se incorpora dentro de los métodos descritos en 9.6. Este análisis es un análisis no lineal que incorpora la inelasticidad de los materiales y en el cual se agregan los efectos P-Delta de las cargas gravitatorias actuando sobre la geometría de la estructura deformada. Se deberá verificar la estabilidad de la estructura con los efectos P-Delta incluidos.

8.3.4. Interacción Suelo-Estructura

Opcionalmente se puede incluir la interacción suelo-estructura en el análisis de acuerdo al procedimiento citado en 9.7.

8.4. Efectos de las Paredes y Tabiques de Relleno

8.4.1. General

Las paredes y tabiques de relleno deben cumplir lo indicado a continuación:

a) Las disposiciones de este punto se aplican a paredes y tabiques de relleno, construidos después del fraguado del pórtico de concreto armado o después del ensamblado del pórtico de acero, adosados y en contacto permanente con el pórtico, sin juntas de separación y sin conectores estructurales.

b) Las paredes y tabiques de relleno tratados en este punto no cumplen una función sismorresistente. Si a las paredes se les desea asignar tal función, deben ser modeladas y diseñadas con los criterios dados en la norma de diseño para muros de mampostería confinada o muros de mampostería con refuerzo interior (ver COVENIN 5008).

c) El diseño estructural debe incorporar el efecto desfavorable de los tabiques y paredes de relleno en el caso de las estructuras Tipo I y Tipo II, el cual se trata en 8.4.5.

d) Para estructuras del Tipo III se permite ignorar los efectos de las paredes y tabiques en la respuesta estructural.

e) Con la finalidad de clasificarlas como regular o irregular, las estructuras Tipo I y Tipo II deberán ser evaluadas con la inclusión de las paredes de relleno, cuando estén presentes, de acuerdo a las condiciones establecidas en 3.6.3.1 en los puntos a, b, i, y en 3.6.3.2 en los puntos a y b.

f) Para los fines dichos en c) el modelo de la pared a ser incluido en la evaluación estructural se puede elaborar de acuerdo a lo indicado en 8.4.3.

g) En caso de que la estructura con paredes de relleno sea definida como irregular (ver 3.6.3) por poseer alguna de las irregularidades críticas (ver 3.6.4) de piso blando, piso débil o columnas cortas, se deberán cumplir las consideraciones de diseño dadas en 8.4.5 y 8.5.

h) Se debe considerar el efecto de los tabiques y paredes de relleno al evaluar las condiciones de irregularidad en planta (ver 3.6.3.2). En caso de que la estructura posea una distribución fuertemente asimétrica de las paredes de relleno en planta, se deberán cumplir las consideraciones de diseño dadas en 8.5.1.2.

i) La resistencia a la fuerza cortante de las columnas de los pórticos Tipo I debe satisfacer los valores mínimos indicados en 8.4.2 de acuerdo con su nivel de diseño ND.

j) Las solicitaciones de diseño de los elementos estructurales provendrán de un análisis sísmico previsto en el capítulo 9 con un modelo que no incorpore los tabiques y paredes de relleno, los cuales solo se incorporarán para la determinación de los efectos desfavorables indicados en 8.4.5 y 8.5.

k) Se deben considerar las situaciones críticas de piso blando o piso débil que se puedan generar por la ausencia o falla de las paredes o tabiques de relleno en la planta baja.

l) No es necesario considerar los efectos de tabiques o paredes que posean aberturas significativas, como por ejemplo las originadas por ventanas y puertas, a excepción de aquellos casos que puedan generar columnas cortas.

m) Los tabiques y paredes deben satisfacer los requerimientos de diseño dados en 11.6.1.

8.4.2. Resistencia Mínima de los Pórticos

Los pórticos con paredes o tabiques de relleno deben cumplir lo indicado a continuación:

a) Las columnas de los pórticos Tipo I con Nivel de Diseño ND3 deben disponer de resistencia a la fuerza cortante horizontal mayor al 65% de la resistencia total del sistema incluyendo las paredes. Para aquellos con Nivel de Diseño ND2 deberá ser mayor al 35%.

b) El cumplimiento de la resistencia mínima indicada en (a) debe verificarse en cada plano resistente y en cada nivel. Para el cálculo del aporte de resistencia de paredes y tabiques se aplicará 8.4.3.

8.4.3. Rigidez y Resistencia de Paredes y Tabiques

El cálculo de la rigidez y resistencia de paredes y tabiques de relleno debe cumplir con lo siguiente:

a) A efectos de estimar la contribución de paredes y tabiques de relleno a la rigidez de los planos resistentes con fines de comparación con la contribución de los miembros estructurales, los tabiques pueden modelarse y analizarse mediante una biela diagonal equivalente en el paño correspondiente.

b) La biela diagonal se define como elemento solo a compresión, articulada en sus extremos al pórtico y con el mismo espesor y módulo de elasticidad de la pared. Como ancho de la biela se adopta un 25 % de la longitud de la diagonal del pórtico.

c) Las propiedades mecánicas del material de la pared se tomarán como los valores medios dados en COVENIN 5008, a menos que se hagan los ensayos previstos en la norma de diseño.

d) La resistencia a compresión de la biela corresponde al agotamiento de la capacidad resistente de la pared. Se calculará según se indica en COVENIN 5008.

8.4.4. Estabilidad de Tabiques y Paredes

Se deberán tomar las acciones de diseño a fin de asegurar la estabilidad de tabiques y paredes, tanto las que están enmarcadas por la estructura como las que no lo están (ver COVENIN 5008). Deberán considerarse las acciones sísmicas en el plano del tabique o pared y perpendicular al mismo. Los requerimientos de verificación se dan en 11.6.1.

8.4.5. Consideraciones de Diseño Estructural debidas a los Efectos de Tabiques y Paredes de Relleno

8.4.5.1. Irregularidades generadas por las paredes o tabiques

a) Se debe considerar el efecto de las paredes y tabiques de relleno al evaluar la condición de Entrepiso Blando, de Entrepiso Débil, de Gran Excentricidad o de Riesgo Torsional Elevado, que puedan ser ocasionadas por la presencia de paredes o tabiques de relleno de acuerdo a lo establecido en 8.5.1.1 y 8.5.1.2

b) Cuando la presencia de tabiques o paredes genere un efecto de columna corta, se deberá seguir lo indicado en 8.5.1.3. a fin de suprimir sus efectos adversos sobre la estructura.

8.4.5.2. Solicitaciones generadas por las Paredes sobre las Columnas

La determinación de las solicitaciones generadas por las paredes o tabiques de relleno sobre la estructura debe considerar lo siguiente:

a) En el caso de paredes de relleno que estén en contacto con columnas de concreto armado a lo largo de toda su altura, se deberá verificar la capacidad de dichas columnas para resistir una fuerza cortante dada por la menor de las fuerzas siguientes: 1- La componente horizontal de la fuerza diagonal sobre la pared, supuesta igual a la resistencia a cortante de la pared. Véase también COVENIN 5008; 2- La fuerza cortante necesaria para alcanzar el momento máximo probable (ver NTF 1753) en cada extremo de la columna con una longitud libre igual a l_c . La longitud l_c se tomará igual a la componente vertical del ancho de la biela diagonal equivalente definida en 8.4.3.

b) En el caso de estructuras de acero con paredes de relleno que estén en contacto con la misma, se deberá considerar el efecto de la diagonal equivalente de compresión de la pared en el cálculo de las fuerzas en las vigas y columnas.

8.5. Consideraciones de Diseño Para Estructuras Irregulares

8.5.1. Irregularidades críticas

8.5.1.1. Entrepiso Blando o Débil

En los casos de entrepiso blando o débil se debe considerar lo siguiente:

a) En los casos en que la construcción ubicada en sitios con $A_A > 0,10$ posea alguna de las irregularidades críticas definidas como Entrepiso Blando o Entrepiso Débil en 3.6.3, se deberán realizar las modificaciones estructurales necesarias a fin de suprimir dichas irregularidades. En los sitios de baja intensidad sísmica ($A_A \leq 0,1$) el análisis y diseño debe incorporar el Factor de Irregularidad en el espectro de respuesta inelástica (Tabla 14).

b) Las modificaciones estructurales citadas en 8.5.1.1.a pueden ser alguna de las siguientes, aun cuando no están limitadas a: (1) Aumento en la resistencia y/o rigidez del entrepiso que posea la irregularidad, con la finalidad de suprimirla y satisfacer la condición de regularidad implícita en los puntos a y b de 3.6.3.1; (2) En el caso de que la irregularidad provenga de la presencia de paredes de

relleno, como una opción alternativa a lo especificado en el punto (1) anterior se pueden separar las paredes de la estructura cumpliendo con lo estipulado en 11.6.1.

c) Se debe verificar la condición de Entrepiso Blando o Entrepiso Débil (ver 3.6.3) que puedan introducir las paredes y tabiques de relleno.

d) El análisis para investigar la presencia de piso blando o piso débil debe considerar la posibilidad de que estén ausentes o se presente la falla de las paredes de un determinado entrepiso, manteniendo las paredes sin fallar en los entrepisos adyacentes.

8.5.1.2. Gran Excentricidad o Riesgo Torsional Elevado

a) En los casos en que la construcción posea alguna de las irregularidades definidas como Gran Excentricidad o Riesgo Torsional Elevado descritas en 3.6.3.2 y pertenezca además a los Grupos A1, A2 o B1 (ver 3.2) localizadas en sitios de moderada y elevada intensidad sísmica ($A_A > 0,10$) o del Grupo B2 en sitios de elevada intensidad sísmica ($A_A \geq 0,2$), se deberán realizar las modificaciones estructurales necesarias a fin de suprimir dichas irregularidades y satisfacer los límites impuestos en los puntos a y b de 3.6.3.2 para que clasifique como construcción regular. En los sitios de baja intensidad sísmica ($A_A \leq 0,10$) el análisis y diseño debe incorporar el Factor de Irregularidad en el espectro de respuesta inelástica (Tabla 14).

b) Se debe considerar el efecto de las paredes y tabiques de relleno al evaluar la condición de Gran Excentricidad o Riesgo Torsional Elevado.

8.5.1.3. Columna corta

En el caso de que los tabiques o paredes den lugar a la formación de columnas cortas (ver 3.6.3) en pórticos de concreto armado, se deberán realizar las acciones siguientes:

a) Colocar en todo lo largo de la columna el refuerzo transversal de confinamiento indicado en 18.3.4 de la Norma NTF 1753.

b) Diseñar la columna para resistir la fuerza cortante requerida para que se puedan desarrollar los momentos máximos probables (ver NTF 1753) en los extremos de la longitud libre de la columna que no está en contacto con la pared. El refuerzo transversal requerido debe ser colocado en la longitud libre de la columna y extendido en ambos extremos de la altura libre hasta una distancia igual a la dimensión (h) de la sección de la columna en el plano de la pared.

c) Si la longitud libre de la columna es menor de $1,5 h$ la fuerza cortante deberá ser resistida mediante refuerzo diagonal.

d) En el caso de que se decida separar de la columna la pared o el componente que esté generando la columna corta, la separación entre el mismo y la columna no será menor que el valor límite de la relación de deriva lateral total dado en la tabla 25 para dicha estructura, multiplicada por la longitud de la columna que puede entrar en contacto con la pared.

e) Cuando se separen las paredes de relleno de la estructura, las paredes deberán fijarse apropiadamente para proveerlas de estabilidad durante la acción sísmica, cumpliendo con lo especificado en 11.6.1. (ver COVENIN 5008).

f) En el caso de tener paredes de relleno en el primer entrepiso que estén en contacto con una columna de concreto armado a lo largo de toda su altura, se deberá colocar a todo lo largo de la columna el refuerzo transversal de confinamiento indicado en el punto 18.3.4 de la Norma NTF 1753 a fin de prevenir el efecto de columna corta.

8.5.2. Irregularidades no críticas de incidencia global

a) Irregularidades verticales: Distribución Irregular de Masas de Uno de los Pisos Contiguos, Aumento de las Masas con la Elevación así como Esbeltez Excesiva.

El análisis y diseño debe incorporar el Factor de Irregularidad dado en la Tabla 14. En los casos de Aumento de las Masas con la Elevación y Esbeltez Excesiva, se deberá incorporar el efecto P-Delta en el análisis (ver 8.3.3).

b) Irregularidades en planta: Sistema No Ortogonal y Diafragma Flexible

El análisis y diseño debe incorporar el Factor de Irregularidad dado en la Tabla 14.

8.5.3. Irregularidades de incidencia local

a) Para las irregularidades verticales (Véase 3.6.3.1) denominadas Variaciones en las Dimensiones del Sistema Estructural (e), Discontinuidad en el Plano del Sistema Resistente a Cargas Laterales (g) y Falta de Conexión entre Planos Resistentes (h), se deberán multiplicar por el Factor de Irregularidad F_I (Tabla 14) las solicitaciones en todos los elementos estructurales del entrepiso donde ocurre la irregularidad. En el análisis estructural el factor F_I que multiplica al espectro de respuesta inelástica (ver 6.4) se tomará igual a uno para efecto de estas irregularidades. Téngase presente que otras irregularidades diferentes a las e), g) y h) aquí indicadas (Tabla 14), pueden dar lugar a un valor de F_I mayor que uno.

b) Para la irregularidad vertical (e), adicionalmente se deberán multiplicar por el Factor de Irregularidad F_I (Tabla 14) las solicitaciones en todos los elementos estructurales de ambos entrepisos involucrados en el cambio de dimensiones.

c) Para la irregularidad vertical (g), adicionalmente se deberán multiplicar por el Factor de Irregularidad F_I (Tabla 14) las solicitaciones de los elementos que soportan el elemento discontinuo. A las columnas, muros y arriostramientos del nivel, y sus conexiones, se aplicará el detallado especial de Nivel de Diseño 3 en toda la altura del nivel.

d) Para la irregularidad vertical (h), adicionalmente se deberán multiplicar por el Factor de Irregularidad F_I (Tabla 14) las solicitaciones de los elementos verticales pertenecientes al plano resistente desconectado, en el nivel por debajo del nivel afectado. Se deberá verificar que esta medida no introduzca una condición de entrepiso débil o blando en los entrepisos adyacentes.

8.6. Dispositivos para Reducir la Respuesta Sísmica

Se autoriza el empleo de sistemas de aislamiento sísmico y de disipadores de energía de acuerdo a los procedimientos descritos en 9.8 y 9.9, respectivamente.

8.7. Verificación del Nivel de Desempeño Operacional

8.7.1. General

Las construcciones de los Grupos A1 y A2 deben ser verificadas para que la estructura no alcance daño estructural (nivel de desempeño operacional) ante la acción del Sismo Frecuente (ver 1.3). Los componentes no estructurales se verifican según se indica en el Capítulo 11 con el Sismo de Diseño.

8.7.2. Espectro de Verificación

El espectro de verificación debe satisfacer lo indicado a continuación:

a) El sismo frecuente se define por el espectro de respuesta elástica (ver 7.2) con los factores de importancia dados en 4.5 y el coeficiente de amortiguamiento indicado en el punto siguiente.

b) El coeficiente de amortiguamiento se tomará como $0,2/\sqrt{h_n}$, donde h_n es la altura de la edificación (en metros) sobre el nivel de base (ver 8.2.1 y 9.4.1), pero no mayor que 0,05. El factor de amplificación espectral β requerido para el cálculo del espectro (ver 7.2) se determina según se indica en 7.6.

8.7.3. Modelado y Análisis Estructural

El modelado y el análisis estructural deben satisfacer lo siguiente:

- a) Los momentos de inercia de los elementos estructurales son los indicados en 8.2.4.3.g.
- b) El análisis se efectuará con el Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5). Al emplear el Método de Análisis Dinámico Elástico Espectral (ver 9.5.3) el criterio CQC de combinación de las respuestas modales se aplicará con el coeficiente de amortiguamiento indicado en 8.7.2.b.
- c) Las solicitaciones sobre los elementos de la estructura serán determinadas usando las combinaciones de carga descritas en 8.3.2.1 en donde el coeficiente de 1,2 de la fórmula 8.6 y el coeficiente 0,9 de la fórmula 8.7 serán sustituidos por el valor 1,0.

8.7.4. Criterios de Aceptación

Los criterios de aceptación en el nivel de desempeño operacional son los siguientes:

- a) Los desplazamientos y las derivas laterales de la estructura se calcularán según se indica en 10.2 con un factor de amplificación de desplazamiento elástico $C_d=1$.
- b) La relación de deriva lateral total $\bar{\Delta}_i$ calculada según se establece en 10.2.a no debe ser mayor que los valores límites indicados en 10.3.2.b.
- c) La capacidad de los elementos de acero y de concreto armado se calculará con los factores de minoración de resistencia (ϕ) iguales a 1.
- d) Los cocientes demanda/capacidad en los elementos estructurales no deben exceder el valor de 1,1 en el caso de elementos dúctiles y de 0,7 en el caso de elementos frágiles. Se recomienda que los elementos dúctiles no sean excesivamente resistentes pues deben actuar como fusibles ante el sismo de diseño y el sismo extremo.

8.8. Verificación del Nivel de Desempeño de Prevención del Colapso

8.8.1. General

Las siguientes construcciones deben ser verificadas para que mantengan su integridad y estabilidad global, protegiendo la vida de sus ocupantes, ante la acción del Sismo Extremo (nivel de desempeño de prevención del colapso) (ver 1.3):

- a) Construcciones del Grupo A1 (ver 3.2.1.1) en sitios con $A_A > 0,10$.
- b) Construcciones de carácter repetitivo (ver 3.2.4) en sitios con $A_A > 0,20$.
- c) Construcciones con aislamiento sísmico o con disipadores de energía (ver 9.8 y 9.9).

8.8.2. Acción Sísmica

La acción sísmica es la siguiente:

- a) El Sismo Extremo se define por el espectro de respuesta elástica para un coeficiente de amortiguamiento del 5% (ver 7.2) con los factores de importancia dados en 4.4.
- b) El espectro de respuesta elástica se utiliza en el Método de Análisis Dinámico Elástico (Espectral o de Respuesta en el Tiempo) según sea permitido en 9.8 y 9.9.
- c) El espectro de respuesta elástica se utiliza para determinar la demanda de desplazamientos en el Método de Análisis Estático Inelástico (ver 9.6.1).
- d) El espectro de respuesta elástica se utiliza para obtener los acelerogramas que describen el movimiento sísmico en el Método de Análisis Inelástico de Respuesta en el Tiempo (ver 9.6.3). Los acelerogramas se obtienen de acuerdo al procedimiento establecido en 9.5.4.3.

8.8.3. Modelado y Análisis

El modelado y el análisis de la estructura deben satisfacer lo siguiente:

- a) El modelado de la estructura se hará según se estipula en 8.2.
- b) Las construcciones con aislamiento sísmico o con disipadores de energía serán analizadas con el Método de Análisis Inelástico de Respuesta en el Tiempo cuando sea exigido en 9.8 o 9.9 (ver 9.6.3).
- c) Las construcciones del Grupo A1 y las construcciones de carácter repetitivo serán analizadas con el Método de Análisis Inelástico (ver 9.6), con cualquiera de sus dos variantes de aplicación: El Método de Análisis Estático Inelástico (ver 9.6.2) o el Método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo (ver 9.6.3).

8.8.4. Criterios de Aceptación

Las verificaciones y criterios de aceptación de desplazamientos, deformaciones, derivas y efectos P-Delta, se estipulan en 9.6.2.4 y 9.6.3.4 para el Método de Análisis Estático Inelástico y para el Método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo, respectivamente.

9. MÉTODOS DE ANÁLISIS

9.1. Generalidades

Los métodos de análisis aquí descritos son en general para estructuras de edificios o para otras estructuras de comportamiento similar. Para otras construcciones debe consultarse a la norma correspondiente. La estructura será analizada con uno o varios de los métodos de análisis descritos en este capítulo, los cuales se seleccionarán dependiendo de su regularidad, número de pisos, Grupo de Importancia, carácter repetitivo y de la presencia de aisladores o disipadores de energía.

9.2. Coeficiente Sísmico

9.2.1. Definición

El Coeficiente Sísmico C en cada dirección se define como:

$$C = \frac{V_0}{W} \quad (9.1)$$

Donde:

V_0 = Fuerza Cortante en la Base de la construcción, en cada dirección horizontal, obtenida utilizando los procedimientos de análisis descritos en 9.3, aplicando las combinaciones establecidas en 8.3.1.

W = Peso Sísmico Efectivo de la estructura definido en 8.2.2

9.2.2. Coeficiente Sísmico Mínimo

El valor del Coeficiente Sísmico C no será menor que C_{\min} dado por:

$$C_{\min} = \frac{A_A}{R} \geq 0,01 \quad (9.2)$$

Donde:

A_A = Coeficiente de la aceleración del terreno (Fórmula 7.6).

R = Factor de Reducción (Ver 6.2).

9.3. Métodos de Análisis

9.3.1. Clasificación de los Métodos de Análisis

Cada edificación deberá ser analizada por uno de los métodos descritos en este punto, los cuales se presentan por orden creciente de refinamiento. Cada método incorpora los efectos de traslación y de torsión en planta que introduce la acción sísmica. Los métodos son:

a) Método de Análisis Estático Elástico

Es un análisis estático lineal donde los efectos inelásticos se incorporan mediante el Factor de Reducción R del espectro de respuesta inelástica (ver 9.4).

b) Método de Análisis Dinámico Elástico

Es un análisis dinámico lineal en donde los efectos inelásticos se incorporan mediante el Factor de Reducción R. El método se describe en 9.5. El método tiene dos variantes de aplicación:

1. Método de Análisis Dinámico Elástico Espectral (ver 9.5.3).
2. Método de Análisis Dinámico Elástico de Respuesta en el Tiempo (ver 9.5.4).

c) Método de Análisis Inelástico

Es un análisis no lineal donde los efectos inelásticos se incorporan explícitamente en el modelo estructural. El método se describe en 9.6. Este método tiene dos variantes de aplicación:

1. Método de Análisis Estático Inelástico (ver 9.6.2).
2. Método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo (ver 9.6.3).

9.3.2 Selección del método de análisis

En la selección del método de análisis se deberá tomar en cuenta lo siguiente:

- a) En la tabla 22 se indica el método de análisis que como mínimo debe ser empleado para cada tipo de construcción.
- b) Un método especificado en la tabla 22 siempre puede ser sustituido por otro de mayor refinamiento según el orden descrito en 9.3.1.
- c) El Método de Análisis Inelástico (ver 9.6) es un método para verificación del diseño estructural. Su uso es obligatorio en los casos indicados en la tabla 22.

9.4. Método de Análisis Estático Elástico

9.4.1. General

El método suministra las fuerzas internas y desplazamientos mediante un análisis estático de la estructura sujeta a cargas laterales y torques que simulan la acción sísmica definida por el espectro de respuesta inelástica dado en 7.3. Para su aplicación se debe considerar lo siguiente:

- a) Este método solo es aplicable a las estructuras indicadas en la tabla 22 que posean diafragmas rígidos (ver 8.2.4.2).
- b) N es el número de niveles por encima del Nivel de Base (ver 8.2.1). En el último nivel (N) de la estructura pueden encontrarse apoyados apéndices y componentes no estructurales tales como salas de máquinas, tanques, torres, avisos, etc.
- c) El análisis y diseño de los apéndices y componentes apoyados sobre el último nivel de la estructura se hará según lo estipulado en el capítulo 11.
- d) Los pesos de los apéndices y componentes apoyados sobre el último nivel se añadirán al peso del mismo.
- e) La altura de la edificación (h_n) se define como la altura desde el Nivel de Base (ver 8.2.1) hasta el último nivel (N), excluyendo los apéndices.

9.4.2. Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante en la base se determina según se indica a continuación:

- a) La Fuerza Cortante en la Base, V_0 , en cada dirección de análisis, se determinará con la fórmula 9.3:

$$V_0 = \mu A_d W \quad (9.3)$$

Donde:

A_d = Ordenada del espectro de respuesta inelástica definida en 7.3, para el período T definido en 9.4.3.

W = Peso sísmico efectivo de la estructura definido en 8.2.2

μ = Mayor de los valores dados por las fórmulas 9.4 y 9.5.

$$\mu = 1,4 \left[\frac{N + 9}{2N + 12} \right] \quad (9.4)$$

$$\mu = 0,80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T_C} - 1 \right] \quad (9.5)$$

Donde:

N = Número de niveles (ver 9.4.1).

T = Período fundamental de la estructura definido en 9.4.3.

T_C = Período característico del espectro definido por las fórmulas 7.15 y 7.16.

- b) El Coeficiente Sísmico C (ver fórmula 9.1) calculado con la Fuerza Cortante en la Base (Fórmula 9.3) debe ser mayor o igual que el Coeficiente Sísmico mínimo establecido en 9.2.2. Cuando C sea menor que C_{min} , las fuerzas de diseño se multiplicarán por la relación C_{min}/C .

TABLA 22. Requerimiento mínimo de análisis

| Características de la Construcción | Requerimiento mínimo |
|--|---|
| Regular (ver 3.6.2) que no excede 10 pisos ni 30 metros de altura. | <ul style="list-style-type: none"> • Método de Análisis Estático Elástico (ver 9.4). |
| Regular (ver 3.6.2) que excede 10 pisos ó 30 metros de altura. | <ul style="list-style-type: none"> • Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5). |
| Irregular (ver 3.6.3). | <ul style="list-style-type: none"> • Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5). |
| Construcciones pertenecientes al Grupo A1 (ver 3.2.1). | <ul style="list-style-type: none"> • Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5): diseño con el Sismo de Diseño. Verificación del nivel de desempeño operacional con el Sismo Frecuente en sitios con $A_A > 0,1$ (ver 8.7). • Método de Análisis Inelástico (ver 9.6): verificación del nivel de prevención del colapso con el Sismo Extremo en sitios con $A_A > 0,1$ (ver 8.8). |
| Construcciones pertenecientes al Grupo A2 (ver 3.2.1). | <ul style="list-style-type: none"> • Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5): diseño con el Sismo de Diseño. Verificación del nivel de desempeño operacional con el Sismo Frecuente en sitios con $A_A > 0,1$ (ver 8.7). |
| Construcciones de carácter repetitivo (ver 3.2.4). | <ul style="list-style-type: none"> • Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5): diseño con el Sismo de Diseño. • Método de Análisis Inelástico (ver 9.6): verificación del nivel de prevención del colapso con el Sismo Extremo, en sitios con $A_A > 0,2$ (ver 8.8). |
| Construcciones con aislamiento sísmico o con disipadores de energía (ver 9.8 y 9.9). | <ul style="list-style-type: none"> • Método de Análisis Dinámico Elástico Espectral o Dinámico Elástico de Respuesta en el Tiempo o Inelástico de Respuesta en el Tiempo, de acuerdo con 9.8 y 9.9 (ver 9.5.3, 9.5.4 y 9.6.3): verificación del nivel de prevención del colapso con el Sismo Extremo (ver 8.8). |

9.4.3. Período fundamental

9.4.3.1. General

El período fundamental deberá ser determinado según se estipula en este punto para cada una de las dos direcciones horizontales de análisis de la estructura. Como alternativa se permite un cálculo aproximado del período fundamental de acuerdo a lo indicado en 9.4.3.2.

9.4.3.2. Determinación del Período Fundamental mediante Cálculo Estático

Para determinar el período de vibración se seguirá lo siguiente:

a) En cada dirección de análisis el período fundamental T se calculará mediante la Fórmula 9.6 a partir de un cálculo estático de la estructura modelada según se indica en 8.2.

$$T=2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N W_i u_i^2}{g \sum_{i=1}^N Q_i u_i}} \quad (9.6)$$

Donde:

W_i = Peso sísmico efectivo del nivel i (ver 8.2.2).

u_i = Desplazamiento lateral del nivel i , calculado mediante un análisis elástico de la estructura bajo la acción de las fuerzas laterales Q_i .

N = Número de niveles de la edificación (ver 9.4.1).

g = Aceleración de la gravedad.

Q_i = Fuerza lateral aplicada en el centro de masas del nivel i del edificio:

$$Q_i = W \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (9.7)$$

En la cual:

W = Peso sísmico efectivo de la estructura dado en 8.2.2

h_i = Altura del nivel i medida desde el Nivel de Base (ver 8.2.1).

b) El modelo de la estructura no debe incorporar las paredes y tabiques de relleno.

c) El período fundamental T calculado según la fórmula 9.6 no podrá exceder el valor $\sigma \cdot T_a$, donde σ está dado en la tabla 23 y T_a está dado en 9.4.3.3.

TABLA 23. Valores de σ

| Coefficiente de Aceleración A_A | σ |
|-----------------------------------|----------|
| $A_A \leq 0,10$ | 1,7 |
| $0,10 < A_A \leq 0,20$ | 1,55 |
| $A_A > 0,20$ | 1,4 |

9.4.3.3. Período Fundamental Aproximado

Como alternativa al método descrito en 9.4.3.2, en cada dirección horizontal de análisis el período fundamental T podrá tomarse igual al valor T_a obtenido a partir de la fórmula 9.8:

$$T_a = C_t h_n^{0,75} \quad (9.8)$$

Donde:

T_a es el período fundamental aproximado (segundos), h_n es la altura (metros) de la edificación definida en 9.4.1 y el coeficiente C_t se da en la tabla 24.

TABLA 24. Valores de C_t para determinar T_a

| Tipo estructural | C_t |
|--|-------|
| Pórticos de concreto armado (Subtipo I-a) | 0,07 |
| Pórticos de acero (Subtipo I-a) | 0,08 |
| Pórticos de acero con arriostramiento excéntrico (Subtipos III-a y II-a) | 0,075 |
| Pórticos de acero con arriostramiento de pandeo restringido (Subtipos III-a y II-a) | 0,075 |
| Otros | 0,05 |

9.4.4. Distribución de las Fuerzas Sísmicas

La fuerza cortante en la base determinada en 9.4.2 se distribuye como se indica a continuación:

a) La Fuerza Cortante en la Base (formula 9.3) para cada dirección de análisis se distribuye entre los niveles de la edificación de manera que se satisfaga la fórmula 9.9:

$$V_o = F_t + \sum_{i=1}^N F_i \quad (9.9)$$

Donde:

F_t = Fuerza lateral concentrada en el último nivel N (ver 9.4.1) calculada de acuerdo con la fórmula 9.10:

$$F_t = \left(0,06 \frac{T}{T_C} - 0,02 \right) V_o \quad (9.10)$$

y acotada entre los límites siguientes:

$$0,04 V_o \leq F_t \leq 0,10 V_o \quad (9.11)$$

F_i = Fuerza lateral correspondiente al nivel i, calculada según la fórmula 9.12:

$$F_i = (V_o - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (9.12)$$

W_i = Peso sísmico efectivo del nivel i (ver 8.2.2), incluyendo los apéndices o componentes no estructurales que estén conectados al nivel.

H_i = Altura medida desde el Nivel Base (ver 8.2.1) hasta el nivel i.

Las fuerzas F_i y F_t se aplicarán en los centros de masas de los respectivos niveles.

b) La fuerza cortante V_j en el entrepiso j está dada por la suma de las fuerzas laterales F_k aplicadas en los niveles superiores:

$$V_j = \sum_{k=j}^N F_k \quad (9.13)$$

c) La fuerza cortante en cada entrepiso se distribuirá entre los diferentes planos resistentes verticales que conforman el sistema estructural, proporcionalmente a las rigideces relativas de dichos elementos.

9.4.5. Efecto de la Torsión

9.4.5.1. Torsión Intrínseca

La distribución de fuerzas a los planos resistentes verticales en cada nivel y en cada dirección debe incorporar el efecto del momento torsor generado por el producto de la fuerza cortante multiplicada por la excentricidad nominal entre el centro de cortante y el centro de rigidez del nivel.

9.4.5.2. Torsión Adicional

Para incorporar la torsión adicional se debe considerar lo siguiente:

a) La torsión adicional tiene la finalidad de incorporar los efectos de las incertidumbres en la distribución de masas y rigideces así como los efectos de la componente sísmica rotacional de eje vertical.

b) Adicionalmente a los efectos de la torsión intrínseca, se añadirán los efectos de la torsión adicional producida al desplazar el centro de masas en cada sentido y en cada nivel un valor igual al 6% de la dimensión de la planta en dirección perpendicular a la dirección de la acción sísmica.

c) La excentricidad adicional no debe ser aplicada simultáneamente en las dos direcciones horizontales sino solamente en la dirección que produzca los mayores efectos.

9.4.6. Consideraciones Adicionales

El análisis deberá considerar adicionalmente lo siguiente:

a) Los desplazamientos, deformaciones y fuerzas en los elementos estructurales serán determinados a partir del análisis estático de la estructura bajo la acción de las cargas laterales y torques indicados en 9.4.4 y 9.4.5.

b) Los efectos resultantes de aplicar la acción sísmica en cada una de las dos direcciones horizontales principales de la estructura, serán combinados según se indica en 8.3.1. Los efectos de combinar la acción sísmica con otras cargas se determinarán según se estipula en 8.3.2.

c) Los efectos P-Delta se incluirán en el análisis según se especifica en 8.3.3.

d) Los desplazamientos de cada nivel y las derivas de cada entrepiso en cada plano resistente y en cada punto de la planta deberán satisfacer los requerimientos indicados en el capítulo 10.

e) Opcionalmente se permite realizar dos análisis planos con un solo grado de libertad por losa, uno en cada dirección principal, cuyos efectos se combinarán con los efectos producidos por la torsión, calculados según se indica en 9.4.5.

9.5. Método de Análisis Dinámico Elástico

9.5.1. General

El método considera la respuesta dinámica de la estructura, la cual se idealiza como un sistema elástico en donde los efectos inelásticos se introducen mediante el Factor de Reducción R. La estructura se modela como se indica en 9.5.2 y se analiza con el Método de Análisis Dinámico Elástico Espectral descrito en 9.5.3. Opcionalmente se puede emplear el Método de Análisis Dinámico Elástico de Respuesta en el Tiempo descrito en 9.5.4.

9.5.2. Modelo Matemático

El modelo matemático debe considerar lo siguiente:

a) Las estructuras pueden ser modeladas con diafragmas rígidos, diafragmas flexibles o sin diafragmas, según se establece en 8.2.4.2.

b) En estructuras regulares, tanto vertical como horizontalmente (ver 3.6.1), que posean diafragmas rígidos, (ver 8.2.4.2.1) se permite el uso de un modelo de un solo grado de libertad por losa. A los resultados del análisis se añadirán los efectos de la torsión en planta determinados según se indica en 9.4.5.

c) Las masas de los apéndices conectados a la estructura en su nivel superior se modelan con grados de libertad adicionales que incorporen las vibraciones locales de los mismos. El número N de niveles de la estructura incluye el nivel o los niveles de los apéndices.

d) Alternativamente las masas de los apéndices se pueden añadir a la masa del nivel que los soporta, diseñándolos según se indica en el capítulo 11. En este caso el número N de niveles de la estructura no incluye el nivel o los niveles de los apéndices.

e) El modelado de la estructura se hace según se especifica en 8.2, con las rigideces especificadas en 8.2.4.3. Las masas se determinan a partir del peso sísmico efectivo indicado en 8.2.2. Las inercias o masas rotacionales se determinan en cada losa de acuerdo con la distribución horizontal de las masas.

f) El modelo de la estructura para el diseño de los elementos estructurales no incluye las paredes y tabiques de relleno que puedan estar presentes en la construcción. Las paredes de relleno solo se consideran para la determinación de las masas (ver 8.2) y para incorporar los efectos desfavorables que ellas puedan introducir sobre la estructura según se estipula en 8.4 y 8.5.

9.5.3. Método de Análisis Dinámico Elástico Espectral

9.5.3.1. General

Este método suministra un estimado de la respuesta máxima de la estructura ante la acción sísmica definida en términos del espectro de respuesta inelástica. Para su aplicación se debe considerar lo siguiente:

a) La estructura se analizará para la acción de las dos componentes sísmicas horizontales combinadas según se indica en 8.3.1. Los efectos de la componente sísmica vertical se consideran en 8.3.1.4.

b) Cada una de las dos componentes sísmicas horizontales está definida por un espectro de respuesta inelástica (ver 7.3). En casos especiales se pudiera emplear distintos espectros para cada dirección y diseñar para la dirección más desfavorable de aplicación de las componentes sísmicas con respecto a los ejes principales de la estructura. La dirección más desfavorable se puede determinar con el método CQC3 como aquella que suministra el mayor cortante en la base, siempre que se disponga del mismo valor del factor de reducción R en las dos direcciones principales.

c) Las formas modales y sus correspondientes períodos de vibración se calcularán con el modelo estructural definido en 9.5.2. El número mínimo N_m de modos de vibración a usar en el análisis dinámico está dado en 9.5.3.2.

d) El factor de participación, la masa participativa, los desplazamientos laterales, la rotación de la planta, las fuerzas laterales y el torque en cada piso y en cada modo de vibración, se calcularán usando la teoría de la dinámica de estructuras, para cada una de las dos direcciones ortogonales horizontales en que actúa el movimiento sísmico.

e) Todos los valores de respuesta estructural de interés tales como derivas de entrepiso, fuerzas cortantes de entrepiso, fuerzas en elementos estructurales, reacciones en apoyos, esfuerzos y deformaciones, etc., se calcularán en cada modo de vibración a partir de los desplazamientos y fuerzas de piso utilizando los conceptos de análisis estructural.

f) La respuesta estructural se determinará combinando las respuestas de los primeros N_m modos de vibración, mediante el criterio de la combinación cuadrática completa (CQC) que toma en cuenta el acoplamiento entre las respuestas modales de períodos cercanos, considerando el amortiguamiento establecido para los espectros de respuesta (ver 7.6, 8.7.2, 9.8 y 9.9).

g) Los efectos de combinar las dos componentes horizontales del movimiento sísmico, se determinarán según se indica en 8.3.1.1. Los efectos de combinar la acción sísmica con otras cargas se determinarán según se estipula en 8.3.2.

h) Los efectos P-Delta se incluirán en el análisis según se especifica en 8.3.3.

i) Los desplazamientos de cada nivel y las derivas de cada entrepiso deberán cumplir los límites indicados en el capítulo 10.

9.5.3.2. Número de Modos de Vibración

El número de modos de vibración para el análisis se determina como se indica a continuación:

a) El número mínimo N_m de modos de vibración a incorporar en el análisis dinámico es el siguiente:

1) Para edificios con menos de 20 niveles:

$$N_m = \frac{3}{2} \left(\frac{T_1}{T_C} - 1,5 \right) + 3 \geq 9 \quad (9.14)$$

2) Para edificios con 20 niveles o más:

$$N_m = 2 \left(\frac{T_1}{T_C} - 1,5 \right) + 4 \geq 12 \quad (9.15)$$

Donde:

T_1 es el periodo del primer modo del modelo tridimensional de la estructura.

T_C es el período característico del espectro dado por las fórmulas 7.15 y 7.16.

b) El valor de N_m debe redondearse al entero inmediato superior. Para estructuras de tres pisos o menos, el número de modos a incorporar es igual a tres veces el número de pisos.

c) El valor de N_m determinado por las formulas 9.14 o 9.15 no debe ser menor que el número de modos necesarios para que la sumatoria de las masas participativas de los mismos exceda el 90% de la masa correspondiente al peso sísmico efectivo de la estructura por encima del Nivel Base (ver 8.2.1), para cada dirección de análisis.

9.5.3.3. Control de la Fuerza Cortante en la Base

Los valores mínimos de la fuerza cortante en la base y del coeficiente sísmico son los siguientes:

a) La fuerza cortante en la base, V_{0d} , obtenida según se indica en 9.5.3.1 deberá compararse con el valor V_0 calculado mediante el Método de Análisis Estático (ver 9.4.2) utilizando un período fundamental $T = \sigma T_a$, estando T_a dado en 9.4.3.3, con h_n definido en 9.4.1 y σ dado en la tabla 23. La comparación debe efectuarse para cada una de las dos direcciones principales de la estructura. Cuando V_{0d} sea menor que $0,85 V_0$ las fuerzas para el diseño de los elementos estructurales deberán multiplicarse por $0,85 V_0/V_{0d}$. No se deben multiplicar los desplazamientos ni las derivas.

b) El coeficiente sísmico dinámico, $C_{din} = V_{0d}/W$ (ecuación 9.1) en cada dirección de análisis deberá compararse con el coeficiente sísmico mínimo C_{min} dado en 9.2.2. Cuando C_{din} sea menor que C_{min} las fuerzas para el diseño de los elementos estructurales y los desplazamientos deberán multiplicarse por C_{min}/C_{din} .

9.5.3.4. Efectos de la Torsión Adicional

Para incorporar los efectos de la torsión adicional se debe considerar lo siguiente:

a) Los efectos de la componente sísmica rotacional y de las incertidumbres en la distribución de las masas y las rigideces se incorporarán en el análisis de estructuras que poseen diafragmas rígidos o diafragmas flexibles mediante la aplicación de excentricidades y momentos torsores adicionales que se definen en este punto.

b) A los resultados del análisis dinámico de la estructura con diafragmas rígidos o diafragmas flexibles calculados según se indica en 9.5.3.1, se añaden las sollicitaciones más desfavorables que resulten de aplicar estáticamente sobre la edificación los momentos torsores causados al considerar

una excentricidad adicional producida al desplazar el centro de masa en cada sentido una distancia igual al 6% de la dimensión de la planta de la estructura perpendicular a la dirección de la acción sísmica.

c) La excentricidad adicional no debe ser aplicada simultáneamente en las dos direcciones horizontales sino solamente en la dirección que produzca los mayores efectos.

d) Para sistemas con diafragma rígido el torque causado por la excentricidad adicional se aplica en el centro de masa del diafragma. Para sistemas con diafragma flexible los torques causados por la excentricidad adicional se aplican en cada uno de los nodos que constituyen los elementos del diafragma.

9.5.4. Método de Análisis Dinámico Elástico de Respuesta en el Tiempo

9.5.4.1. General

Este método suministra la respuesta elástica de la estructura a lo largo del tiempo. La acción sísmica se define por medio de acelerogramas. El análisis se efectuará según se describe en el documento ASCE 7 complementado con lo indicado a continuación.

9.5.4.2. Modelo Matemático

El modelo matemático de la estructura se hará de acuerdo a lo estipulado en 9.5.2.

9.5.4.3. Movimientos Sísmicos

Los movimientos sísmicos para el análisis se determinan según se indica en el documento ASCE 7 en conjunto con las especificaciones de las acciones sísmicas definidas en los capítulos 4 y 7 de esta norma.

a) En general se usará en el análisis un número no menor de tres movimientos sísmicos en dirección horizontal, pero no menor de siete para aplicación a sistemas con aislamiento sísmico (ver 9.8) o con disipadores de energía (ver 9.9), los cuales serán seleccionados a partir de registros acelerográficos obtenidos bajo condiciones geotécnicas similares al sitio en consideración, en eventos con magnitud, mecanismo focal y distancia a la falla consistentes con los eventos sísmicos máximos esperados. En caso de no disponerse de estos registros, se podrán usar acelerogramas artificiales generados para satisfacer las condiciones mencionadas.

b) Cada movimiento sísmico consiste en un par de acelerogramas correspondientes a las dos componentes horizontales ortogonales del mismo.

c) En general el espectro de pseudo aceleración de cada componente horizontal debe ser ajustado al espectro de respuesta elástica dado en 7.2 para un amortiguamiento de 5 % en la banda de períodos entre $0,8 T_{INF}$ y $1,2 T_{SUP}$. El espectro promedio de los espectros de pseudo aceleración de las componentes horizontales, en cada dirección, no debe estar más de un 10% por encima ni 10% por debajo del espectro de respuesta elástica (7.2) en la banda de períodos mencionada. En el caso de estructuras con aislamiento sísmico o con disipadores de energía el ajuste del espectro y la banda de períodos correspondiente debe seguir los lineamientos dados en el ASCE 7.

d) T_{INF} es el período de vibración para el cual la suma de las masas participativas de los modos de vibración de períodos mayores al mismo alcanza el 90% de la masa total en cualquiera de las dos direcciones de análisis. T_{SUP} es el mayor de los dos períodos fundamentales de vibración de cada dirección de análisis. El modelo matemático para calcular T_{SUP} y T_{INF} debe incluir los efectos P-Delta pero no la torsión accidental.

9.5.4.4. Análisis, Fuerzas de Diseño y Derivas

El análisis y la determinación de la respuesta estructural deberán cumplir con lo siguiente:

a) El análisis dinámico se puede realizar mediante la integración directa de las ecuaciones diferenciales o mediante superposición modal tomando el número mínimo de modos descrito en 9.5.3.1.

b) La respuesta estructural será calculada para la acción de cada una de las dos componentes horizontales descritas en 9.5.4.3 actuando independientemente.

c) A los efectos del análisis dinámico se añadirán los efectos de la torsión adicional (ver 9.5.3.4).

a) Los efectos de la acción sísmica serán combinados con los efectos de las otras cargas según se indica en 8.3.2.

d) Los efectos P-Delta se incluirán en el análisis según se especifica en 8.3.3. Se deberá verificar que el coeficiente de estabilidad asociado a los efectos P-Delta cumple con los valores admisibles dados en 8.3.3.2.

e) Para cada movimiento sísmico y para cada dirección las fuerzas obtenidas del análisis deberán ser divididas entre el factor de reducción efectivo (R_e) que le corresponda a la estructura. El factor R_e se calcula como la sumatoria de los productos del factor de reducción efectivo en cada modo y su masa participativa, dividido entre la sumatoria de las masas participativas consideradas en este cálculo. Como mínimo se incluirán los modos que se especifican en 9.5.3.2. El factor de reducción efectivo en cada modo es el cociente entre el espectro de respuesta elástica y el espectro de respuesta inelástica asociado al Factor de Reducción R de la estructura (ver 6.2), para el período correspondiente a dicho modo.

f) Para cada movimiento sísmico y para cada dirección, las derivas en cada entrepiso y los desplazamientos en cada nivel serán multiplicados por C_d/R_e , donde C_d es el Factor de amplificación del desplazamiento elástico (ver 6.4 y tabla 15). Los valores resultantes deberán satisfacer los requerimientos indicados en 10.3 y 10.4.

g) Para cada movimiento sísmico y para cada dirección, las respuestas a la acción conjunta de las dos componentes horizontales se determinan sumando las respuestas independientes ante cada componente individual en cada instante de tiempo.

h) Las respuestas para los efectos de diseño o verificación estructural serán las respuestas máximas obtenidas de las respuestas calculadas para todos los movimientos sísmicos y para las dos direcciones de análisis.

9.5.4.5. Control de la Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante en la base para cada dirección horizontal deberá satisfacer los valores mínimos dados en 9.5.3.3.

9.6. Método de Análisis Inelástico

9.6.1. General

En estos métodos el comportamiento inelástico de los materiales se incorpora en el modelado de los elementos que conforman la estructura. Los resultados del análisis permiten la identificación de zonas críticas y mecanismos de falla así como la determinación de las demandas locales y globales de ductilidad. Para su aplicación se debe considerar lo siguiente:

a) Estos métodos son de uso obligatorio para verificar los diseños de las estructuras indicadas en la tabla 22.

b) Se definen dos variantes del método, cuyo ámbito de aplicación está dado en la tabla 22: El Método de Análisis Estático Inelástico (ver 9.6.2) y el Método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo (ver 9.6.3).

c) Para la aplicación de estos métodos se podrá seguir lo estipulado en el ASCE 41 en lo referente al análisis estático y lo estipulado en el ASCE-7 en lo referente al análisis dinámico, descritos en 1.7, complementados con lo establecido en 9.6.1 y 9.6.2 de esta norma.

9.6.2. Método de Análisis Estático Inelástico

9.6.2.1. General

Es un análisis estático no-lineal donde los efectos inelásticos se incorporan explícitamente en el modelo estructural y la acción sísmica se define por el espectro de respuesta elástica (ver 7.2).

9.6.2.2. Modelo Matemático

El modelo matemático deberá satisfacer lo siguiente:

a) El análisis y las verificaciones de seguridad de la estructura se realizan con un modelo que no incluya las paredes de relleno.

b) En el caso de que las paredes de relleno puedan causar las irregularidades descritas en 3.6.2 se deberá considerar un segundo modelo que incluya las paredes de relleno con sus propiedades no lineales. Se deben considerar las incertidumbres en la distribución y propiedades de las paredes.

c) Se debe verificar que los elementos estructurales tengan la capacidad y la deformabilidad suficiente para soportar los efectos desfavorables que introducen las paredes.

d) El modelado de la estructura se hará según se especifica en 8.2, incluyendo 8.2.4.3 (h).

e) Las relaciones inelásticas tensión-deformación de los materiales y fuerza-deformación en los elementos estructurales deben ser explícitamente incluidas en el modelo, incluyendo posibles degradaciones de resistencia y rigidez. Las deformaciones plásticas admitidas en los materiales y elementos estructurales deben ser sustentadas por documentos técnicos o por ensayos de laboratorio debidamente documentados.

9.6.2.3. Análisis

El análisis deberá cumplir con lo siguiente:

a) La curva de capacidad de la estructura que relaciona la fuerza cortante en la base con el desplazamiento en el centro de masas del último nivel, será determinada mediante la aplicación estática en los centros de masas de cargas laterales crecientes que empujan la estructura progresivamente hasta alcanzar el desplazamiento último. Previamente se aplican las cargas gravitatorias sobre el edificio. Se harán los análisis considerando las cargas laterales aplicadas en cada sentido y en cada dirección, de donde se seleccionarán los efectos más desfavorables. Para definir el último nivel no se tomarán en cuenta los apéndices que puedan estar presentes.

b) Para estructuras irregulares en planta (ver 3.6.3.2, puntos a, b, c), se usará un modelo espacial (3D) en el análisis. Para estructuras regulares en planta se pueden analizar los planos resistentes en cada dirección por separado.

c) Las cargas laterales se distribuyen verticalmente sobre la estructura de manera de ajustarse a la distribución vertical de las fuerzas cortantes calculadas mediante un análisis dinámico elástico (ver 9.5). Alternativamente se podrá usar una distribución de fuerzas proporcionales a las fuerzas del primer modo de vibración.

d) La curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal se sustituye por una curva idealizada multilínea de donde se obtiene el período efectivo y la fuerza cedente efectiva de la estructura a ser utilizadas en la determinación de la demanda sísmica de desplazamientos.

e) La demanda de desplazamiento en el centro de masas del último nivel de la estructura inducido por la acción sísmica se determina considerando las características dinámicas e inelásticas del sistema estructural. La demanda sísmica se determina para el espectro de respuesta elástica definido en 7.2 asociado al tipo de sismo (ver 1.3).

f) Los efectos torsionales se añadirán según se especifica en 9.4.5.

g) Los efectos P-Delta se incluirán en el análisis según se especifica en 8.3.3.

9.6.2.4. Verificaciones y Criterios de Aceptación

Las verificaciones y los criterios de aceptación son los siguientes:

a) La demanda de desplazamiento se debe comparar con la capacidad de desplazamiento definida por la curva de capacidad de la estructura, para los efectos de determinar el cumplimiento con el nivel de desempeño deseado.

b) La demanda de deformación plástica en los elementos estructurales así como otros parámetros indicadores de daño estructural deben estar por debajo de los valores admisibles de acuerdo al nivel de desempeño deseado. La demanda de fuerzas en los componentes frágiles debe estar por debajo de las capacidades tolerables.

c) Las derivas de cada entrepiso y los desplazamientos de cada nivel deberán satisfacer los requerimientos indicados en 10.3 y 10.4.

d) Se deberá verificar que el coeficiente de estabilidad asociado a los efectos P-Delta cumple con los valores admisibles dados en 8.3.3.

9.6.2.5. Revisión del Proyecto

El análisis y las verificaciones de diseño hechas con el Método de Análisis Estático Inelástico deberán ser revisados y aprobados por un ingeniero especialista que cumpla con los requisitos establecidos en 1.8.h y que además posea experiencia en el análisis no lineal de estructuras.

9.6.3. Método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo

9.6.3.1. General

Es un análisis dinámico no-lineal en donde los efectos inelásticos se incorporan explícitamente en el modelo estructural y la acción sísmica se define por medio de acelerogramas compatibles con el espectro de respuesta elástica del sitio. El análisis se efectuará según se describe en el documento ASCE 7 complementado con lo indicado a continuación.

9.6.3.2. Modelo Matemático

El modelo matemático de la estructura se hará según lo especificado en 9.6.2.2.

9.6.3.3. Movimientos Sísmicos

Se usarán un número no menor de 11 movimientos sísmicos. Los acelerogramas se determinarán y escalarán según se indica en el documento ASCE 7 aplicadas en conjunto con las especificaciones de las acciones sísmicas definidas en los capítulos 4 y 7 de esta norma.

9.6.3.4. Criterios de Aceptación

Los criterios de aceptación deben satisfacer lo indicado en el ASCE 7. Las derivas de cada entrepiso no deben exceder los valores límites indicados en 10.3.

9.6.3.5. Revisión del Proyecto

El análisis y las verificaciones de diseño deberán ser revisados y aprobados por un ingeniero especialista que cumpla con los requisitos establecidos en 1.8.h y que además posea experiencia en el análisis no lineal de estructuras.

9.7. Interacción Suelo-estructura

El análisis de interacción suelo-estructura debe considerar lo siguiente:

- a) La interacción suelo-estructura puede ser incorporada opcionalmente en el análisis estructural teniendo como referencia de carácter general las especificaciones indicadas en el documento ASCE 7 citado en 1.9 de esta norma, en conjunto con los requisitos de investigación geotécnica indicados en 5.8 y las especificaciones de las acciones sísmicas definidas en los capítulos 4 y 7 de esta norma.
- b) Los requerimientos se pueden aplicar en aquellos casos donde el modelo matemático usado en el análisis y diseño de la estructura es un modelo de base rígida. Los requerimientos no se deben aplicar si en el análisis estructural se incorporan grados de libertad adicionales que incluyen la flexibilidad del sistema de fundación y del suelo.

9.8. Requerimientos para Estructuras con Aislamiento Sísmico

Las estructuras con aislamiento sísmico se diseñarán para satisfacer 1.3.1.2.b más 8.6 y se analizarán de acuerdo 1.3.2.h debiendo cumplir con:

- a) Los requerimientos para el análisis y diseño de estructuras que posean sistemas de aislamiento sísmico seguirán los procedimientos, lineamientos, medidas de control y verificaciones indicados en el documento ASCE 7, en conjunto con las especificaciones de las acciones sísmicas definidas en los capítulos 4 y 7 de esta norma y lo indicado en esta sección. Independientemente de su uso y ocupación estas estructuras se diseñarán como de grupo de importancia B2, con el Factor de Importancia correspondiente.
- b) El sistema de aislamiento será verificado con el Sismo Extremo, así como la estructura aislada sujeta a los efectos que se transmitan sobre ella.
- c) Se diferenciará el análisis y las verificaciones de las subestructuras por debajo y por encima del nivel de aislamiento.
 - a) Como el sismo denominado *Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R)* en el ASCE 7 se empleará el Sismo Extremo determinado según 4.4, con el cual se derivarán los espectros asociados y los acelerogramas necesarios. El *Design Response Spectrum* del ASCE 7 se corresponde con el Espectro de Respuesta Elástica dado en 7.2 para el Sismo de Diseño, pero no se escalará para definir el espectro del sismo extremo.
 - b) Se permite el empleo del método de análisis dinámico espectral (ver 9.5.3) para construcciones regulares, de no más de 4 pisos, no situadas en clases de sitio E o F, con periodo de la estructura aislada menor de 5 s y amortiguamiento efectivo para el máximo desplazamiento menor de 30%. En otros casos debe emplearse el método de análisis dinámico elástico de respuesta en el tiempo (ver 9.5.4), siempre que se verifique que la estructura permanece esencialmente elástica; en caso contrario debe utilizarse el análisis dinámico inelástico de respuesta en el tiempo (ver 9.6.3).
- f) Los efectos de la componente vertical del sismo serán considerados de acuerdo a lo estipulado en el ASCE 7.

g) Los factores de reducción R requeridos en el documento ASCE 7 serán los indicados en el punto 6.2 de esta norma.

h) El diseño de la estructura y del sistema de aislamiento sísmico así como el programa de ensayos (ver 8.6) deberán ser realizados por un ingeniero especialista que cumpla con los requisitos establecidos en 1.8.h. El ingeniero especialista emitirá un informe técnico el cual deberá ser revisado y avalado de acuerdo a lo indicado en 1.8.e.

9.9. Requerimientos para Estructuras con Disipadores de Energía

Las estructuras con disipadores de energía se diseñarán para satisfacer 1.3.1.2.c más 8.6 y se analizarán de acuerdo 1.3.2.i, debiendo cumplir con:

a) En el caso de que los disipadores de energía atraviesen la interfaz de aislamiento sísmico de una estructura sísmicamente aislada, ésta se diseñará de acuerdo con 9.8.

b) Los requerimientos para el análisis y diseño de estructuras que posean disipadores de energía seguirán los procedimientos y lineamientos, medidas de control y verificaciones indicados en el ASCE 7, en conjunto con las especificaciones de las acciones sísmicas definidas en los capítulos 4 y 7 de esta norma y lo indicado en esta sección. Se diseñarán para su grupo de importancia, con los factores de importancia correspondientes.

c) Serán verificadas para satisfacer el nivel de prevención del colapso con el Sismo Extremo. Los disipadores de energía no hysteréticos deberán permanecer en rango elástico.

d) Como el sismo denominado *Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake* (MCE_R) en el ASCE-7 se empleará el Sismo Extremo determinado según 4.4, con el cual se derivarán los espectros asociados y los acelerogramas necesarios. El *Design Response Spectrum* del ASCE-7 se corresponde con el Espectro de Respuesta Elástica dado en 7.2. para el Sismo de Diseño con el respectivo factor de importancia, pero no se escalará para definir el espectro del sismo extremo.

e) Se permite el empleo del método de análisis dinámico espectral (ver 9.5.3) para construcciones con al menos dos dispositivos de amortiguamiento en cada dirección y cada piso diseñados para resistir torsión, con amortiguamiento efectivo del modo fundamental en cada dirección menor de 35% y situadas en un lugar tal que el parámetro sísmico A_1 sea menor que 0,2 (ver 4.2). En otros casos debe emplearse el método de análisis dinámico inelástico de respuesta en el tiempo (ver 9.6.3).

f) En el diseño de la estructura se tomará en cuenta el efecto de la respuesta del subsistema de disipación de energía.

g) Los factores de reducción R requeridos en el ASCE 7 serán los indicados en 6.2 de esta norma. Como el *importance factor* I_e del ASCE 7 se usará el factor de importancia α para el sismo de diseño según 4.3.

h) Los efectos de la componente vertical del sismo serán considerados de acuerdo a lo estipulado en el ASCE 7.

i) El diseño de la estructura y del sistema de disipación de energía así como el programa de ensayos deberán ser realizados por un ingeniero especialista que cumpla con los requisitos establecidos en 1.8.h. El ingeniero especialista emitirá un informe técnico el cual deberá ser revisado y avalado de acuerdo a lo indicado en 1.8.e.

10. CONTROL DE DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS

10.1. Generalidades

En este capítulo se presentan los valores límites de desplazamientos y derivas a ser aplicados en el diseño de las estructuras de edificios, tomando en cuenta la protección de los componentes no estructurales. Para otras construcciones se deberá consultar la norma correspondiente. En el caso de usar el Método de Análisis Estático Elástico (9.4) o el Método de Análisis Dinámico Elástico Espectral (9.5.3), se indica en 10.2 el procedimiento para calcular los desplazamientos y derivas totales que incluyen los efectos inelásticos.

10.2. Desplazamiento y Deriva Lateral Total

El desplazamiento y la deriva lateral total se calcularán como se indica en este punto cuando el análisis estructural se haya efectuado con el método de Análisis Estático Elástico o con el Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.3.1). Los desplazamientos y las derivas se determinarán en cada plano resistente y en cada punto de la planta. El procedimiento es el siguiente:

a) El desplazamiento lateral total δ_{Ti} en un punto del nivel i se calculará como:

$$\delta_{Ti} = C_d \delta_{ei} \quad (10.1)$$

Donde:

C_d = Factor de amplificación del desplazamiento elástico y de la deriva elástica, (Tabla 15).

δ_{ei} = Desplazamiento lateral elástico en un punto del nivel i calculado con el espectro de respuesta inelástica, en donde se han incorporados los efectos torsionales y los efectos de las dos componentes horizontales de la acción sísmica.

b) La deriva lateral elástica Δ_{ei} en un punto del entrepiso i se define como la diferencia entre el desplazamiento lateral elástico de dicho punto del nivel i y el del nivel inferior $i-1$. Cuando el análisis se haya efectuado con el método de Análisis Dinámico Elástico, las derivas Δ_{ei} se obtendrán preferiblemente de combinar sus correspondientes valores en cada modo de vibración.

$$\Delta_{ei} = \delta_{ei} - \delta_{e(i-1)} \quad (10.2)$$

Donde:

Δ_{ei} = Deriva lateral elástica en un punto del entrepiso i .

c) La deriva lateral total Δ_{Ti} en un punto del entrepiso i se calculará como:

$$\Delta_{Ti} = C_d \Delta_{ei} \quad (10.3)$$

10.3. Valores Límites De Derivas

10.3.1. Relación de Deriva Lateral Total

La relación de deriva lateral total $\bar{\Delta}_i$ en un punto del entrepiso i se define por:

$$\bar{\Delta}_i = \frac{\Delta_{Ti}}{H_i} \quad (10.4)$$

Dónde:

H_i es la diferencia de altura entre el nivel i y el nivel $i-1$.

10.3.2. Valores límites de la Relación de Deriva Lateral Total

Los valores límites de la relación de deriva lateral total son los siguientes:

- a) Para el Sismo de Diseño y para todas las estructuras con la excepción de las de mampostería, la relación de deriva lateral total $\bar{\Delta}_i$ no debe ser mayor que el valor dado en la tabla 25.
- b) Para el Sismo Extremo, la relación de deriva lateral total $\bar{\Delta}_i$ no debe ser mayor que el doble del valor dado en la tabla 25.
- c) Para el Sismo Frecuente la relación de deriva lateral total $\bar{\Delta}_i$ no debe ser mayor de 0,003 para estructuras con elementos no estructurales frágiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones laterales y 0,005 en los otros casos.
- d) La verificación del cumplimiento de los valores límites de la relación de deriva lateral total $\bar{\Delta}_i$ se hará en cada nivel y en cada punto de la planta de la estructura, en cada dirección de análisis.
- e) Para edificaciones de mampostería que cumplan con lo especificado en la norma de diseño el valor límite de la relación de deriva lateral total $\bar{\Delta}_i$ para el Sismo de Diseño es de 0,002.

10.4. Separaciones Mínimas

10.4.1. Linderos

La separación de la construcción a los linderos debe satisfacer lo siguiente:

- a) Toda edificación deberá separarse de su lindero una distancia mayor que el máximo desplazamiento lateral total del edificio dado por la fórmula 10.1.
- b) La separación indicada en el punto (a) no será menor que 3,5 cm en los primeros 6 metros más el cuatro por mil (4 o/oo) de la altura que exceda esta última.

10.4.2. Componentes No Estructurales

Cuando se tengan componentes no estructurales tales como paredes de relleno u otros que hayan sido separados de la estructura sismorresistente, cumpliendo con lo especificado en 11.6.1, se debe garantizar que la separación entre el componente y la estructura permita el desarrollo de los valores límites de la relación de deriva lateral total de la estructura dados en la tabla 25 sin que se produzca el choque entre ellos.

TABLA 25. Valores límites de la relación de deriva lateral total $\bar{\Delta}_i$ para el Sismo de Diseño

| Tipo y disposición de los elementos no estructurales | Grupo de Importancia | | |
|--|----------------------|-------|-------|
| | A1, A2 | B1 | B2, C |
| Componentes frágiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura | 0,008 | 0,010 | 0,012 |
| Componentes dúctiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura | 0,012 | 0,016 | 0,018 |
| Componentes no susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura | 0,016 | 0,020 | 0,022 |

10.4.3. Edificaciones Adyacentes

Las edificaciones adyacentes deben satisfacer lo siguiente:

- a) Las edificaciones adyacentes deben estar separadas entre sí por medio de juntas estructurales de manera de que no haya contacto entre ellas durante su respuesta sísmica.
- b) La separación mínima será igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los máximos desplazamientos laterales totales dados por la fórmula 10.1 para el último nivel de cada edificación.
- c) En caso de existir juntas estructurales en las áreas de circulación, se deberán tomar las medidas adecuadas a fin de garantizar la circulación en caso de sismos.
- d) Los materiales de relleno o dispositivos que se utilicen en la juntas de separación deben permitir los movimientos relativos indicados en (b), ya sea porque cedan plásticamente o porque se fracturen, sin afectar el desempeño de las estructuras adyacentes.

11. ANÁLISIS Y DISEÑO DE APÉNDICES Y COMPONENTES NO ESTRUCTURALES

11.1. Alcance y Requerimientos Generales

11.1.1. Objetivos

Se establecen en este punto los requisitos mínimos para el análisis y diseño de apéndices estructurales y los componentes no estructurales conectados a la estructura: arquitectónicos, mecánicos, eléctricos y sus anclajes. Se incluyen las paredes de relleno y los paneles de vidrio.

11.1.2. Apéndice Estructural

Se entiende por apéndice estructural una subestructura colocada sobre la estructura principal que no tenga más de un nivel y cuyo peso sea menor que el diez por ciento (10%) del peso del nivel donde se apoye y menor que el dos por ciento (2%) del peso total de la construcción. Si la subestructura no cumple con estas condiciones debe incorporarse dentro del modelo de la estructura principal y analizarse con los métodos del capítulo 9.

11.1.3. Componentes No Estructurales

Los componentes no estructurales considerados en este capítulo incluyen los siguientes:

a) Componentes arquitectónicos:

Paredes que no cumplen función estructural; parapetos, chimeneas, vallas publicitarias; paneles de vidrio; paneles prefabricados de fachadas; revestimientos de fachadas; cielos rasos; luminarias en sitios públicos; recipientes de líquidos; estantes elevados; bibliotecas y estantes de altura mayor a 1,8 m.

b) Componentes mecánicos y eléctricos:

Motores; recipientes a presión, calderas; turbinas, bombas hidráulicas; sistema de ascensores; sistema contra incendios; maquinarias de producción industrial; sistema de climatización y ventilación; equipos médicos en salas de cirugía y emergencia; instalaciones de gas; tuberías y ductos en edificaciones industriales; subestaciones; transformadores; paneles de control y gabinetes eléctricos; torres sobre techos; plantas eléctricas de emergencia; equipos de laboratorio de altura mayor a 1,5 m; bandejas de cables.

11.1.4. Requerimientos Generales

El análisis y diseño deben satisfacer lo siguiente:

a) Los apéndices estructurales y componentes no estructurales deben estar anclados a la estructura principal. El anclaje debe permitir la transmisión de tracciones, compresiones y cortantes, sin contar con la resistencia por fricción inducida por las cargas gravitatorias ni la resistencia a tensión de los morteros, con la excepción de los morteros epóxicos o similares. Se admite la resistencia al cortante del mortero por adhesión.

b) Los apéndices estructurales y los componentes no estructurales serán diseñados para soportar las cargas sísmicas y las deformaciones indicadas en 11.4 a 11.6, a menos que se aplique alguno de los siguientes procedimientos:

1. Se incluyan como parte integrante de la estructura, se modelen incluyendo las propiedades dinámicas y de amortiguamiento del componente y sean diseñados en conjunto con ella;

2. Se efectúe un análisis dinámico específico de los mismos bajo una acción sísmica definida por el espectro del piso donde se encuentren anclados que tome en consideración sus propiedades inerciales, de rigidez, de amortiguamiento y ductilidad;

3. Se demuestre mediante ensayos en mesas vibratorias simuladoras de sismos que tienen la capacidad de resistir, sin que se reduzca su grado de operatividad, eventos sísmicos de las características consideradas para el diseño de la estructura incluyendo la respuesta dinámica prevista en el piso donde van a ser colocados.

c) El diseño de los apéndices y componentes no estructurales y sus conexiones seguirá lo estipulado en las normas de diseño correspondientes para cada caso (ver 1.2.2).

d) Las solicitaciones generadas en la base de los apéndices y componentes no estructurales deberán ser transmitidas a la estructura principal e incorporadas en su diseño, condición que debe ser garantizada por sus conexiones.

11.1.5. Excepciones

Los siguientes componentes no estructurales se exceptúan del cumplimiento de estos requisitos:

a) Componentes arquitectónicos en sitios con $A_A \leq 0,15$ a excepción de aquellos que están en voladizo.

b) Equipos mecánicos y eléctricos en sitios con $A_A \leq 0,15$ que pertenezcan a construcciones de los grupos B2 o C y tengan un Factor de Importancia $\alpha_c=1$ (ver 11.2).

c) Equipos mecánicos y eléctricos en cualquier lugar del país si se cumplen las cuatro condiciones siguientes: (a) Factor de Importancia $\alpha_c=1$; (b) Están anclados a la estructura o a las paredes que cumplen los requisitos de 11.6.1; (c) Existen conexiones flexibles entre el componente y los conductos y tuberías asociados; (d) El equipo pesa menos de 200 kgf y tiene su centro de gravedad a menos de 1 m del nivel del piso o pesa menos de 10 kgf.

11.1.6. Interruptores Automáticos

Se deberá disponer de interruptores automáticos en las uniones con la red de servicio público de gas en las construcciones de los Grupos A1, A2 y B1 que estén localizadas en los sitios con $A_A \geq 0,20$. Los interruptores deberán activarse cuando se presente una aceleración mayor a 0,10 g.

11.2. Factor de Importancia

Se indica en este punto el valor del Factor de Importancia α_c que debe ser asignado a cada componente no estructural. Los valores de α_c son:

a) $\alpha_c = 1,5$ en los casos siguientes:

1. Componentes requeridos para la protección de las personas después de un sismo, incluyendo los sistemas de protección de incendios y las escaleras y salidas de emergencia.
2. Tanques y recipientes con contenido de materiales tóxicos o explosivos.

b) $\alpha_c = 1,0$ en todos los demás casos.

11.3. Fuerzas Sísmicas Horizontales

11.3.1. Determinación de las Fuerzas Sísmicas Horizontales

Las fuerzas sísmicas horizontales se determinan de acuerdo al siguiente procedimiento:

a) La fuerza sísmica en la dirección horizontal sobre el apéndice o componente está dada por:

$$F_c = \frac{\alpha_c a A_k W_c}{g R_c} \quad (11.1)$$

Donde:

F_c : Fuerza sísmica con resultante en el centro de masas, distribuida en proporción a las masas del apéndice estructural o componente no estructural. Esta fuerza será utilizada para el diseño de los miembros, conexiones y anclajes que permitan transferir las fuerzas sísmicas a la estructura.

W_c : Peso del apéndice o componente.

A_k : Aceleración del nivel k de la estructura donde se encuentra el apéndice estructural o componente no estructural, determinada mediante los métodos de análisis del capítulo 9 considerando un Factor de Reducción $R=1$ en el espectro.

g : Aceleración de gravedad (981 cm/s^2)

α_c : Factor de importancia del apéndice o componente (ver 11.2).

a : Factor de amplificación dinámica del apéndice o componente (tabla 26).

R_c : Factor de reducción de respuesta del apéndice o componente (tablas 26 y 27).

b) Opcionalmente el cálculo de la fuerza sísmica dado por la formula 11.1 puede ser sustituido por la formula 11.2:

$$F_c = \frac{\alpha_c a \left(1 + 2 \frac{Z}{h_n}\right) A_A W_c}{R_c} \quad (11.2)$$

El valor de F_c está acotado por los siguientes valores:

$$\frac{3}{4} \alpha_c A_A W_c \leq F_c \leq 4 \alpha_c A_A W_c \quad (11.3)$$

Donde:

A_A : Coeficiente adimensional de la aceleración horizontal del terreno (ver 7.2, fórmula 7.6).

Z : Altura del punto de anclaje del apéndice o componente a la estructura, medida desde el nivel de base de la estructura (ver 8.2.1).

h_n : Altura del último nivel de la estructura, medida con respecto a su nivel de base.

c) Para componentes que están anclados a la estructura en diferentes niveles, para la fuerza F_c de diseño en la Formula 11.1 se tomará el promedio de las aceleraciones A_i de cada nivel; en la Formula 11.2 se tomara el promedio de las alturas.

d) La fuerza sísmica F_c será determinada y aplicada en cada una de las dos direcciones horizontales ortogonales del apéndice o componente y sus efectos serán combinados con los efectos de las otras cargas según se estipula en 8.3.1 y 8.3.2.

e) En aquellos componentes localizados por debajo del nivel de base de la estructura, las fuerzas de diseño F_c se calcularán como si estuvieran en ese nivel.

11.3.2. Factores de Amplificación Dinámica y de Reducción de Respuesta

Estos factores se determinan de la siguiente manera:

a) El Factor de Amplificación Dinámica (a) y el Factor de Reducción de Respuesta (R_c) se dan en la tabla 26 para apéndices y componentes arquitectónicos y en la tabla 27 para componentes mecánicos y eléctricos. El valor de $a=1$ corresponde a componentes rígidos que están anclados rígidamente. El valor de $a=2,5$ es para componentes flexibles y para componentes rígidos o flexibles con apoyos flexibles.

b) Un valor más pequeño del Factor “ a ” puede ser utilizado siempre que se justifique mediante un análisis dinámico. El valor de “ a ” no será menor de 1.

11.4. Fuerza Sísmica Vertical

La fuerza sísmica vertical se determina de acuerdo al siguiente procedimiento:

a) La fuerza sísmica en la dirección vertical está dada por:

$$F_c^V = \pm C_{SV} W_c \quad (11.4)$$

Donde:

F_c^V : Fuerza sísmica con resultante en el centro de masas, distribuida en proporción a las masas del apéndice estructural o componente no estructural.

C_{SV} : Coeficiente sísmico en dirección vertical dado por:

$$C_{SV} = \beta A_A \gamma_{\max} \eta_o \quad (11.5)$$

$\beta = 2,3$

A_A : Coeficiente adimensional de la aceleración horizontal del terreno (Ver 7.2, Fórmula 7.6).

γ_{\max}, η_o : Parámetros del espectro vertical (tabla 19).

b) La fuerza F_c^V se debe considerar actuando simultáneamente con las fuerzas horizontales F_c (ver 11.3). Sus efectos serán combinados con los efectos de las otras cargas según se estipula en 8.3.1 y 8.3.2.

c) En el caso de que se determine el período fundamental de vibración vertical del apéndice estructural o componente no estructural, la fuerza sísmica en la dirección vertical se determina con la fórmula siguiente:

$$F_c^V = \pm A_V(T_V) W_c \quad (11.6)$$

Donde:

$A_V(T_V)$: Coeficiente de la aceleración en dirección vertical dada por el espectro de la componente sísmica vertical (ver 7.5) para el valor de T_V .

T_V : Período fundamental de vibración en dirección vertical.

d) Los voladizos horizontales son sensibles a las acciones sísmicas en dirección vertical. El período fundamental de vibración vertical de un voladizo de sección uniforme con carga uniformemente distribuida se puede calcular como:

$$T_V = 1,79 L^2 \sqrt{\frac{q}{g EI}} \quad (11.7)$$

Donde:

T_V : Período fundamental de vibración vertical.

L: Longitud del voladizo.

q: Carga por unidad de longitud. Incluye la carga permanente y la correspondiente fracción de la carga variable que definen el peso sísmico efectivo (ver 8.2.2).

E: Módulo de elasticidad del material.

I: Momento de inercia del voladizo (ver 8.2.4.3).

g: Aceleración de gravedad.

11.5. Desplazamientos Relativos

11.5.1. General

Los componentes no estructurales deberán ser diseñados para aceptar sin daños los desplazamientos que se indican en este punto. Estos desplazamientos serán combinados con los desplazamientos inducidos por las otras cargas.

11.5.2. Desplazamientos dentro de la Estructura

Los desplazamientos relativos entre dos puntos del componente se determinan como se indica a continuación:

a) El desplazamiento relativo entre dos puntos o deriva inducida por la acción sísmica está dada por:

$$\Delta = |\delta_b - \delta_a| \quad (11.8)$$

Donde:

Δ : Es la deriva lateral total entre los dos puntos “a” y “b” de conexión del componente a la estructura.

δ_a : Es el desplazamiento lateral total de la estructura en el punto “a” de conexión del componente, determinado según se indica en 10.2.

δ_b : Es el desplazamiento lateral total de la estructura en el punto “b” de conexión del componente, determinado según se indica en 10.2.

b) Adicionalmente se debe cumplir que la relación de deriva lateral total $\bar{\Delta}$ dada por la fórmula 11.9 no sea mayor que el valor límite dado en la tabla 25.

$$\bar{\Delta} = \frac{\Delta}{H} \quad (11.9)$$

Donde:

H: Es la diferencia de altura entre el punto “b” y el punto “a”.

TABLA 26. Factor de Amplificación Dinámica (a) y Factor de Reducción de Respuesta (R_c) para apéndices y componentes arquitectónicos

| Apéndices o componentes | a | R _c |
|---|-----|------------------|
| Apéndices tales como tanques elevados y sala de máquinas. | 2,5 | R ⁽¹⁾ |
| Paredes enmarcadas, sin refuerzo interior. | 1,0 | 1,5 |
| Paredes enmarcadas, con refuerzo interior. | 1,0 | 2,0 |
| Componentes en voladizo ⁽²⁾ soportados por debajo de su centro de masas y con deformabilidad alta. | 2,5 | 2,5 |
| Componentes en voladizo ⁽²⁾ soportados por debajo de su centro de masas y con deformabilidad baja. | 2,5 | 1,5 |
| Componentes en voladizo ⁽²⁾ soportados por encima de su centro de masas y con deformabilidad alta. | 1,0 | 2,5 |
| Componentes en voladizo ⁽²⁾ soportados por encima de su centro de masas y con deformabilidad baja. | 1,0 | 1,5 |
| Paneles de vidrio. | 1,0 | 1,5 |
| Revestimientos u ornamentos de fachadas de carácter frágil (o deformabilidad baja). | 1,0 | 1,5 |
| Revestimientos u ornamentos de fachadas de carácter dúctil (o deformabilidad alta). | 1,0 | 2,5 |
| Cielos rasos. | 1,0 | 2,5 |
| Luminarias suspendidas en lugares públicos. | 2,5 | 2,5 |
| Bibliotecas y estantes de altura mayor a 1,5 m. Estantes elevados. | 1,0 | 2,5 |
| ⁽¹⁾ ver 6.2. | | |
| ⁽²⁾ Componentes tales como paredes, muros confinados o con refuerzo interior, parapetos, chimeneas, postes, antenas, vallas publicitarias, ornamentos, antepechos. | | |

11.5.3. Desplazamientos entre Dos Estructuras

El desplazamiento relativo v entre el punto de conexión “a” de la estructura A y el punto de conexión “b” de la estructura B está dado por:

$$v = \pm(|\delta_a^A| + |\delta_b^B|) \quad (11.10)$$

Donde:

δ_a^A : Es el desplazamiento lateral total de la estructura A en el punto “a” de conexión del componente, determinado según se indica en 10.2.

δ_b^B : Es el desplazamiento lateral total de la estructura B en el punto “b” de conexión del componente, determinado según se indica en 10.2.

TABLA 27. Factor de Amplificación Dinámica (a) y Factor de Reducción de Respuesta (R_c) para componentes mecánicos y eléctricos

| Componentes | a | R _c |
|--|-----|----------------|
| Tanques, recipientes a presión, calentadores de agua, calderas, motores, turbinas, bombas, maquinarias de producción industrial, sistemas de aire acondicionado, calefacción y ventilación mecánica. | 1,0 | 2,5 |
| Componentes del sistema contra incendios. | 1,0 | 2,5 |
| Componentes del sistema de ascensores. | 1,0 | 2,5 |
| Plantas eléctricas de emergencia. | 1,0 | 2,5 |
| Tuberías y ductos en edificaciones industriales, construidos con materiales dúctiles. | 1,0 | 2,5 |

| | | |
|---|-----|-----|
| Tuberías y ductos en edificaciones industriales, construidos con materiales frágiles como hierro fundido, vidrio o plásticos no dúctiles. | 1,0 | 1,5 |
| Equipos de laboratorio de altura mayor a 1,5 m. | 1,0 | 2,5 |
| Paneles de control y gabinetes eléctricos, bandejas de cables. | 1,0 | 2,5 |
| Equipos médicos en salas de cirugía y emergencia. | 1,0 | 1,5 |
| Sistema de distribución de electricidad, subestaciones. | 2,5 | 2,5 |
| Torres sobre techos, con materiales de deformabilidad alta. | 2,5 | 2,5 |
| Torres sobre techos, con materiales de deformabilidad baja. | 2,5 | 1,5 |
| Componentes con elementos de aislamiento en su base o en suspensión. | 2,5 | 2,0 |

11.6. Requerimientos de Diseño

11.6.1. Paredes

Las paredes deben satisfacer los siguientes requerimientos:

- a) Las paredes de relleno que están dentro de un pórtico y enmarcadas por el mismo, deben estar debidamente unidas al pórtico de manera de evitar su volcamiento ante fuerzas perpendiculares a su plano. (ver COVENIN 5008).
- b) Si la separación entre columnas de un pórtico con paredes de relleno es mayor de 4 metros se deben colocar machones intermedios de manera que la longitud libre de la pared no exceda dicha distancia. Si la altura del entrepiso es mayor de 3 metros, se deben colocar vigas de corona intermedias para que la altura libre de la pared no exceda dicha distancia. Las vigas de corona y los machones tienen la función de dar estabilidad a la pared y no deben interferir con el desempeño del pórtico.
- c) Todas las paredes que no estén enmarcadas dentro de un pórtico deben estar debidamente unidas a la estructura, ya sea por medio de machones y vigas de corona de concreto armado o perfiles metálicos, generando condiciones de traba entre la pared y el elemento de confinamiento, o por medio de elementos específicos de conexión mecánica. Los elementos de unión deben evaluarse para fuerzas aplicadas en la dirección paralela y perpendicular al plano de la pared ante las cargas laterales especificadas en 11.3.
- d) Los machones de concreto armado o los perfiles metálicos en las paredes no enmarcadas deben ser colocados en los extremos de cada pared y en puntos intermedios con una separación no mayor de 4 metros.
- e) En la intersección de una pared con otra deben colocarse machones de concreto armado o perfiles metálicos.
- f) Las vigas de corona en las paredes no enmarcadas deben colocarse en todo extremo horizontal de la pared y en el interior de la misma con separación no mayor de 3 m.
- g) Se debe verificar que la deformación de la pared fuera de su plano no exceda su capacidad de deformación. (ver COVENIN 5008).
- h) El tratamiento de los efectos de las paredes sobre la estructura se presenta en 8.4. El tratamiento de las columnas cortas se presenta en 8.4.5.3.

11.6.2. Paneles de vidrio

11.6.2.1. General

El diseño de los paneles de vidrio debe considerar lo siguiente:

- a) Deben satisfacer estas especificaciones todos los paneles de vidrio cuya falla pueda afectar el funcionamiento de la instalación o poner en peligro la seguridad de las personas. Se incluyen fachadas de vidrio, vitrinas, etc.
- b) En las construcciones de los Grupos A1 y A2 localizadas en sitios con $A_A > 0,20$ (ver 7.2) los vidrios deberán ser vidrios de seguridad, templados, laminados o armados. En estos casos no se permiten los vidrios recocidos.
- c) Los soportes del vidrio deben tener resistencia, flexibilidad y ductilidad para los efectos de acompañar el movimiento de la estructura. El material vidriado debe disponer de un sellante con la flexibilidad necesaria para evitar la falla frágil del vidrio.
- d) Los paneles de vidrio deben tener una separación y holgura entre éstos y su marco de soportes de manera de resistir las acciones sísmicas. La separación u holgura entre el panel de vidrio y su marco deberá ser tal que se satisfaga la fórmula 11.12.
- e) Las especificaciones aquí descritas deben aplicarse adicionalmente a las requeridas para el diseño de paneles de vidrio ante cargas de viento las cuales se encuentran descritas en el Apéndice A de la Norma COVENIN 2003.
- f) El tipo de vidrio a utilizar debe estar debidamente certificado por el fabricante en cuanto a su resistencia y capacidad de deformación ante cargas sísmicas.

11.6.2.2. Control del desplazamiento relativo

El control del desplazamiento relativo se efectúa como se indica a continuación:

- a) La capacidad de desplazamiento relativo o deriva límite del marco de soporte está dado por:

$$\Delta_c = 2s_v \left[1 + \frac{h_p s_h}{b_p s_v} \right] \quad (11.11)$$

Donde:

Δ_c : Capacidad de desplazamiento relativo para que ocurra el contacto entre el vidrio y el marco de soporte. Se mide sobre la altura del panel de vidrio.

s_v : Separación (holgura) entre el lado vertical del panel y el marco de soporte.

s_h : Separación (holgura) entre el lado horizontal del panel y el marco de soporte.

b_p : Ancho del panel rectangular de vidrio.

h_p : Altura del panel rectangular de vidrio.

- b) La capacidad de desplazamiento relativo dado por la fórmula 11.11 debe ser mayor que la demanda de desplazamiento relativo inducida por la acción sísmica dado por la fórmula 11.8:

$$\Delta_c \geq \Delta \quad (11.12)$$

11.6.3. Revestimientos de fachada

Los revestimientos de fachada deben satisfacer lo siguiente:

- a) Los revestimientos de fachada deben estar conectados a las paredes o a la estructura.

11.6.4. Sistemas de tuberías

Los sistemas de tubería deben satisfacer lo siguiente:

- a) Los sistemas de tuberías deberán ser diseñados para las fuerzas y los desplazamientos especificados en 11.3, 11.4 y 11.5.
- b) El diseño de las tuberías estará basado en los siguientes esfuerzos admisibles; (a) Un 90% de la resistencia cedente mínima especificada para tuberías construidas con materiales dúctiles (acero, aluminio, cobre); (b) Un 70% de la resistencia cedente mínima especificada para conexiones roscadas en tuberías construidas con materiales dúctiles; (c) Un 10% de la resistencia a tracción mínima especificada para tuberías construidas con materiales frágiles (hierro fundido, cerámica); (d) Un 8% de la resistencia a tracción mínima especificada para conexiones roscadas en tuberías construidas con materiales frágiles.
- c) Tuberías que no sean diseñadas para soportar los desplazamientos sísmicos en los puntos de conexión a otros componentes, deberán ser provistas de conexiones flexibles.

11.6.5. Anclajes y conexiones

Las conexiones deben satisfacer lo siguiente:

- a) El diseño de los anclajes en el concreto, debe cumplir lo estipulado en la norma NTF 1753 y el ACI 318.
- b) El diseño de los elementos de conexión, placas base, pernos y soldaduras, debe cumplir con lo estipulado en los Capítulos J y K de las normas NTF 1618-1 así como con NTF 1618-2 o AISC 341.
- c) En el diseño de los soportes de los cielos rasos debe tomarse en cuenta la interacción con los componentes mecánicos y eléctricos que estén dentro del mismo.

12. CONSTRUCCIONES EXISTENTES

12.1. Generalidades

En este capítulo se indican los lineamientos generales para la evaluación, modificación, adecuación o reparación de las construcciones existentes. Deben aplicarse conjuntamente con el resto de las disposiciones de esta Norma.

12.2. Alcance

El alcance de las especificaciones indicadas en este capítulo es el siguiente:

- a) Se deben evaluar y eventualmente adecuar las construcciones existentes indicadas a continuación:
 - 1) Construcciones que clasifican en los Grupos A1, A2 o B1, diseñadas con normas previas a la norma MOP-67 o sin norma sísmica.
 - 2) Construcciones que clasifican en los Grupos A1 o A2, cuyo sistema estructural incumpla los requisitos de la tabla 2 o que no tengan la rigidez y resistencia adecuada.
 - 3) Construcciones que presenten daños debidos a la ocurrencia de un sismo, incluyendo el caso de degradación del suelo por sensibilidad o licuación.

- 4) Cambios de uso o ampliación de una construcción.
 - 5) Modificaciones sustanciales de la estructura portante, eliminación total o parcial de diafragmas, supresión o adición de paredes o tabiques de mampostería, u otras situaciones donde se modifique la respuesta esperada de la edificación ante sismos intensos.
 - 6) Evidentes manifestaciones de deterioro de carácter global en la estructura portante.
 - 7) Deficiencias notables en el sistema de fundaciones tales como asentamientos o levantamientos significativos, deslizamientos de taludes, etc.
 - 8) Otras construcciones indicadas por ordenanzas municipales o industriales específicas.
- b) Se recomienda evaluar las construcciones que clasifican en el Grupo B2 diseñadas con normas previas a la Norma MOP-67 o sin norma sísmica.

12.3.Requisitos Generales

12.3.1. Evaluación

Para las construcciones existentes que ameriten ser evaluadas de acuerdo con 12.2, se requiere como mínimo:

- a) Determinación detallada de su condición estructural existente, atendiendo a la calidad de los materiales de construcción efectivamente utilizados en la obra y dimensiones reales de los elementos.
- b) Revisión, en la medida de lo posible, de los planos existentes para identificar los elementos de construcción no visibles (e.g. barras de refuerzo, fundaciones, etc.). En caso de no disponer de aquellos, se estimarán por medios técnicos o a falta de éstos de manera conservadora.
- c) Determinación de los usos y niveles de cargas gravitatorias realmente ocurrentes. En tal sentido, pueden utilizarse factores de carga iguales a la unidad para las combinaciones de acciones dadas en 8.3.2.
- d) Asignación de un Tipo Estructural entre los tipos descritos en 3.5 y tabla 15.
- e) Asignación de un Nivel de Diseño (ND) y un Factor de Reducción (R) con base en el cumplimiento de requerimientos normativos de incidencia sismorresistente en los componentes del sistema resistente a sismos, dados en esta norma y en las normas de diseño.
- f) Cuando no se satisfagan los requerimientos normativos de incidencia sismorresistente asociados al menor Nivel de Diseño permitido en la norma actual, se utilizará un valor de R no mayor al obtenido de promediar 1 con el valor de R dado en la tabla 15 para el menor Nivel de Diseño correspondiente. En el caso de construcciones frágiles (ver 1.2.1.d) se utilizará un valor de $R=1$.
- g) Evaluación global de la estructura ante las acciones sísmicas dadas en esta norma, considerando su rigidez y resistencia reales, con los métodos de análisis del capítulo 9.
- h) Comparación entre las resistencias de los elementos estructurales existentes y las demandas sísmicas y gravitatorias. Puede considerarse, justificándose apropiadamente, la redistribución inelástica de demandas en función de la ductilidad de los elementos estructurales.
- i) Verificación de los valores límites de la relación de deriva lateral total dados en la tabla 25 de esta norma, considerando los elementos no estructurales existentes. Para construcciones hechas con la

norma MOP de 1967 los valores de la tabla 25 se multiplicarán por 2/3. Para construcciones hechas antes de 1967 los valores de la tabla 25 se multiplicarán por 1/2.

12.3.2. Adecuación

En caso de resultados insatisfactorios de la resistencia o desplazamientos de la estructura existente, se procederá a:

- a) Diseño de un sistema suplementario de refuerzo, aislamiento sísmico o disipación de energía.
- b) Análisis del conjunto entre la estructura suplementaria y la existente y su interacción, determinando las demandas en cada una de ellas, tomando en cuenta las respectivas ductilidades globales, resistencias y rigideces de cada una. En el caso de que se añada una estructura suplementaria con mayor ductilidad que la estructura existente, debe cuidarse que no se excedan la ductilidad, los desplazamientos y derivas tolerables de esta última.
- c) Verificación satisfactoria de las resistencias de los elementos existentes y suplementarios y de las derivas de entrepiso de cada plano resistente. Se admite la redistribución de demandas sísmicas, verificando la estabilidad de cada elemento existente ante las cargas gravitatorias y los desplazamientos sísmicos impuestos; en tal sentido, deben revisarse eventuales efectos P-Delta en las columnas y muros.
- d) Inclusión de nuevas fundaciones en caso de que para las existentes no se pueda garantizar la capacidad necesaria para soportar adecuadamente las demandas impuestas por la nueva superestructura combinada.

12.4. Implementación Detallada

La implementación de los requisitos generales dados en 12.3 deberá cumplir con:

- a) Los requisitos generales mínimos señalados en 12.3, junto con los adicionales que sean procedentes, deben implementarse detalladamente de acuerdo con los principios de la mecánica estructural y la resistencia de materiales.
- b) Mientras no se disponga de una norma nacional especializada en esta temática se puede complementar lo indicado en esta Norma con el estándar ASCE 41 o el Eurocódigo 8-Part 3 indicados en el punto 1.9, o sus versiones más actualizadas.

12.5. Responsabilidades

Las responsabilidades de los profesionales son las siguientes:

- a) Es responsabilidad del ingeniero estructural la implementación detallada indicada en 12.4, de la evaluación, modificación, adecuación o reparación de una edificación existente, de acuerdo con 1.6.5.
- b) La documentación del trabajo deberá incluir todos los puntos indicados en 12.3, de acuerdo con lo especificado en 1.7.
- c) En el caso de edificaciones existentes de los Grupos A1, A2 y B1 o de carácter repetitivo (ver 3.2.3) localizadas en cualquier sitio, del Grupo B1 o de carácter repetitivo (ver 3.2.3) localizadas en sitios con $A_A > 0,1$ y de edificaciones existentes del Grupo B2 de altura mayor a 2 pisos en sitios con $A_A > 0,2$, la revisión será hecha por un ingeniero especialista en ingeniería sismorresistente que cumpla con los requisitos indicados en 1.8.h. En la tabla 1 de 1.8 se listan los requisitos mínimos de incidencia sismorresistente a ser revisados por el ingeniero especialista.

13. FUNDACIONES, MUROS DE CONTENCIÓN Y TERRENOS EN PENDIENTE

13.1. Validez y Alcance

Este capítulo contiene los requisitos mínimos para el diseño sismorresistente de la infraestructura de edificaciones, constituida por las fundaciones y sus respectivos arriostramientos, incluyendo las medidas a tomar en caso de suelos potencialmente licuables. Adicionalmente, se incluyen las especificaciones para el diseño de los muros de contención, y los criterios para evaluar la estabilidad de los terrenos en pendiente.

13.2. Parámetros Geotécnicos

Los parámetros geotécnicos se determinarán como se indica a continuación:

- a) Mediante estudios geotécnicos apropiados se indagarán las propiedades del terreno de fundación, de modo de poder establecer parámetros confiables para el diseño de las fundaciones o muros de contención.
- b) El alcance de la exploración geotécnica debe tomar en cuenta las características de la construcción proyectada. En caso de edificaciones de más de 3 pisos deben efectuarse perforaciones geotécnicas cumpliendo con 5.3.1 hasta una profundidad que muestre terreno con suficiente resistencia y rigidez para fundar; se exceptúa el caso de fundaciones en roca en que se pueda determinar su resistencia mediante investigación superficial. En caso de construcciones de hasta 3 pisos pueden efectuarse calicatas hasta una profundidad que muestre terreno con suficiente resistencia y rigidez para fundar. Si las calicatas no evidencian tal condición deben efectuarse perforaciones que cumplan con lo aquí indicado.
- c) El número de perforaciones o calicatas debe elegirse de acuerdo con la información geológica y el tamaño del área de construcción, adecuadamente separadas para representarla, pero no menos de una por cada 80 metros o fracción del perímetro de la construcción.
- d) En caso de que ocurra alguna de las situaciones indicadas en 5.6 debe investigarse si el suelo es potencialmente licuable, de acuerdo con 13.3.6.
- e) De aplicarse el método de interacción suelo-estructura o modelarse la flexibilidad de la fundación, el estudio geotécnico del sitio debe establecer los parámetros señalados en 5.8.
- f) Para la clase de sitio F (ver 5.2 y tabla 7) deben tomarse medidas apropiadas que garanticen la suficiente rigidez y la estabilidad del sistema de fundaciones. En caso de que existan suelos cohesivos tales como arcillas sensibles cuya resistencia se degrade por la acción sísmica o existan suelos licuables, se deberá determinar la resistencia degradada por el efecto de la carga cíclica y aplicar esas propiedades para la evaluación de la estabilidad estática y las deformaciones inmediatamente después del sismo. Este análisis se denominará postsísmico.
- g) Cuando existan discontinuidades en la estructura del suelo o de la roca, tales como planos de estratificación, de agrietamiento, diaclasas, foliaciones o de cualquier otra naturaleza, el valor de la resistencia representativo para la masa total deberá considerar la presencia de dichas discontinuidades. En estas condiciones, también es necesario verificar la estabilidad para aquellos mecanismos de falla controlados por la resistencia a lo largo de dichas discontinuidades.

13.3. Métodos de Análisis de Fundaciones

13.3.1. General

Para la definición de las sollicitaciones en el sistema de fundación se admiten los métodos de análisis señalados en 13.3.1, 13.3.2, 13.3.3 o 13.3.4. En caso que según el punto 5.6 existan condiciones para que el subsuelo sea potencialmente licuable, se efectuará un análisis del potencial de licuación como se indica en 13.3.6.

13.3.2. Modelo con Fundación Rígida

Se modela el terreno como indeformable, bien considerando empotramientos o articulaciones en las bases de las columnas o muros. En el modelo de análisis no se incluyen las deformaciones que sufre el terreno. Posteriormente ellas se verificarán ante las sollicitaciones obtenidas.

13.3.3. Modelo con Fundación Flexible

El modelo debe cumplir con lo siguiente:

- a) Se modela la fundación incluyendo su flexibilidad axial, lateral y rotacional mediante resortes apropiados, efectuando un análisis del conjunto fundación-terreno. Los valores medios de las constantes de los resortes deben determinarse a partir del módulo de deformación por cortante del terreno (G) de acuerdo con lo señalado en 5.8.
- b) En caso de realizarse un análisis dinámico del conjunto estructura-fundación-terreno, para el diseño debe tomarse el caso más desfavorable entre los asociados a incrementos y decrementos de 50% de la rigidez de los resortes.

13.3.4. Interacción suelo-estructura

Los efectos de la interacción suelo-estructura se tomarán en cuenta según se señala en 9.7. La fundación se modela como rígida sin incluir resortes de flexibilidad del terreno. Las propiedades del terreno para el modelado deben determinarse de acuerdo con lo prescrito en 5.8.

13.3.5. Análisis de respuesta en el tiempo

La excitación sísmica se modela con acelerogramas. Se llevará a cabo de acuerdo con 9.5.4 para análisis elástico o 9.6.3 para análisis inelástico. Las propiedades del terreno para el modelado deben determinarse de acuerdo con lo señalado en 5.8.

13.3.6. Evaluación del Potencial de Licuación

El procedimiento de evaluación es el siguiente:

- a) Se efectuará una evaluación del potencial de licuación cuando ocurra alguna de las situaciones descritas en 5.6. Deberán seguirse procedimientos debidamente sustentados en la literatura técnica, siguiendo recomendaciones tales como las expuestas en la Sección 4.1.4 del documento EN-1998-5:2004, referido en 1.9, u otras más avanzadas. Debe ser realizada por un especialista en geotecnia con el apoyo de un especialista en ingeniería sísmica, de acuerdo con lo estipulado en 1.8.h.
- b) Para dicha evaluación se tomará como aceleración pico probable del terreno el valor $\alpha A_0 F_A$, correspondiente a la respuesta del espectro elástico para $T = 0$ s especificada en 7.2, con F_A para una clase de sitio E de referencia (tabla 8), independientemente de la clase real del sitio. La magnitud del sismo de evaluación se determinará en función del valor αA_0 para el lugar del

proyecto (capítulo 4) y de la fuente sismogénica más lejana que pueda producirlo con probabilidad razonable.

13.4. Sistemas de Fundación

13.4.1. Generalidades

El diseño del sistema de fundación debe considerar lo siguiente:

- a) El diseño del sistema de fundación deberá asegurar que puede soportar las solicitaciones transmitidas por la superestructura, que el terreno puede soportar las acciones transferidas por las fundaciones y que la rigidez del conjunto terreno-fundación sea suficiente para que no se experimenten desplazamientos excesivos que comprometan la funcionalidad de la fundación o de la superestructura. Se deberán satisfacer los requerimientos sismorresistentes expresados en este punto, además de aquellos necesarios para soportar otras cargas a las que pudiera quedar sometida la fundación durante su vida útil.
- b) Cuando sea necesario el uso de un sistema de fundación mixto, y/o de rigideces muy desiguales, deberá verificarse el comportamiento del conjunto bajo la acción sísmica, utilizando un modelo adecuado para los sistemas de fundación empleados.
- c) Cuando las condiciones de fundación no sean homogéneas por la variabilidad horizontal o vertical del perfil geotécnico, se verificarán los asentamientos diferenciales admisibles entre los componentes del sistema de fundación.

13.4.2. Caracterización

El sistema de fundación se caracteriza de la siguiente manera:

- a) El sistema de fundación superficial está compuesto por las zapatas que transmiten las cargas al terreno, los pedestales embebidos en el terreno que conectan las columnas con las zapatas, y las vigas de riostra que conectan los topes de los pedestales. Alternativamente, el sistema está conformado por una losa de fundación, que transmite las cargas al terreno.
- b) El sistema de fundación profundo está compuesto por los pilotes o pilas que transmiten las cargas a capas profundas del terreno, los cabezales que intermedian las cargas de la superestructura hacia los pilotes o pilas y las vigas de riostra que conectan los cabezales.

13.4.3. Solicitaciones en el Sistema de Fundación

Los elementos estructurales del sistema de fundación deben cumplir con lo siguiente:

- a) Los elementos estructurales del sistema de fundación, deberán resistir las solicitaciones derivadas del análisis para las combinaciones con carga sísmica prescritas en 8.3.2.1, además de las correspondientes a otras combinaciones de cargas indicadas en las normas de materiales. **La transferencia de cargas de la base de las columnas y muros a los pedestales, zapatas o cabezales, señalada en el punto 15.4.6 de la NTF 1753, debe incluir la sobrerresistencia, como se indica en el punto 9.3.1 de la misma norma.**
- b) La resistencia del terreno y del sistema terreno-pilote para las combinaciones de carga dadas en 8.3.2.1 puede ser verificada con las capacidades máximas indicadas en 13.5.1 y 13.6.4. Alternativamente, para las combinaciones de carga de servicio Q dadas en las fórmulas (13.1) a (13.4) dicha resistencia puede ser verificada con las capacidades admisibles indicadas en puntos 13.5.2 y 13.6.5.

$$Q = 1,0 CP + 1,0 CV \quad (13.1)$$

$$Q = 1,0 CP \pm 0,7 S_H + 0,21 S_V \quad (13.2)$$

$$Q = 1,0 CP + 0,75CV \pm 0,525 S_H + 0,16 S_V \quad (13.3)$$

$$Q = 0,6 CP \pm 0,7 S_H - 0,21 S_V \quad (13.4)$$

CP, CV, S_H y S_V se definen en 8.3.2.1.

c) Se deben considerar los momentos flectores y las fuerzas axiales que trasmite la superestructura al sistema de fundación. Si se considera que las vigas de riostra poseen la rigidez y resistencia suficiente para que los momentos flectores de la base de las columnas no se transmitan localmente al terreno, deberán añadirse a las cargas provenientes de la superestructura las resultantes de distribuir los momentos flectores cercanos a través de las vigas de riostra.

d) A las cargas provenientes de la superestructura debe añadirse como carga permanente el peso propio de los componentes del sistema de fundación y del material de relleno sobre las zapatas. Cuando la losa de piso se apoye en las vigas de riostra, deberán añadirse sus contribuciones por carga permanente y variable.

e) En la situación de degradación de resistencia del terreno ante la acción sísmica indicada en 13.2, se verificará la capacidad postsísmica para la combinación de cargas (Fórmula 8.6) dada en 8.3.2.1 con carga sísmica nula, en caso de verificación con capacidades máximas, o para la combinación (fórmula 13.1), en caso de verificación con capacidades admisibles.

13.4.4. Diseño Estructural

El diseño del sistema de fundación debe cumplir con lo siguiente:

a) Los elementos estructurales de concreto de las fundaciones serán diseñados respetando el Nivel de Diseño asignado a la superestructura y siguiendo las disposiciones de la COVENIN 1753, particularmente las atinentes a las cuantías de acero longitudinal y transversal máximas y mínimas y los recubrimientos del acero de refuerzo ante la presencia de tierra.

b) El diseño estructural de los pilotes se complementará con lo especificado en 13.6.

c) Las fundaciones deberán conectarse entre sí para minimizar los desplazamientos diferenciales entre ellas. Las vigas o losa del nivel inferior de una edificación pueden cumplir esta función si están ubicadas a no más de 1,50 m desde el fondo de la zapata o cabezal.

d) En general, las vigas de riostra o las zonas entre columnas de las losas que cumplan la misma función deberán poder resistir axialmente, a tracción y a compresión, la mayor carga axial de las combinaciones de diseño en las columnas que enlaza la riostra multiplicada por un coeficiente igual a $A_A / 4$ (ver 7.2), pero no menor que el diez por ciento (10%) de dicha carga. Este requisito puede obviarse en las clases de sitio A y AB, y la clase de sitio B en lugares con $A_A \leq 0,10$.

e) En caso de que las vigas de riostra formen parte del sistema de carga para las losas de su nivel, las mismas se diseñarán considerando todas las solicitaciones actuantes, combinadas a flexocompresión y flexotracción con las fuerzas axiales del requisito anterior.

f) Cuando en el diseño de los componentes en contacto con el terreno (zapatas o grupo de pilotes) no se incluya la transmisión local de los momentos flectores de diseño en la base de las columnas, éstos se distribuirán y equilibrarán apropiadamente en las vigas de riostra, para cada combinación de carga, y las vigas de riostra deberán poseer una rigidez suficiente y un diseño adecuado para resistirlos. En caso contrario, los momentos flectores en las bases de las columnas se distribuirán adecuadamente entre los componentes que concurren (fundación y vigas de riostra).

g) En el diseño de las vigas de riostra en fundaciones sobre suelos potencialmente licuables, se añadirán las consideraciones previstas en las referencias indicadas en 13.7.

13.5. Fundaciones Superficiales

13.5.1. General

Las fundaciones superficiales deben cumplir con lo siguiente:

a) La verificación de la seguridad de una fundación superficial bajo las acciones sísmicas se establece en 13.5.2 para capacidad de soporte última o 13.5.3 para capacidad de soporte admisible, y en 13.5.4 para la estabilidad al deslizamiento.

b) Se controlará que los asentamientos diferenciales esperados como consecuencia de la acción sísmica no comprometan el nivel de desempeño esperado en la edificación, particularmente cuando se funde sobre suelos no cohesivos.

c) El uso de fundaciones superficiales en terrenos potencialmente licuables seguirá las prescripciones de 13.7.

13.5.2. Capacidad de Soporte Última

La capacidad de soporte última de las fundaciones superficiales se calculará como se indica a continuación:

a) El esfuerzo de compresión puntual máximo transferido al terreno (q) para satisfacer las combinaciones de carga indicadas en 8.3.2.1 debe cumplir con lo siguiente:

$$q \leq \phi (q_u / S_e) \quad (13.5)$$

Donde:

ϕ : 0,6

q_u : Capacidad última de soporte del suelo para carga estática. Para suelos licuables se seguirá el punto 13.7.

S_e : Sensibilidad del suelo, definida como el cociente entre las resistencias al corte no drenada pico y residual. Se considera sólo en el análisis postsísmico; se debe emplear $S_e=1$ en cualquier otro caso.

b) Bajo las condiciones más desfavorables que contemplan las solicitaciones sísmicas, se aceptará que en las zapatas ocurra un levantamiento parcial que no exceda del veinticinco por ciento (25%) del área total de apoyo. No se considerará la transmisión de fuerzas de tracción por adhesión entre el terreno y las zapatas.

13.5.3. Capacidad de Soporte Admisibile

La capacidad de soporte admisible de las fundaciones superficiales se calculará como se indica a continuación:

a) El esfuerzo de compresión puntual máximo transferido al terreno (q) para las combinaciones de carga alternativas, fórmulas 13.1 a 13.4, indicadas en 13.4.3, debe cumplir con lo siguiente:

$$q \leq (q_{adm} / S_e) \quad (13.6)$$

Donde:

q_{adm} : Capacidad admisible del suelo para carga estática, definida con un factor de seguridad a la rotura no menor que 3 y que no produzca asentamientos superiores a 2,5 cm al aplicarse uniformemente. Para suelos licuables, se seguirá el punto 13.7.

S_e : Sensibilidad del suelo, definida como el cociente entre las resistencias al corte no drenado pico y residual. Se considera sólo en el análisis postsísmico; se debe emplear $S_e=1$ en cualquier otro caso.

b) Bajo las condiciones más desfavorables que contemplan las solicitaciones sísmicas, se aceptará que en las zapatas ocurra un levantamiento parcial que no exceda del veinticinco por ciento (25%) del área total de apoyo. No se considerará la transmisión de fuerzas de tracción por adhesión entre el terreno y las zapatas.

c) Para las combinaciones de carga establecidas no debe utilizarse ningún incremento de las capacidades de carga admisibles indicadas.

13.5.4. Verificación de la Estabilidad al Deslizamiento

La estabilidad al deslizamiento de las fundaciones superficiales se verificará como se indica a continuación:

a) Se verificará que en el área de contacto efectiva entre la fundación y el terreno, la fuerza cortante, V_s , inducida por las solicitaciones calculadas según 13.4.3.a o el 8.3.2.1, no exceda la fuerza resistente al deslizamiento dada por la fórmula 13.7:

$$V_s \leq \phi (\mu_f N_a + c A_h) \quad (13.7)$$

Donde:

ϕ : 0,8

μ_f : Coeficiente de fricción terreno-fundación, considerando la condición de humedad.

N_a : Fuerza normal al área de contacto A_h que actúa simultáneamente con V_s , incorporando el efecto de la componente vertical del sismo y con los factores de carga más desfavorables.

c : Adhesión entre el terreno y la fundación.

A_h : Área de contacto horizontal de la fundación.

b) Al cálculo de V_s en la fórmula 13.2 se le podrá añadir hasta un 30% de la resistencia resultante de la presión pasiva en la cara lateral de la fundación, cuando la cara cuente con un relleno lateral compactado, con un muro hincado o haya sido vaciada directamente contra una cara vertical limpia de suelo, y el suelo lateral no sea un suelo cohesivo con potencial de retracción.

13.5.5. Elementos Estructurales

Los elementos estructurales de las fundaciones superficiales se diseñarán como se indica a continuación:

a) Las zapatas se diseñarán para resistir los momentos flectores, las fuerzas cortantes y de punzonado derivadas de la transmisión de cargas hacia el terreno. Se cumplirá con las especificaciones de diseño para las dimensiones de concreto y la armadura de acero especificadas en NTF 1753, incluyendo su recubrimiento ante la presencia de tierra.

b) Los pedestales que conectan las columnas a las zapatas se diseñarán para las solicitaciones resultantes del análisis, incluyendo cargas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes, considerando su transmisión entre las columnas y las zapatas. La armadura mínima longitudinal y transversal de cada pedestal será la indicada en NTF 1753 para columnas de concreto reforzado del Nivel de Diseño asignado a la estructura y deberá satisfacer los requisitos de recubrimiento ante la presencia de tierra indicados en la misma norma.

13.6. Fundaciones Profundas

13.6.1. General

Las fundaciones profundas deben cumplir con lo siguiente:

- a) En general, los requerimientos de este punto están dirigidos a los sistemas de fundaciones profundas con pilotes o pilas de concreto reforzado, pretensado o postensado, y de acero o similares. Se considerarán aptos los pilotes de madera, siempre y cuando se asegure un comportamiento sismorresistente acorde con lo establecido en esta Norma.
- b) Para pilotes o pilas, aislados o en grupo, se emplearán cabezales interconectados mediante vigas de riostra diseñadas de acuerdo con 13.4.4.
- c) El uso de fundaciones profundas en terrenos potencialmente licuables seguirá las prescripciones de 13.7.

13.6.2. Criterios de Diseño

El diseño de las fundaciones profundas debe cumplir lo siguiente:

- a) El diseño estructural de los pilotes o pilas será realizado con base en el estado de deformaciones impuesto por las acciones generadas por el sismo, considerando la interacción axial y lateral entre el terreno y los pilotes, bajo fuerzas axiales, momentos flectores y fuerzas laterales.
- b) Adicionalmente, en los casos donde se requiera asegurar una zona dúctil en la parte superior del pilote o donde se pueda esperar incursiones inelásticas, el diseño de dicha zona se realizará con las mismas consideraciones que las de una columna. En estos casos, el cabezal y la conexión deben diseñarse para asegurar que se desarrolle plenamente el comportamiento dúctil en el pilote.

13.6.3. Cabezales

Los cabezales de las fundaciones profundas se diseñarán como se indica a continuación:

- a) El diseño de los cabezales y de la conexión entre el cabezal y el pilote debe asegurar que el pilote desarrolle su resistencia de diseño para cargas axiales y momentos flectores.
- b) Para pilotes sometidos a fuerzas de tracción en estructuras clasificadas en los Grupos de Importancia A1 y A2 con $A_A > 0,10$ y estructuras clasificadas en los Grupos B1 y B2 con $A_A > 0,20$, el anclaje del pilote en el cabezal se diseñará para el menor entre: 1) 1,3 veces la resistencia de extracción del pilote y 2) la resistencia nominal a tracción del refuerzo longitudinal en el caso de un pilote de concreto o la resistencia nominal a tracción en el caso de un pilote de acero. Alternativamente, se diseñará para resistir la fuerza axial a tracción resultante de aplicar los efectos sísmicos con sobrerresistencia según lo indicado en 8.3.2.2. La resistencia de extracción del pilote se tomará como la fuerza máxima de fricción o adherencia que se pueda desarrollar entre pilote y suelo más el peso de pilote.
- c) Para pilotes de acero sometidos a fuerzas de tracción, el anclaje de tubos de acero, tubos de acero rellenos de concreto y perfiles H, se efectuará por otros medios que no sean la adherencia entre el concreto y la superficie de acero no tratada. En estructuras clasificadas en los Grupos de Importancia A1 y A2 con $A_A > 0,10$ y estructuras clasificadas en los Grupos B1 y B2 con $A_A > 0,20$, el anclaje de pilotes de acero será diseñado para una fuerza de tracción no menor que el 10% de la capacidad a compresión del pilote, pero no requiere ser mayor a la fuerza axial a tracción resultante de aplicar los efectos sísmicos con sobrerresistencia según lo indicado en 8.3.2.2.

d) En aquellos pilotes que necesiten refuerzo de confinamiento en su tope, dicho refuerzo será extendido dentro de la altura del cabezal y terminará en un gancho sísmico.

13.6.4. Método constructivo

El método constructivo de las fundaciones profundas debe satisfacer lo siguiente:

a) El método constructivo debe considerar las características del terreno, para evitar daños o discontinuidades en el pilote durante el proceso de construcción.

b) Se deberá considerar la influencia del método constructivo en la capacidad de carga del pilote y en la rigidez del conjunto terreno-pilote. También se considerarán los esfuerzos residuales en el pilote asociados con el método de construcción del pilote, si éstos existieran.

13.6.5. Capacidades Máximas

La capacidad máxima de las fundaciones profundas debe cumplir con lo siguiente:

a) Para satisfacer las combinaciones de carga indicadas en 8.3.2.1, las cargas axiales deben cumplir con:

$$Q \leq \phi Q_u \quad (13.8)$$

Donde:

Q: Carga máxima de compresión o tracción derivada de las combinaciones de carga.

Q_u: Capacidad de carga al agotamiento resistente por compresión o tracción del sistema terreno-pilote.

φ: Factor de reducción de resistencia a tracción o compresión indicado en la tabla 28, dependiente de la eventual ejecución de pruebas de carga.

b) En pilotes construidos por segmentos la fuerza máxima de tracción no excederá el setenta y cinco por ciento (75%) de la resistencia de las conexiones.

c) Las resistencias lateral y a momentos flectores de los pilotes y pilas se determinarán con un factor de reducción de resistencia φ:=0,6.

TABLA 28. Factores de reducción de resistencia máxima, φ, para capacidad de carga axial de pilotes

| Caso de análisis | | Factor φ | |
|------------------|-----------------|-----------------------------|-------------|
| Tipo de carga | Prueba de carga | Con solicitaciones sísmicas | Postsísmico |
| Compresión | Sí | 0,90 | 0,75 |
| | No | 0,60 | 0,75 |
| Tracción | Sí | 0,90 | 0,75 |
| | No | 0,50 | 0,75 |

13.6.6. Capacidades Admisibles

La capacidad admisible de las fundaciones profundas debe cumplir con lo siguiente:

a) Para satisfacer las combinaciones de carga alternativas (13.1) a (13.4), indicadas en 13.4.3, las cargas axiales deben cumplir con:

$$Q_s \leq Q_{adm} \quad (13.9)$$

Donde:

Q_s : Carga máxima de compresión o tracción derivada de las combinaciones de carga.

Q_{adm} : Capacidad de carga admisible por compresión o tracción del sistema terreno-pilote, determinada a partir del agotamiento resistente con un factor de seguridad mínimo de 3 en caso de compresión y de 4 en caso de tracción.

b) Las resistencias lateral y a momentos flectores de los pilotes y pilas se determinarán con un factor de seguridad mínimo de 3.

c) Para el diseño estructural del pilote se utilizarán las combinaciones indicadas en 8.3.2.

13.6.7. Efecto de grupo

En grupos de pilotes cuya separación centro a centro sea menor que 8 veces el diámetro de un pilote, se deberá evaluar la disminución en la capacidad de carga total del grupo, respecto a la calculada como la suma de las capacidades de los pilotes individuales. También debe considerarse la variación en la rigidez del terreno en las direcciones lateral y axial.

13.6.8. Pilotes inclinados

Para el diseño de pilotes inclinados se utilizarán las combinaciones con sobrerresistencia indicadas en 8.3.2.2. Cuando actúen agrupados con pilotes verticales, estas fuerzas se distribuirán en función de las rigideces relativas y la distribución geométrica de los pilotes en el grupo.

13.7. Fundaciones en Suelos Licuables

Las fundaciones localizadas sobre suelos licuables deben cumplir con lo siguiente:

a) En el caso de que la evaluación del potencial de licuación (ver 13.3.5) indique que existen capas del terreno potencialmente licuables, se permite fundar cuando éstas hayan sido debidamente tratadas, y se compruebe que los asentamientos totales y/o diferenciales u otros efectos como empujes laterales no comprometan el desempeño de la estructura.

b) Alternativamente, pueden diseñarse fundaciones que cumplan los requisitos contenidos en el documento (BSSC, 2015) referido en 1.9, u otros más avanzados. Es necesario que ese eventual diseño sea realizado por especialistas en geotecnia e ingeniería sismorresistente, de acuerdo con lo señalado en 1.8.h.

c) Para la determinación del espectro de respuesta inelástica debe efectuarse un estudio especial de sitio, cumpliendo con 5.11, según se señala en 5.6.

13.8. Muros de Contención

13.8.1. Clasificación

A los fines de la verificación de la estabilidad, los muros de contención se clasificarán en los siguientes tipos: gravedad, voladizo, anclados y tierra reforzada. En los muros anclados y de tierra reforzada se garantizará que el suelo de anclaje conserve la resistencia requerida para la función de anclaje durante el Sismo de Diseño y, en particular, que tenga un gran margen de seguridad contra la licuación.

13.8.2. Análisis de los Muros de Contención

El diseño de los muros de contención incluirá los efectos del sismo sobre el muro y el material sostenido. Cuando se utilicen métodos basados en equilibrio de fuerzas, el empuje dinámico deberá calcularse considerando la interacción entre el muro y el material sostenido. Adicionalmente, si el material detrás del muro está saturado durante las condiciones de servicio, se incluirá el efecto hidrodinámico en el análisis.

13.8.3. Combinación de Efectos

Los casos de carga a considerar con los métodos de análisis que utilicen el equilibrio de fuerzas se definen a continuación:

a) Con solicitaciones sísmicas:

$$U = 1,2 \text{ CP} + \gamma \text{ CV} + \text{ED} \pm S_H + 0,3 S_V \quad (13.10)$$

$$U = 0,9 \text{ CP} + \text{ED} \pm S_H - 0,3 S_V \quad (13.11)$$

b) Postsísmico:

$$U = 1,2 \text{ CP} + \gamma \text{ CV} + \text{EE} \quad (13.12)$$

Donde:

U: Solicitaciones para la verificación de la capacidad portante del muro y su fundación.

CP: Efectos de las cargas permanentes.

CV: Efectos de las cargas variables.

ED: Empuje dinámico de la cuña de terreno movilizada detrás del muro.

EE: Empuje estático de la cuña de terreno movilizada detrás del muro.

S_H: Efecto debido a las dos componentes horizontales del sismo (Ver 8.3.1.1) diferente al empuje del terreno, pero considerando las fuerzas inerciales del muro, calculadas con un coeficiente sísmico igual a 0,75 A_A.

S_V: Efecto debido a la componente vertical del sismo (Fórmula 8.4) diferente al empuje del terreno, pero considerando las fuerzas inerciales del muro, calculadas con un coeficiente sísmico en dirección vertical igual a 0,75 A_A γ_{máx}, donde γ_{máx} está dado en 7.5.

γ: factor igual a 0,5 cuando la carga variable sea menor de 500 kgf/m², con la excepción de sitios de reunión pública o de estacionamiento de vehículos, e igual a 1 en los otros casos.

c) Las fundaciones de los muros serán verificadas para la condición postsísmica según 13.4.3.

13.8.4. Verificación Sísmica de la Estabilidad de Muros

Para la estabilidad sísmica de los muros se evaluará: la estabilidad global, la capacidad de soporte y el deslizamiento, cualquiera que sea el tipo de muro. En muros anclados y/o de tierra reforzada, además se verificará la estabilidad interna y los elementos de sujeción.

13.8.4.1. Requisitos para la Verificación de la Estabilidad Global, la Capacidad de Soporte y el Deslizamiento

Los requisitos son los siguientes:

a) La verificación de la estabilidad global se realizará de acuerdo con lo estipulado en 13.8.4.2.

b) Las verificaciones de la capacidad de soporte del terreno de fundación debajo del muro y de estabilidad al deslizamiento se harán para las combinaciones del punto 13.8.3, de acuerdo con lo establecido en 13.5.2 y 13.5.4. Igualmente, en caso de que el muro esté fundado sobre pilotes, se deberá satisfacer lo establecido en 13.6.

13.8.4.2. Requisitos para la Verificación de la Estabilidad al Volcamiento

La verificación de la estabilidad al volcamiento se efectuará para las combinaciones del punto 13.8.3, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\Sigma M_a \leq 0,7 \Sigma M_r \quad (13.13)$$

Donde:

ΣM_a = Sumatoria de momentos actuantes provenientes de los casos de carga establecidos en 13.8.3.

ΣM_r = Sumatoria de momentos resistentes.

13.9. Estabilidad de Terrenos en Pendiente

La estabilidad de los terrenos en pendiente se verificará según se indica a continuación:

a) La respuesta de terrenos en pendiente ante el sismo de diseño puede determinarse por métodos simplificados, por métodos de análisis dinámico tales como los modelos de elementos finitos o bloques rígidos, u otros métodos debidamente sustentados. El método pseudoestático se presenta en 13.9.1 y el método de la aceleración crítica se presenta en 13.9.2.

b) Los métodos pseudoestáticos no podrán utilizarse cuando la topografía o estratigrafía presenten irregularidades abruptas, o en suelos con potencial de desarrollar altas presiones de poros o degradación significativa de la rigidez bajo carga cíclica.

c) La estabilidad de terrenos en pendiente se verificará obligatoriamente en los siguientes casos:

1) Cuando las condiciones geológicas regionales y locales indiquen inestabilidad potencial de la zona.

2) Cuando el área esté afectada por modificaciones en su topografía original, incluyendo terracedos, en especial donde existan zonas con línea de drenaje alta y cuerpos de relleno no confinados en bordes de laderas.

3) Lugares en condiciones geotécnicas desfavorables como: altas presiones de poros o suelos cuya resistencia se degrade durante la acción sísmica.

4) Cuando la superficie de falla pueda estar controlada por discontinuidades geológicas, en cuyo caso deben considerarse superficies potenciales de falla a lo largo de dichas discontinuidades.

5) En terrenos con pendientes mayores que 18° (3 horizontal a 1 vertical).

6) Si en un estudio de microzonificación sísmica el área está identificada de alto o muy alto peligro de deslizamientos.

13.9.1. Análisis Pseudoestático de Terrenos en Pendiente

El análisis pseudoestático debe cumplir con lo siguiente:

a) Para el caso de los métodos pseudoestáticos de equilibrio inercial, la máxima fuerza de inercia horizontal se calculará con un coeficiente sísmico no menor que 0,5 A_A , la cual actuará en la dirección más desfavorable, y se incorporará el efecto desfavorable de la componente vertical con un coeficiente sísmico en dirección vertical no menor a 0,5 $A_A \gamma_{max}$. A tal fin, se utilizará la resistencia al corte sin degradar.

b) Cuando se prevean reducciones de resistencia al corte del suelo, se evaluará la estabilidad postsísmica del terreno en pendiente utilizando la resistencia degradada.

c) Para el caso de métodos basados en desplazamientos admisibles, se deberá contar con valores representativos de las velocidades máximas del terreno.

d) Para todos los casos de análisis pseudoestáticos de equilibrio inercial, ya sea con acciones sísmicas o en condición postsísmica, el factor de seguridad mínimo a la falla deberá ser mayor o igual que 1,2.

13.9.2. Método de la Aceleración Crítica

En este método (también conocido como “método del bloque rígido deslizante”) se estima la aceleración crítica en dirección de la pendiente que genera deslizamiento en la ladera, a partir de las propiedades del terreno. Mediante modelado de la acción sísmica con acelerogramas, o parámetros representativos como la intensidad sísmica de Arias, se estiman los desplazamientos probables, los cuales se pueden asociar al peligro de deslizamiento.

14. INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA

14.1. Generalidades

En este capítulo se indican las construcciones en donde las autoridades nacionales determinarán la conveniencia de instalar instrumentos de medición para la Red Nacional Acelerográfica, las características y número de instrumentos a instalar y la responsabilidad de la instalación y mantenimiento de los mismos. El objetivo de la instrumentación es la medición del movimiento sísmico en el sitio y del movimiento vibratorio de respuesta estructural.

14.2. Construcciones a ser Instrumentadas

Deberá preverse la posible instrumentación sísmica de las construcciones localizadas en los sitios de intensidad sísmica elevada ($A_A > 0,2$) e intermedia ($0,1 < A_A \leq 0,2$) según se describe a continuación:

a) Toda construcción de los Grupos A1 y A2. Se instalará un instrumento en la base de la construcción. Si la misma tiene más de seis niveles de altura o posee un área construida mayor de 6.000 m² se instalará un instrumento adicional en el último nivel.

b) Las construcciones del Grupo B1 con más de 20 niveles o 60 metros de altura o con un área construida mayor de 20.000 m². Se instalarán como mínimo dos instrumentos, uno en la base y otro en el último nivel.

c) Los conjuntos habitacionales unifamiliares o multifamiliares de más de 200 unidades de vivienda. Se instalará un instrumento en un sitio adyacente o en su base.

14.3. Instrumentación Sísmica

La instrumentación sísmica deberá cumplir con los siguientes requerimientos:

a) En los casos indicados en 14.2, FUNVISIS podrá requerir los espacios adecuados para la instalación de instrumentos para registrar los movimientos fuertes del terreno. En tal caso, sus propietarios deberán otorgar el uso de los espacios a perpetuidad, salvo renuncia de aquella institución.

b) Durante el proyecto el propietario deberá consultar con FUNVISIS si se requiere la instalación de los equipos, suministrándole detalles de la ubicación, el tipo de terreno, el uso y planos de disposición de áreas de la edificación. FUNVISIS contestará en el plazo establecido en la Ley Orgánica de Procedimientos Administrativos, en caso contrario el propietario queda exento de este requerimiento.

- c) Los instrumentos deben ser acelerógrafos digitales para movimientos fuertes e integrados a la Red Nacional.
- d) Los instrumentos colocados en la base deben tener tres sensores triaxiales, dos horizontales ortogonales y uno vertical. Los instrumentos colocados en los niveles superiores de la estructura pueden tener solamente dos sensores horizontales ortogonales.
- e) Cuando se requieran dos equipos, estos se ubicarán en la base y preferiblemente en el último nivel de la edificación o en el nivel más elevado donde sea posible la instalación. Para el caso en que se requieran tres equipos, el tercero se ubicará aproximadamente a media altura. Los instrumentos deberán estar alineados verticalmente y preferiblemente ubicados cerca de los centros de masas. Cuando se requiera solo un instrumento, éste se colocará en la base de la construcción.
- f) Los instrumentos deberán estar interconectados entre sí o disponer de una base común de tiempo.
- g) Los instrumentos deben estar firmemente anclados.
- h) Los instrumentos deben colocarse en sitios alejados de maquinarias que produzcan vibraciones y deben ser de fácil acceso. Los instrumentos deben estar debidamente protegidos.

14.4. Responsabilidades

La responsabilidad de la instalación y mantenimiento de la instrumentación sísmica es la siguiente:

- a) Para cubrir los costos de adquisición, instalación y mantenimiento de los equipos se llegará a un acuerdo con los propietarios de la edificación.
- b) En el proyecto de la edificación se deberán prever los espacios requeridos para la colocación de los instrumentos.
- c) Los propietarios de la edificación donde se instalen los equipos deberán garantizar su seguridad.
- d) Los propietarios de la edificación deben garantizar el acceso a los equipos al personal de FUNVISIS en días y horarios laborales.
- e) Los propietarios de la edificación tendrán derecho a la entrada a los espacios de las estaciones para limpieza.
- f) En caso de ocurrencia de cualquier alteración de las condiciones normales de las edificaciones donde existan equipos de la Red Nacional Acelerográfica, los propietarios de aquellas deben informar a la brevedad a FUNVISIS.
- g) FUNVISIS suministrará copia de los registros tomados en las estaciones de una determinada construcción a sus propietarios y viceversa.
- h) La información generada por los registros sísmicos, una vez procesados, será del dominio público.

**COVENIN
1756-1:2019**

PUBLICADO POR:



FODENORCA

FONDO DE DESARROLLO PARA LA NORMALIZACIÓN,
CALIDAD, CERTIFICACIÓN Y METROLOGÍA

RESERVADOS TODOS LOS DERECHOS

**Av. Libertador, Centro Comercial Los Cedros, PB,
Urbanización La Florida, Caracas**

**N° DE DEPÓSITO LEGAL: DC2020000261
I.C.S: 91.120.25**