

NEC

NORMA ECUATORIANA
DE LA CONSTRUCCIÓN

PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE

Ministerio
de **Desarrollo**
Urbano y Vivienda



CÓDIGO
NEC - SE - DS

Econ. Diego Aulestia Valencia
Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda

Econ. Luis Felipe Guevara Urquiza
Subsecretario de Hábitat y Asentamientos Humanos

Arq. Rubén Darío Paredes Cortez
Subsecretario de Vivienda

Arq. Jose Antonio Toral Valdivieso
Director de Hábitat y Asentamientos Humanos

Arq. Jose Antonio Martín Erquicia
Coordinador de proyecto

Textos:

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI)
Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON)

Producción Editorial:

Dirección de Comunicación Social, MIDUVI

Diciembre 2014

ISBN:0000000000

■ Prólogo

Al Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, ente rector de las políticas de hábitat y vivienda a nivel nacional, le corresponde formular la normativa que propicie el desarrollo ordenado y seguro de los Asentamientos Humanos, la densificación de las ciudades y el acceso a la vivienda digna.



Bajo ese marco, y considerando además que nuestro país está localizado en una zona calificada de alto riesgo sísmico, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda llevó a cabo un proceso de actualización de la Normativa Técnica referente a la Seguridad Estructural de las Edificaciones (Código Ecuatoriano de la Construcción de 2001). Esta labor fue realizada en conjunto con la Cámara de la Industria de la Construcción, entidad que coordinó el desarrollo de varios documentos normativos a través de comités de expertos de entidades públicas, del sector privado y representantes de instituciones académicas. Se realizaron talleres de trabajo con los profesionales del sector y se aplicaron las mejores prácticas internacionales en el ámbito de la edificación.

El objetivo fue determinar nuevas normas de construcción de acuerdo a los avances tecnológicos a fin de mejorar los mecanismos de control en los procesos constructivos, definir principios mínimos de diseño y montaje en obra, velar por el cumplimiento de los principios básicos de habitabilidad, y fijar responsabilidades, obligaciones y derechos de los actores involucrados en los procesos de edificación.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción pretende dar respuesta a la demanda de la sociedad en cuanto a la mejora de la calidad y la seguridad de las edificaciones, persiguiendo a su vez, proteger al ciudadano y fomentar un desarrollo urbano sostenible

A large, stylized handwritten signature in black ink, written over a horizontal line.

Econ. Diego Aulestia Valencia
Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda

TABLA DE DATOS

NOMBRE DEL DOCUMENTO HABILITANTE	FECHA
Expedición mediante Acuerdo Ministerial Nro. 0028	19 de agosto de 2014
MIDUVI, Registro Oficial, Año II, Nro. 319	26 de agosto de 2014
Actualización mediante Acuerdo Ministerial Nro. 0047	15 de diciembre de 2014
MIDUVI, Registro Oficial, Año II, Nro. 413	10 de enero de 2015

LISTADO DE PERSONAS Y ENTIDADES PARTICIPANTES

INSTITUCIÓN	NOMBRE
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda	Ing. José Vicente Chiluisa Ochoa
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda	Arq. Francesca Blanc
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda	Ab. Jonathan Santiago Gómez Pumagualle
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda	Arq. Jose David Saura Gonzalez
Cámara de la Industria de la Construcción	Ing. Hermel Flores Maldonado
Cámara de la Industria de la Construcción	Ing. Ginno Manciatì Jaramillo
Colegio de Ingenieros Mecánicos de Pichincha	Ing. Carlos Baldeón Valencia
Escuela Politécnica Nacional	Ing. Sigifredo Décimo Díaz Mendoza
Escuela Politécnica Nacional	Ing. Patricio Honorato Placencia Andrade
Escuela Politécnica Nacional	Arq. Félix Policarpo Vaca Moncayo
Escuela Politécnica Nacional	Ing. Hugo Alfonso Yépes Arosteguí
Universidad San Francisco de Quito	Ing. Telmo Andrés Sánchez Graunauer
Universidad San Francisco de Quito	Dr. Fabricio Oswaldo Yépez Moya
Pontificia Universidad Católica del Ecuador	Ing. Oswaldo Marcelo Guerra Avendaño
Pontificia Universidad Católica del Ecuador	Ing. Guillermo Ricardo Realpe Rivadeneira
Universidad Central del Ecuador	Msc. Ing. Hernán Estupiñan Maldonado
American Concrete Institute	Ing. Juan Carlos Garcés P.
FRACTALES Cia. Ltda.	Dr. Vinicio Andrés Suárez Chacón
GEOESTUDIOS S.A.	Dr. Xavier Fernando Vera Graunauer
Cambridge Consultores de Desarrollo S.A.	Ing. José Andrés Vallejo Bermeo
Cambridge Consultores de Desarrollo S.A.	Ing. Michael Joseph Maks Davis
Cambridge Consultores de Desarrollo S.A.	Ing. Mathieu Lamour
Cambridge Consultores de Desarrollo S.A.	Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro
Cambridge Consultores de Desarrollo S.A.	Dr. Miguel Angel Jaimes Téllez
Consultor Particular	Dr. Pedro Pablo Rojas Cruz
Consultor Particular	Ing. Jaime Enrique García Alvear
Consultor Particular	Ing. Fabián Enrique Espinosa Sarzosa
Consultor Particular	Ing. Jorge Luis Palacios Riofrío
Consultor Particular	Ing. Jorge Enrique Orbe Velalcázar
Consultor Particular	Msc. Ing. Alex Francisco Albuja Espinosa

NEC

NORMA ECUATORIANA
DE LA CONSTRUCCIÓN

PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE

Ministerio
de **Desarrollo**
Urbano y Vivienda



CÓDIGO
NEC - SE - DS

CONTENIDO

Índice de figuras	6
Índice de tablas	7
1. Generalidades	8
1.1. Introducción	8
1.2. Definiciones	8
1.3. Unidades y simbología	14
1.3.1. Unidades	14
1.3.2. Simbología	14
1.4. Contexto normativo	21
1.4.1. Normas ecuatorianas de la construcción	21
1.4.2. Normas extranjeras usadas para la norma NEC-SE- DS de las NECs	22
2. Alcances del capítulo y objetivos de seguridad sísmica	24
2.1. Objetivos y alcances	24
2.1.1. Objetivos	24
2.1.2. Alcances	24
2.1.3. Actores y responsabilidades	24
2.2. Bases del diseño	24
2.3. Memoria de cálculo	25
3. Peligro sísmico del ecuador y efectos sísmicos locales	27
3.1. Zonas sísmicas y curvas de peligro sísmico	27
3.1.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z	27
3.1.2. Curvas de peligro sísmico	28
3.2. Geología local	29
3.2.1. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico	29
3.2.2. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	31
3.3. Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño	32
3.3.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	32
3.3.2. Espectro elástico de diseño en desplazamientos	36
3.4. Componente vertical del sismo de diseño	37
3.4.1. Aplicabilidad	37
3.4.2. Caso general	37
3.4.3. Estructuras de uso especial o esencial cerca de una falla geológica	37
3.4.4. Elementos que exceden los límites de las plantas de los pisos	37
3.5. Combinación de las fuerzas sísmicas ortogonales y dirección de aplicación	38

3.5.1.	Combinación de las componentes horizontales	38
3.5.2.	Combinación de las componentes horizontales y vertical	38
4.	Metodología del diseño sismoresistente	39
4.1.	Categoría de edificio y coeficiente de importancia I	39
4.2.	Filosofía de diseño sismo resistente	40
4.2.1.	Principios	40
4.2.2.	Límites permisibles de las derivas de los pisos	40
4.2.3.	Síntesis	41
4.3.	Estructuras de ocupación especial y esencial	41
4.3.1.	Generalidades	41
4.3.2.	Niveles de amenaza sísmica	41
4.3.3.	Nivel de las fuerzas sísmicas	41
4.3.4.	Objetivos y niveles de desempeño sísmico	42
4.4.	Requisitos del diseño sismo resistente	42
4.5.	Métodos de diseño	43
4.5.1.	Determinación de las fuerzas sísmicas laterales	43
4.5.2.	Metodologías de diseño sísmico	44
4.5.3.	Sistema elástico equivalente	44
5.	Consideraciones para el pre-diseño y diseño conceptual	46
5.1.	Separación entre estructuras adyacentes	46
5.1.1.	Separación dentro de la misma estructura	46
5.1.2.	Separación entre estructuras adyacentes	46
5.1.3.	Establecimiento de separaciones mínimas entre estructuras	48
5.2.	Regularidad/configuración estructural	48
5.2.1.	Configuración estructural	48
5.2.2.	Regularidad en planta y elevación	49
5.2.3.	Irregularidades y coeficientes de configuración estructural	49
6.	Método 1: diseño basado en fuerzas (DBF)	53
6.1.	Requisitos generales	53
6.1.1.	Condiciones de aplicación	53
6.1.2.	Objetivos generales y requisitos	53
6.1.3.	Límites del DBF	53
6.1.4.	Requisito R_{DBF} : Fuerzas internas (solicitaciones mecánicas)	53
6.1.5.	Requisito D_{DBF} : derivas de piso	54
6.1.6.	Modelación estructural	54
6.1.7.	Carga sísmica reactiva W	55
6.2.	Métodos de análisis para el DBF	56
6.2.1.	Procedimiento estático	56
6.2.2.	Procedimientos dinámicos de cálculo de las fuerzas sísmicas	56
6.3.	Procedimiento de cálculo del DBF	60

3.5.1.	Combinación de las componentes horizontales	38
3.5.2.	Combinación de las componentes horizontales y vertical	38
4.	Metodología del diseño sismoresistente	39
4.1.	Categoría de edificio y coeficiente de importancia I	39
4.2.	Filosofía de diseño sismo resistente	40
4.2.1.	Principios	40
4.2.2.	Límites permisibles de las derivas de los pisos	40
4.2.3.	Síntesis	41
4.3.	Estructuras de ocupación especial y esencial	41
4.3.1.	Generalidades	41
4.3.2.	Niveles de amenaza sísmica	41
4.3.3.	Nivel de las fuerzas sísmicas	41
4.3.4.	Objetivos y niveles de desempeño sísmico	42
4.4.	Requisitos del diseño sismo resistente	42
4.5.	Métodos de diseño	43
4.5.1.	Determinación de las fuerzas sísmicas laterales	43
4.5.2.	Metodologías de diseño sísmico	44
4.5.3.	Sistema elástico equivalente	44
5.	Consideraciones para el pre-diseño y diseño conceptual	46
5.1.	Separación entre estructuras adyacentes	46
5.1.1.	Separación dentro de la misma estructura	46
5.1.2.	Separación entre estructuras adyacentes	46
5.1.3.	Establecimiento de separaciones mínimas entre estructuras	48
5.2.	Regularidad/configuración estructural	48
5.2.1.	Configuración estructural	48
5.2.2.	Regularidad en planta y elevación	49
5.2.3.	Irregularidades y coeficientes de configuración estructural	49
6.	Método 1: diseño basado en fuerzas (DBF)	53
6.1.	Requisitos generales	53
6.1.1.	Condiciones de aplicación	53
6.1.2.	Objetivos generales y requisitos	53
6.1.3.	Límites del DBF	53
6.1.4.	Requisito R_{DBF} : Fuerzas internas (solicitaciones mecánicas)	53
6.1.5.	Requisito D_{DBF} : derivas de piso	54
6.1.6.	Modelación estructural	54
6.1.7.	Carga sísmica reactiva W	55
6.2.	Métodos de análisis para el DBF	56
6.2.1.	Procedimiento estático	56
6.2.2.	Procedimientos dinámicos de cálculo de las fuerzas sísmicas	56
6.3.	Procedimiento de cálculo del DBF	60

6.3.1.	Pasos del método	60
6.3.2.	Cortante basal de diseño V	61
6.3.3.	Determinación del período de vibración T	61
6.3.4.	Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R.....	63
6.3.5.	Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales	66
6.3.6.	Distribución horizontal del cortante	67
6.3.7.	Momentos torsionales horizontales y torsión accidental	67
6.3.8.	Efectos de segundo orden P- Δ y índice de estabilidad Q_i	67
6.3.9.	Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso Δ_M)	69
7.	Método 2: diseño basado en desplazamientos (DBD)	71
7.1.	Introducción	71
7.1.1.	Principios y objetivos del DBD	71
7.1.2.	Condiciones de aplicación	71
7.1.3.	Representación del sismo de diseño DBD	71
7.1.4.	Principio: sistema elástico equivalente en DBD de un grado de libertad	71
7.1.5.	Puntos-claves del DBD	72
7.1.6.	Lógica general y proceso de diseño del DBD	72
7.2.	Criterios y requisitos del DBD	73
7.2.1.	Requisitos generales para la aplicación de DBD	73
7.2.2.	Nivel de desempeño estructural.....	73
7.2.3.	Criterio de desempeño: deformación unitaria máxima	73
7.2.4.	Determinación de los parámetros usados en el DBD	74
7.2.5.	Cortante basal de diseño para el DBD	78
7.2.6.	Vector de fuerzas laterales	79
7.3.	Perfil de desplazamiento de diseño	80
7.3.1.	Edificaciones aporticadas	80
7.3.2.	Edificaciones con muros estructurales	81
8.	Sistemas de control y aislamiento a la base	83
8.1.	Alcance	83
8.2.	Requisitos de diseño generales	83
8.2.1.	Requisito de sistema estructural	83
8.2.2.	Métodos de cálculo	83
8.3.	Requisitos mínimos de diseño de sistemas de aislamiento sísmico.....	83
8.4.	Requisitos de diseño de sistemas de disipación pasiva de energía.....	84
9.	Estructuras diferentes a las de las edificaciones.....	85
9.1.	Introducción	85
9.2.	Estructuras portuarias, puentes y tanques con fondo apoyado	85
9.2.1.	Estructuras portuarias	85
9.2.2.	Puentes	85
9.2.3.	Tanques con fondo apoyado.....	85

9.3.	Parámetros	86
9.3.1.	Peso W	86
9.3.2.	Período fundamental T	86
9.3.3.	Límites de deriva	86
9.3.4.	Efectos de interacción	86
9.3.5.	Fuerzas laterales	86
9.3.6.	Distribución de las fuerzas laterales	87
9.3.7.	Factor de reducción de respuesta para estructuras diferentes a las de edificación	87
10.	Apéndices	88
10.1.	Fundamentos del estudio de peligro sísmico	88
10.1.1.	Fundamentación del mapa de zonificación	88
10.1.2.	Establecimiento de los espectros	89
10.2.	Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z	90
10.3.	Mapa de zonas sísmicas y factor Z	109
10.4.	Curvas de peligro sísmico	110
10.4.1.	Región Sierra	110
10.4.2.	Región Costa	115
10.4.3.	Región Oriente	119
10.5.	Procedimientos para caracterización sísmica del sitio	122
10.5.1.	Procedimiento de clasificación	122
10.5.2.	Perfiles de suelo y ensayos geotécnicos	123
10.5.3.	Necesidad (y límites) de estudios de microzonificación sísmica	127
10.5.4.	Requisitos específicos: respuesta dinámica para los suelos de tipo F	128
11.	Apéndice informativo: esquemas conceptuales	131
11.1.1.	Cadena de determinación de la demanda sísmica	131
11.1.2.	Esquema simplificado de cálculo de las fuerzas sísmicas laterales y métodos de análisis de la NEC-SE-DS	131
11.1.3.	Esquema simplificado del DBF	132
11.1.4.	Esquema simplificado del DBD	132
11.2.	Referencias	133

Índice de figuras

Figura 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z	27
Figura 2 : Curvas de peligro sísmico, Nueva Loja.....	29
Figura 3: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	33
Figura 4 : Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño	36
Figura 5 : Linearización equivalente.....	44
Figura 6 : Linearización equivalente (curva bilineal de la respuesta lateral fuerza/ desplazamientos) 72	
Figura 7: Factor de Reducción de la Demanda Sísmica R_{ξ}	77
Figura 8 : Período efectivo de sistema equivalente de un grado de libertad	78
Figura 9. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	109
Figura 10 : Curvas de peligro sísmico, Tulcán.	110
Figura 11 : Curvas de peligro sísmico, Ibarra.	110
Figura 12 : Curvas de peligro sísmico, Quito.	111
Figura 13 : Curvas de peligro sísmico, Latacunga.	111
Figura 14: Curvas de peligro sísmico, Ambato.	112
Figura 15 : Curvas de peligro sísmico, Riobamba.	112
Figura 16 : Curvas de peligro sísmico, Guaranda.....	113
Figura 17 : Curvas de peligro sísmico, Azogues.....	113
Figura 18 : Curvas de peligro sísmico, Cuenca.	114
Figura 19 : Curvas de peligro sísmico, Loja.....	114
Figura 20 : Curvas de peligro sísmico, Esmeraldas.....	115
Figura 21: Curvas de peligro sísmico, Portoviejo.....	115
Figura 22: Curvas de peligro sísmico, Santa Elena	116
Figura 23: Curvas de peligro sísmico, Santo Domingo.....	116
Figura 24: Curvas de peligro sísmico, Babahoyo.....	117
Figura 25: Curvas de peligro sísmico, Guayaquil.....	117
Figura 26: Curvas de peligro sísmico, Machala.	118
Figura 27: Curvas peligro sísmico, Orellana.....	119
Figura 28 : Curvas de peligro sísmico, Tena.....	119
Figura 29 : Curvas de peligro sísmico, Puyo.....	120
Figura 30: Curvas de peligro sísmico, Macas.	120
Figura 31: Curvas de peligro sísmico, Zamora	121
Figura 32: Curvas de peligro sísmico, Nueva Loja.....	121
Figura 33 : Cadena de determinación de la demanda sísmica.....	131
Figura 34 : Esquema simplificado de determinación de las fuerzas sísmicas laterales ys métodos de análisis de la NEC-SE-DS	131
Figura 36 : esquema del diseño basado en fuerzas (DBF).....	132
Figura 37 : Esquema del diseño basado en desplazamientos.....	132

Índice de tablas

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	27
Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo	30
Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a	31
Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio F_d	31
Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s	32
Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	39
Tabla 7 : Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso	40
Tabla 10: Síntesis de la filosofía de diseño	41
Tabla 9: niveles de amenaza sísmica	41
Tabla 8: Nivel de desempeño estructural para estructuras esenciales y de uso especial.....	42
Tabla 11 : Configuraciones estructurales recomendadas.....	48
Tabla 12 : Configuraciones estructurales no recomendadas.....	49
Tabla 13: Coeficientes de irregularidad en planta.....	50
Tabla 14 : Coeficientes de irregularidad en elevación	51
Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles	65
Tabla 16 : Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.....	65
Tabla 17 : Límites de deformación unitaria	74
Tabla 18 : Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las de edificación	87
Tabla 19 : Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z	108
Tabla 20: Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E.....	123

1. Generalidades

1.1. Introducción

En este capítulo de las Normas Ecuatorianas de Construcción, se presentan los requerimientos y metodologías que deben ser aplicados al diseño sismo resistente de edificios principalmente, y en segundo lugar, a otras estructuras; complementadas con normas extranjeras reconocidas.

Este capítulo pone a disposición de los calculistas, diseñadores y profesionales del sector de la construcción, las herramientas de cálculo, basándose en conceptos de Ingeniería Sísmica y que les permiten conocer las hipótesis de cálculo que están adoptando para la toma de decisiones en la etapa de diseño.

Los lineamientos y directrices para la elaboración de la memoria de cálculo se encuentran definidos en la sección [2.3](#).

Este capítulo se constituirá como un documento de permanente actualización, necesario para el cálculo y diseño sismo resistente de estructuras, considerando el potencial sísmico del Ecuador.

1.2. Definiciones

NOTA 1: Las definiciones incluidas en este capítulo deben ser utilizadas literalmente durante todo el proceso de cálculo y diseño sismo resistente, incluyendo la etapa de elaboración de la memoria de cálculo y de los planos estructurales.

NOTA 2: Otras definiciones de elementos o de conceptos de cálculo y diseño sismo resistente que se utilicen y que no estén incluidas en este capítulo, deben corresponder a conceptos técnicos reconocidos en el campo del diseño sísmico por organismos nacionales o internacionales de normalización, institutos o centros de investigación igualmente reconocidos.

ALTURA DE PISO

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

ACELEROGRAMAS

Serie temporal o cronológica de valores de aceleración que se han registrado durante un sismo. En el registro se puede notar una aceleración máxima y la duración de la excitación sísmica.

BASE DE LA ESTRUCTURA

Nivel al cual se considera que la acción sísmica actúa sobre la estructura.

COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

Coefficiente relativo a las consecuencias de un daño estructural y al tipo de ocupación.

CORTANTE BASAL DE DISEÑO

Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma.

CORTANTE DE PISO

Sumatoria de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel considerado.

DERIVA DE PISO

Desplazamiento lateral relativo de un piso - en particular por la acción de una fuerza horizontal - con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso.

DUCTILIDAD GLOBAL

Capacidad de la estructura para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica

DUCTILIDAD LOCAL

Capacidad de una sección transversal o de un elemento estructural, para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica

EFFECTOS SECUNDARIOS P-Δ

Son los efectos de segundo orden en los desplazamientos horizontales y fuerzas internas de la estructura, causados por la acción de las cargas verticales de la edificación al verse desplazadas horizontalmente.

ESPECTRO DE RESPUESTA PARA DISEÑO

El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura.

Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño.

ESTRUCTURA

Conjunto de elementos estructurales ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación (puentes, tanques, etc.).

ESTRUCTURA DISIPATIVA

Estructura capaz de disipar la energía por un comportamiento histerético dúctil y/o por otros mecanismos.

ESTRUCTURAS ESENCIALES

Son las estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias.

FACTOR DE SOBRE RESISTENCIA

Se define el factor de sobre resistencia como la relación entre el cortante basal último que es capaz de soportar la estructura con relación al cortante basal de diseño.

FACTOR DE REDUNDANCIA

El factor de redundancia mide la capacidad de incursionar la estructura en el rango no lineal. La capacidad de una estructura en redistribuir las cargas de los elementos con mayor sollicitación a los elementos con menor sollicitación. Se evalúa como la relación entre el cortante basal máximo con respecto al cortante basal cuando se forma la primera articulación plástica.

FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO

Fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones de esta norma.

HISTÉRESIS

Fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. En general hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos que están fuera del rango lineal, o elástico, de comportamiento. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos de histéresis.

IMPEDANCIA (SÍSMICA)

Corresponde al producto de la densidad por la velocidad sísmica, que varía entre las diferentes capas de rocas. La diferencia de impedancia entre las capas de rocas afecta el coeficiente de reflexión.

LICUACIÓN

Fenómeno mediante el cual un depósito de suelo, sea ésta grava, arena, limo o arcillas de baja plasticidad saturadas, pierde gran parte de su resistencia al esfuerzo cortante debido al incremento de presión de poros bajo condiciones de carga no-drenada, sean monotónicas o cíclicas.

MÉTODO DE DISEÑO POR CAPACIDAD

Método de diseño eligiendo ciertos elementos del sistema estructural, diseñados y estudiados en detalle de manera apropiada para asegurar la disipación energética bajo el efecto de deformaciones importantes, mientras todos los otros elementos estructurales resisten suficientemente para que las disposiciones elegidas para disipar las energía estén aseguradas.

MURO ESTRUCTURAL (DIAFRAGMA VERTICAL)

Pared construida a todo lo alto de la estructura, diseñada para resistir fuerzas sísmicas en su propio plano, cuyo diseño proporcionará un comportamiento dúctil ante cargas sísmicas.

MURO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

Mampostería construida rígidamente rodeada en sus cuatro lados por columnas y vigas de hormigón

armado o de mampostería armada no proyectados para que trabajen como pórticos resistentes a flexión.

MURO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA

Muro de cortante de mampostería, reforzado con varillas de acero, que forma parte del sistema estructural y que no necesita de elementos de borde para su confinamiento.

NIVEL DE SEGURIDAD DE VIDA (sismo de diseño)

Proteger la vida de sus ocupantes ante un terremoto de 475 años de período de retorno (de probabilidad anual de excedencia 0.002 en las curvas de peligro sísmico).

Véase también "sismo de diseño".

NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO (sismo extremo)

Impedir el colapso de la estructura ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (sismo severo, probabilidad anual de excedencia 0.0004 en las curvas de peligro sísmico).

PELIGROSIDAD SÍSMICA (PELIGRO SÍSMICO)

Probabilidad de excedencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados.

PERÍODO DE VIBRACIÓN

Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación.

PERÍODO DE VIBRACIÓN FUNDAMENTAL

Es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés.

PGA (Peak Ground Acceleration)

Aceleración sísmica máxima en el terreno.

PISO BLANDO

Piso en el cual su rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior.

PISO DÉBIL

Piso en el cual su resistencia lateral es menor que el 80% de la resistencia del piso inmediato superior.

PÓRTICO ESPECIAL SISMO RESISTENTE

Estructura formada por columnas y vigas descolgadas del sistema de piso, que resiste cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión viga-columna son capaces de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñado y detallado para presentar un comportamiento estructural dúctil.

PÓRTICO ESPECIAL SISMO RESISTENTE CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS

Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos especiales sismo resistentes como

por diagonales estructurales, concéntricas o no, adecuadamente dispuestas espacialmente, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición el ubicar las diagonales lo más simétricamente posible, hacia la periferia y en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere pórtico con diagonales se requiere que el sistema de diagonales absorba al menos el 75% del cortante basal en cada dirección.

PÓRTICO ESPECIAL SISMO RESISTENTE CON MUROS ESTRUCTURALES (SISTEMAS DUALES)

Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos especiales sismo resistentes como por muros estructurales adecuadamente dispuestos espacialmente, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición ubicar los muros estructurales lo más simétricamente posible, hacia la periferia y que mantienen su longitud en planta en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere como un sistema dual se requiere que los muros absorban al menos el 75 % del corte basal en cada dirección.

PÓRTICO ESPECIAL SISMO RESISTENTE CON VIGAS BANDA

Estructura compuesta por columnas y losas con vigas bandas (del mismo espesor de la losa) que resisten cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión losa-columna son capaces de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñada y detallada para presentar un comportamiento estructural dúctil. Para ser aceptable la utilización de la viga banda, ésta debe tener un palte no menor a 0.25m.

RESISTENCIA LATERAL DEL PISO

Sumatoria de la capacidad a corte de los elementos estructurales verticales del piso.

RESPUESTA ELÁSTICA

Parámetros relacionados con fuerzas y deformaciones determinadas a partir de un análisis elástico, utilizando la representación del sismo de diseño sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma.

RIGIDEZ LATERAL DE PISO

Sumatoria de las rigideces a corte de los elementos verticales estructurales del piso.

RIGIDEZ EFECTIVA

Proviene de una relación entre período, masa y rigidez para sistemas de un grado de libertad.

SEMI ESPACIO

Se define como aquella profundidad que no ejerce participación en la respuesta dinámica del sitio, cuyo contraste de impedancia es menor o igual que 0.5 ($\alpha \leq 0.5$).

SISMO DE DISEÑO

Evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (período de retorno de 475 años), determinado a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico.

Para caracterizar este evento, puede utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio, conforme lo establece esta norma. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño, como el proporcionado en esta norma.

SISTEMAS DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA

Son sistemas y dispositivos adaptados a las estructuras que, al modificar las características dinámicas de las mismas, controlan y disipan parte de la energía de entrada de un sismo y permiten reducir la respuesta sísmica global de la estructura y mitigar su daño ante sismos severos. Pueden clasificarse en 3 grupos: sistemas de aislamiento sísmico, sistemas de disipación pasiva de energía y sistemas de control activo.

SOBRE RESISTENCIA

La sobre resistencia desarrollada en las rótulas plásticas indica valores de resistencia, por encima de los nominales especificados. Los factores de sobre resistencia tienen en cuenta principalmente las variaciones entre la tensión de fluencia especificada y la real, el endurecimiento por deformación del acero y el aumento de resistencia por confinamiento del hormigón

Z (factor)

El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

ZONAS DISIPATIVAS

Partes predefinidas de una estructura disipativa donde se localiza principalmente la aptitud estructural a disipar energía (también llamadas zonas críticas).

ZONAS SÍSMICAS

El Ecuador se divide en seis zonas sísmicas, caracterizada por el valor del factor de zona Z. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

1.3. Unidades y simbología

1.3.1. Unidades

- Aceleraciones: m^2/s
- Alturas: m
- Áreas: m^2
- Fuerzas y cargas: kN o kN/m^2
- Masas: kg
- Períodos: s
- Peso específico: kg/m^3
- Presión: Pa o N/m^2
- Resistencias: kPa
- Velocidad: m/s

1.3.2. Simbología

Símbolo	Definición
A_B	Área de la edificación en su base
A_{si}	Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i, medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio
A_x	Factor de amplificación
α	Impedencia del semi espacio $\alpha = \rho_s V_s / \rho_0 V_0$
CPT	Ensayo penetrómetro de cono
C_t	Coeficiente que depende del tipo de edificio
C_w	Coeficiente utilizado para la formulación alternativa de C_t (aplicable a estructuras con muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural)
D	carga muerta total de la estructura
DBF	Diseño Basado en Fuerzas
d_c	Suma de los espesores de los distintos estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil
DBD	Diseño Directo Basado en Desplazamientos

Símbolo	Definición
d_i	Espesor del estrato i , localizado dentro de los 30 m superiores del perfil
d_s	Suma de los espesores de los distintos estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil
δ_i	Deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f_i
$d_{m\acute{a}x}$	Valor del desplazamiento máximo en el nivel x
d_{prom}	Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x
Δ_d	Desplazamiento característico usado en el DBD
Δ_E	Derivas de piso
Δ_{Ei}	Derivas de piso calculada
Δ_i	Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso
Δ_M	Deriva de piso máxima horizontal inelástico, expresada como fracción de la altura del piso.
Δ_{Mi}	Deriva máxima de cualquier piso
Δ_{Mi+1}	Deriva máxima del piso superior
Δ_{Mup}	Desplazamiento del último piso
Δ_n	Desplazamiento de diseño para un edificio de n pisos
Δ_{vn}	Separación previamente existente entre la estructura vecina y la nueva
Δ_{yi}	Desplazamiento de fluencia en el piso i
Δ_y	Desplazamiento de fluencia
E	Efectos de las fuerzas sísmicas
E_n	Componente horizontal del sismo
E_x	Componente horizontal según el axis x
E_y	Componente horizontal de dirección perpendicular a E_x

Símbolo	Definición
η	Razón entre la aceleración espectral S_a a período estructural $T = 0.1$ s y el PGA para el período de retorno seleccionado. Su valor depende de la región del Ecuador.
h_i, h_x	Altura en metros, medida desde la base, del nivel i o x
h_n	Altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio
ξ	Nivel de amortiguamiento viscoso equivalente
ϵ_{su}	Deformación unitaria última del acero de refuerzo
ϵ_y	Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
f_{cc}	Resistencia a la compresión del hormigón en el núcleo confinado
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
f_i	Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i , de acuerdo con los principios descritos en el presente capítulo, o cualquiera otra distribución racional
F_i	Vector de fuerzas laterales aplicadas en el piso i de la estructura
f_m	Curvatura en la sección de la rótula plástica, correspondiente a los límites de deformación unitaria
f_{P-D}	Factor de mayoración de los efectos de segundo orden
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
F_v	Coefficiente de amplificación de suelo en las zonas de períodos intermedios
F_{rev}	Componente vertical del sismo de diseño (fuerza neta vertical reversible)
F_x	Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura
f_{yh}	Esfuerzo de fluencia del acero
g	Aceleración o intensidad de la gravedad

Símbolo	Definición
H	Espesor total de los estratos de suelos cohesivos (m)
h_b	Peralte de una viga característica de un pórtico
H_{eff} o H_e	Altura efectiva (define el centroide de las fuerzas inerciales generadas por el primer modo de vibración)
H_{ev}	Altura de la estructura vecina
h_i	Altura del piso i considerada de la estructura
H_i	Para cada nivel de altura
h_n	Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura
H_n	Altura total del edificio
h_{wi}	Altura del muro i medida desde la base
h_x	Altura del piso x de la estructura
I	Coefficiente de importancia
I_g	Inercia no agrietada de la sección transversal al elemento
IP	Índice de Plasticidad. Se obtiene cumpliendo la norma ASTM D 4318
K	Rigidez de un elemento estructural o de la estructura
k	Coefficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T
K_{eff} o K_e	Rigidez efectiva
L	Sobrecarga (carga viva)
L_b	Longitud de una viga característica de un pórtico
L_i	Carga viva del piso i
L_p	Longitud de la rótula plástica en la base del muro
L_w	Longitud del muro en su base
L_{wi}	Longitud medida horizontalmente de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio

Símbolo	Definición
L_r	Sobrecarga cubierta (carga viva)
M_{eff} o M_e	Masa efectiva del sistema equivalente de un solo grado de libertad
m_i	Masa del piso i
μ	Demanda por ductilidad
n	Número de pisos de la estructura
N	Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo
N_{60}	Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar (ensayo SPT) para el 60% de la energía teórica, a lo largo de todo el perfil del suelo
N_{ch}	Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar (para los estratos de suelos no cohesivos)
N_i	Número de golpes obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, incluyendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato i del suelo. El valor de N_i a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder de 100
n_w	Número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmica en la dirección de estudio
$P-\Delta$	Efectos de segundo orden
PGA	Valor de la aceleración sísmica máxima en el terreno (<i>Peak Ground Acceleration</i>)
P_i	Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i
$\emptyset_E$	Coefficiente de regularidad en elevación
$\emptyset_{EA}$	Mínimo valor $\emptyset_{Ei}$ de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; $\emptyset_{Ei}$ en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1 (5.2)
$\emptyset_{EB}$	Mínimo valor $\emptyset_{Ei}$ de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; $\emptyset_{Ei}$ en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3 (véase sección 5.2)
$\emptyset_{Ei}$	Coefficiente de configuración en elevación
$\emptyset_P$	Coefficiente de regularidad en planta

Símbolo	Definición
$\emptyset_{PA}$	Mínimo valor $\emptyset_{Pi}$ de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (véase sección 5.2)
$\emptyset_{PB}$	Mínimo valor $\emptyset_{Pi}$ de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4 (véase sección 5.2)
$\emptyset_{Pi}$	Coeficiente de configuración en planta
q_c	Resistencia de punta de cono del ensayo CPT
Q_i	Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden
r	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto
R	Factor de reducción de resistencia sísmica
R_d	Resistencia de diseño del elemento considerado
$R\xi$	Factor de reducción de demanda sísmica
$R\Omega$	Factor de sobre resistencia
ρ_0	Densidad del geomaterial del semi espacio
ρ_s	Densidad promedio del suelo que sobreyace al semi espacio
ρ_v	Cuantía volumétrica
S_a o $S_a(T)$	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g), definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%. Depende del período o modo de vibración de la estructura
S_d o $S_d(T)$	Espectro elástico de diseño de desplazamientos, definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%. Depende del período o modo de vibración de la estructura
SD1	Corresponde a la aceleración espectral para $T = 1s$, para un período de retorno de 475 años (en el estándar ASCE7-10 de los EEUU)
SM1	Corresponde a la aceleración espectral con para $T = 1s$, para un período de retorno de 2500 años, tomando en cuenta el efecto del suelo de cimentación (en el estándar ASCE7-10 de los EEUU)
SPT	Ensayo de penetración estándar
S_u	Resistencia al corte no drenado

Símbolo	Definición
S_{ui}	Resistencia al corte no drenado del estrato i. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma ASTM D 2166 o la norma ASTM D 2850.
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_r	Período de retorno de un sismo
T_{se}	Período elástico del subsuelo
T_0	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_α	Período fundamental de vibración aproximado en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_{eff} o T_e	Período efectivo
T_L	Período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos
θ_T	Deriva de diseño (o deformación unitaria máxima) especificada en la sección 7.2.3
θ_{yn}	Deriva de fluencia del último piso de un edificio
θ_y	Deriva de fluencia
V	Cortante total en la base de la estructura para el DBF
V_0	Velocidad de la onda cortante del geomaterial en el semi espacio
V_{DBD}	Cortante basal utilizado en el DBD; corresponde a la resistencia requerida por la estructura cuando se alcanza el desplazamiento meta
V_E	Cortante basal elástico
V_i	Cortante sísmico del piso i
V_s	Velocidad de onda cortante promedio del suelo que sobreyace al semi espacio
V_{s30}	Velocidad media de la onda de cortante
V_{si}	Velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i, medida en campo

Símbolo	Definición
V_x	Cortante total en el piso x de la estructura
w	Contenido de agua en porcentaje (en la clasificación de los estratos de arcilla se determina por medio de la norma ASTM D 2166)
W	Carga sísmica reactiva
w_i	Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente) peso: w / cargas: W
W_p	Peso que actúa en el voladizo
E_v	Componente vertical del sismo
w_x	Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según 6.1.7)
ω_θ	Factor de amplificación dinámica de derivas
z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

1.4. Contexto normativo

1.4.1. Normas ecuatorianas de la construcción

- [NEC-SE-CG](#): Cargas (no sísmicas)
- [NEC-SE-DS](#): Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente
- [NEC-SE-RE](#): Riesgo sísmico, Evaluación, Rehabilitación de estructuras
- [NEC-SE-GM](#): Geotecnia y Diseño de Cimentaciones
- [NEC-SE-HM](#): Estructuras de Hormigón Armado
- [NEC-SE-AC](#): Estructuras de Acero
- [NEC-SE-MP](#): Estructuras de Mampostería Estructural
- [NEC-SE-MD](#): Estructuras de Madera
- [NEC-SE-VIVIENDA](#): Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m

1.4.2. Normas extranjeras usadas para la norma NEC-SE- DS de las NECs

Abreviación	Nombre y detalles	Sección
<u>ASCE7-10</u>	Minimum Design Loads for Buildings and other Structures (Standard ASCE/SEI-7-10) (American Society of Civil Engineers, 2010)	<u>10.1.2</u>
<u>ASTM D 2166</u>	Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil (American society for testing and material)	<u>10.5.2</u>
<u>ASTM D 2850</u>	Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (American society for testing and material)	<u>10.5.2</u>
<u>ASTM D 4318</u>	Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils (American society for testing and material)	<u>10.5.2</u>
<u>ASTM D5777</u>	Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation (American society for testing and material)	<u>10.5.2</u> <u>10.5.4</u>
<u>Guías ATC-33</u> <u>ASCE/SEI 41-06</u> Documentos <u>VISION 2000</u> Guía <u>NEHRP</u>	Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings (ATC-33 project) (Applied Technology Council, 1992) Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (American Society of Civil Engineers, 2006) SEAO, Structural Engineers Association of California (1995) National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP)	<u>4.3.1</u>
Capítulos 13 y 15 del NEHRP/ <u>FEMA450</u>	Building Seismic Safety Council BSSC (2004), "NEHRP: Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures" (Federal Emergency Management Agency)	<u>4.5.2</u> <u>8</u>
<u>ASCE-7-10</u> <u>NSR-10</u>	• Véase <u>10.1.2</u> • Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10	<u>6.3.4</u>
<u>ATC-40</u> <u>FEMA 440</u>	Para la evaluación de estructuras existentes: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (Applied Technology Council, 1996) Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures	<u>7.1.4</u>
Capítulos 13 y 15 del <u>BSSC</u>	Véase <u>4.5.2</u>	<u>8</u>

Abreviación	Nombre y detalles	Sección
Guías de diseño sísmico para estructuras portuarias del PIANC	Estructuras portuarias: especificaciones del <i>Permanent International Association for Navigation Congresses</i> (PIANC) para: • objetivos de desempeño • nivel de amenaza sísmica (probabilidad de excedencia o período de retorno) • niveles de desempeño estructural (estados límites)	9.2.1
AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design	Puentes: especificaciones del American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) para: • objetivos de desempeño • nivel de amenaza sísmica (probabilidad de excedencia o período de retorno) • niveles de desempeño estructural (estados límites)	9.2.2
ASCE 7-10 NSR-10	Para el estudio de las formas espectrales elásticas: • Véase 10.1.2 • Véase 6.3.4	10.1.2

2. Alcances del capítulo y objetivos de seguridad sísmica

2.1. Objetivos y alcances

2.1.1. Objetivos

El objetivo de este capítulo es reducir el riesgo sísmico a niveles aceptables para el contexto ecuatoriano.

El riesgo sísmico tiene que ver con el peligro sísmico descrito para todo el territorio nacional en la sección [3.1](#) y con la vulnerabilidad de las edificaciones que se reducirá con la aplicación obligatoria de criterios y métodos de diseño especificados en la sección 4 .

2.1.2. Alcances

El capítulo establece un conjunto de requisitos mínimos, para el diseño de estructuras de edificación que están sujetas a los efectos de terremotos que podrían presentarse en algún momento de su vida útil.

Para el caso de estructuras distintas a las de edificación, tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, presas, tuberías, etc., cuyo comportamiento dinámico es distinto al de las estructuras de edificación, se deben aplicar consideraciones adicionales especiales que complementen los requisitos mínimos que constan en el presente documento.

2.1.3. Actores y responsabilidades

Los requisitos establecidos en este capítulo son de cumplimiento obligatorio a nivel nacional, por lo tanto, todos los profesionales, empresas e instituciones públicas y privadas tienen la obligación de cumplir y hacer cumplir los requisitos mínimos aquí establecidos.

2.2. Bases del diseño

Se recuerda que la respuesta de una edificación a solicitaciones sísmica del suelo se caracteriza por aceleraciones, velocidades y desplazamientos de sus elementos, en particular de los pisos en el caso de edificios.

Se aplicará la filosofía de diseño basada en desempeño (véase sección [4.2](#)).

Los requisitos presentados se basan en el comportamiento elástico lineal y no lineal de estructuras de edificación.

Los procedimientos y requisitos descritos en este capítulo se determinan considerando:

- La zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura: el factor de zona **Z** correspondiente (véase sección [3.1.2](#)) y las curvas de peligro sísmico (véase en las secciones [3.1.2](#) y [10.3](#))
- Las características del suelo del sitio de emplazamiento (véase sección [3.2](#))
- El tipo de uso, destino e importancia de la estructura (coeficiente de importancia **I**: véase sección [4.1](#))

- Las estructuras de **uso normal** deberán diseñarse para una resistencia tal que puedan soportar los **desplazamientos laterales** inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia, la sobre resistencia estructural inherente y la ductilidad de la estructura.
- Para las estructuras de **ocupación especial y edificaciones esenciales**, además de los requisitos aplicables a las estructuras de uso normal, se aplicarán verificaciones de **comportamiento inelástico para diferentes niveles de terremotos**. Mas detalles se encontrarán en la sección [4.3](#).
- La resistencia mínima de diseño para todas las estructuras deberá basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas en el presente capítulo:
 - El nivel de desempeño sísmico (Véase sección [4.3.2](#))
 - El tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse (Véase sección [5.2](#))
 - Los métodos de análisis a ser empleados (Véase secciones [6](#) y [7](#))

El objetivo de desempeño de la filosofía de diseño basada en desempeño busca evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de todo tipo de estructura. Se añade el objetivo de protección en mayor medida y de garantía de funcionalidad luego de un evento sísmico extremo (véase sección [4.3.1](#)) para las estructuras de ocupación especial y esencial.

Sin embargo, las actuales tendencias en el mundo se dirigen no sólo a la protección de la vida, sino también a la protección de la propiedad y a la búsqueda del cumplimiento de diversos niveles de desempeño sísmico, para cualquier tipo de estructura.

Se consideraran los siguientes niveles de frecuencia y amenaza sísmica (véase sección [4.3.1](#)):

- Frecuente (menor)
- Ocasional (moderado)
- Raro (severo): sismo de diseño (período de retorno de 475 años)
- Muy raro (extremo): período de retorno de 2500 años (véase específicamente la sección [4.2](#)).
Se utilizará para estructuras esenciales y de ocupación especial, tal como expuesto en la sección [4.3](#).

2.3. Memoria de cálculo

La **memoria de cálculo** que el diseñador debe adjuntar a los planos estructurales incluirá una descripción de:

- los materiales a utilizarse y sus especificaciones técnicas,
- el sistema estructural escogido,
- el tipo, características y parámetros mecánicos de suelo de cimentación considerado (estipulado en la memoria del estudio geotécnico),
- el tipo y nivel de cargas seleccionadas, bien como sus combinaciones,
- los parámetros utilizados para definir las fuerzas sísmicas de diseño,

- el espectro de diseño o cualquier otro método de definición de la acción sísmica utilizada,
- los desplazamientos y derivas máximas que presente la estructura.

La memoria de cálculo se acompañará del **estudio geotécnico**, el cual contendrá como mínimo:

- una descripción de la exploración geotécnica,
- los resultados de los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos,
- la caracterización geotécnica del subsuelo,
- los análisis de los estados límite de falla,
- su capacidad de carga,
- los asentamientos estimados de la cimentación seleccionada durante su vida útil, tanto ante cargas permanentes como accidentales.

Adicionalmente, la memoria debe incluir:

- Una descripción de la revisión del comportamiento inelástico, acorde con la filosofía descrita en la sección [4.2](#), bien con la utilización de criterios de diseño por capacidad de elementos estructurales y sus conexiones o mediante la verificación del correcto desempeño de la estructura en el rango inelástico, al ser sometida a los niveles de eventos sísmicos especificados en este documento.
- La verificación del correcto desempeño en el rango inelástico ante eventos sísmicos severos es indispensable para estructuras de ocupación especial y esencial, con los requisitos definidos en la sección [4.3.2](#) de esta norma.

3. Peligro sísmico del ecuador y efectos sísmicos locales

3.1. Zonas sísmicas y curvas de peligro sísmico

3.1.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo el mapa de la [Figura 1](#).

Para informaciones complementarias, véase también los apéndices [10.1](#) y [10.3](#).

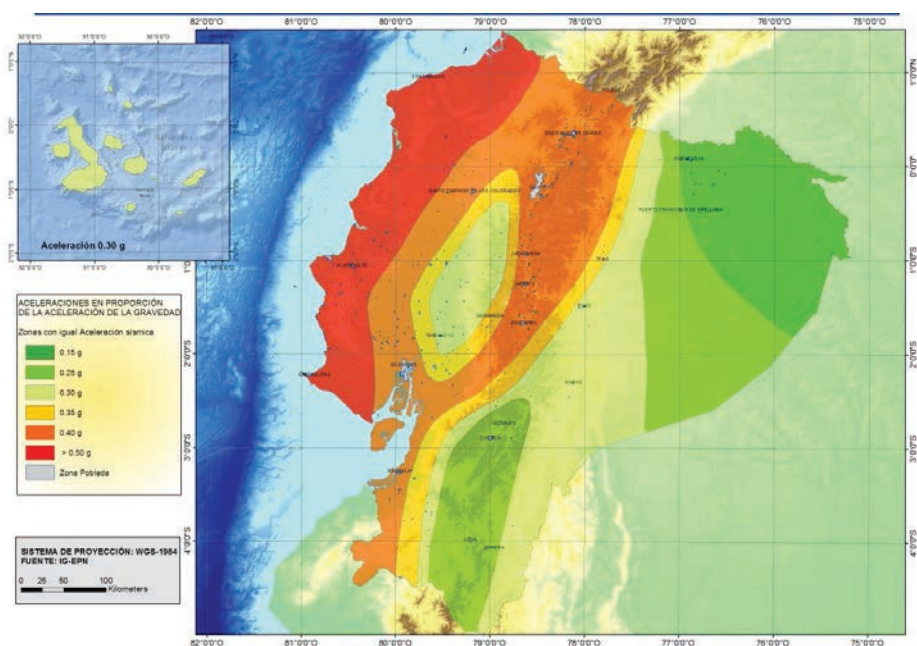


Figura 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del:

- Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia,
- Litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

Determinación

- Para facilitar la determinación del valor de Z , en la [Tabla 19](#): Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z de la sección [10.2](#) se incluye un listado de algunas poblaciones del país con el valor correspondiente.
- Si se ha de diseñar una estructura en una población o zona que no consta en la lista y que se dificulte la caracterización de la zona en la que se encuentra utilizando el mapa (véase [Figura 1](#)), debe escogerse el valor de la población más cercana.

3.1.2. Curvas de peligro sísmico

Para el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación; es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño, de acuerdo con lo estipulado en la sección [4.3.2](#).

Para definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en roca, se proporcionan en las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica en el terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. ([Figura 10](#) a [Figura 32](#) del apéndice [10.3](#)).

El periodo de retorno correspondiente es el inverso de la probabilidad anual de excedencia. En cada figura se incluye también las curvas de aceleraciones máximas espectrales para periodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5 y 1.0 segundos.

En los apéndices se encuentran las curvas de peligro sísmico correspondientes a las capitales de provincia, proporcionando las aceleraciones máximas esperadas en el terreno (PGA) y aceleraciones máximas espectrales para diferentes niveles de probabilidad anual de excedencia, tal como en el siguiente ejemplo:

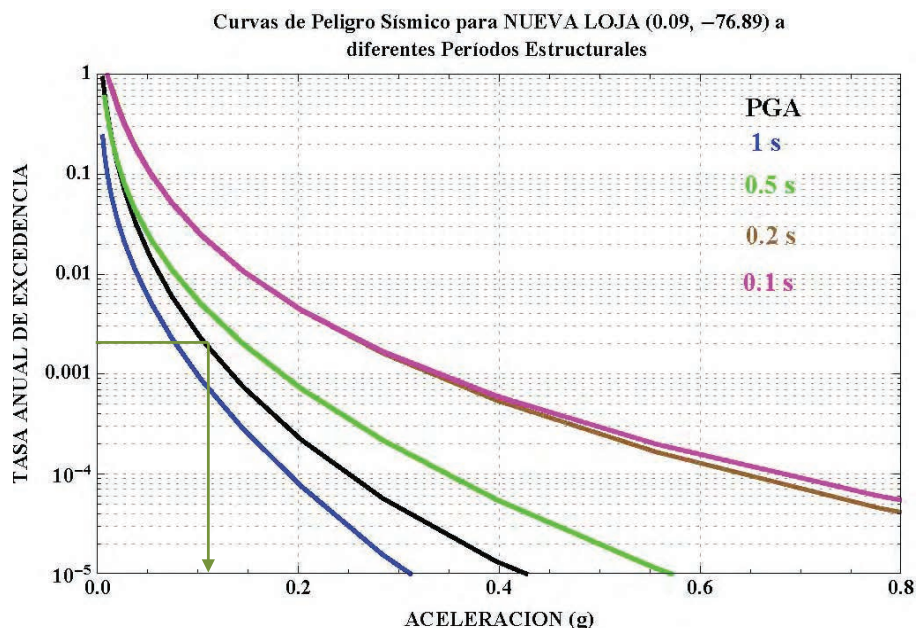


Figura 2 : Curvas de peligro sísmico, Nueva Loja.

Se encuentran informaciones complementarias sobre los estudios de microzonificación sísmica en el apéndice [10.5.3](#).

3.2. Geología local

3.2.1. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la [Tabla 2](#).

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciados deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.

Para el perfil tipo F se aplican otros criterios, como los expuestos en la sección [10.5.4](#) y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 —Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$)	
	F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)	
	F5 —Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo

Se encuentran informaciones complementarias para determinar los perfiles del suelo y realizar ensayos geotécnicos en el apéndice [10.5.2](#).

3.2.2. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de F_a , F_d ni de F_s , debido a que requieren un estudio especial, conforme lo estipula la sección [10.5.4](#)

a. F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

En la [Tabla 3](#) se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

b. F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

En la [Tabla 4](#) se presentan los valores del coeficiente F_d que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

c. F_s : comportamiento no lineal de los suelos

En la [Tabla 5](#) se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

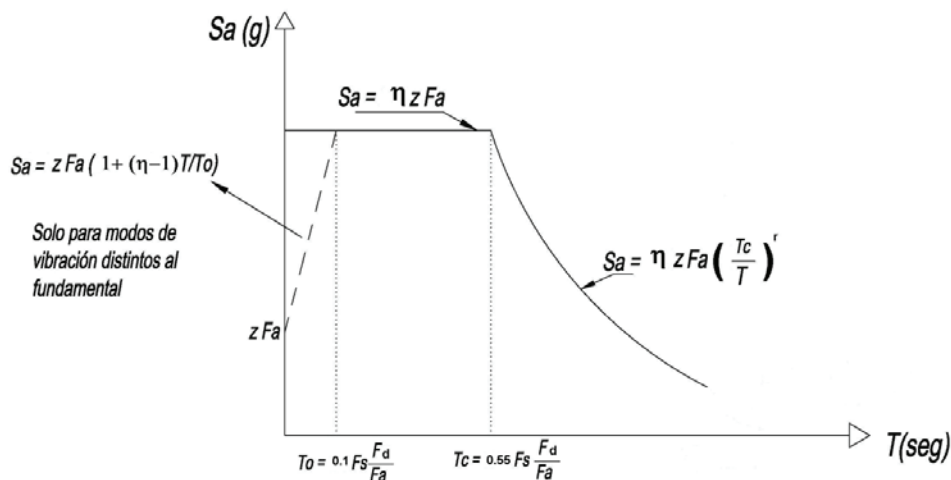
Nota: Para poblaciones con más de 100000 habitantes (que deberían disponer de estudios de microzonificación sísmica y geotécnica en su territorio) y sitios con suelo de tipo F, se realizará espectro de respuesta elástico de aceleraciones específico al sitio, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local. El espectro debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 5,00%, a menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida para el sitio.

3.3. Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño

3.3.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la [Figura 3](#), consistente con:

- el factor de zona sísmica Z ,
- el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .



Dónde:

- η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- F_s Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
- S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
- T Período fundamental de vibración de la estructura
- T_0 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- T_c Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Figura 3: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Dónde:

η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

r Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

$r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.5$ para tipo de suelo E.

S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura

T Periodo fundamental de vibración de la estructura

T_c Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que se obtienen a partir de los valores de aceleraciones espectrales proporcionados por las curvas de peligro sísmico de la sección [3.1.2](#) y, normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno **Z** , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, **η** (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Los límites para el periodo de vibración **T_c** y **T_L** (éste último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos definido en la sección [3.3.2](#) se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2.4 \cdot F_d$$

Dónde:

F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

F_s	Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
T_c	Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
T_L	Es el período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos

NOTA: para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de T_L se limitarán a un valor máximo de 4 segundos.

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de **S_a** debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de período de vibración menores a **T₀**:

$$\mathbf{S_a} = Z F_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right] \text{ para } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Dónde:

η	Razón entre la aceleración espectral S _a (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_d	Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_s	Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
S_a	Es el espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T₀	Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Si de estudios de microzonificación sísmica realizados para una región determinada del país, conforme lo estipulado en la sección [10.5.3](#), se establecen valores de **F_a**, **F_d**, **F_s** y de **S_a** diferentes a los establecidos en esta sección, se podrán utilizar los valores de los mencionados estudios.

Para el análisis de modos superiores al fundamental, se deberá considerar el ramal izquierdo del espectro en la zona de períodos cortos.

Para determinar el espectro elástico para diferentes períodos de retorno, siempre que el valor de PGA obtenido a partir de las curvas de amenaza para el sitio del emplazamiento y para el período de retorno considerado se encuentre en el rango entre 0.15 g y 0.50 g, se podrá estimar dicho espectro mediante el procedimiento descrito a principio de esta sección, utilizando los valores de los coeficientes F_a , F_s y F_d obtenidos mediante una interpolación lineal a partir de los valores discretos de las tablas en la sección [3.2.2](#), considerando en este caso PGA igual a Z .

El valor de η es la razón entre la aceleración espectral S_a a período estructural $T = 0.1$ s y el PGA para el período de retorno seleccionado.

Para el establecimiento del espectro mencionado y de sus límites, se consideraron los criterios indicados en el apéndice [10.1.2](#).

3.3.2. Espectro elástico de diseño en desplazamientos

Para la definición de los desplazamientos espectrales elásticos para diseño, correspondiente al nivel del sismo de diseño, se utilizará el siguiente espectro elástico de diseño de desplazamientos S_d (en metros) definido a partir del espectro de aceleraciones, mediante la siguiente fórmula:

$$S_d = S_a(g) \cdot (T/2\pi)^2 \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_L$$

$$S_d = S_a(g) \cdot (T_L/2\pi)^2 \quad \text{para} \quad T > T_L$$

Dónde:

g Aceleración de la gravedad

S_d Es el espectro elástico de diseño de desplazamientos (definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%). Depende del período o modo de vibración de la estructura

Donde los valores de los períodos límite T_0 , T_c y T_L son los mismos que fueran definidos para el espectro elástico de aceleraciones en la sección [3.3.1](#).

Nota: no obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de T_L se limitarán a un valor máximo de 4 segundos en los espectros de desplazamientos.

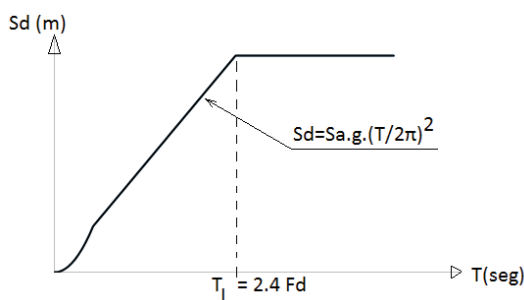


Figura 4 : Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño

Dónde:

F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad

g). Depende del período o modo de vibración de la estructura

T Período fundamental de vibración de la estructura

3.4. Componente vertical del sismo de diseño

3.4.1. Aplicabilidad

Se deberá incorporar la componente vertical del sismo para elementos que exceden los límites de las plantas de los pisos

3.4.2. Caso general

La componente vertical E_v del sismo puede definirse mediante el escalamiento de la componente horizontal de la aceleración por un factor mínimo de 2/3.

$$E_v \geq \frac{2}{3} E_h$$

Dónde:

E_v Componente vertical del sismo

E_h Componente horizontal del sismo

3.4.3. Estructuras de uso especial o esencial cerca de una falla geológica

Para estructuras esenciales o especiales que se encuentren en el campo cercano (0–10 km) de una falla superficial, no se podrá utilizar la formula anterior (véase la sección [3.4.1](#)).

En este caso, se deberá evaluar la componente vertical del sismo mediante el estudio de respuesta de sitio.

3.4.4. Elementos que exceden los límites de las plantas de los pisos

Cuando existe la presencia de elementos que exceden los límites de las plantas de los pisos, como son los voladizos horizontales, los efectos de la componente vertical de los sismos debe considerarse.

Estos se diseñarán para una fuerza neta vertical reversible F_{rev} expresada por:

$$F_{rev} = \frac{2}{3} I (\eta Z F_a) W_p$$

Dónde:

W_p Peso que actúa en el voladizo.

I Coeficiente de importancia definido en el [4.1](#)

La expresión toma en cuenta que, al menos en el campo no cercano, la acción máxima de la componente vertical se puede estimar como los dos tercios de la acción máxima horizontal y que la rigidez de los voladizos horizontales requeriría utilizar un espectro de diseño plano establecido por el valor de $\eta Z F_a$, que a su vez depende de la región del país donde se ejecutará el proyecto y del tipo de suelo del emplazamiento.

3.5. Combinación de las fuerzas sísmicas ortogonales y dirección de aplicación

3.5.1. Combinación de las componentes horizontales

Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.

Como alternativa, se podrán calcular los efectos ortogonales del siguiente modo:

$$E_h = \pm \sqrt{E_x^2 + E_y^2}$$

Dónde:

E Efectos del sismo

E_h Componente horizontal de la fuerza sísmica

E_x Componente horizontal de la fuerza sísmica según el axis x

E_y Componente horizontal de la fuerza sísmica de dirección perpendicular a E_x

3.5.2. Combinación de las componentes horizontales y vertical

Se combinarán las cargas sísmicas horizontales y verticales cuando existen volados o en el caso de edificaciones esencial o de ocupación especial ubicadas en el campo cercano a una falla geológica.

Los efectos **E** del sismo serán representados por la combinación de los 3 componentes de la fuerza sísmica tal como expuesto a seguir:

$$E = E_h + E_v$$

Dónde:

E Efectos del sismo

E_h Componente horizontal de la fuerza sísmica

E_v Componente vertical de la fuerza sísmica

4. Metodología del diseño sismoresistente

4.1. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

NOTA: al determinar las fuerzas a partir de las curvas de peligro sísmico, dichas fuerzas no requieren ser modificadas por el factor de importancia I.

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la [Tabla 6](#) y se adoptará el correspondiente factor de importancia I.

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

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

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

El diseño de las estructuras con factor de importancia 1.0 cumplirá con todos los requisitos establecidos en el presente capítulo de la norma.

Para aquellas estructuras con factor de importancia superior a 1.0, deberán cumplir además con los requisitos estipulados en la sección [4.3](#).

4.2. Filosofía de diseño sismo resistente

4.2.1. Principios

a. Generalidades

La filosofía de diseño permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.

b. Caracterización

El sismo de diseño se determina a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico (véase en la sección [3.1.1](#)).

Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño, como el proporcionado en la sección [3.3.1](#) de esta norma.

Para caracterizar este evento, puede también utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio, conforme lo establece esta norma (véase en la sección [3.2](#)).

c. Requisitos mínimos de diseño

Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

4.2.2. Límites permisibles de las derivas de los pisos

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla 7 : Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

4.2.3. Síntesis

La filosofía de diseño sísmo resistente se sintetiza como sigue:

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos estructurales no	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.023
Daño	Ningún daño	Daños	0.01389
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.00211

Tabla 8: Síntesis de la filosofía de diseño

4.3. Estructuras de ocupación especial y esencial

4.3.1. Generalidades

Las categorías de uso, y coeficientes de importancia I relacionados, son definidos en la sección [4.1](#).

En complemento a lo expuesto en la sección [4.2](#), para estructuras esenciales y de ocupación especial, se requiere la verificación de desempeño de dichas estructuras.

Se deberá limitar los daños estructurales, buscando elevar el nivel de protección y propendiendo a que las estructuras puedan mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño.

4.3.2. Niveles de amenaza sísmica

La verificación de desempeño se hace para los niveles de amenaza sísmica presentados a seguir.

Se clasifican los sismos según los niveles de peligro y período medio de retorno tal como en la tabla siguiente:

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Tabla 9: niveles de amenaza sísmica

*véase en la sección [4.3](#).

4.3.3. Nivel de las fuerzas sísmicas

Las estructuras de ocupaciones especiales y esenciales se diseñarán con un nivel de fuerzas sísmicas:

- no menor que las estipuladas en el método estático del DBF expuesto en la sección [6.2.1](#).
- no menor que aquellas que resulten de utilizar la aceleración máxima y las aceleraciones espectrales máximas esperadas en el sitio del emplazamiento de la estructura, obtenidas a partir de las curvas de peligro sísmico de la sección [3.1.2](#) para un período de retorno de 475

años, sin aplicación del factor de importancia I.

Si las estructuras catalogadas como de ocupación especial y estructuras esenciales van a utilizar dispositivos de control sísmico, deberán regirse a lo estipulado en la sección 8.

4.3.4. Objetivos y niveles de desempeño sísmico

a. Estructuras de ocupación especial

Se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para:

- No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004).

b. Estructuras esenciales

Para las estructuras esenciales, se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para:

- Limitación de daño (nivel de seguridad de vida) ante un terremoto de 475 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00211)
- No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004).

El efecto de sitio ante este terremoto deberá estudiarse de manera local para los suelos de tipo F (véase el apéndice [10.5.4](#)). La caracterización y el procedimiento de verificación de este nivel de desempeño sísmico se describen en la norma [NEC-SE-RE](#).

c. Síntesis

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Estructuras de ocupación especial	Estructuras esenciales	Tasa anual de excedencia
Daño	No	Si	0.00211
Colapso	Si	Si	0.00004

Tabla 10: Nivel de desempeño estructural para estructuras esenciales y de uso especial

NOTA: para verificar el nivel de desempeño de estructuras esencial y de ocupación especial, se podrán utilizar varios métodos: Análisis no-lineal estático (pushover...), etc.

4.4. Requisitos del diseño sismo resistente

La filosofía de diseño se traduce por un diseño que cumplirá los 3 requisitos siguientes.

a. Seguridad de vida – condición de resistencia

Se verificará que todas las estructuras ([NEC-SE-HM](#), [NEC-SE-AC](#), [NEC-SE-MP](#), [NEC-SE-MD](#)) y su cimentación ([NEC-SE-GM](#)) no rebasen ningún estado límite de falla. Se traduce por el nivel “seguridad de vida” de la estructura ante un sismo severo.

Una estructura se considera que satisface los criterios de estado de último límite, si todos los factores siguientes están por debajo del factor de resistencia, calculado para la sección de que se trate:

- de compresión,
- de tracción,

- de cortante,
- de torsión,
- de flexión.

b. Limitación de daños – deformaciones

La estructura presentará las derivas de piso, ante las fuerzas especificadas por esta norma, inferiores a las admisibles definidos en la sección [4.2.2](#).

$\Delta_M < \Delta_M$ máxima

Dónde:

Δ_M Deriva de piso máxima horizontal inelástico

c. Ductilidad

Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las **técnicas de diseño por capacidad** (verificar deformaciones plásticas) o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

- En las [NEC-SE-DS](#) y [NEC-SE-CG](#) se determinan los efectos.
- En las [NEC-SE-HA](#), [NEC-SE-MP](#) y [NEC-SE-AC](#) se determinan las resistencias y deformaciones.

4.5. Métodos de diseño

4.5.1. Determinación de las fuerzas sísmicas laterales

En general, una estructura puede ser calculada mediante procedimientos de obtención de fuerzas laterales, estáticos o dinámicos. El procedimiento escogido dependerá de la configuración estructural, tanto en planta como en elevación, tal como definidos en la sección [5.2](#):

- Para el cálculo de estructuras regulares tanto en planta como en elevación ($\phi_P = \phi_E = 1$ según la sección [5.2](#)) se podrán aplicar procedimientos estáticos de determinación de fuerzas laterales. Para todas las estructuras, la aplicación del método estático basado en fuerzas (véase la sección 6) se considerará como requisito mínimo.
- En los casos restantes, se utilizará el procedimiento de cálculo dinámico, descrito en la sección [6.2.2](#), que permiten incorporar efectos torsionales y de modos de vibración distintos al fundamental.
- También pueden utilizarse procedimientos alternativos de cálculo sísmico que tengan un adecuado fundamento basado en los principios establecidos por la dinámica de estructuras, llevados a cabo por un profesional especializado en comportamiento dinámico de estructuras.
- Para estructuras compuestas de sistemas específicos (sistemas de control y aislamiento a la base), se determinarán las fuerzas sísmicas mediante un cálculo dinámico (análisis paso a paso en el tiempo). Véase la sección [8](#).
- Se permite la utilización de otros procedimientos de cálculo sísmico, tales como los análisis no lineales, estáticos o dinámicos, que requieren de la aplicación de principios avanzados de Dinámica de Estructuras y de Ingeniería Sísmica, que podrán ser aplicados por profesionales

con los suficientes conocimientos de estas disciplinas.

4.5.2. Metodologías de diseño sísmico

Se proponen los siguientes métodos:

- Diseño Basado en Fuerzas (DBF): es el método de referencia de la presente norma, utilizado para cualquiera estructura (véase la sección [6](#)).
- Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DBD): este método, que podrá ser utilizado en complemento y como alternativa al DBF (véase la sección [7](#)). Debe utilizarse con precaución, debido a la necesidad de manejo de nuevos conceptos descritos.
- Para estructuras compuestas de sistemas específicos (sistemas de control y aislamiento a la base), los métodos de análisis son los indicados en [FEMA 450](#). Se determinarán las fuerzas sísmicas mediante un cálculo dinámico (análisis paso a paso en el tiempo). Además, el diseñador se apoyará sobre los [capítulos 13 y 15 del BSSC](#) (2004) (véase la sección [8](#)).
- Para otros tipos de construcciones (puentes, tanques, etc.), se proponen referencias en la sección [9](#).
- El análisis de los **mecanismos plásticos** se hará mediante el método de **diseño por capacidad**

4.5.3. Sistema elástico equivalente

Tanto en el Diseño Basado en Fuerzas (DBF) presentado en la sección [6](#), como en el Diseño Basado en desplazamientos (DBD) presentado en la sección [7](#) la respuesta real, no-lineal e inelástica de las estructuras es “linealizada” tal como se muestra esquemáticamente en la [Figura 5](#).

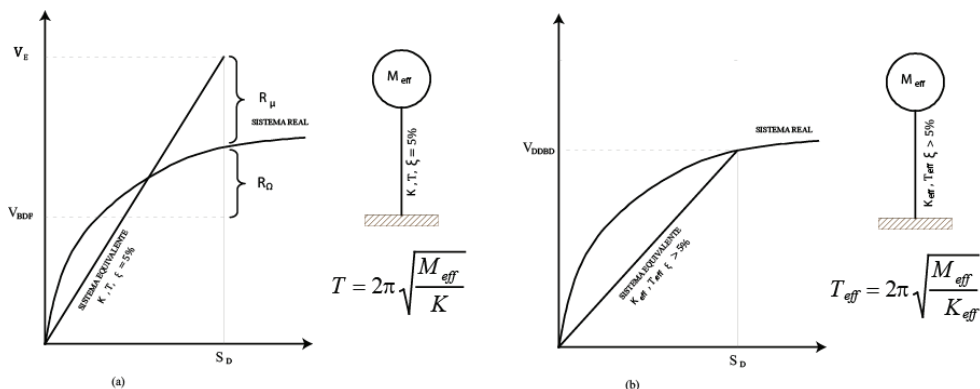


Figura 5 : Linearización equivalente

(a) amortiguamiento viscoso de 5%

(b) amortiguamiento viscoso > 5%

En el DBF, el sistema real es sustituido por un sistema elástico con 5% de amortiguamiento viscoso y cuya rigidez K y período T son estimados asumiendo:

- En el caso de las estructuras de hormigón: una cierta reducción de inercia por agrietamiento de las secciones (véase en la sección [6.1.6-b](#))

- En el caso de estructuras de acero: los espesores de las placas.

Cuando el sistema elástico se somete a las acciones sísmicas de diseño, se desarrolla un cortante basal elástico V_E que se reduce al cortante basal de fluencia V (presentado en la sección [6.3.2](#)), mediante la aplicación de un factor de reducción R que incluye:

- Reducciones de demanda por ductilidad R_μ
- Sobre resistencia R_Ω (también puede incluir reducciones por redundancia).

5. Consideraciones para el pre-diseño y diseño conceptual

5.1. Separación entre estructuras adyacentes

5.1.1. Separación dentro de la misma estructura

Todos los elementos de la estructura deben diseñarse y construirse para que actúen como un solo sistema estructural a efectos de resistir el sismo de diseño, a menos que intencionalmente se separen unos de otros una distancia suficiente para evitar problemas de colisión entre ellos.

Para determinar la distancia mínima de separación entre los elementos estructurales, se deberá verificar si los sistemas de entrepiso de cada una de las partes intencionalmente separadas coinciden a la misma cota en altura.

- Si no coinciden, la distancia mínima de separación será el promedio de los valores absolutos de los desplazamientos máximos horizontales inelásticos Δ_M , para cada una de las partes de la estructura que se desee actúen separadamente.
- Si las cotas de los entrepisos coinciden, la separación mínima será la mitad del valor absoluto del desplazamiento máximo horizontal inelástico Δ_M de una de las partes, el más desfavorable.

Dichos valores deben medirse en la dirección perpendicular a la junta que las separe, a menos que se tomen medidas para que no se produzcan daños a los elementos estructurales al utilizar una distancia menor.

La junta deberá quedar libre de todo material.

5.1.2. Separación entre estructuras adyacentes

La normatividad urbana de las ciudades debería establecer la separación mínima que debe existir entre estructuras colindantes que no formen parte de la misma unidad estructural.

En ausencia de una reglamentación de este tipo, pueden utilizarse las siguientes recomendaciones:

a. Cuando ya exista una estructura colindante en la cual hay una separación previa con respecto al lindero del terreno

Caso 1: Si la cotas de los diferentes entrepisos coinciden con las cotas de los entrepisos de la estructura por diseñarse

$$\Delta_E \geq 0.25\Delta_{Mup} + 0.005H_{ev} - \Delta_{vn}$$

Dónde:

Δ_E Separación

Δ_{Mup} Desplazamiento del último piso

H_{ev} Altura de la estructura vecina

Δ_{vn} Separación previamente existente entre la estructura vecina y la nueva

Caso 2: Si las cotas de los entrepisos de la estructura vecina no coinciden con las cotas de entrepisos de la estructura por diseñarse:

$$\Delta_E \geq 0.5\Delta_{Mup} + 0.01H_{ev} - \Delta_{vn}$$

Dónde:

H_{ev} Altura de la estructura vecina

Δ_{vn} Separación previamente existente entre la estructura vecina y la nueva

b. Cuando ya exista una estructura colindante en la cual no existe una separación con respecto al lindero del terreno

Si no se conocen sus desplazamientos máximos, la regla es la siguiente:

- Si las cotas de los entrepisos de la estructura vecina coincidan con las cotas de la estructura por diseñarse, la distancia mínima de separación requerida será:

$$\Delta_E \geq 0.25\Delta_{Mup} + 0.005H_{ev}$$

Dónde:

Δ_E Fuerzas laterales de diseño reducidas

Δ_{Mup} Desplazamiento del último piso

H_{ev} Altura de la estructura vecina

- Si las cotas de los entrepisos de la estructura vecina no coinciden con las cotas de entrepisos de la estructura nueva, la distancia mínima de separación requerida será:

$$\Delta_E \geq 2 \times (0.25\Delta_{Mup} + 0.005H_{ev})$$

Dónde:

Δ_E Fuerzas laterales de diseño reducidas

Δ_{Mup} Desplazamiento del último piso

H_{ev} Altura de la estructura vecina

- Estructuras adosadas

Cuando no se haya construido aún en el terreno colindante y la reglamentación urbana permita construir estructuras adosadas, en aquellos pisos en los cuales se requiere adosamiento, la estructura debe separarse del lindero del terreno una distancia igual a:

$$\Delta_E = 0.5\Delta_{Mup}$$

Dónde:

Δ_E Fuerzas laterales de diseño reducidas

Δ_{Mup} Desplazamiento del último piso

5.1.3. Establecimiento de separaciones mínimas entre estructuras

El establecimiento de separaciones mínimas entre estructuras debe evitar el golpeteo entre estructuras adyacentes, o entre partes de la estructura intencionalmente separadas, debido a las deformaciones laterales.

Se considera el efecto desfavorable en que los sistemas de entrepiso de cada una de las partes intencionalmente separadas de las estructuras, o de estructuras adyacentes, no coincidan a la misma cota de altura.

Para los casos de coincidencia o no coincidencia, se establece la cuantificación de separación máxima.

5.2. Regularidad/configuración estructural

5.2.1. Configuración estructural

a. Configuraciones a privilegiar

Diseñadores arquitectónicos y estructurales procuraran que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico. La [Tabla 11](#) muestra configuraciones estructurales recomendadas.

b. Configuraciones más complejas

Cambios abruptos de rigidez y resistencia como los mostrados en la [Tabla 12](#), deben evitarse con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global del sistema y por lo tanto no se recomiendan.

Al utilizar una configuración similar a las no recomendadas, el diseñador deberá demostrar el adecuado desempeño sísmico de su estructura, siguiendo los lineamientos especificados en la [NEC-SE-RE](#).

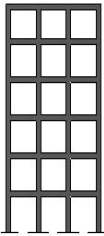
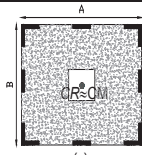
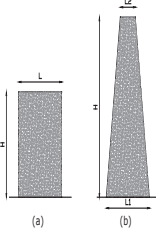
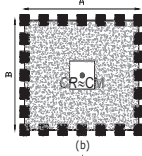
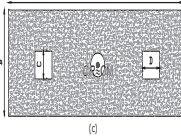
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_E=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_P=1$	
			
			

Tabla 11 : Configuraciones estructurales recomendadas

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.		Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.
Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).		
Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.		

Tabla 12 : Configuraciones estructurales no recomendadas

5.2.2. Regularidad en planta y elevación

Una estructura se considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en la [Tabla 12](#) y [Tabla 13](#).

5.2.3. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

En caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usaran los coeficientes de configuración estructural, que “penalizan” al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

La [Tabla 13](#) y la [Tabla 14](#) describen las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación. Junto a la descripción se caracteriza la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades.

Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas.

NOTA: en el DBD descrito en la sección 7, los coeficientes de configuración estructural reducen el desplazamiento objetivo para la estructura al considerar amplificación de derivas por la presencia de irregularidades.

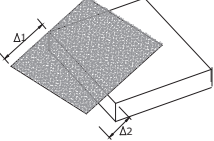
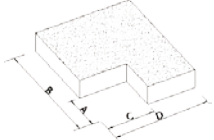
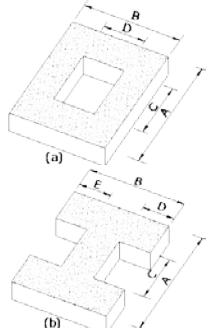
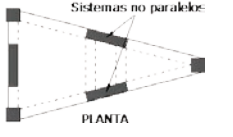
Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pi}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	
Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pi}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pi}=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Tabla 13: Coeficientes de irregularidad en planta

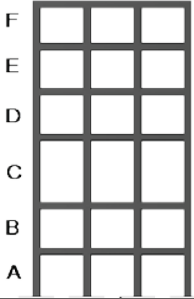
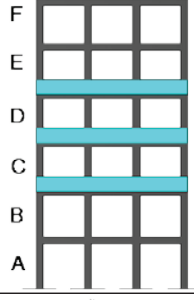
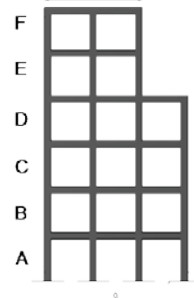
Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{EI}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	
Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{EI}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$ La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{EI}=0.9$ $a > 1.3 b$ La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Tabla 14 : Coeficientes de irregularidad en elevación

En el método DBD descrito en la sección 7, los coeficientes de configuración estructural reducen el desplazamiento objetivo para la estructura al considerar amplificación de derivas por la presencia de irregularidades.

a. Coeficiente de regularidad en planta ϕ_P

El coeficiente ϕ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la [Tabla 13](#). Se utilizará la expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB}$$

Dónde

ϕ_P Coeficiente de regularidad en planta

ϕ_{PA} Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3

$\emptyset_{PB}$ Mínimo valor $\emptyset_{Pi}$ de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4

$\emptyset_{Pi}$ Coeficiente de configuración en planta

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la Tabla 11, en ninguno de sus pisos, $\emptyset_P$ tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta.

b. Coeficiente de regularidad en elevación $\emptyset_E$

El coeficiente $\emptyset_E$ se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la [Tabla 14](#). Se utilizará la expresión:

$$\emptyset_E = \emptyset_{EA} \times \emptyset_{EB}$$

Dónde:

$\emptyset_E$ Coeficiente de regularidad en elevación

$\emptyset_{EA}$ Mínimo valor $\emptyset_{Ei}$ de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; $\emptyset_{Ei}$ en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1

$\emptyset_{EB}$ Mínimo valor $\emptyset_{Ei}$ de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; $\emptyset_{Ei}$ en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3

$\emptyset_{Ei}$ Coeficiente de configuración en elevación

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en las [Tabla 13](#) y [Tabla 14](#) en ninguno de sus niveles, $\emptyset_E = 1$ y se le considerará como regular en elevación.

Si $\Delta_{Mi} < 1.30 * \Delta_{Mi+1}$ puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1, 2, ó 3.

Dónde:

Δ_{Mi} Deriva máxima de cualquier piso

Δ_{Mi+1} Deriva máxima del piso superior

Adicionalmente, para estructuras tipo pórtico especial sismo resistente con muros estructurales (sistemas duales), que cumplan con la definición de la sección [1.2](#), se considerará:

$$\emptyset_E = 1$$

Dónde:

$\emptyset_E$ Coeficiente de regularidad en elevación

6. Método 1: diseño basado en fuerzas (DBF)

6.1. Requisitos generales

6.1.1. Condiciones de aplicación

Los métodos estático lineal y pseudo-dinámico son ambos obligatorios para todo tipo de estructuras, con excepción de las estructuras totalmente regulares.

El DBF es obligatorio para todo tipo de estructuras. El DBD constituye una alternativa al DBF.

6.1.2. Objetivos generales y requisitos

Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de las combinaciones de las fuerzas horizontales actuantes (véase en la sección [3.5.1](#)), para determinar los efectos relacionados.

Se asumirá que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura para luego ser combinadas de acuerdo con la sección [3.5.1](#).

Se resumen los objetivos principales del DBF como sigue:

- Seguir la filosofía de diseño presentada en la sección [4.2](#).
- Determinar las fuerzas sísmicas de diseño (fuerza lateral equivalente)
- R_{DBF} : verificar que los efectos del sismo en los elementos verifiquen $E \leq R_d$ (resistencia de cálculo del elemento; R_d se calculará de acuerdo con las normas [NEC-SE-HM](#), [NEC-SE-AC](#), [NEC-SE-MP](#) y [NEC-SE-MD](#), dedicadas a los materiales, usando modelos elásticos lineales)
- D_{DBF} : verificar las deformaciones, en particular las derivas máximas de la estructura

6.1.3. Límites del DBF

El DBF presenta ciertas deficiencias:

- Utiliza factores de reducción de resistencia sísmica R constantes para cada tipología estructural, lo cual implica que la demanda de ductilidad y la sobre resistencia son iguales para todos los edificios dentro de una misma categoría, asumiendo también que R no cambia con el período y tipo de suelo;
- Supone que la rigidez es independiente de la resistencia, es decir que la rigidez y el período pueden estimarse antes de que se conozca el refuerzo de las secciones de hormigón armado o el espesor final de las placas de los elementos de acero.

NOTA: el DBD expuesto en la sección 7 brinda solución a los problemas atribuidos al DBF, principalmente porque la reducción espectral (por amortiguamiento equivalente) se calcula en función de la demanda de ductilidad de la estructura, caso por caso. Adicionalmente, la rigidez no necesita ser asumida al inicio del diseño, más bien es uno de los productos del diseño.

6.1.4. Requisito R_{DBF} : Fuerzas internas (solicitaciones mecánicas)

El requisito de resistencia R_{DBF} implica el cálculo de las fuerzas internas que actúan en cada elemento estructural. Estas traducen las solicitaciones mecánicas ([NEC-SE-HM](#), [NEC-SE-AC](#), [NEC-](#)

[SE-MP](#) y [NEC-SE-MD](#)).

Para cumplir este requisito, los resultados totales del análisis deberán incluir:

- deflexiones,
- derivas,
- fuerzas en los pisos, y en los elementos
- momentos,
- cortantes de piso,
- cortante en la base,

6.1.5. Requisito D_{DBF} : derivas de piso

De igual manera que en lo expuesto en la sección [6.1.3](#), las deformaciones generadas por las fuerzas sísmicas se calcularán de acuerdo con el tipo de material y de estructura, en conformidad con las normas [NEC-SE-HM](#), [NEC-SE-AC](#), [NEC-SE-MP](#) y [NEC-SE-MD](#).

6.1.6. Modelación estructural

a. Generalidades

El modelo matemático de la estructura incluirá:

- todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente
- su distribución espacial de masas y rigideces.

La aproximación debe ser capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico.

Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional.

b. Inercia de las secciones agrietadas

Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas.

Estructuras de hormigón armado

En este caso, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- $0.5 I_g$ para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- $0.8 I_g$ para columnas
- $0.6 I_g$ para muros estructurales:
 - Para estructuras sin subsuelos, se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación

- Para estructuras con subsuelos, se aplicarán en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo
- En ningún caso se aplicarán en una altura menor que la longitud en planta del muro
- Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada.

I_g	Valor no agrietado de la inercia de la sección transversal del elemento
-------	---

Los requisitos anteriores reconocen el hecho de que las secciones de los elementos se encuentran agrietadas desde el instante mismo de su construcción y, más aún cuando se presenten las fuerzas del sismo de diseño:

- En el caso de las vigas, el valor de la inercia de la sección transversal total debe considerar la contribución de la losa de piso a la rigidez de la misma, siempre que la losa se encuentre monolíticamente unida a la viga.
- En el caso de losas armadas unidireccionalmente, la participación de la losa se deberá considerar únicamente en la dirección de la armadura principal.
- En el caso de los muros estructurales, los valores de inercia agrietada se aplican únicamente en los pisos en los cuales se esperaría que se forme una rótula plástica por efectos de cargas sísmicas severas.

Estructuras de mampostería

El valor de la inercia agrietada será de:

- $0.5 I_g$ para muros con relación altura total/longitud > 3
- Para muros con relación altura/longitud menores a 1.5, no se necesita utilizar valores de inercia agrietada
- Para muros con relación altura/longitud entre 1.5 y 3, puede obtenerse el factor multiplicativo de I_g por interpolación, entre 1 y 0.5.

6.1.7. Carga sísmica reactiva W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo.

Independientemente del método de análisis descrito en la sección [6.2](#) se usara la siguiente carga sísmica reactiva W .

Caso general

$W=D$
Dónde
D Carga muerta total de la estructura

Casos especiales: bodegas y almacenaje

$W=D+0.25L_i$

Dónde

D Carga muerta total de la estructura

L_i Carga viva del piso i

6.2. Métodos de análisis para el DBF

El DBF presentará la misma metodología general para los 3 métodos de análisis que permite el presente capítulo:

- Estático (1)
- Análisis dinámicos
 - Análisis dinámico espectral (2)
 - Análisis dinámico paso a paso en el tiempo (3)

En consecuencia, se determinará el espectro de diseño en aceleración **S_a(T)** a partir del PGA (aceleración sísmica máxima en el terreno).

Los métodos estáticos lineal y pseudo-dinámico son ambos obligatorios para todo tipo de estructuras, con excepción de las estructuras totalmente regulares.

6.2.1. Procedimiento estático

Condiciones de aplicación: se aplicará como mínimo el método estático para todo tipo de estructura.

El factor Z definido en la sección [3.1.1](#) será utilizado para definir la PGA, y por ende el espectro en aceleración **S_a(T)**.

6.2.2. Procedimientos dinámicos de cálculo de las fuerzas sísmicas

a. Procedimientos y condiciones de aplicación

Se aplicarán estos métodos para todo tipo de estructura (con excepción de las estructuras totalmente regulares).

El diseñador podrá utilizar los 2 siguientes métodos:

- Análisis espectral: se usará el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones descrito en la sección [3.3.1](#), o se construirá el espectro mediante las curvas de peligro definidas en la sección [3.1.2](#). Se aplicará obligatoriamente este método para todo tipo de estructuras irregulares.
- Análisis paso a paso en el tiempo: se usarán **acelerogramas** para el sitio específico que sean representativos de los terremotos reales esperados en la zona, cumpliendo los requisitos establecidos en las secciones [3.2](#) y [10.5.4](#). Se aplicará obligatoriamente este método para estructuras con sistemas disipadores de energía (véase la sección 8).

b. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no

debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

NOTA: para la definición del cortante basal V , véase en la sección [6.3.2](#)

c. Representación y determinación de la carga sísmica horizontal

La base del análisis constituirá una representación apropiada de la acción sísmica, de conformidad con los principios de la dinámica estructural.

La acción sísmica determinada mediante un procedimiento dinámico debe representar, como mínimo, al sismo de diseño (período de retorno de 475 años), sin la aplicación del factor de reducción de respuesta R , y puede ser una de las siguientes:

- El espectro de respuesta elástico de aceleraciones, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, es proporcionado en la sección [3.3.1](#)
- Un espectro de respuesta elástico de aceleraciones obtenido para un sitio específico, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local, cumpliendo los requisitos de la secciones [10.5.3](#) y [10.5.4](#). El espectro debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, a menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida para el sitio.
- Acelerogramas desarrollados para el sitio específico que sean representativos de los terremotos reales esperados en la zona, cumpliendo los requisitos de la sección [10.5.4](#).

La componente vertical del sismo puede definirse mediante el escalamiento de la componente horizontal de la aceleración por un factor mínimo de 2/3. Sin embargo, para estructuras esenciales ó especiales que se encuentren en el campo cercano (0 – 10 km) de una falla superficial se deberá evaluar la componente vertical del sismo mediante el estudio de respuesta de sitio.

d. Modelo matemático

Caso general

El modelo matemático de la estructura incluirá:

- todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente,
- la distribución espacial de las masas y rigideces en la estructura, con una aproximación tal que sea capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico.

Casos particulares

- Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional (de acuerdo a la complejidad de la respuesta estructural)
- Para estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas, se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento general de cálculo de fuerzas sísmicas (véase las secciones [6.1.6](#) y [6.3](#)).

e. Procedimiento 1: análisis espectral

Espectro de respuesta

Se usará el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones descrito en la sección [3.3.1](#) o se construirá el espectro mediante las curvas de peligro sísmico en la sección [3.1](#).

Número de modos

Se deben considerar en el análisis:

- todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración,
- todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

Combinación de modos

Cuando se utilicen modelos tri-dimensionales, los efectos de interacción modal deben ser considerados cuando se combinen los valores modales máximos.

Reducción de las fuerzas dinámicas de respuesta elástica para diseño

Condición de aplicación: en ningún caso se reducirán los parámetros de respuesta elástica a valores tales que el cortante basal de diseño reducido sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido por **R**.

Las fuerzas obtenidas mediante análisis elástico dinámico pueden ser reducidas para propósitos de diseño bajo la condición previa.

El valor de **R** podrá ser aplicado en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo resistente del [4.2](#), aplicando lo estipulado en la sección [6.3.4](#).

De similar manera que en lo expuesto en la sección [6.3](#), las fuerzas dinámicas obtenidas deberán también ser modificadas por los factores:

- **I** (factor de importancia), definido en la sección [4.1](#)
- ϕ_{Ei} y ϕ_{Pi} (factores de configuración estructural en planta y en elevación), definidos en la sección [5.2](#)

Combinación de las 3 componentes de la fuerza sísmica

Los efectos direccionales de las componentes horizontales de los sismos se deben tomar en cuenta en conformidad con la sección [3.5.1](#).

Cuando existe la presencia de voladizos horizontales, los efectos de la componente vertical de los sismos debe considerarse de similar manera a la descrita en la sección [3.4.4](#).

Nota: Alternativamente, la respuesta dinámica vertical puede calcularse utilizando métodos dinámicos. Sin embargo, en ningún caso la respuesta utilizada para diseño será menor que la obtenida aplicando el método estático.

Torsión

El análisis deberá considerar los efectos torsionales, incluyendo los efectos debidos a la torsión accidental especificados en la sección [6.3.7](#).

Cuando se utilizan modelos tridimensionales en el análisis, los efectos de la torsión accidental deben considerarse mediante una apropiada re-localización de las masas.

f. Procedimiento 2: análisis paso a paso en el tiempo

Constituye un análisis de la respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo, cuando la base de la misma está sujeta a un acelerograma específico.

Casos de aplicación, y revisión del diseño por un profesional

Se realizará un análisis no lineal paso a paso con el fin de justificar un diseño estructural que no pueda ser justificado con el método de diseño estático o lineal espectral.

En este caso, se deberá realizar una revisión del diseño de la estructura por parte de un profesional independiente con experiencia en métodos de análisis sísmicos inelásticos.

La revisión del diseño de la estructura deberá incluir, pero no limitarse a lo siguiente:

- Revisión de los criterios aplicados para la obtención de un espectro para el sitio de emplazamiento y /o para la generación de acelerogramas.
- Revisión del diseño preliminar de la estructura (previo a la aplicación del análisis no-lineal)
- Revisión del diseño final de la estructura y de todos los criterios de análisis empleados.
- La memoria de cálculo incluirá, a más de los cálculos y los planos de detalle, un escrito firmado por el profesional independiente que realizó la revisión, en el que se certifique que todas las revisiones descritas se han realizado.

Registros de aceleración

- Acelerogramas

Los análisis paso a paso en el tiempo se realizarán utilizando las dos componentes horizontales de **registros de acelerogramas** apropiadamente seleccionados y escalados a partir de los registros de **no menos de 3 eventos sísmicos**.

Estos acelerogramas deben poseer las características de magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo, consistentes con aquellos parámetros que controlen el sismo de diseño, cumpliendo lo estipulado en la sección [10.5.4](#).

Si se realizan los análisis para los 3 pares de registros, se tomarán para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés.

Si se realizan 7 o más análisis paso a paso en el tiempo, se utilizará para el diseño el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés.

- Acelerogramas artificiales

Cuando no se disponga de al menos 3 eventos sísmicos, se utilizarán acelerogramas artificiales apropiadamente simulados para generar el número de registros y de componentes requeridos.

- Componentes de los acelerogramas

Para cada par de componentes horizontales de los acelerogramas, debe construirse la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros característicos del sitio, para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 5,00%.

Los acelerogramas deben ser escalados de tal forma que el valor promedio de los espectros provenientes de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de los registros no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5% del sismo de diseño para períodos entre 0.2 T y 1.5 T.

Ambas componentes de los acelerogramas deben aplicarse simultáneamente al modelo, a fin de considerar efectos torsionales. Los parámetros de interés deben calcularse para cada paso de tiempo del registro dato.

g. Principios del análisis elásticos paso a paso en el tiempo

Los análisis elásticos paso a paso en el tiempo deben:

- cumplir con los requisitos especificados para realizar análisis dinámicos,
- construir modelos matemáticos de las estructuras,
- definir la acción sísmica,
- definir el número de modos,
- definir la reducción de los parámetros elásticos de respuesta a efectos de diseño,
- definir los efectos direccionales de torsión y de registros de aceleración.

Los parámetros de respuesta obtenidos a partir de análisis elásticos paso a paso se denominarán parámetros de respuesta elástica y pueden reducirse de conformidad con lo dispuesto en este documento para el caso de análisis dinámicos.

h. Principios de análisis no lineales paso a paso en el tiempo

Los análisis no lineales paso a paso en el tiempo deberán cumplir con los principios establecidos por la dinámica estructural.

Las capacidades y las características de los elementos estructurales no lineales deberán modelarse de manera consistente con datos experimentales o mediante análisis adecuadamente sustentados.

La respuesta máxima inelástica en desplazamientos y la estimación de fuerzas no deberán ser reducidas y cumplirán con los requisitos establecidos en este capítulo.

6.3. Procedimiento de cálculo del DBF

6.3.1. Pasos del método

Los pasos a seguir son los siguientes.

- Determinación del **espectro de diseño $S_a(T)$** de acuerdo con las características geotectónicas del lugar de emplazamiento de la estructura (véase en la sección [3.3](#)),
- Cálculo aproximado del **período fundamental de vibración aproximado T_a** ,

- Determinación del **cortante de base V** con los resultados de los pasos anteriores,
- Determinación de las **distribuciones vertical y horizontal** de V,
- Dirección de aplicación de estas fuerzas sísmicas y verificación de que los índices de deriva no sobrepasen el valor permitido.

6.3.2. Cortante basal de diseño V

El cortante basal total de diseño **V**, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_P \phi_E} W$$

Dónde

$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]
ϕ_P y ϕ_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección [5.3]
I	Coefficiente de importancia; se determina en la sección [4.1]
R	Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección [6.3.4]
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva; véase en la sección [6.1.7]
T_a	Período de vibración; véase en la sección [6.3.3]

Espectro de diseño

Se determina de acuerdo con lo expuesto en la sección [3.3.1](#):

- Para estructuras de ocupación normal, se diseñará la curva **S_a(T)** mediante el factor **Z** definido en la sección [3.1.1](#)
- Para estructuras esenciales o de ocupación especial, se determinarán los valores de aceleración mediante las curvas definidas en la sección [3.1.2](#) para los distintos modos de vibración; estos valores se sustituirán al factor **Z** para diseñar la curva **S_a(T)**, verificando que la aceleración espectral de diseño no sea menor que la obtenida con el espectro definido en [3.3.1](#), cumpliendo así las bases de diseño descritas en [2.2](#) y el nivel de fuerzas sísmicas descritos en [4.3.3](#).
- Para estructuras construidas en suelos tipo **F**, se desarrollarán acelerogramas y espectros específicos al sitio de emplazamiento (véase en la sección [10.5.4](#)).

6.3.3. Determinación del período de vibración T

El período de vibración aproximativo de la estructura **T**, para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los 2 métodos descritos a continuación.

El valor de **T** obtenido al utilizar estos métodos es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento.

T permite determinar el valor **S_a** del espectro en aceleraciones mediante el grafico expuesto en la sección [3.3.1](#).

a. Método 1

Para estructuras de edificación, el valor de **T** puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T Período de vibración

Para:

Tipo de estructura	C _t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Alternativamente, para estructuras con muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural (con α =1):

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}} ; C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right]$$

Dónde:

A_B Área de la edificación en su base, en metros cuadrados.

n_w Número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmica en la dirección de estudio.

h_{wi} Altura del muro *i* medida desde la base, en metros.

A_{wi} Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural *i*, medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio, en metros cuadrados.

l_{wi} Longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural *i* en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.

b. Método 2

El período fundamental **T** puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal:

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Dónde:

f_i Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i, de acuerdo con los principios descritos en el presente capítulo, o cualquiera otra distribución racional.

δ_i Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales **f_i**

w_i Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva **W** (incluye la fracción de la carga viva correspondiente) peso: **w** / cargas: **W**

Sin embargo, el valor de **T_a** calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de **T_a** calculado con el Método 1.

c. Interacciones

Una vez dimensionada la estructura, los períodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o por medio de un análisis modal. El cortante basal debe ser re-evaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que en interacciones consecutivas, la variación de períodos sea menor o igual a 10%.

6.3.4. Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica **R**

a. Recomendaciones y pertinencia

Para la definición del factor de reducción de resistencia **R** se puede referir a las recomendaciones de los códigos [ASCE-7-10](#) y [NSR-10](#) (véase en la sección [1.4.2](#)).

Conceptualmente, se consideran también:

- criterios relacionados con aspectos de agrupamiento de estructuración, diferencias entre realidades constructivas y de calidad entre los materiales y la construcción,
- penalizaciones dirigidas hacia cierto tipo de estructuras que no permiten disponer de ductilidad global apropiada para soportar las deformaciones inelásticas requeridas por el sismo de diseño.

b. Definición del factor **R** en el marco de las NECs

El factor **R** permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

En el caso del método DBF, se considerara como parámetro constante dependiente únicamente de la

tipología estructural.

Nota 1: a pesar de ser constante en el DBF, el factor R permite disminuir substancialmente la ordenada elástica espectral, siempre que se disponga de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo de una adecuada ductilidad y capacidad de disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos.

Nota 2: Los valores del factor R consideran la definición de las cargas sísmicas a nivel de resistencia, en lugar del nivel de servicio, como se encontraban en la versión previa de esta norma. En tal sentido, las combinaciones de carga deben ser congruentes con este aspecto y deben cumplirse con lo estipulado en la [NEC-SE-CG](#)

c. Criterios de definición de R

Los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de algunas variables, tales como:

- tipo de estructura,
- tipo de suelo,
- período de vibración considerado
- factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite

d. Grupos estructurales de acuerdo con R

Se seleccionará uno de los dos grupos estructurales siguientes, a utilizarse para la edificación:

- sistemas estructurales dúctiles (véase [Tabla 15](#))
- sistemas estructurales de ductilidad limitada, los cuales se encuentran descritos en la [Tabla 16](#), junto con el valor de reducción de resistencia sísmica R correspondiente.

Debe tomarse el menor de los valores de R para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en las [Tabla 15](#) y [Tabla 16](#).

Para otro tipo de estructuras diferentes a las de edificación, se deberá cumplir con los requisitos establecidos en la sección [9](#).

Para estructuras que no estén referidas en esta norma, pueden utilizarse los requisitos descritos en la norma [ASCE-7](#).

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Tabla 16 : Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

e. Sistemas estructurales dúctiles

El valor de R correspondiente en la [Tabla 15](#) se utilizará en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo resistente acordes con la filosofía de diseño descrita en la sección [4.2](#).

Ductilidad limitada:

- Caso particular: Para viviendas y edificios de baja altura diseñados con sistemas estructurales de ductilidad limitada, el valor de **R** de la [Tabla 16](#) podrá utilizarse en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada de conformidad con los requerimientos de la [NEC-SE-VIVIENDA](#).

- No deben utilizarse sistemas estructurales de ductilidad limitada para:
 - un número de pisos que rebasen los límites establecidos en las [Tabla 15](#) y [Tabla 16](#)
 - o si $I > 1$ (factor de importancia).

f. Casos especiales (materiales)

El factor **R** implica una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido con rótulas plásticas:

Sistemas estructurales dúctiles:

- las estructuras de hormigón armado deberán diseñarse, detallarse y construirse cumpliendo los requisitos establecidos en la [NEC-SE-HM](#)
- las estructuras de acero laminado en caliente y sus conexiones deberán diseñarse, detallarse y construirse cumpliendo los requisitos establecidos en el [NEC-SE-MP](#)

Sistemas estructurales de ductilidad limitada:

- El diseño cumplirá con los requisitos establecidos en la [NEC-SE-VIVIENDA](#)
- Otros sistemas estructurales para vivienda que no estén contemplados en las [Tabla 15](#) y [Tabla 16](#), deberán ser aprobados por el organismo de control y seguimiento de la NEC.

6.3.5. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de vibración T_a .

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Dónde:

V Cortante total en la base de la estructura (determinado en la sección 6.3.2)

V_x Cortante total en el piso *x* de la estructura

F_i Fuerza lateral aplicada en el piso *i* de la estructura

F_x Fuerza lateral aplicada en el piso *x* de la estructura

n Número de pisos de la estructura

w_x Peso aginado al piso o nivel *x* de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva *W* (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7)

w_i Peso aginado al piso o nivel *i* de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva *W* (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7)

h_x	Altura del piso x de la estructura
h_i	Altura del piso i de la estructura
k	Coefficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T

Determinación de k :

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

6.3.6. Distribución horizontal del cortante

El cortante de piso V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso. En sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición, tanto para el cálculo estático como para el cálculo dinámico.

La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada de una distancia igual al 5% de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

6.3.7. Momentos torsionales horizontales y torsión accidental

El momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental (asumiendo el centro de masas desplazado, como se especifica en la sección [6.3.6](#).

Cuando existe irregularidad torsional (coeficiente de regularidad en planta), los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación torsional A_x , calculado con la expresión:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2$$

Dónde:

A_x Factor de amplificación torsional

δ_{prom} Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x .

$\delta_{máx}$ Valor del desplazamiento máximo en el nivel x .

El factor de amplificación torsional (A_x) no tendrá que exceder de un valor= 3.0. Para diseño, se considerará la carga más severa para cada elemento.

6.3.8. Efectos de segundo orden P-Δ y índice de estabilidad Q_i

Los **efectos P-Δ** corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse:

- para el cálculo de dichos incrementos
- para la evaluación de la estabilidad estructural global.

El **índice de estabilidad Q_i** , para el piso i y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Dónde:

Q_i	Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.
P_i	Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i
Δ_i	Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.
V_i	Cortante sísmico del piso i
h_i	Altura del piso i considerado

Se debe cumplir $Q_i \leq 0.30$.

Nota: cuando Q_i es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sismo resistente establecidos en las normativas de diseño en hormigón armado, estructuras de acero, madera o mampostería, acordes con la filosofía de diseño de la presente norma.

Factor de mayoración $f_{P-\Delta}$

Los efectos **P-Δ** no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad $Q_i < 0.1$.

Para considerar el efecto **P-Δ** en la dirección bajo estudio y cuando $0.1 < Q_i < 0.3$, se determina un factor de mayoración:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1-Q_i}$$

Dónde:

$f_{P-\Delta}$	Factor de mayoración
Q_i	Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden

Se multiplicarán por $f_{P-\Delta}$:

- las derivas de piso calculada, Δ_{Ei}

- las fuerzas internas
- los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales de diseño

6.3.9. Control de la deriva de piso (derivas inelásticas máximas de piso Δ_M)

Se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

El diseñador deberá comprobar que la estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual.

Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utilizará secciones agrietadas (véase la sección [6.1.6-b](#) sobre agrietamiento e inercia I_g).

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura, causada por el sismo de diseño.

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas.

El cálculo de las derivas de piso incluirá:

- las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales (véase en la sección [6.3.7](#))
- los efectos de segundo orden **P- Δ** (véase en la sección [6.3.8](#))

Nota: Adicionalmente, en el caso de pórticos con estructura metálica, debe considerarse la contribución de las deformaciones de las zonas de conexiones a la deriva total de piso

Límites de la deriva: la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Dónde:

Δ_M Deriva máxima inelástica

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R Factor de reducción de resistencia (véase la sección [6.3.4](#))

Regla: Δ_M no puede superar los valores establecidos en la [Tabla 7](#), los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

Se verificará que:

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima}$$

Dónde:

Δ_M	Máxima se determina conforme a la sección 4.2.2
------------	---

7. Método 2: diseño basado en desplazamientos (DBD)

7.1. Introducción

7.1.1. Principios y objetivos del DBD

El Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) parte de un desplazamiento objetivo (desplazamiento de diseño), que es función del desempeño (o nivel de daño) deseado en la estructura y proporciona la resistencia lateral requerida para alcanzar ese desempeño.

Se respetará la metodología tradicional de diseño sismo resistente expuesta en la sección [4.2](#).

Para asegurar la eficiencia del DBD, se utilizará paralelamente los principios del diseño por capacidad para el detallamiento de los elementos del sistema sismo resistente, con el propósito de asegurar que el mecanismo dúctil seleccionado para el edificio y sólo ese, se desarrolle durante un evento sísmico severo.

7.1.2. Condiciones de aplicación

El DBD constituye una alternativa al DBF para el diseñador. Se utilizará en complemento del DBF presentado en la sección 6, que es de aplicación obligatoria.

El DBD puede ser utilizado para el diseño sismo resistente de estructuras regulares o con poca irregularidad:

- Edificios aporticados de hormigón armado o acero
- Edificios con muros estructurales.

Los criterios para aplicar el método a éstas y a otros tipos de estructuras pueden obtenerse en [Priestley, Calvi y Kowalsky \(2007\)](#).

7.1.3. Representación del sismo de diseño DBD

Las estructuras de edificación deben diseñarse para la amenaza sísmica representada por el **espectro de desplazamientos** descrito en la sección [3.3.2](#).

7.1.4. Principio: sistema elástico equivalente en DBD de un grado de libertad

El DBD es un método que utiliza una estructura equivalente de un grado de libertad (para sistema elástico equivalente (véase la [Figura 6](#)).

Se basa en el hecho de que es el primer modo de vibración el que genera mayores demandas y desarrolla rótulas plásticas. La demanda generada por los otros modos de vibración es considerada a través de factores de amplificación dinámica en el diseño de las secciones y elementos protegidos, es decir, aquellos en los que no deben formarse rótulas plásticas.

El DBD se fundamenta en el método de linearización equivalente, en el cual la estructura inelástica en su máximo desplazamiento es reemplazada por un **sistema elástico de un grado de libertad**, que es equivalente al aplicar un amortiguamiento viscoso e hysterético en la estructura real (véase en la [Figura 6](#)).

Los parámetros estructurales de una estructura equivalente de un solo grado de libertad que han de ser usados para determinar el cortante basal requerido se definen en la sección [7.2.4](#).

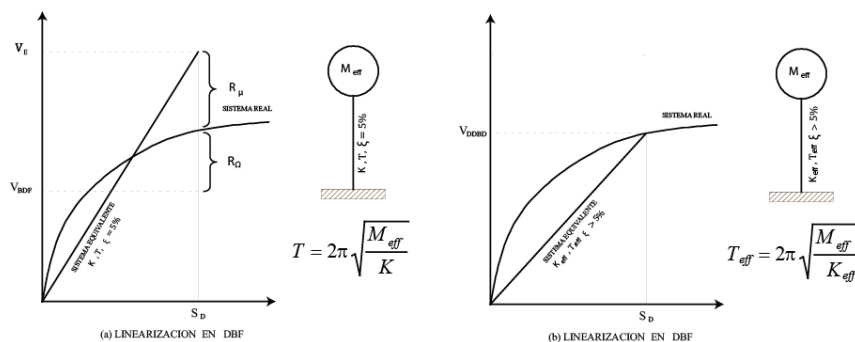


Figura 6 : Linearización equivalente (curva bilineal de la respuesta lateral fuerza/ desplazamientos)

7.1.5. Puntos-claves del DBD

- El DBD emplea una estructura equivalente con un solo grado de libertad que representa el funcionamiento de la respuesta pico de desplazamiento, más que las características elásticas iniciales de la estructura (véase en la sección [7.1.5](#)).
- El DBD caracteriza a la estructura por la rigidez secante, K_e , definida para:
- Un máximo desplazamiento Δ_d (desplazamiento característico),
- Y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente ξ , que representa la combinación del amortiguamiento elástico y el debido a la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica.
- Paso inicial: el Ingeniero Estructural llevara a cabo el diseño para un desplazamiento prefijado (en vez de verificar un desplazamiento límite).
- Paso final: se obtienen como resultado del procedimiento los esfuerzos y la rigidez de los diferentes elementos.
- Con el desplazamiento de diseño para la respuesta máxima determinada (definido en la sección [3.3.2](#)), y el correspondiente amortiguamiento obtenido a partir de la demanda por ductilidad ("Factor de reducción de demanda sísmica" definido en la sección [7.2.6](#)), el período efectivo T_e para el desplazamiento máximo de respuesta, la altura efectiva H_e , se puede leer desde el grupo de espectros de desplazamientos para diferentes niveles de amortiguamiento.

7.1.6. Lógica general y proceso de diseño del DBD

- determinación de la características de la "Estructura Equivalente" (véase en la sección [7.1.4](#)),
- determinación del desplazamiento de diseño o desplazamiento característico Δ_D (véase en la sección [7.2.4](#)),
- desarrollo del espectro en desplazamientos de diseño (véase en la sección [3.3.2](#)),
- consideraciones para la distribución de la fuerza de cortante basal de diseño V para las diferentes localizaciones de masas discretizadas, y para el análisis de la estructuras bajo la distribución de fuerzas sísmicas (véase en la sección [7.2.5](#)).

7.2. Criterios y requisitos del DBD

7.2.1. Requisitos generales para la aplicación de DBD

Se verificarán las deformaciones inelásticas tal como sigue:

- rótulas plásticas en sitios pre-determinados: las rótulas plásticas se formarán solo en los sitios pre-determinados, aplicando los principios del diseño por capacidad.
- efectos de los modos de vibración: Las fuerzas de diseño de las secciones que deben permanecer elásticas deben amplificarse para incluir los efectos de los modos de vibración altos.
- efectos de segundo orden e inestabilidad: al cumplimiento de los límites de desempeño especificados anteriormente, se verificara que los efectos de segundo orden (acciones $P-\Delta$) no causen problemas de inestabilidad, de conformidad.

La estructura debe tener una configuración estructural que cumpla con los requisitos de configuración estructural véase en la sección [5.2](#), con el propósito de asegurar la formación de un mecanismo satisfactorio de deformación inelástica.

7.2.2. Nivel de desempeño estructural

Se usara el nivel "seguridad de vida" definido en la sección [4.3.4](#).

En el DBD, el daño en una estructura se correlaciona con los desplazamientos que se generan durante un sismo severo, no con la resistencia lateral desarrollada.

7.2.3. Criterio de desempeño: deformación unitaria máxima

Para ambas estructuras (aporticadas y con muros) se comprobarán los siguientes estados limite:

- límite impuesto a las derivas de piso
- límites en la deformación unitaria

Las solicitaciones verificadas son los límites a la deformación por:

- compresión
- flexión o flexo-compresión

Para el estado límite "seguridad de vida", las estructuras podrán alcanzar los límites de deformación unitaria por flexión o flexo-compresión especificados en la [Tabla 17](#). Se deben aplicar a las fibras extremas de las secciones donde se espera la formación de rótulas plásticas.

Los límites admisibles de deriva se especifican en la sección [5.1](#)

Material	Deformación Unitaria Máxima ϵ_T (de acuerdo con la sección 7.3)
Hormigón en compresión	$0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} < 0.02$
Acero de refuerzo en tensión	0.06
Acero estructural	0.025

Tabla 17 : Límites de deformación unitaria

Estos valores de deformación definen el nivel de daño en la estructura, más allá del cual los costos de reparación pueden superar los costos de reposición.

Dónde

- ρ_v Cuantía volumétrica,
- f_{yh} Esfuerzo de fluencia,
- ϵ_{su} Deformación unitaria última del refuerzo de confinamiento,
- f'_{cc} Resistencia a la compresión del hormigón en el núcleo confinado.

Deformación unitaria máxima del hormigón armado

El límite a la deformación unitaria por compresión en el hormigón armado se basa en el modelo de Mander (Priestley et. al., 2007), que estima el incremento de resistencia y capacidad de deformación debida al confinamiento causado por el acero transversal en función de:

- la cuantía volumétrica, ρ_v ,
- el esfuerzo de fluencia f_{yh} ,
- la deformación unitaria última ϵ_{su} del refuerzo de confinamiento
- la resistencia a la compresión del hormigón en el núcleo confinado f'_{cc} .

Cuando no sea posible procurar un confinamiento adecuado a las secciones de hormigón armado, o cuando debido a la forma de la sección, el modelo de Mander u otro método racional no pueda aplicarse, el límite a la deformación unitaria del hormigón se fijará en 0.004

El límite en la deformación unitaria máxima del acero de refuerzo se especifica conservadoramente igual a 0.06, con lo cual se trata de evitar mecanismos de falla no considerados por el método de diseño como son la falla por fatiga y pandeo de las barras longitudinales.

7.2.4. Determinación de los parámetros usados en el DBD

En las ecuaciones que siguen:

m_i	Masa del piso i (corresponde a la masa de los elementos estructural y no estructurales más 25% de la masa por carga viva)
Δ_i	Desplazamiento de diseño para el piso i calculado en la sección 7.3
ϕ_p, ϕ_E :	Factores de irregularidad en planta e en elevación definidos en la sección 5.3

a. Desplazamiento característico

- El desplazamiento característico Δ_d se reduce por la aplicación de los factores de irregularidad de acuerdo con la sección [5.2](#) Regularidad/configuración estructural) con el propósito de contrarrestar la amplificación de desplazamientos, deformaciones o derivas causadas por la presencia de estas irregularidades.

$$\Delta_d = \phi_P \phi_E \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)$$

Dónde:

ϕ_P, ϕ_E Factores de irregularidad en planta e en elevación definidos en [5.2](#)

m_i Masa del piso i (corresponde a la masa de los elementos estructural y no estructurales más 25% de la masa por carga viva)

Δ_i Desplazamiento de diseño para el piso i calculado en la sección [7.3](#)

b. Altura efectiva

La altura efectiva H_{eff} define el centroide de las fuerzas inerciales generadas por el primer modo de vibración:

$$H_{eff} = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)$$

Dónde:

H_i Altura del nivel i del edificio

H_{eff} Altura efectiva (define el centroide de las fuerzas inerciales generadas por el primer modo de vibración)

Δ_i Desplazamiento de diseño para el piso i

m_i Masa del piso i

c. Masa efectiva

La masa efectiva M_{eff} del sistema equivalente de un solo grado de libertad está definida por:

$$M_{eff} = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_d$$

Dónde:

M_{eff} Masa efectiva del sistema equivalente de un solo grado de libertad

Δ_i Desplazamiento de diseño para el piso i

m_i Masa del piso i

Δ_d Desplazamiento característico usado en el DBD

d. Desplazamiento de fluencia

El desplazamiento de fluencia Δ_y se estima mediante un análisis estructural racional, o con las ecuaciones siguientes, según sea:

- Una estructura aporticada.
- Una con muros estructurales.

Estas ecuaciones se basan en el hecho de que la curvatura que produce fluencia por flexión no es sensible a la resistencia de la sección si no a su geometría y a la deformación unitaria de fluencia de los materiales constituyentes:

Δ_y para edificios con pórticos

$$\Delta_y = \theta_y H_{eff}$$

Dónde:

Δ_y Desplazamiento de fluencia

θ_y Deriva de fluencia

H_{eff} Altura efectiva (define el centroide de las fuerzas inerciales generadas por el primer modo de vibración)

Donde la deriva de fluencia θ_y de un pórtico se estima para:

- Pórticos de hormigón armado:

$$\theta_y = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b}$$

Dónde:

θ_y Deriva de fluencia

ε_y Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo

- Pórticos de Acero Estructural:

$$\theta_y = 0.65 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b}$$

Dónde:

L_b, h_b Longitud y peralte de una viga característica del pórtico

ε_y Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo

Δ_y para edificios con muros estructurales

Se obtiene con:

$$\Delta_y = \frac{\varepsilon_y}{I_w} H_{eff}^2 \left(1 - \frac{H_{eff}}{3H_n} \right)$$

Dónde:

I_w Longitud del muro en su base

H_{eff} Altura efectiva

H_n Altura total del edificio

e. Demanda de ductilidad

La demanda de ductilidad μ se calcula como la razón entre el desplazamiento característico Δ_d y el desplazamiento de fluencia Δ_y :

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y$$

Dónde:

μ Demanda por ductilidad

Δ_d Desplazamiento característico usado en el DBD

Δ_y Desplazamiento de fluencia

f. Factor de reducción de demanda sísmica

El factor de reducción de demanda sísmica R_ξ se obtendrá de la [Figura 7](#), en función de la demanda de ductilidad μ :

El factor de reducción R_ξ no debe confundirse ni compararse con el factor R usado en la sección [6.3.4](#)).

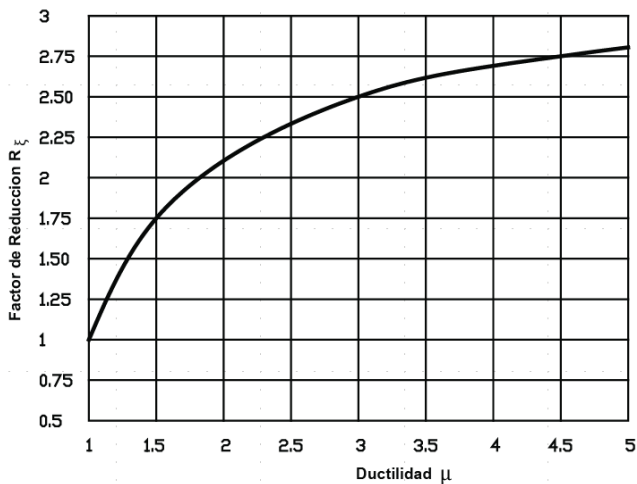


Figura 7: Factor de Reducción de la Demanda Sísmica R_ξ

g. Período efectivo

El período efectivo T_{eff} se obtiene a partir del espectro de desplazamientos proporcionado en la sección [3.3.2](#) y se calcula mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Si } T_c \leq T_{eff} \leq T_L : T_{eff} = \frac{\Delta_d R_\xi}{0.38 Z F_d}$$

$$\text{Si } T_{eff} > T_L : T_{eff} = T_L$$

Dónde:

T_L Véase la [Figura 5](#)

Δ_d Desplazamiento característico

R_ξ	Factor de reducción de demanda sísmica
Z	Factor de la zona
F_d	Factor de sitio de la sección <u>3.2.2</u>

Como se muestra en la [Figura 8](#), el período efectivo corresponde al desplazamiento de diseño Δ_d en el espectro reducido de acuerdo a la demanda de ductilidad en la estructura. El período efectivo es más largo que el período elástico ya que una vez que la estructura ingresa en el rango inelástico degrada su rigidez y alarga su período.

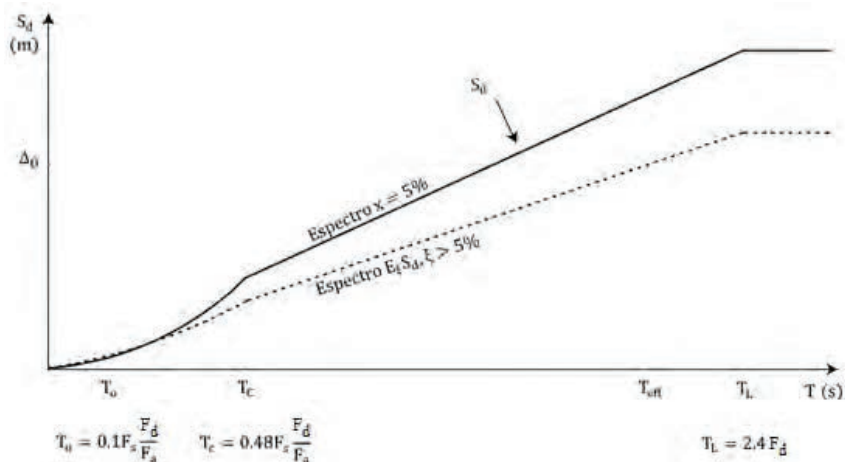


Figura 8 : Período efectivo de sistema equivalente de un grado de libertad

h. Rigidez efectiva

La rigidez efectiva K_{eff} proviene de la muy conocida relación entre período, masa y rigidez para sistemas de un grado de libertad, de acuerdo con:

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2}$$

Dónde:

K_{eff} Rigidez efectiva

M_{eff} Masa efectiva

T_{eff} Período efectivo

7.2.5. Cortante basal de diseño para el DBD

El cortante V_{DBD} no es de fluencia, es la resistencia requerida por la estructura cuando se alcanza el desplazamiento meta.

Según el método DBD, V_{DBD} se calculará para las dos direcciones principales de la estructura, y se determinará a partir del desplazamiento de diseño y la rigidez efectiva mediante:

$$V_{DBD} = K_{eff} \Delta_d$$

Dónde:

K_{eff} Rigidez efectiva

Δ_d Desplazamiento característico

Si un edificio se diseña para derivas menores a las especificadas en la sección [7.2.1](#), el DBD indicará que el edificio requiere mayor resistencia lateral y, por tanto, mayor rigidez.

NOTA: El cortante basal calculado según la sección [7.2.5](#) podría ser mayor que el cortante V obtenido mediante el DBF en [6.3.2](#). Esto se debe a que el cortante V_{DBD} incluye la sobre resistencia de la estructura.

7.2.6. Vector de fuerzas laterales

El cortante basal V_{DBD} debe distribuirse en el centro de masa de cada piso del edificio de acuerdo con las siguientes relaciones:

Pisos 1 a n-1:

$$F_i = kV_{DBD}(m_i\Delta_i)/(\sum_{i=1}^n(m_i\Delta_i))$$

Dónde:

K Coeficiente que vale 0.9 para edificaciones aporticadas y 1.0 para todas las demás estructuras

m_i Masa del piso i (corresponde a la masa de los elementos estructural y no estructurales más 25% de la masa por carga viva)

Δ_i Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso

V_{DBD} Corte basal obtenido por el DBD

Techo (Piso n):

$$F_n = (1 - k)V_{DBD} + kV_{DBD}(m_n\Delta_n)/\sum_{i=1}^n(m_i\Delta_i)$$

Dónde:

V_{DBD} Corte basal obtenido por el DBD

Δ_n Desplazamiento de diseño para del piso n de un edificio

m_n Masa del piso n de un edificio

Análisis de la capacidad de rótulas plásticas

La estructura debe analizarse bajo la acción del vector de fuerza lateral de diseño para determinar la capacidad de momento requerida en las rótulas plásticas.

El análisis estructural estará basado en la rigidez efectiva de los miembros estructurales, compatible con el perfil de desplazamiento objetivo. Cualquier otro método de análisis que satisfaga equilibrio estático también puede ser utilizado.

Las acciones para el diseño a cortante en vigas o las de diseño de columnas y muros (en las secciones fuera de las rótulas plásticas) deberán establecerse de acuerdo a lo especificado en las normas [NEC-SE-HM](#), [NEC-SE-AC](#), [NEC-SE-MP](#) y [NEC-SE-MD](#).

El análisis estructural que se realiza luego de determinar el valor del cortante basal tiene como objeto distribuir la resistencia en todos los elementos de la estructura.

En el DBD no es necesario comprobar derivas de piso en el análisis estructural ya que las derivas fueron impuestas al inicio, en el perfil de desplazamiento objetivo.

7.3. Perfil de desplazamiento de diseño

Las funciones especificadas en los siguientes apartados para la definición del desplazamiento objetivo provienen de la observación de resultados de análisis inelásticos de historia en el tiempo.

7.3.1. Edificaciones aporticadas

Para un edificio de n pisos, el perfil de desplazamiento de diseño será determinado

- para cada nivel de altura H_i ,
- en base a la deriva de diseño θ_T especificada en la sección [7.2.3](#).
- a la altura total del edificio H_n ,
- y al factor de amplificación dinámica de derivas ω_θ definido por

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.0$$

Dónde:

H_n Altura total del edificio de n pisos

ω_θ Factor de amplificación dinámica de derivas

H_n Altura total del edificio

Para el diseño de edificios de cuatro pisos o menos, se asume un perfil de desplazamiento lineal. Para edificios de más de cuatro pisos el perfil es no-lineal y la deriva máxima ocurre en el primer piso.

Deriva máxima según el número de pisos:

Para $n \leq 4$:

$$\Delta_i = \omega_\theta H_i \theta_T$$

Dónde:

ω_θ Factor de amplificación dinámica de derivas

H_i Altura de nivel i

θ_T Deriva de diseño

para $n > 4$:

$$\Delta_i = \omega_\theta H_i \theta_T \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1}$$

Dónde:

H_n	Altura total del edificio
θ_T	Deriva de diseño
H_i	Altura de nivel i
ω_θ	Factor de amplificación dinámica de derivas
Δ_i	Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso

7.3.2. Edificaciones con muros estructurales

El perfil de desplazamiento de diseño se definirá con un análisis racional o se tomará como el menor calculado con las 2 ecuaciones siguientes:

Perfil de desplazamiento controlado por límites de deformación unitaria en la rótula plástica en la base del muro

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{\varepsilon_y}{\partial H_n} \right) + \left(\phi_m - \frac{2\varepsilon_y}{l_w} \right) L_p H_i$$

Dónde:

Δ_i	Deriva máxima del piso i
Δ_{yi}	Desplazamiento de fluencia en el piso i
ε_y	Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo
l_w	La longitud del muro en su base
L_p	Longitud de la rótula plástica en la base del muro
H_i	Altura de nivel i
H_n	La altura total del edificio
f_m	Curvatura en la sección de la rótula plástica, correspondiente a los límites de deformación unitaria especificados en la sección 7.2.2.

Perfil de desplazamiento controlado por la deriva máxima que ocurre en el último piso

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + (\theta_c + \theta_{yn}) H_i = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{\partial H_n} \right) + \left(\theta_c - \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w} \right) H_i$$

Dónde:

Δ_i	Deriva máxima del piso i
Δ_{yi}	Desplazamiento de fluencia en el piso i
θ_c	Sin definir
θ_{yn}	Deriva de fluencia del piso i

H_i	Altura de nivel i
H_n	Altura total del edificio
ϵ_y	Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo
l_w	La longitud del muro en su base

Esta ecuación produce un perfil de desplazamiento controlado por la deriva máxima que ocurre en el último piso.

8. Sistemas de control y aislamiento a la base

Las fuentes principales de esta sección son los [Capítulos 13 y 15 del BSSC](#) (2004) "NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures" ([FEMA 450](#)).

Véase en la sección [1.4.2](#).

8.1. Alcance

Los sistemas de control estructural utilizados para el diseño sísmo resistente no convencional de estructuras son aquellos definidos en la sección [1.2](#) y son clasificados en:

- sistemas de aislamiento sísmico,
- sistemas de disipación pasiva de energía,
- sistemas de control activo.

8.2. Requisitos de diseño generales

8.2.1. Requisito de sistema estructural

Toda estructura que utilice en su diseño sistemas de control sísmico deberá poseer un sistema estructural sísmo resistente básico de entre los tipos descritos en las [Tabla 13](#) y [Tabla 14](#).

- Sistemas Estructurales Dúctiles (sistemas duales y pórticos resistentes a momentos)
- Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada (pórticos resistentes a momento y muros estructurales portantes)

8.2.2. Métodos de cálculo

Los métodos de análisis a ser utilizados son los indicados en [FEMA 450](#).

El cálculo del cortante basal mínimo se hará en conformidad con el método de cálculo de fuerzas sísmicas expuesto en la sección [6](#).

Nota: si $Z \geq 0.30$ (factor de zona), independientemente del método de análisis adoptado, la respuesta máxima de la estructura requerirá de la aplicación de un método de análisis no lineal paso a paso, realizado por personal profesional calificado en cálculo inelástico de estructuras con sistemas de control sísmico.

8.3. Requisitos mínimos de diseño de sistemas de aislamiento sísmico

El diseño sísmico de edificios con sistemas de aislamiento sísmico utilizará como requisitos mínimos a las especificaciones del [Capítulo 13 del BSSC](#) (2004) "NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures" (FEMA 450).

Sin influencia del uso o de la ocupación del edificio:

- el parámetro SD1 corresponde a la aceleración espectral para $T = 1s$, para un período de retorno de 475 años.

- el parámetro SM1 corresponde a la aceleración espectral con para $T = 1s$, para un período de retorno de 2500 años, tomando en cuenta el efecto del suelo de cimentación.

8.4. Requisitos de diseño de sistemas de disipación pasiva de energía

El diseño sísmico de edificios con sistemas de disipación pasiva de energía, tales como los amortiguadores sísmicos, utilizará como requerimientos mínimos las especificaciones del [Capítulo 15 del BSSC](#) (2004) "NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures" ([FEMA 450](#)).

Los espectros que definen la amenaza sísmica serán generados como se indica en las secciones anteriores del presente capítulo.

El espectro de diseño debe referirse a un terremoto con un período de retorno de 475 años, mientras que el espectro máximo considerado se refiere a un período de retorno de 2500 años.

9. Estructuras diferentes a las de las edificaciones

9.1. Introducción

Las estructuras distintas a las de edificación incluyen todas las estructuras auto-portantes que no son edificios, las cuales soportan cargas verticales y deben resistir los efectos sísmicos, tales como reservorios, tanques, silos, torres de transmisión, estructuras hidráulicas, tuberías, naves industriales, etc., cuyo comportamiento dinámico es distinto al comportamiento de las estructuras de edificación.

Este tipo de estructuras se diseñarán para resistir las fuerzas laterales mínimas especificadas en esta sección, complementadas mediante consideraciones adicionales especiales aplicables a cada tipo de estructura.

El diseño se realizará de conformidad con los requisitos aplicables de las secciones anteriores de este documento, modificadas con los requisitos que se describen en los siguientes numerales.

Para el caso de puentes y presas, se aplicarán las normas ecuatorianas correspondientes y, en su ausencia, aquellas internacionalmente aceptadas.

9.2. Estructuras portuarias, puentes y tanques con fondo apoyado

9.2.1. Estructuras portuarias

Para el diseño sísmo resistente de las estructuras portuarias se adoptarán los objetivos de desempeño, nivel de amenaza sísmica (probabilidad de excedencia o período de retorno) y niveles de desempeño estructural (estados límites) especificados por el Permanent International Association for Navigation Congresses ([PIANC](#)), Guías de diseño sísmico para estructuras portuarias.

Los espectros de diseño para los niveles de amenaza sísmica que corresponda serán desarrollados en base a las curvas de amenaza sísmica presentadas en el apéndice [10.3](#).

9.2.2. Puentes

Para el diseño sísmo resistente de puentes se adoptarán los objetivos de desempeño, nivel de amenaza sísmica (probabilidad de excedencia o período de retorno) y niveles de desempeño estructural (estados límites) especificados en [AASHTO](#), Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design.

Los espectros de diseño para los niveles de amenaza sísmica que corresponda serán desarrollados en base a las curvas de amenaza sísmica presentadas en el apéndice [10.3](#).

9.2.3. Tanques con fondo apoyado

Los tanques cuyo fondo se encuentra apoyado directamente sobre la superficie del suelo o bajo ella y los tanques cuyo fondo se encuentra apoyado sobre otros elementos estructurales, se diseñarán para resistir las fuerzas laterales calculadas utilizando el procedimiento descrito para estructuras rígidas (descrito en [9.3.5](#)), incluyendo todo el peso del tanque y el de su contenido.

Alternativamente, estos tanques pueden diseñarse siguiendo uno de los dos siguientes procedimientos:

- Un análisis espectral, el cual incluya las consideraciones de un sismo esperado en el sitio y los

efectos de la inercia de los fluidos contenidos en el tanque.

- Un procedimiento prescrito por códigos y normativas internacionales de reconocido valor, aplicables al caso de estructuras de tanques.

9.3. Parámetros

9.3.1. Peso W

El peso de las estructuras incluirá todas las cargas muertas.

Para propósitos de cálculo de fuerzas laterales de diseño, W deberá incluir todos los pesos presentes debidos a los contenidos de dichas estructuras, en condiciones de operación normal.

9.3.2. Período fundamental T

El período fundamental de la estructura se calculará utilizando métodos reconocidos de la dinámica estructural, tales como el Método 2 descrito en la sección [6.3.3](#).

9.3.3. Límites de deriva

Los límites de deriva establecidos para estructuras de edificios no necesitan ser aplicados para este tipo de estructuras.

Los límites de deriva deben establecerse para los elementos estructurales y no estructurales cuya falla podría ocasionar peligro para la vida y la seguridad.

Sin embargo, los efectos $P-\Delta$ deben calcularse para estructuras cuyas derivas excedan los límites establecidos en el presente documento para el caso de estructuras de edificación.

9.3.4. Efectos de interacción

Las estructuras que soporten elementos no-estructurales flexibles cuyo peso combinado exceda en un 25% al peso de la estructura, deberán diseñarse considerando los efectos de interacción entre la estructura y dichos elementos.

9.3.5. Fuerzas laterales

Los procedimientos de cálculo de fuerzas laterales últimas para sistemas estructurales similares a los utilizados para el caso de edificaciones, deberán diseñarse como tales.

Para el caso de estructuras rígidas (con períodos menores a 0.6 s), éstas se deberán diseñar (incluidos sus anclajes) aplicando la fuerza lateral obtenida mediante la ecuación:

$$V = \eta Z F_a I W$$

Dónde:

V Cortante total en la base de la estructura para el DBF

D Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

F_a Coeficiente de amplificación de suelo en las zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro

elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

I Coeficiente de importancia

W Carga sísmica reactiva

9.3.6. Distribución de las fuerzas laterales

La fuerza **V** así calculada debe distribuirse de acuerdo con la distribución de masas y debe aplicarse en cualquier dirección horizontal.

9.3.7. Factor de reducción de respuesta para estructuras diferentes a las de edificación

Las fuerzas sísmicas mínimas de diseño descritas en la sección [9.3.5](#) se han establecido a un nivel tal, necesario para producir desplazamientos sobre modelos elásticos de estructuras empotradas en su base, comparables con los desplazamientos esperados en estructuras reales sometidas al sismo de diseño.

Se permite una reducción de fuerzas sísmicas mínimas de diseño mediante el factor **R** cuando el diseño de este tipo de estructuras provea de suficiente resistencia y ductilidad a las mismas, de manera consistente con la filosofía de diseño y las especificaciones de la presente norma.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3.5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

Tabla 18 : Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las de edificación

10. Apéndices

10.1. Fundamentos del estudio de peligro sísmico

10.1.1. Fundamentación del mapa de zonificación

Origen: el mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño incluido en este capítulo, proviene de :

- un estudio completo que considera fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador actualizados al año 2011
- ciertos criterios adicionales que tienen que ver principalmente con la uniformidad del peligro de ciertas zonas del país, criterios de practicidad en el diseño, protección de ciudades importantes, irregularidad en curvas de definición de zonas sísmicas, suavizado de zonas de límites inter-zonas y compatibilidad con mapas de peligro sísmico de los países vecinos.

El mapa reconoce el hecho de que la subducción de la placa de Nazca debajo de la placa Sudamericana es la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador. A este hecho se añade un complejo sistema de fallas local superficial que produce sismos importantes en gran parte del territorio ecuatoriano.

El estudio de peligro sísmico fue realizado de manera integral para todo el territorio nacional, de acuerdo con las metodologías actuales usadas a nivel mundial y a la disponibilidad de la información a nivel local, incluyendo:

- La evaluación de los principales eventos históricos acompañada de un estudio moderno de re-evaluación de la magnitud y localización de dichos eventos utilizando el método de Bakun & Wentworth (Beauval et. al, 2010).
- El estudio de las principales fuentes sísmicas conocidas (corticales y de subducción) y sus mecanismos focales, que junto con la sismicidad y neotectónica, permitió modelar la geometría de las fuentes sismogénicas y sus parámetros sismológicos (rumbo, buzamiento, magnitud mínima de homogeneidad, tasa media de actividad sísmica, magnitud máxima probable y tasas de recurrencia).
- La modelación de la geometría de las fuentes sismogénicas se alimentó de la información geodésica reciente que proporciona el campo de velocidades del Ecuador a partir de mediciones GPS de precisión y de modelos del acoplamiento de segmentos de la subducción.
- El análisis de la homogeneidad y completitud de los catálogos sísmicos históricos para el Ecuador, construcción de un catálogo sísmico instrumental unificado a partir del catálogo del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (incluye la base de datos microsísmicos) y de catálogos internacionales tales como el Centennial (EHB), ISC, NEIC/USGS (PDE), GCMT/HRV y homogeneización de las magnitudes instrumentales a M_w .
- La modelación de más de 30.000 eventos, de los cuales, filtradas las réplicas, eventos premonitores, sismos volcánicos y enjambres, se obtuvieron 8.923 eventos sísmicos independientes de magnitud mínima de homogeneidad 4,5 y máxima 8,8 utilizados para el análisis.
- La utilización de las ecuaciones de predicción, validadas por el Global Earthquake Model, para las fuentes intraplaca (entre ellas las de Boore y Atkinson, 2008; Akkar y Boomer, 2010;

Kanno et. al., 2006; Bindi et. al., 2009) y para las fuentes de subducción (Youngs et. al., 1997; Atkinson y Boore, 2003; Kanno et. al., 2006; McVerry et. al., 2006; Lin y Lee, 2008; Zhao et. al., 2006).

- Un estudio sobre las incertidumbres en los distintos parámetros utilizados, particularmente las ecuaciones de predicción.
- La modelación de la ocurrencia de los sismos como un proceso de Poisson, obteniéndose curvas de iso-aceleraciones en afloramiento rocoso para diferentes niveles de probabilidad anual de excedencia (inverso del período de retorno).

El mapa de zonificación sísmica para diseño de la [Figura 1](#) en la sección [3.1](#) proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. Con ello se reconoce que los verdaderos resultados de peligro sísmico para un período de retorno de 475 años para la zona VI son en realidad mayores a 0.50 g y que han sido saturados a dicho valor para ser utilizados en estructuras de edificación de uso normal, por razones de tipo económico.

Se reconoce también que los resultados alcanzados hasta el momento en los estudios de peligro sísmico tienen un carácter dinámico, ya que reflejan el estado actual del conocimiento en la sismología y neotectónica del Ecuador. A medida que se tenga mayor información proveniente de las redes de sismógrafos y acelerógrafos que funcionan actualmente en el territorio nacional y de las nuevas redes en instalación, del conocimiento de las fallas activas y de mejores ecuaciones de predicción, ésta información será incluida en versiones posteriores de esta norma.

10.1.2. Establecimiento de los espectros

Para el establecimiento del espectro mencionado y de sus límites, se consideraron los siguientes criterios:

- **Estudio de las formas espectrales elásticas** de los sismos ecuatorianos registrados en la Red Nacional de Acelerógrafos

A través de la recopilación de los registros de aceleración disponibles de sismos ecuatorianos, especialmente en roca y suelo firme, se estudiaron las formas espectrales de los mismos aplicando técnicas de promediado espectral ([Yépez, F. et al., 2000](#)).

- Simulación estocástica de acelerogramas artificiales y estudio de formas espectrales

A partir de los registros de aceleración reales disponibles y de la información sismológica del sismo real y del sismo mayor a simular (caída de esfuerzos, momento sísmico), se simuló registros artificiales mediante procesos estocásticos y funciones de Green. La simulación de varias familias de registros permitió estudiar la forma espectral de sismos mayores ([Yépez, F et al., 2000](#)).

- Estudio de las formas espectrales elásticas de las normativas [ASCE 7-10](#) de los Estados Unidos y la [NSR-10](#) de Colombia, ambas del 2010.

Se estudiaron (a base de [Dickenson, S \(1994\)](#), [Seed et al. \(1997 y 2001\)](#), [Tsang et al. \(2006\)](#), [Tena-Colunga, et al. \(2009\)](#) y [Vera Grunauer, X \(2010\)](#), [Huang et.al., \(2010\)](#)):

- las formas espectrales,
- los factores de amplificación dinámica de las aceleraciones espectrales,
- las frecuencias fundamentales de vibración,

- la meseta máxima,
- la ecuación de la curva de caída
- los factores de comportamiento inelástico de suelos

Debido a la imposibilidad de utilizar la ductilidad para disminuir la ordenada espectral elástica para períodos cortos con fines de diseño y, únicamente para el análisis sísmico estático y para el análisis sísmico dinámico del modo fundamental de vibración, se eliminó el ramal izquierdo de ascenso de los espectros elásticos de respuesta típicos y se estableció que la meseta máxima llegue hasta valores de períodos de vibración cercanos a cero.

10.2. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
CUENCA	CUENCA	CUENCA	AZUAY	0.25
CHORDELEG	CHORDELEG	CHORDELEG	AZUAY	0.25
GUALACEO	GUALACEO	GUALACEO	AZUAY	0.25
SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	AZUAY	0.25
EL PAN	EL PAN	EL PAN	AZUAY	0.25
PAUTE	CHICAN (GUILLERMO ORTEGA)	PAUTE	AZUAY	0.25
GUARANDA	GUARANDA	GUARANDA	BOLIVAR	0.35
SAN LORENZO	SAN LORENZO	GUARANDA	BOLIVAR	0.35
SANTIAGO	SANTIAGO	SAN MIGUEL	BOLIVAR	0.35
SAN JOSE DEL TAMBO	SAN JOSE DEL TAMBO	CHILLANES	BOLIVAR	0.35
SAN SIMON	SAN SIMON (YACOTO)	GUARANDA	BOLIVAR	0.35
SAN MIGUEL DE BOLIVAR	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	BOLIVAR	0.35
SAN JOSE DE CHIMBO	SAN JOSE DE CHIMBO	CHIMBO	BOLIVAR	0.35
SIMIATUG	SIMIATUG	GUARANDA	BOLIVAR	0.30
SAN LUIS DE PAMBIL	SAN LUIS DE PAMBIL	GUARANDA	BOLIVAR	0.30
FACUNDO VELA	FACUNDO VELA	GUARANDA	BOLIVAR	0.30
LAS MERCEDES	LAS NAVES	LAS NAVES	BOLIVAR	0.30
LAS NAVES	LAS NAVES	LAS NAVES	BOLIVAR	0.30
SAN LUIS DE LAS MERCEDES	SAN LUIS DE PAMBIL	GUARANDA	BOLIVAR	0.30
ECHEANDIA	ECHEANDIA	ECHEANDIA	BOLIVAR	0.30
CHILLANES	CHILLANES	CHILLANES	BOLIVAR	0.40

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	0.30
EL TAMBO	EL TAMBO	EL TAMBO	CAÑAR	0.30
LA PUNTILLA	PANCHO NEGRO	LA TRONCAL	CAÑAR	0.40
LA TRONCAL	LA TRONCAL	LA TRONCAL	CAÑAR	0.40
DELEG	DELEG	DELEG	CAÑAR	0.25
AZOGUES	AZOGUES	AZOGUES	CAÑAR	0.25
BIBLIAN	BIBLIAN	BIBLIAN	CAÑAR	0.25
HUACA	HUACA	SAN PEDRO DE HUACA	CARCHI	0.40
EL PLAYON DE SAN FRANCISCO	EL CARMELO (EL PUN)	TULCAN	CARCHI	0.40
MARISCAL SUCRE	MARISCAL SUCRE	SAN PEDRO DE HUACA	CARCHI	0.40
TULCAN	TULCAN	TULCAN	CARCHI	0.40
EL ANGEL	EL ANGEL	ESPEJO	CARCHI	0.40
SAN GABRIEL	SAN GABRIEL	MONTUFAR	CARCHI	0.40
EL CARMELO	EL CARMELO (EL PUN)	TULCAN	CARCHI	0.40
LA LIBERTAD	LA LIBERTAD (ALIZO)	ESPEJO	CARCHI	0.40
JULIO ANDRADE	JULIO ANDRADE (OREJUELA)	TULCAN	CARCHI	0.40
LA PAZ	LA PAZ	MONTUFAR	CARCHI	0.40
SAN ISIDRO	SAN ISIDRO	ESPEJO	CARCHI	0.40
SAN JOSE DE TINAJILLAS	GARCIA MORENO	BOLIVAR	CARCHI	0.40
SANTA MARTHA DE CUBA	SANTA MARTHA DE CUBA	TULCAN	CARCHI	0.40
GARCIA MORENO	GARCIA MORENO	BOLIVAR	CARCHI	0.40
MONTE OLIVO	MONTE OLIVO	BOLIVAR	CARCHI	0.40
PIQUIUCHO	LOS ANDES	BOLIVAR	CARCHI	0.40
PUEBLO NUEVO	SAN RAFAEL	BOLIVAR	CARCHI	0.40
PUSIR	SAN VICENTE DE PUSIR	BOLIVAR	CARCHI	0.40
LOS ANDES	LOS ANDES	BOLIVAR	CARCHI	0.40
FERNANDEZ SALVADOR	FERNANDEZ SALVADOR	MONTUFAR	CARCHI	0.40
SAN VICENTE DE PUSIR	SAN VICENTE DE PUSIR	BOLIVAR	CARCHI	0.40
MIRA	MIRA (CHONTAHUASI)	MIRA	CARCHI	0.40
BOLIVAR	BOLIVAR	BOLIVAR	CARCHI	0.40

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
TUFIÑO	TUFIÑO	TULCAN	CARCHI	0.40
CALPI	CADI	COLTA	CHIMBORAZO	0.35
PALLATANGA	PALLATANGA	PALLATANGA	CHIMBORAZO	0.40
PUNGAL GRANDE	GUANO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
GUANO	GUANO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
PENIPE	PENIPE	PENIPE	CHIMBORAZO	0.40
SAN ANDRES	SAN ANDRES	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN ISIDRO DE PATULU	SAN ISIDRO DE PATULU	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
VALPARAISO	VALPARAISO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN JOSE DE CHAZO	SAN JOSE DEL CHAZO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
GUANANDO	GUANANDO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
CALPI	CALPI	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
LICÍN	RIOBAMBA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
QUIMIAG	QUIMIAG	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
ASUNCION	CALPI	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
MACAJÁ	RIOBAMBA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
PUELA	PUELA	PENIPE	CHIMBORAZO	0.40
RIOBAMBA	GUANO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
ILAPO	ILAPO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN GERARDO	SAN GERARDO DE PACAICAGUAN	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN ANTONIO DE BAYUSHIG	SAN ANTONIO DE BAYUSHIG	PENIPE	CHIMBORAZO	0.40
SANTA FE DE GALAN	SANTA FE DE GALAN	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN VICENTE	RIOBAMBA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
CHAMBO	CHAMBO	CHAMBO	CHIMBORAZO	0.40
PUNIN	PUNIN	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
LICTO	LICTO	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
PUNGALA	PUNGALA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
YARUQUIES	RIOBAMBA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
SAN LUIS	SAN LUIS	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
JUAN DE VELASCO	JUAN DE VELASCO	COLTA	CHIMBORAZO	0.40

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
TUFIÑO	TUFIÑO	TULCAN	CARCHI	0.40
CALPI	CADI	COLTA	CHIMBORAZO	0.35
PALLATANGA	PALLATANGA	PALLATANGA	CHIMBORAZO	0.40
PUNGAL GRANDE	GUANO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
GUANO	GUANO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
PENIPE	PENIPE	PENIPE	CHIMBORAZO	0.40
SAN ANDRES	SAN ANDRES	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN ISIDRO DE PATULU	SAN ISIDRO DE PATULU	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
VALPARAISO	VALPARAISO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN JOSE DE CHAZO	SAN JOSE DEL CHAZO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
GUANANDO	GUANANDO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
CALPI	CALPI	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
LICÍN	RIOBAMBA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
QUIMIAG	QUIMIAG	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
ASUNCION	CALPI	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
MACAJÁ	RIOBAMBA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
PUELA	PUELA	PENIPE	CHIMBORAZO	0.40
RIOBAMBA	GUANO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
ILAPO	ILAPO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN GERARDO	SAN GERARDO DE PACAICAGUAN	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN ANTONIO DE BAYUSHIG	SAN ANTONIO DE BAYUSHIG	PENIPE	CHIMBORAZO	0.40
SANTA FE DE GALAN	SANTA FE DE GALAN	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN VICENTE	RIOBAMBA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
CHAMBO	CHAMBO	CHAMBO	CHIMBORAZO	0.40
PUNIN	PUNIN	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
LICTO	LICTO	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
PUNGALA	PUNGALA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
YARUQUIES	RIOBAMBA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
SAN LUIS	SAN LUIS	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
JUAN DE VELASCO	JUAN DE VELASCO	COLTA	CHIMBORAZO	0.40

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
	(PANGOR)			
CEBADAS	CEBADAS	GUAMOTE	CHIMBORAZO	0.40
CAJABAMBA	VILLA LA UNION (CAJABAMBA)	COLTA	CHIMBORAZO	0.40
CUBIJES	GUANO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN JUAN	SAN JUAN	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
COLUMBE	COLUMBE	COLTA	CHIMBORAZO	0.40
MATUS	EL ALTAR	PENIPE	CHIMBORAZO	0.40
VILLA LA UNION	VILLA LA UNION (CAJABAMBA)	COLTA	CHIMBORAZO	0.40
GUAMOTE	GUAMOTE	GUAMOTE	CHIMBORAZO	0.40
LLACTAPAMBA DE ALAO	PUNGALA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.35
CHUNCHI	CHUNCHI	CHUNCHI	CHIMBORAZO	0.35
ALAUSI	SIBAMBE	ALAUSI	CHIMBORAZO	0.35
ANGAMARCA	ANGAMARCA	PUJILI	COTOPAXI	0.30
LA MANA	LA MANA	LA MANA	COTOPAXI	0.30
ZUMBAHUA	ZUMBAHUA	PUJILI	COTOPAXI	0.30
EL CORAZON	EL CORAZON	PANGUA	COTOPAXI	0.30
MORASPUNGO	MORASPUNGO	PANGUA	COTOPAXI	0.30
SIGCHOS	SIGCHOS	SIGCHOS	COTOPAXI	0.30
CUSUBAMBA	CUSUBAMBA	SALCEDO	COTOPAXI	0.40
ALAUQUES	ALAUQUES (ALAUQUEZ)	LATACUNGA	COTOPAXI	0.40
MULALILLO	MULALILLO	SALCEDO	COTOPAXI	0.40
PANSALEO	PANSALEO	SALCEDO	COTOPAXI	0.40
ANTONIO JOSE HOLGUIN	ANTONIO JOSE HOLGUIN	SALCEDO	COTOPAXI	0.40
GUAITACAMA	GUAITACAMA (GUAYTACAMA)	LATACUNGA	COTOPAXI	0.40
MULLIQUINDIL	MULLIQUINDIL (SANTA ANA)	SALCEDO	COTOPAXI	0.40
SAQUISILI	CHANTILIN	SAQUISILI	COTOPAXI	0.40
MARISCAL SUCRE	POALO	LATACUNGA	COTOPAXI	0.40
LATACUNGA	LATACUNGA	LATACUNGA	COTOPAXI	0.40
LA VICTORIA	LA VICTORIA	PUJILI	COTOPAXI	0.40

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
SAN JUAN DE PASTOCALLE	SAN JUAN DE PASTOCALLE	LATACUNGA	COTOPAXI	0.40
TANICUCHA	TANICUCHI	LATACUNGA	COTOPAXI	0.40
TOACASO	TOACASO	LATACUNGA	COTOPAXI	0.40
MULALO	MULALO	LATACUNGA	COTOPAXI	0.40
SAN AGUSTIN DE CALLO	MULALO	LATACUNGA	COTOPAXI	0.40
SAN MIGUEL DE SALCEDO	SAN MIGUEL	SALCEDO	COTOPAXI	0.40
PUJILI	PUJILI	PUJILI	COTOPAXI	0.40
PORTOVELO	PORTOVELO	PORTOVELO	EL ORO	0.30
CHILLA	CHILLA	CHILLA	EL ORO	0.30
PACCHA	PACCHA	ATAHUALPA	EL ORO	0.30
PIÑAS	PIÑAS	PIÑAS	EL ORO	0.30
ZARUMA	MALVAS	ZARUMA	EL ORO	0.30
HUAQUILLAS	HUAQUILLAS	HUAQUILLAS	EL ORO	0.40
SANTA ROSA	SANTA ROSA	SANTA ROSA	EL ORO	0.40
ARENILLAS	ARENILLAS	ARENILLAS	EL ORO	0.40
BELLAVISTA	BELLAVISTA	SANTA ROSA	EL ORO	0.40
MACHALA	MACHALA	MACHALA	EL ORO	0.40
BALSAS	BALSAS	BALSAS	EL ORO	0.35
MARCABELI	MARCABELI	MARCABELI	EL ORO	0.35
PASAJE	PASAJE	PASAJE	EL ORO	0.35
BELLA MARIA	BELLAMARIA	SANTA ROSA	EL ORO	0.40
EL GUABO	EL GUABO	EL GUABO	EL ORO	0.40
LA UNION	LA UNION	QUININDE	ESMERALDAS	0.50
VICHE	VICHE	QUININDE	ESMERALDAS	0.50
MONTERREY	ROSA ZARATE (QUININDE)	QUININDE	ESMERALDAS	0.50
LA VILLEGAS	ROSA ZARATE (QUININDE)	QUININDE	ESMERALDAS	0.50
ATACAMES	ATACAMES	ATACAMES	ESMERALDAS	0.50
ROSA ZARATE	ROSA ZARATE (QUININDE)	QUININDE	ESMERALDAS	0.50
BOLIVAR	BOLIVAR	MUISNE	ESMERALDAS	0.50
LA INDEPENDENCIA	ROSA ZARATE (QUININDE)	QUININDE	ESMERALDAS	0.50

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
LA TE	MALIMPIA	QUININDE	ESMERALDAS	0.50
ZAPALLO	MALIMPIA	QUININDE	ESMERALDAS	0.50
ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	0.50
SAN LORENZO	SAN LORENZO	SAN LORENZO	ESMERALDAS	0.50
PUERTO GAVIOTA	TONSUPA	ATACAMES	ESMERALDAS	0.50
LA CONCORDIA	LA CONCORDIA	LA CONCORDIA	ESMERALDAS	0.50
PLAN PILOTO	LA CONCORDIA	LA CONCORDIA	ESMERALDAS	0.40
VALDEZ	VALDEZ (LIMONES)	ELOY ALFARO	ESMERALDAS	0.50
MUISNE	MUISNE	MUISNE	ESMERALDAS	0.50
JUAN GOMEZ RENDON	JUAN GOMEZ RENDON (PROGRESO)	GUAYAQUIL	GUAYAS	0.50
GENERAL VILLAMIL	GENERAL VILLAMIL (PLAYAS)	PLAYAS	GUAYAS	0.50
LA ESTACADA	PEDRO CARBO	PEDRO CARBO	GUAYAS	0.50
SAN LORENZO	JUAN GOMEZ RENDON (PROGRESO)	GUAYAQUIL	GUAYAS	0.50
SAN CAMILO	GUAYAS (PUEBLO NUEVO)	EMPALME	GUAYAS	0.35
SAN JACINTO DE YAGUACHI	SAN JACINTO DE YAGUACHI	SAN JACINTO DE YAGUACHI	GUAYAS	0.35
MARISCAL SUCRE	MARISCAL SUCRE (HUAQUES)	MILAGRO	GUAYAS	0.35
LORENZO DE GARAICOA	CRNEL. LORENZO DE GARAICOA	SIMON BOLIVAR	GUAYAS	0.35
SANTO DOMINGO	SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	GUAYAS	0.35
SAMBORONDON	SAMBORONDON	SAMBORONDON	GUAYAS	0.35
GENERAL VERNAZA	GRAL. VERNAZA (DOS ESTEROS)	SALITRE	GUAYAS	0.35
MATA DE CACAO	CRNEL. LORENZO DE GARAICOA	SIMON BOLIVAR	GUAYAS	0.35
VELASCO IBARRA	VELASCO IBARRA (CAB. EL EMPALME)	EMPALME	GUAYAS	0.35
MILAGRO	MILAGRO	MILAGRO	GUAYAS	0.35
PEDRO J. MONTERO	GRAL. PEDRO J. MONTERO (BOLICHE)	SAN JACINTO DE YAGUACHI	GUAYAS	0.35
NARANJITO	NARANJITO	NARANJITO	GUAYAS	0.35
CORONEL MARCELINO MARIDUEÑA	CRNEL. MARCELINO MARIDUEÑA	CRNEL. MARCELINO MARIDUEÑA	GUAYAS	0.35

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
ALFREDO BAQUERIZO MORENO	ALFREDO BAQUERIZO MORENO	ALFREDO BAQUERIZO MORENO	GUAYAS	0.30
CARLOS J. AROSEMENA	GUAYAS (PUEBLO NUEVO)	EMPALME	GUAYAS	0.40
LA GUAYAQUIL	BALZAR	BALZAR	GUAYAS	0.40
PALESTINA	PALESTINA	PALESTINA	GUAYAS	0.40
PEDRO VELEZ	EL ROSARIO	EMPALME	GUAYAS	0.40
SANTA LUCIA	EL ROSARIO	EMPALME	GUAYAS	0.40
BALZAR	BALZAR	BALZAR	GUAYAS	0.40
SANTA LUCIA	SANTA LUCIA	SANTA LUCIA	GUAYAS	0.40
JUNQUILLAL	JUNQUILLAL	SALITRE	GUAYAS	0.40
CERRITOS	BALZAR	BALZAR	GUAYAS	0.40
EL SALITRE	EL SALITRE (LAS RAMAS)	SALITRE	GUAYAS	0.40
DAULE	DAULE	DAULE	GUAYAS	0.40
COLIMES	COLIMES	COLIMES	GUAYAS	0.40
CASCAJAL	VALLE DE LA VIRGEN	PEDRO CARBO	GUAYAS	0.40
ZAMORA NUEVO	PEDRO CARBO	PEDRO CARBO	GUAYAS	0.40
EL PIÑAL DE ABAJO	LIMONAL	DAULE	GUAYAS	0.40
PEDRO CARBO	PEDRO CARBO	PEDRO CARBO	GUAYAS	0.40
LAS CAÑAS	LOMAS DE SARGENTILLO	LOMAS DE SARGENTILLO	GUAYAS	0.40
PUEBLO NUEVO	ISIDRO AYORA	ISIDRO AYORA	GUAYAS	0.40
LAS MERCEDES	ISIDRO AYORA	ISIDRO AYORA	GUAYAS	0.40
SABANILLA	SABANILLA	PEDRO CARBO	GUAYAS	0.40
ISIDRO AYORA	ISIDRO AYORA	ISIDRO AYORA	GUAYAS	0.40
LOMAS DE SARGENTILLO	LOMAS DE SARGENTILLO	LOMAS DE SARGENTILLO	GUAYAS	0.40
BALAO	BALAO	BALAO	GUAYAS	0.40
NARANJAL	NARANJAL	NARANJAL	GUAYAS	0.40
EL TRIUNFO	EL TRIUNFO	EL TRIUNFO	GUAYAS	0.40
TAURA	VIRGEN DE FATIMA	SAN JACINTO DE YAGUACHI	GUAYAS	0.40
NARCIZA DE JESUS	NARCISA DE JESUS	NOBOL	GUAYAS	0.40
DAULE	DAULE	DAULE	GUAYAS	0.40

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
LA PUNTILLA	SAMBORONDON	SAMBORONDON	GUAYAS	0.40
LAUREL	JUNQUILLAL	SALITRE	GUAYAS	0.40
LAUREL	LAUREL	DAULE	GUAYAS	0.40
PUEBLO NUEVO	SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	GUAYAS	0.50
SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	GUAYAS	0.50
KILOMETRO VEINTE Y SEIS	VIRGEN DE FATIMA	SAN JACINTO DE YAGUACHI	GUAYAS	0.35
ELOY ALFARO	ELOY ALFARO (DURAN)	DURAN	GUAYAS	0.40
GUAYAQUIL	GUAYAQUIL	GUAYAQUIL	GUAYAS	0.40
CARPUELA	AMBUQUI	IBARRA	IMBABURA	0.40
CHALGUAYACU	PIMAMPIRO	PIMAMPIRO	IMBABURA	0.40
PIMAMPIRO	PIMAMPIRO	PIMAMPIRO	IMBABURA	0.40
MARIANO ACOSTA	MARIANO ACOSTA	PIMAMPIRO	IMBABURA	0.40
EL JUNCAL	AMBUQUI	IBARRA	IMBABURA	0.40
SAN RAFAEL	SAN RAFAEL	OTAVALO	IMBABURA	0.40
AMBUQUI	AMBUQUI	IBARRA	IMBABURA	0.40
SAN ANTONIO DE IBARRA	SAN ANTONIO	IBARRA	IMBABURA	0.40
SAN FRANCISCO DE NATABUELA	SAN ANTONIO	IBARRA	IMBABURA	0.40
SAN JOSE DE CHALTURA	SAN JOSE DE CHALTURA	ANTONIO ANTE	IMBABURA	0.40
IMANTAG	IMANTAG	COTACACHI	IMBABURA	0.40
COTACACHI	COTACACHI	COTACACHI	IMBABURA	0.40
QUIROGA	QUIROGA	COTACACHI	IMBABURA	0.40
SAN MIGUEL DE IBARRA	IMBAYA (SAN LUIS DE COBUENDO)	ANTONIO ANTE	IMBABURA	0.40
LA CALERA	COTACACHI	COTACACHI	IMBABURA	0.40
SAN ROQUE	SAN ROQUE	ANTONIO ANTE	IMBABURA	0.40
SAN JUAN DE ILUMAN	SAN JUAN DE ILUMAN	OTAVALO	IMBABURA	0.40
SALINAS	SALINAS	IBARRA	IMBABURA	0.40
CAHUASQUI	CAHUASQUI	SAN MIGUEL DE URCUQUI	IMBABURA	0.40
PABLO ARENAS	PABLO ARENAS	SAN MIGUEL DE URCUQUI	IMBABURA	0.40

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
TUMBABIRO	TUMBABIRO	SAN MIGUEL DE URCUQUI	IMBABURA	0.40
SAN BLAS	URCUQUI	SAN MIGUEL DE URCUQUI	IMBABURA	0.40
PRIORATO	SAN MIGUEL DE IBARRA	IBARRA	IMBABURA	0.40
SAN MIGUEL DE YAHUARCOCHA	SAN MIGUEL DE IBARRA	IBARRA	IMBABURA	0.40
CARANQUI	SAN MIGUEL DE IBARRA	IBARRA	IMBABURA	0.40
SANTA ROSA	SAN MIGUEL DE IBARRA	IBARRA	IMBABURA	0.40
OTAVALO	DOCTOR MIGUEL EGAS CABEZAS	OTAVALO	IMBABURA	0.40
CRUZ LOMA	EUGENIO ESPEJO (CALPAQUI)	OTAVALO	IMBABURA	0.40
SAN JOSE DE QUICHINCHE	SAN JOSE DE QUICHINCHE	OTAVALO	IMBABURA	0.40
SAN PABLO DEL LAGO	SAN PABLO	OTAVALO	IMBABURA	0.40
GONZALEZ SUAREZ	GONZALEZ SUAREZ	OTAVALO	IMBABURA	0.40
ATUNTAQUI	SAN JOSE DE CHALTURA	ANTONIO ANTE	IMBABURA	0.40
URCUQUI	URCUQUI	SAN MIGUEL DE URCUQUI	IMBABURA	0.40
CHAGUARPAMBA	CHAGUARPAMBA	CHAGUARPAMBA	LOJA	0.30
CATACocha	CATACocha	PALTAS	LOJA	0.30
ALAMOR	ALAMOR	PUYANGO	LOJA	0.40
MACARA	MACARA	MACARA	LOJA	0.35
CELICA	CELICA	CELICA	LOJA	0.35
SOZORANGA	SOZORANGA	SOZORANGA	LOJA	0.35
CATAMAYO	CATAMAYO (LA TOMA)	CATAMAYO	LOJA	0.25
AMALUZA	AMALUZA	ESPINDOLA	LOJA	0.25
QUILANGA	QUILANGA	QUILANGA	LOJA	0.25
CARIAMANGA	CARIAMANGA	CALVAS	LOJA	0.25
LOJA	LOJA	LOJA	LOJA	0.25
SAN JACINTO DE BUENA FE	SAN JACINTO DE BUENA FE	BUENA FE	LOS RIOS	0.35
JAUNECHÉ	PALENQUE	PALENQUE	LOS RIOS	0.35
ANTONIO SOTOMAYOR	ANTONIO SOTOMAYOR	VINCES	LOS RIOS	0.35

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
BABA	BABA	BABA	LOS RIOS	0.35
QUEVEDO	QUEVEDO	QUEVEDO	LOS RIOS	0.35
VINCES	VINCES	VINCES	LOS RIOS	0.35
PALENQUE	PALENQUE	PALENQUE	LOS RIOS	0.35
LA UNION	LA UNION	BABAHOYO	LOS RIOS	0.30
COSTA AZUL	VALENCIA	VALENCIA	LOS RIOS	0.30
VALENCIA	VALENCIA	VALENCIA	LOS RIOS	0.30
MONTALVO	MONTALVO	MONTALVO	LOS RIOS	0.30
QUINSALOMA	QUINSALOMA	QUINSALOMA	LOS RIOS	0.30
SAN JUAN	SAN JUAN	PUEBLOVIEJO	LOS RIOS	0.30
SAN CARLOS	SAN CARLOS	QUEVEDO	LOS RIOS	0.30
MOCACHE	MOCACHE	MOCACHE	LOS RIOS	0.30
PUEBLOVIEJO	PUEBLOVIEJO	PUEBLOVIEJO	LOS RIOS	0.30
CATARAMA	CATARAMA	URDANETA	LOS RIOS	0.30
BABAHOYO	BABAHOYO	BABAHOYO	LOS RIOS	0.30
VENTANAS	VENTANAS	VENTANAS	LOS RIOS	0.30
PATRICIA PILAR	PATRICIA PILAR	BUENA FE	LOS RIOS	0.40
COLON	PORTOVIEJO	PORTOVIEJO	MANABI	0.50
JULCUY	JULCUY	JIPIJAPA	MANABI	0.50
CHARAPOTO	CHARAPOTO	SUCRE	MANABI	0.50
FLAVIO ALFARO	FLAVIO ALFARO	FLAVIO ALFARO	MANABI	0.50
SAN PEDRO DE SUMA	SAN PEDRO DE SUMA	EL CARMEN	MANABI	0.50
ROCAFUERTE	ROCAFUERTE	ROCAFUERTE	MANABI	0.50
RIOCHICO	RIOCHICO (RIO CHICO)	PORTOVIEJO	MANABI	0.50
SAN ISIDRO	SAN ISIDRO	BAHIA DE CARAQUEZ	MANABI	0.50
ELOY ALFARO	ELOY ALFARO	CHONE	MANABI	0.50
SAN JACINTO	CHARAPOTO	SUCRE	MANABI	0.50
SAN VICENTE	SAN VICENTE	SAN VICENTE	MANABI	0.50
LEONIDAS PLAZA	BAHIA DE CARAQUEZ	SUCRE	MANABI	0.50
CALCETA	CALCETA	BOLIVAR	MANABI	0.50
JARAMIJO	JARAMIJO	JARAMIJO	MANABI	0.50

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
SANTA ANA DE VUELTA LARGA	SANTA ANA DE VUELTA LARGA	SANTA ANA	MANABI	0.50
CHONE	CHONE	CHONE	MANABI	0.50
EL AROMO	MANTA	MANTA	MANABI	0.50
PILES	MONTECRISTI	MONTECRISTI	MANABI	0.50
SAN LORENZO	SAN LORENZO	MANTA	MANABI	0.50
PACOCHE ABAJO	SANTA MARIANITA	MANTA	MANABI	0.50
EL LIMON	PORTOVIEJO	PORTOVIEJO	MANABI	0.50
CALDERON	ABDON CALDERON (SAN FRANCISCO)	PORTOVIEJO	MANABI	0.50
PORTOVIEJO	PORTOVIEJO	PORTOVIEJO	MANABI	0.50
SAN PLACIDO	SAN PLACIDO	PORTOVIEJO	MANABI	0.50
SUCRE	SUCRE	24 DE MAYO	MANABI	0.50
SANCAN	JIPIJAPA	JIPIJAPA	MANABI	0.50
MEMBRILLAL	MEMBRILLAL	JIPIJAPA	MANABI	0.50
RIO DE CAÑA	MONTECRISTI	MONTECRISTI	MANABI	0.50
JIPIJAPA	JIPIJAPA	JIPIJAPA	MANABI	0.50
EL ANEGADO	EL ANEGADO (CAB EN ELOY ALFARO)	JIPIJAPA	MANABI	0.50
EL ESFUERZO	BELLAVISTA	24 DE MAYO	MANABI	0.50
NOBOA	NOBOA	24 DE MAYO	MANABI	0.50
BELLAVISTA	OLMEDO	OLMEDO	MANABI	0.50
PAJAN	PAJAN	PAJAN	MANABI	0.50
CASCOL	CASCOL	PAJAN	MANABI	0.50
PEDRO PABLO GOMEZ	PEDRO PABLO GOMEZ	JIPIJAPA	MANABI	0.50
SALANGO	SALANGO	PUERTO LOPEZ	MANABI	0.50
RIO CHICO	SALANGO	PUERTO LOPEZ	MANABI	0.50
PUERTO LOPEZ	PUERTO LOPEZ	PUERTO LOPEZ	MANABI	0.50
AYAMPE	SALANGO	PUERTO LOPEZ	MANABI	0.50
MONTECRISTI	MONTECRISTI	MONTECRISTI	MANABI	0.50
AGUA PATO	EL ANEGADO (CAB EN ELOY ALFARO)	JIPIJAPA	MANABI	0.50
COJIMIES	COJIMIES	PEDERNALES	MANABI	0.50

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
PEDERNALES	PEDERNALES	PEDERNALES	MANABI	0.50
QUIROGA	QUIROGA	BOLIVAR	MANABI	0.50
JUNIN	JUNIN	JUNIN	MANABI	0.50
CANUTO	CANUTO	CHONE	MANABI	0.50
TOSAGUA	TOSAGUA	TOSAGUA	MANABI	0.50
EL PUEBLITO	CHARAPOTO	SUCRE	MANABI	0.50
JAMA	JAMA	JAMA	MANABI	0.50
MANTA	MONTECRISTI	MONTECRISTI	MANABI	0.50
SAN CLEMENTE	CHARAPOTO	SUCRE	MANABI	0.50
SAN PABLO	SAN PABLO (PUEBLO NUEVO)	SANTA ANA	MANABI	0.40
EL CARMEN	EL CARMEN	EL CARMEN	MANABI	0.40
LA BRAMADORA	EL CARMEN	EL CARMEN	MANABI	0.40
BARRAGANETE	BARRAGANETE	PICHINCHA	MANABI	0.40
MEMBRILLO	MEMBRILLO	BOLIVAR	MANABI	0.40
OLMEDO	OLMEDO	OLMEDO	MANABI	0.40
PICHINCHA	PICHINCHA	PICHINCHA	MANABI	0.40
LA UNION	LA UNION	SANTA ANA	MANABI	0.40
LASCANO	LASCANO	PAJAN	MANABI	0.40
GUALE	GUALE	PAJAN	MANABI	0.40
BAHIA DE CARAQUEZ	BAHIA DE CARAQUEZ	SUCRE	MANABI	0.50
MACHALILLA	MACHALILLA	PUERTO LOPEZ	MANABI	0.50
PUERTO DE CAYO	PUERTO DE CAYO	JIPIJAPA	MANABI	0.50
PUERTO RICO	SALANGO	PUERTO LOPEZ	MANABI	0.50
PALORA	PALORA (METZERA)	PALORA	MORONA SANTIAGO	0.30
PABLO SEXTO	PABLO SEXTO	PABLO SEXTO	MORONA SANTIAGO	0.30
GENERAL LEONIDAS PLAZA GUTIERREZ	GRAL. LEONIDAS PLAZA GUTIERREZ	LIMON INDANZA	MORONA SANTIAGO	0.30
SANTIAGO DE MENDEZ	SANTIAGO DE MENDEZ	SANTIAGO	MORONA SANTIAGO	0.30
SUCUA	SUCUA	SUCUA	MORONA SANTIAGO	0.30
MACAS	MACAS	MORONA	MORONA SANTIAGO	0.30
CUYUJA	CUYUJA	QUIJOS	NAPO	0.40

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
SAN FRANCISCO DE BORJA	SAN FRANCISCO DE BORJA	QUIJOS	NAPO	0.40
EL CHACO	EL CHACO	EL CHACO	NAPO	0.40
BAEZA	BAEZA	QUIJOS	NAPO	0.40
PAPALLACTA	PAPALLACTA	QUIJOS	NAPO	0.40
ARCHIDONA	ARCHIDONA	ARCHIDONA	NAPO	0.35
COTUNDO	COTUNDO	ARCHIDONA	NAPO	0.35
TENA	TENA	TENA	NAPO	0.35
LA JOYA DE LOS SACHAS	LA JOYA DE LOS SACHAS	LA JOYA DE LOS SACHAS	ORELLANA	0.15
TARAOA	TARAOA	ORELLANA	ORELLANA	0.15
NUEVO ROCAFUERTE	NUEVO ROCAFUERTE	AGUARICO	ORELLANA	0.15
TIPUTINI	TIPUTINI	AGUARICO	ORELLANA	0.15
PAYAMINO	PUERTO FRANCISCO DE ORELLANA	ORELLANA	ORELLANA	0.25
SAN SEBASTIAN DEL COCA	SAN SEBASTIAN DEL COCA	LA JOYA DE LOS SACHAS	ORELLANA	0.25
PUERTO FRANCISCO DE ORELLANA	PUERTO FRANCISCO DE ORELLANA	ORELLANA	ORELLANA	0.25
SHELL	SHELL	MERA	PASTAZA	0.30
PUYO	PUYO	PASTAZA	PASTAZA	0.30
MERA	MERA	MERA	PASTAZA	0.35
SIMÉN BOLIVAR	PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	PICHINCHA	0.50
BUENOS AIRES	PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	PICHINCHA	0.50
EL QUINCHE	EL QUINCHE	QUITO	PICHINCHA	0.40
SAN ANTONIO DE PICHINCHA	SAN ANTONIO	QUITO	PICHINCHA	0.40
CUMBAYA	CUMBAYA	QUITO	PICHINCHA	0.40
ARMENIA	GUANGOPOLO	QUITO	PICHINCHA	0.40
UYUMBICHO	AMAGUAÑA	QUITO	PICHINCHA	0.40
ALOAG	ALOAG	MEJIA	PICHINCHA	0.40
CANGAGHUA	CANGAHUA	CAYAMBE	PICHINCHA	0.40
GUAYLLABAMBA	GUAYLLABAMBA	QUITO	PICHINCHA	0.40
ASCAZUBI	ASCAZUBI	CAYAMBE	PICHINCHA	0.40

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
POMASQUI	POMASQUI	QUITO	PICHINCHA	0.40
CALDERON	CALDERON (CARAPUNGO)	QUITO	PICHINCHA	0.40
NAYON	NAYON	QUITO	PICHINCHA	0.40
ZAMBIZA	ZAMBIZA	QUITO	PICHINCHA	0.40
YARUQUI	YARUQUI	QUITO	PICHINCHA	0.40
CHECA	CHECA (CHILPA)	QUITO	PICHINCHA	0.40
ALOAG	MACHACHI	MEJIA	PICHINCHA	0.40
AMAGUADA	AMAGUADA	QUITO	PICHINCHA	0.40
PINTAG	PINTAG	QUITO	PICHINCHA	0.40
LA MERCED	LA MERCED	QUITO	PICHINCHA	0.40
PUEMBO	PUEMBO	QUITO	PICHINCHA	0.40
TABABELA	TABABELA	QUITO	PICHINCHA	0.40
LLANO GRANDE	CALDERON (CARAPUNGO)	QUITO	PICHINCHA	0.40
MACHACHI	MACHACHI	MEJIA	PICHINCHA	0.40
ANGUMBA	TABACUNDO	PEDRO MONCAYO	PICHINCHA	0.40
HUAYCUPATA	CAYAMBE	CAYAMBE	PICHINCHA	0.40
NANEGAL	NANEGAL	QUITO	PICHINCHA	0.40
GUALEA	GUALEA	QUITO	PICHINCHA	0.40
TUPIGACHI	TUPIGACHI	PEDRO MONCAYO	PICHINCHA	0.40
CAYAMBE	CAYAMBE	CAYAMBE	PICHINCHA	0.40
JUAN MONTALVO	CAYAMBE	CAYAMBE	PICHINCHA	0.40
TABACUNDO	TABACUNDO	PEDRO MONCAYO	PICHINCHA	0.40
LA ESPERANZA	LA ESPERANZA	PEDRO MONCAYO	PICHINCHA	0.40
GUARAQUI	LA ESPERANZA	PEDRO MONCAYO	PICHINCHA	0.40
TOCACHI	TOCACHI	PEDRO MONCAYO	PICHINCHA	0.40
MALCHINGUI	MALCHINGUI	PEDRO MONCAYO	PICHINCHA	0.40
PERUCHO	PERUCHO	QUITO	PICHINCHA	0.40
PUELLARO	PUELLARO	QUITO	PICHINCHA	0.40
ALCHIPICHI	PUELLARO	QUITO	PICHINCHA	0.40
PULULAHUA	CALACALI	QUITO	PICHINCHA	0.40
CASPIGASI DEL CARMEN	SAN ANTONIO	QUITO	PICHINCHA	0.40

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
CALACALI	CALACALI	QUITO	PICHINCHA	0.40
OLMEDO	OLMEDO (PECILLO)	CAYAMBE	PICHINCHA	0.40
ATAHUALPA	ATAHUALPA (HABASPAMBA)	QUITO	PICHINCHA	0.40
SAN JOSE DE MINAS	SAN JOSE DE MINAS	QUITO	PICHINCHA	0.40
SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	PICHINCHA	0.40
NANEGALITO	NANEGALITO	QUITO	PICHINCHA	0.40
AYORA	CAYAMBE	CAYAMBE	PICHINCHA	0.40
SANGOLQUI	SANGOLQUI	RUMIÑAHUI	PICHINCHA	0.40
PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	PICHINCHA	0.40
PEDRO VICENTE MALDONADO	PEDRO VICENTE MALDONADO	PEDRO VICENTE MALDONADO	PICHINCHA	0.40
TUMBACO	TUMBACO	QUITO	PICHINCHA	0.40
PIFO	PIFO	QUITO	PICHINCHA	0.40
TAMBILLO	TAMBILLO	MEJIA	PICHINCHA	0.40
SANTA ROSA	CONOCOTO	QUITO	PICHINCHA	0.40
SAN RAFAEL	AMAGUADA	QUITO	PICHINCHA	0.40
CONOCOTO	CONOCOTO	QUITO	PICHINCHA	0.40
QUITO	POMASQUI	QUITO	PICHINCHA	0.40
ALANGASI	ALANGASI	QUITO	PICHINCHA	0.40
SAN PABLO	SANTA ELENA	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
ATAHUALPA	ATAHUALPA	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
SANTA ELENA	SANTA ELENA	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
SAN JOSE	MANGLARALTO	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
SAN JOSE	MANGLARALTO	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
LA CURIA	MANGLARALTO	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
OLON	MANGLARALTO	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
MONTAÑITA	MANGLARALTO	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
EL MAMEY	MANGLARALTO	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
FEBRES CORDERO	COLONCHE	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
BAMBIL CALLAO	COLONCHE	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
BARCELONA	COLONCHE	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
SAN PEDRO DE VALDIVIA	MANGLARALTO	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
AYANGUE	COLONCHE	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
SINCAL	MANGLARALTO	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
MANGLARALTO	MANGLARALTO	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
LA LIBERTAD	SALINAS	SALINAS	SANTA ELENA	0.50
SALINAS	SALINAS	SALINAS	SANTA ELENA	0.50
SANTA MARÍA DEL TOACHI	SANTA MARIA DEL TOACHI	SANTO DOMINGO	STO. DOMINGO DE LOS TSACHILAS	0.35
LUZ DE AMÉRICA	LUZ DE AMERICA	SANTO DOMINGO	STO. DOMINGO DE LOS TSACHILAS	0.40
PUERTO LIMÓN	PUERTO LIMON	SANTO DOMINGO	STO. DOMINGO DE LOS TSACHILAS	0.40
EL ESFUERZO	EL ESFUERZO	SANTO DOMINGO	STO. DOMINGO DE LOS TSACHILAS	0.40
SAN JACINTO DE BUA	SAN JACINTO DEL BUA	SANTO DOMINGO	STO. DOMINGO DE LOS TSACHILAS	0.40
VALLE HERMOSO	VALLE HERMOSO	SANTO DOMINGO	STO. DOMINGO DE LOS TSACHILAS	0.40
CRISTÓBAL COLÓN	VALLE HERMOSO	SANTO DOMINGO	STO. DOMINGO DE LOS TSACHILAS	0.40
NUEVO ISRAEL	STO. DOMINGO DE LOS COLORADOS	SANTO DOMINGO	STO. DOMINGO DE LOS TSACHILAS	0.40
LAS DELICIAS	STO. DOMINGO DE LOS COLORADOS	SANTO DOMINGO	STO. DOMINGO DE LOS TSACHILAS	0.40
LA AURORA	STO. DOMINGO DE LOS COLORADOS	SANTO DOMINGO	STO. DOMINGO DE LOS TSACHILAS	0.40
JULIO MORENO	STO. DOMINGO DE LOS COLORADOS	SANTO DOMINGO	STO. DOMINGO DE LOS TSACHILAS	0.40
UNIÓN CÍVICA POPULAR	STO. DOMINGO DE LOS COLORADOS	SANTO DOMINGO	STO. DOMINGO DE LOS TSACHILAS	0.40
SUSANITA	STO. DOMINGO DE LOS COLORADOS	SANTO DOMINGO	STO. DOMINGO DE LOS TSACHILAS	0.40
EULOGIO	STO. DOMINGO DE LOS COLORADOS	SANTO DOMINGO	STO. DOMINGO DE LOS TSACHILAS	0.40
SANTO DOMINGO DE LOS COLORADOS	STO. DOMINGO DE LOS COLORADOS	SANTO DOMINGO	STO. DOMINGO DE LOS TSACHILAS	0.40
SHUSHUFINDI	SHUSHUFINDI	SHUSHUFINDI	SUCUMBIO	0.15
SIETE DE JULIO	SIETE DE JULIO	SHUSHUFINDI	SUCUMBIO	0.15

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
EL ENO	EL ENO	LAGO AGRIO	SUCUMBIOS	0.15
AGUARICO	PACAYACU	LAGO AGRIO	SUCUMBIOS	0.15
CHIRITZA	TARAPOA	CUYABENO	SUCUMBIOS	0.15
SAN PEDRO DE LOS COFANES	SAN PEDRO DE LOS COFANES	SHUSHUFINDI	SUCUMBIOS	0.15
JIVINO	SAN PEDRO DE LOS COFANES	SHUSHUFINDI	SUCUMBIOS	0.15
PUERTO EL CARMEN DEL PUTUMAYO	PUERTO EL CARMEN DEL PUTUMAYO	PUTUMAYO	SUCUMBIOS	0.15
PUERTO AGUARICO	NUEVA LOJA	LAGO AGRIO	SUCUMBIOS	0.15
SANTA CECILIA	SANTA CECILIA	LAGO AGRIO	SUCUMBIOS	0.15
GENERAL FARFAN	GENERAL FARFAN	LAGO AGRIO	SUCUMBIOS	0.15
SAN MIGUEL	GENERAL FARFAN	LAGO AGRIO	SUCUMBIOS	0.15
NUEVA LOJA	NUEVA LOJA	LAGO AGRIO	SUCUMBIOS	0.15
SANTA ROSA	NUEVA LOJA	LAGO AGRIO	SUCUMBIOS	0.15
JAMBELI	JAMBELI	LAGO AGRIO	SUCUMBIOS	0.25
SEVILLA	SEVILLA	CASCALES	SUCUMBIOS	0.25
EL DORADO DE CASCALES	EL DORADO DE CASCALES	CASCALES	SUCUMBIOS	0.30
EL DORADO DE CASCALES	LUMBAQUI	GONZALO PIZARRO	SUCUMBIOS	0.30
COMUNA TAMBO LOMA	PILAGUIN (PILAHUIN)	AMBATO	TUNGURAHUA	0.35
CORAZON DE JESUS	IZAMBA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
URBANIZACION AEROPUERTO	IZAMBA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
PILAHUIN	PILAGUIN (PILAHUIN)	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
QUINSAPINCHA	QUISAPINCHA (QUIZAPINCHA)	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
JUAN BENIGNO VELA	JUAN BENIGNO VELA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
MARTINEZ	AUGUSTO N. MARTINEZ	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
SAN ISIDRO	PICAIGUA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
TOTORAS	TOTORAS	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
AMBATILLO	AMBATILLO	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
ATAHUALPA	ATAHUALPA (CHISALATA)	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
IZAMBA	IZAMBA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
SAN MIGUELITO	SAN MIGUELITO	SANTIAGO DE PILLARO	TUNGURAHUA	0.40
HUACHI GRANDE	HUACHI GRANDE	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
SANTA ROSA	SANTA ROSA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
AMBATO	AMBATO	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
PELILEO GRANDE	PELILEO	SAN PEDRO DE PELILEO	TUNGURAHUA	0.40
SAN ANTONIO DE PASA	PASA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
SAN BARTOLOME DE PINLLOG	SAN BARTOLOME DE PINLLOG	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
PATATE	PATATE	PATATE	TUNGURAHUA	0.40
SAN FERNANDO	SAN FERNANDO	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
EMILIO M. TERAN	EMILIO MARIA TERAN (RUMIPAMBA)	SANTIAGO DE PILLARO	TUNGURAHUA	0.40
MARCOS ESPINEL	MARCOS ESPINEL (CHACATA)	SANTIAGO DE PILLARO	TUNGURAHUA	0.40
BAÑOS DE AGUA SANTA	BADOS DE AGUA SANTA	BADOS DE AGUA SANTA	TUNGURAHUA	0.40
ULBA	ULBA	BADOS DE AGUA SANTA	TUNGURAHUA	0.40
RIO VERDE	RIO VERDE	BADOS DE AGUA SANTA	TUNGURAHUA	0.40
GUAMBALÓ	GUAMBALO (HUAMBALO)	SAN PEDRO DE PELILEO	TUNGURAHUA	0.40
TISALEO	TISALEO	TISALEO	TUNGURAHUA	0.40
CEVALLOS	CEVALLOS	CEVALLOS	TUNGURAHUA	0.40
QUERO	QUERO	QUERO	TUNGURAHUA	0.40
RUMIPAMBA	RUMIPAMBA	QUERO	TUNGURAHUA	0.40
COTALÓ	COTALO	SAN PEDRO DE PELILEO	TUNGURAHUA	0.40
SAN ANDRÉS	SAN ANDRES	SANTIAGO DE PILLARO	TUNGURAHUA	0.40
CUNCHIBAMBA	CUNCHIBAMBA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
SAN JOSÉ DE POALÓ	SAN JOSE DE POALO	SANTIAGO DE PILLARO	TUNGURAHUA	0.40
EL TRIUNFO	EL TRIUNFO	PATATE	TUNGURAHUA	0.40
SUCRE	LOS ANDES (CAB EN POATUG)	PATATE	TUNGURAHUA	0.40
MOCHA	MOCHA	MOCHA	TUNGURAHUA	0.40

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
PELILEO	PELILEO	SAN PEDRO DE PELILEO	TUNGURAHUA	0.40
PILLARO	PILLARO	SANTIAGO DE PILLARO	TUNGURAHUA	0.40
GUAYZIMI	GUAYZIMI	NANGARITZA	ZAMORA CHINCHIPE	0.30
YANTAZA	YANTAZA (YANZATZA)	YANTAZA	ZAMORA CHINCHIPE	0.30
ZUMBA	ZUMBA	CHINCHIPE	ZAMORA CHINCHIPE	0.25
ZAMORA	ZAMORA	ZAMORA	ZAMORA CHINCHIPE	0.25
ZAMORA	ZAMORA	ZAMORA	ZAMORA CHINCHIPE	0.25
LAS GOLONDRINAS	LAS GOLONDRINAS	LAS GOLONDRINAS	ZONA NO DELIMITADA	0.50
SANTA MARÍA	MANGA DEL CURA	MANGA DEL CURA	ZONA NO DELIMITADA	0.40
SANTA TERESA	MANGA DEL CURA	MANGA DEL CURA	ZONA NO DELIMITADA	0.40

Tabla 19 : Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

10.3. Mapa de zonas sísmicas y factor Z

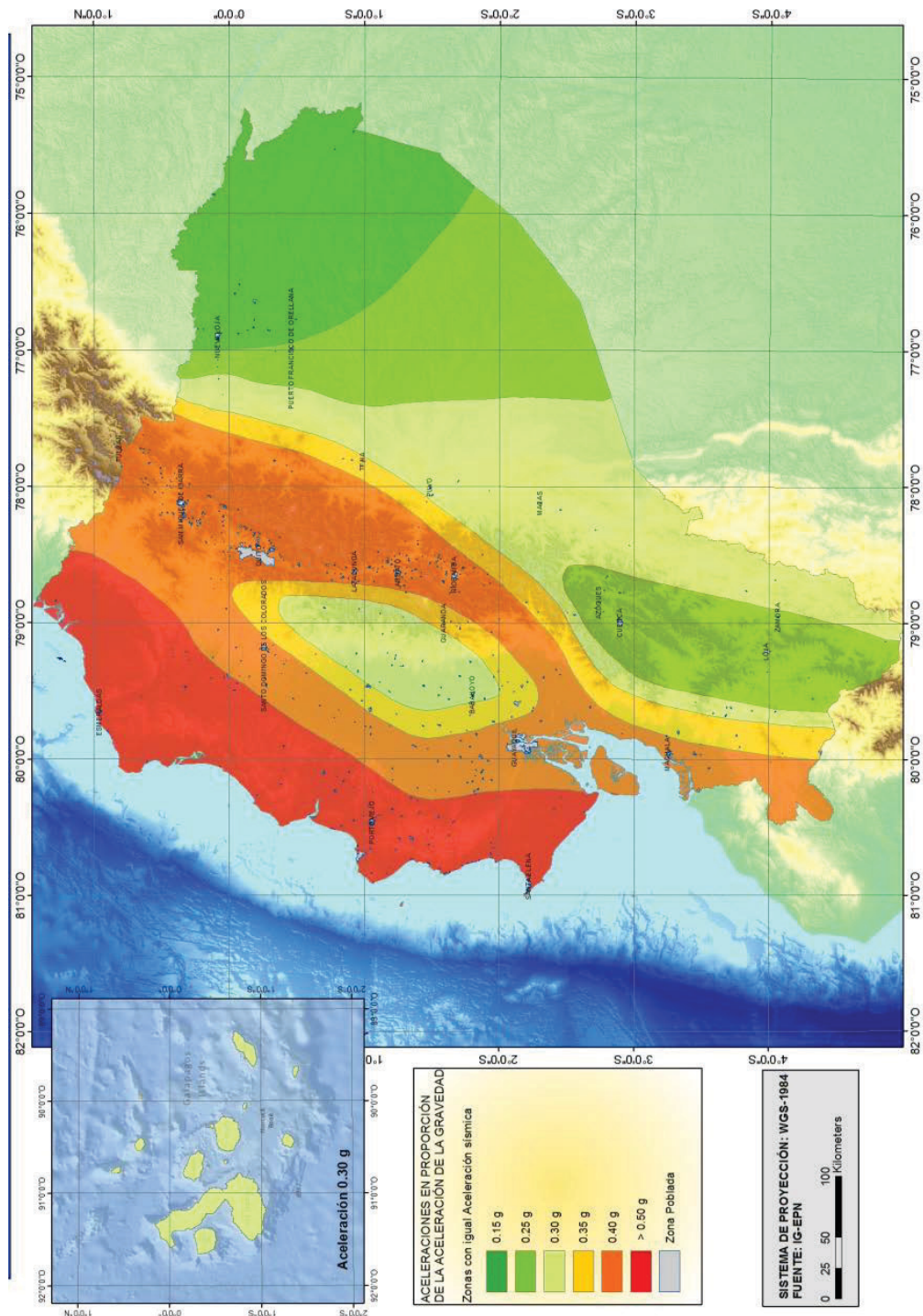


Figura 9. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

10.4. Curvas de peligro sísmico

10.4.1. Región Sierra

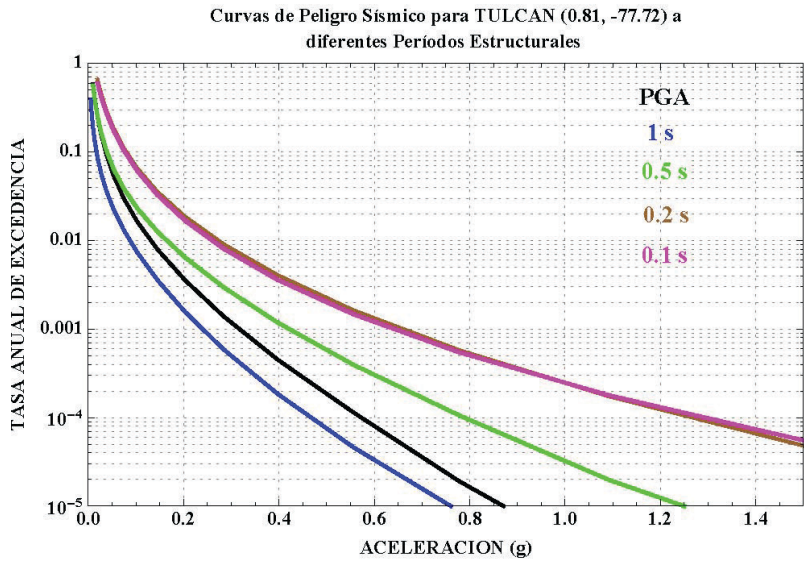


Figura 10 : Curvas de peligro sísmico, Tulcán.

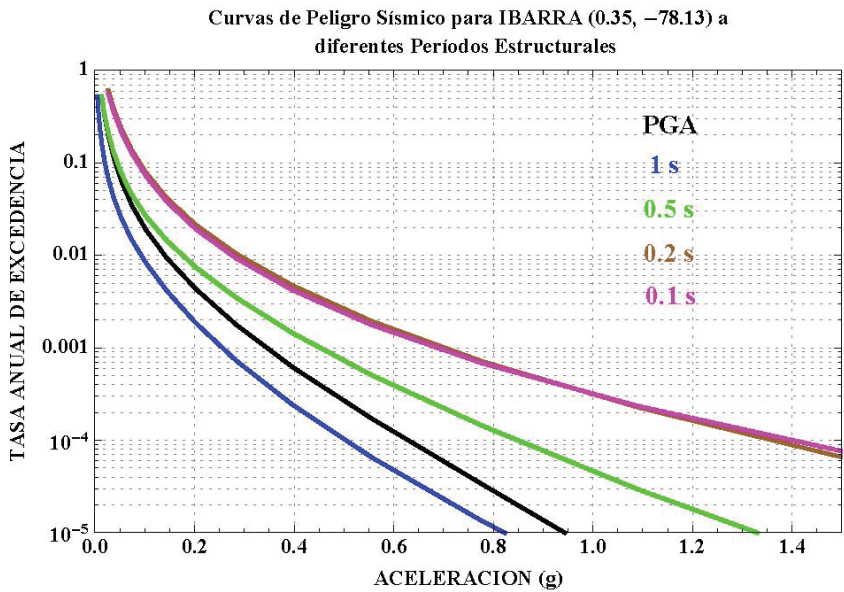


Figura 11 : Curvas de peligro sísmico, Ibarra.

Curvas de Peligro Sísmico para QUITO (−0.2; −78.51) a
diferentes Periodos Estructurales

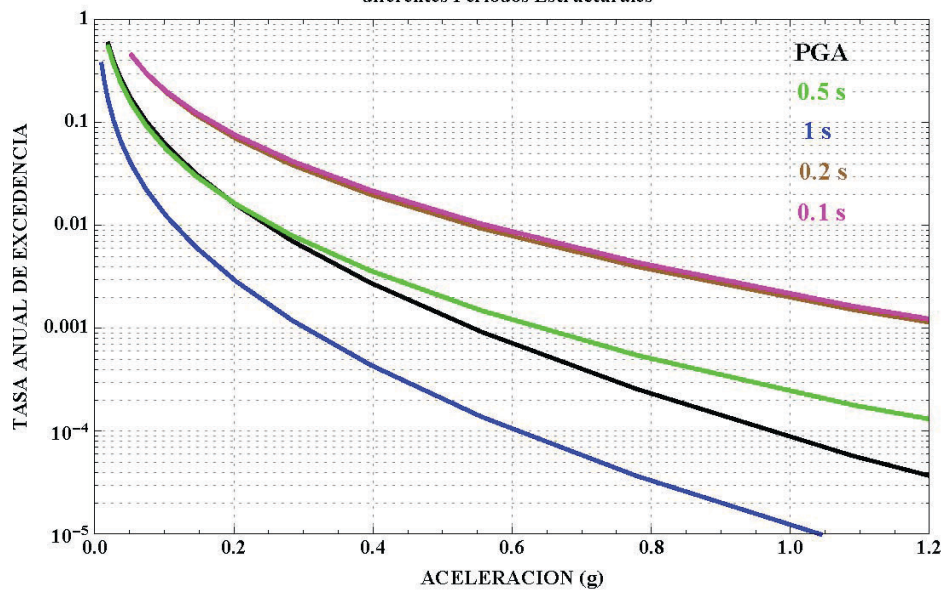


Figura 12 : Curvas de peligro sísmico, Quito.

Curvas de Peligro Sísmico para LATACUNGA (−0.93, −78.62) a
diferentes Periodos Estructurales

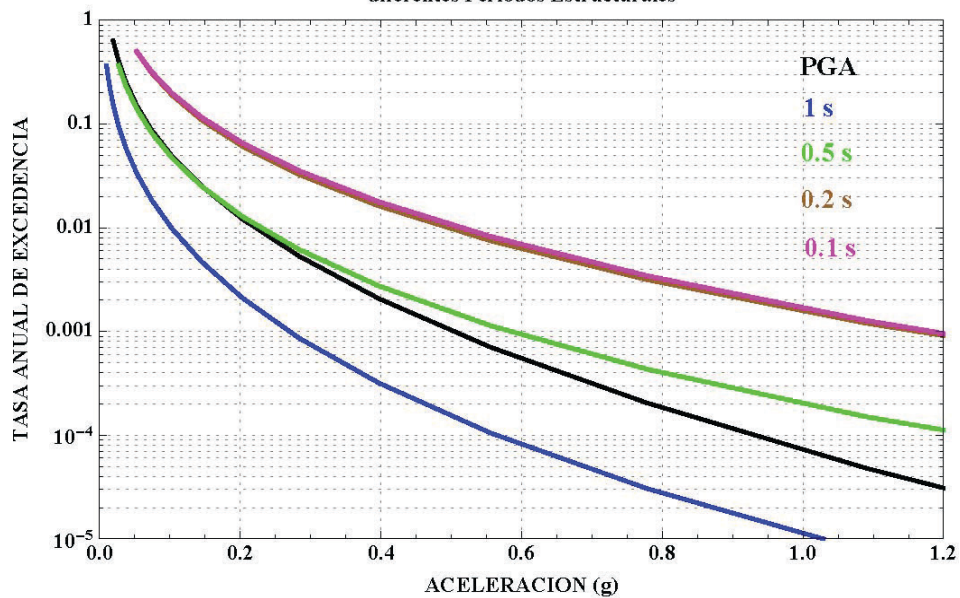


Figura 13 : Curvas de peligro sísmico, Latacunga.

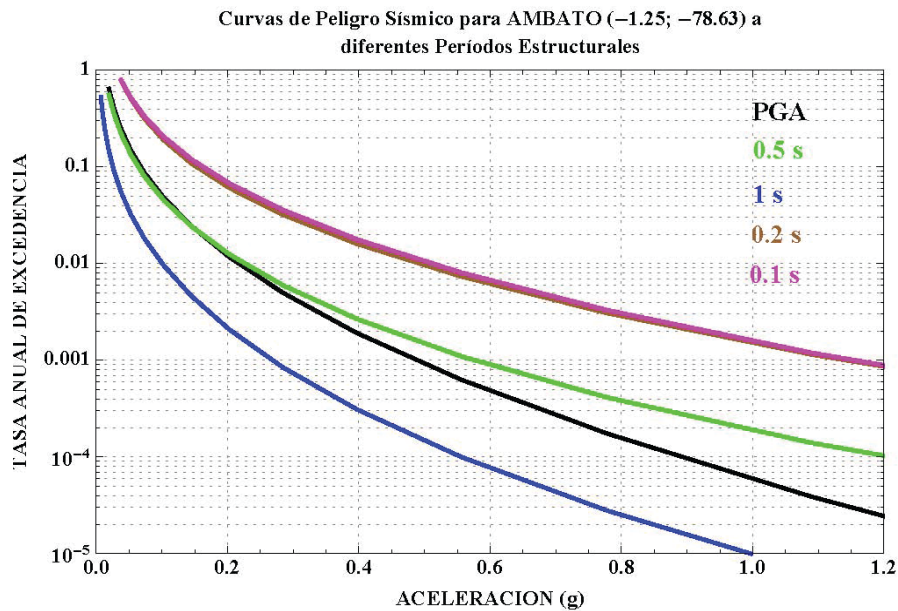


Figura 14: Curvas de peligro sísmico, Ambato.

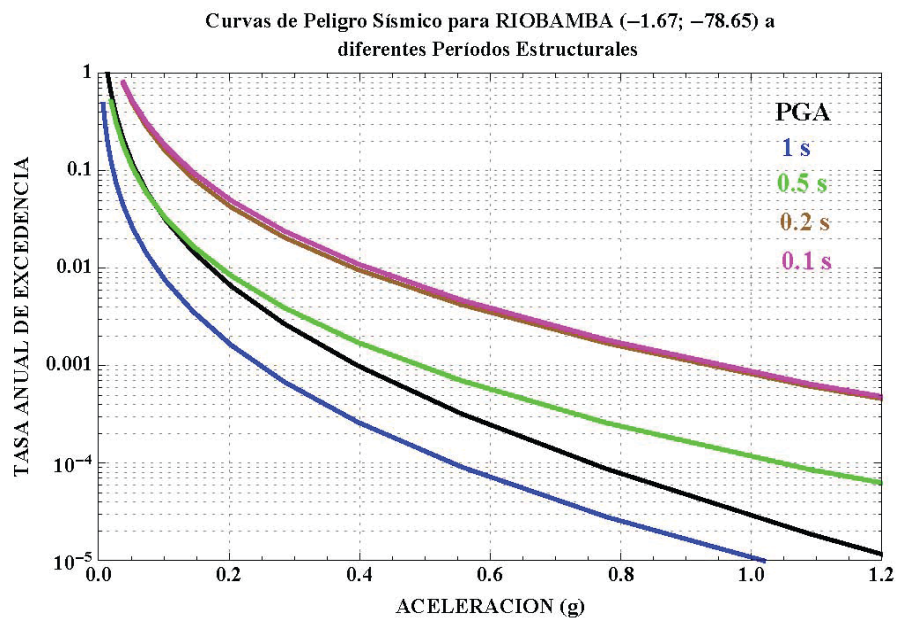


Figura 15 : Curvas de peligro sísmico, Riobamba.

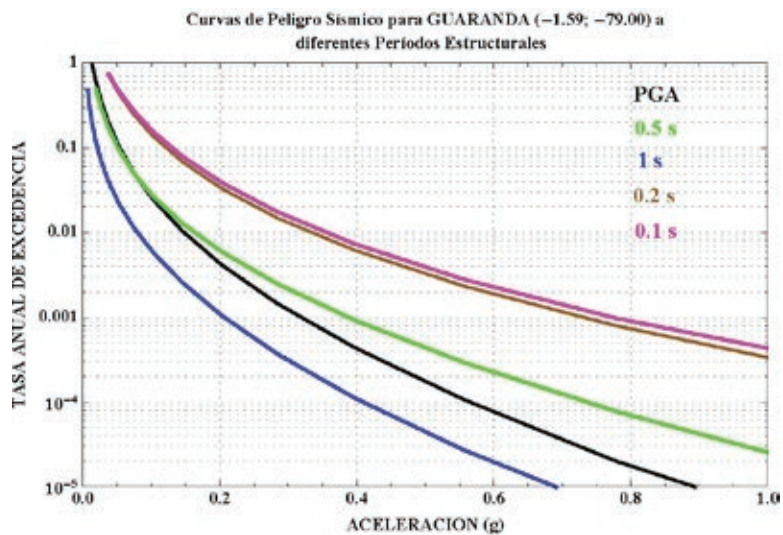


Figura 16 : Curvas de peligro sísmico, Guaranda.

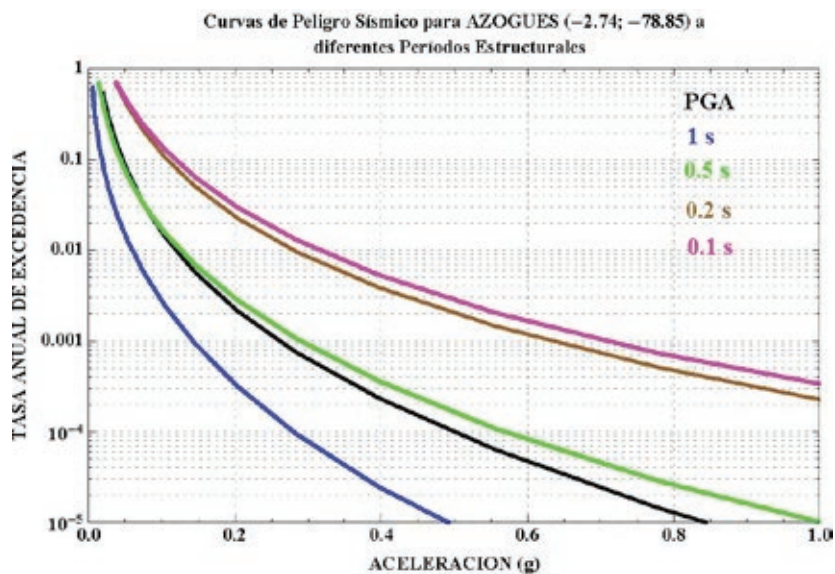


Figura 17 : Curvas de peligro sísmico, Azogues.

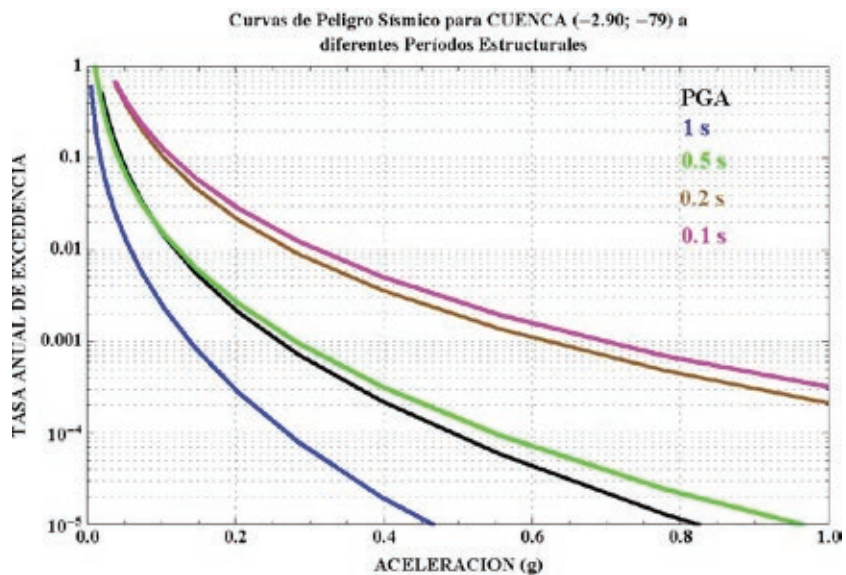


Figura 18 : Curvas de peligro sísmico, Cuenca.

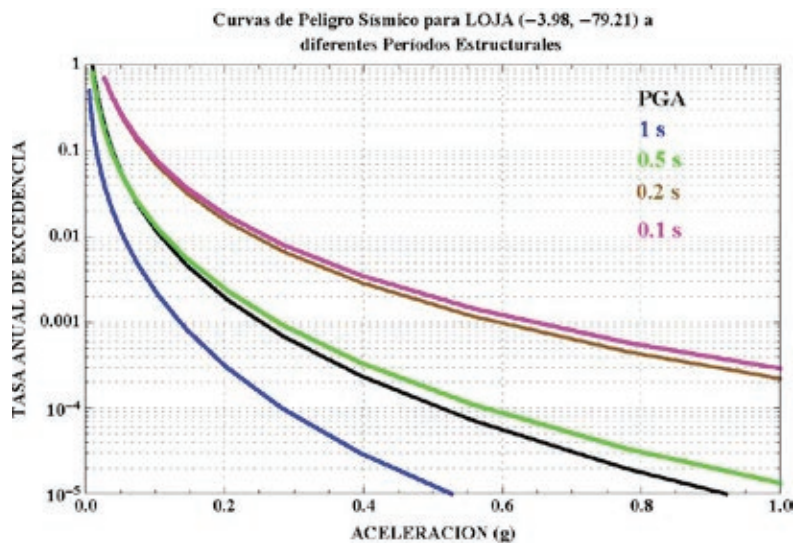


Figura 19 : Curvas de peligro sísmico, Loja.

10.4.2. Región Costa

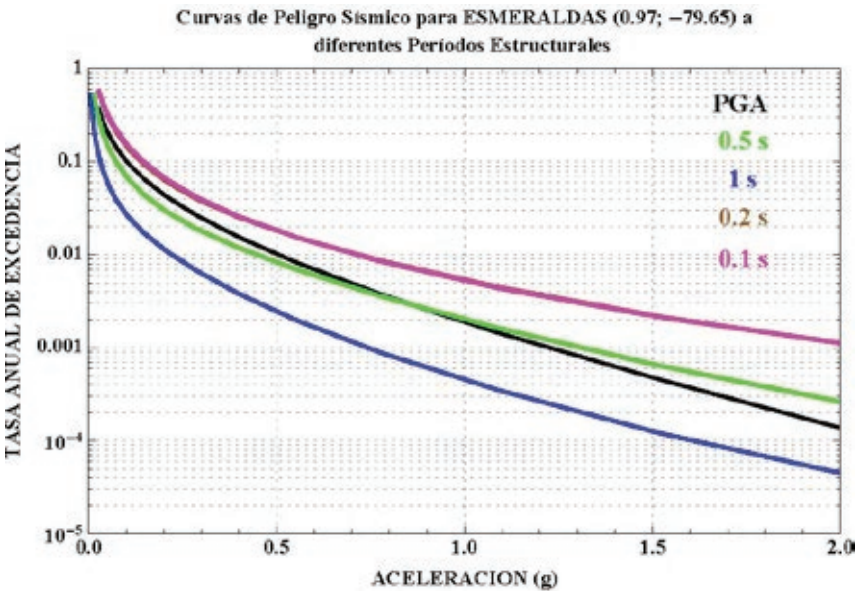


Figura 20 : Curvas de peligro sísmico, Esmeraldas.

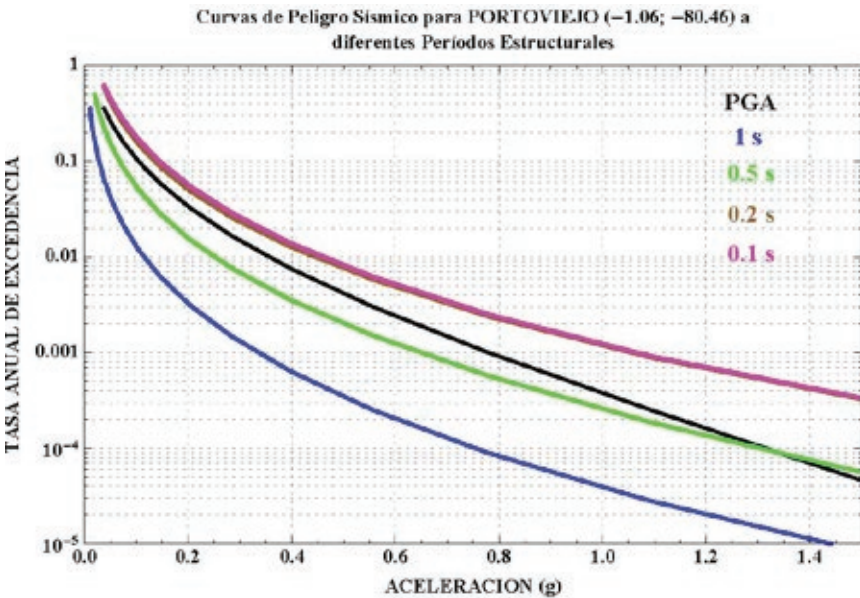


Figura 21: Curvas de peligro sísmico, Portoviejo.

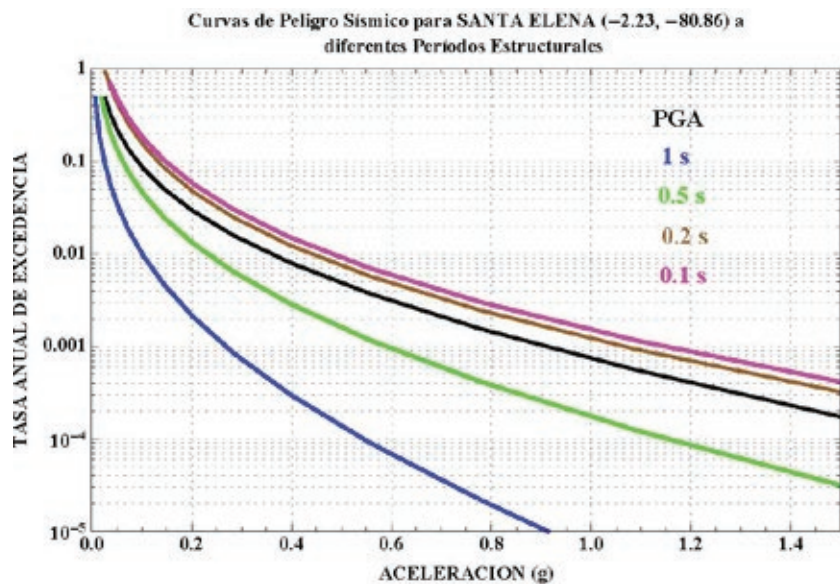


Figura 22: Curvas de peligro sísmico, Santa Elena

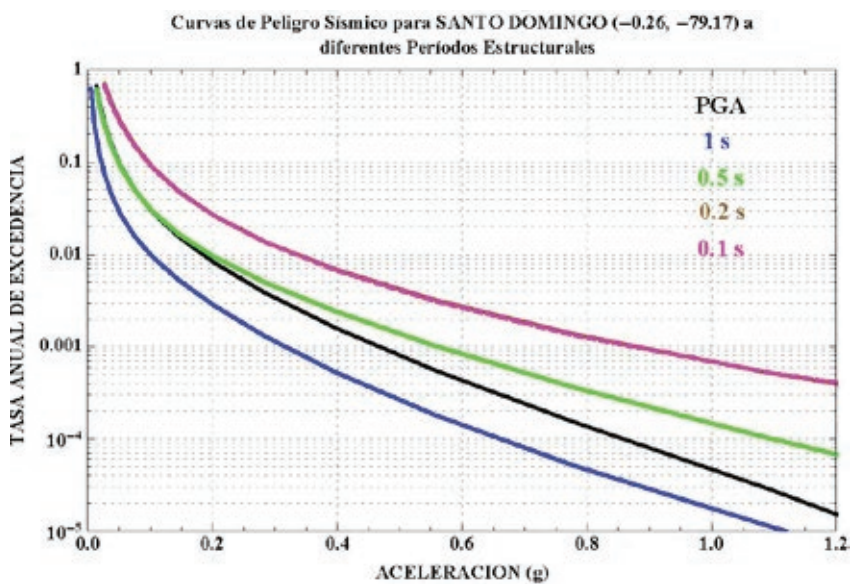


Figura 23: Curvas de peligro sísmico, Santo Domingo.

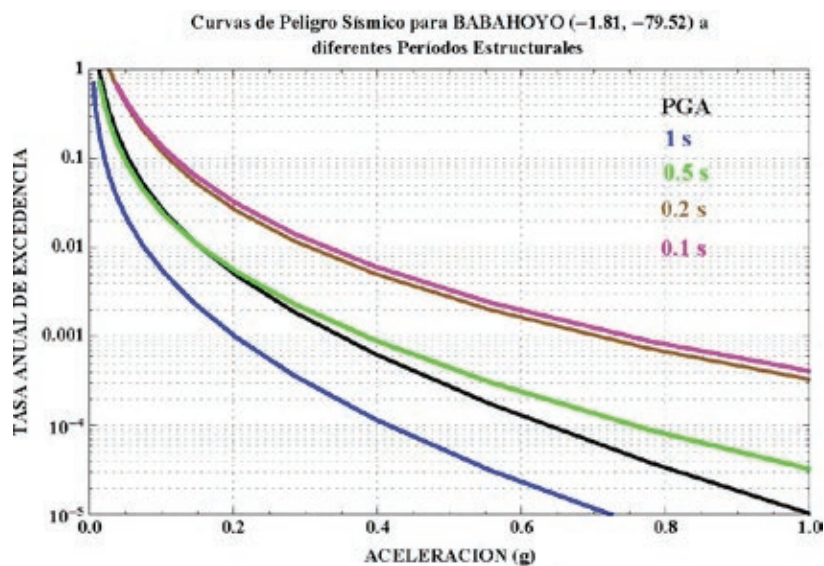


Figura 24: Curvas de peligro sísmico, Babahoyo.

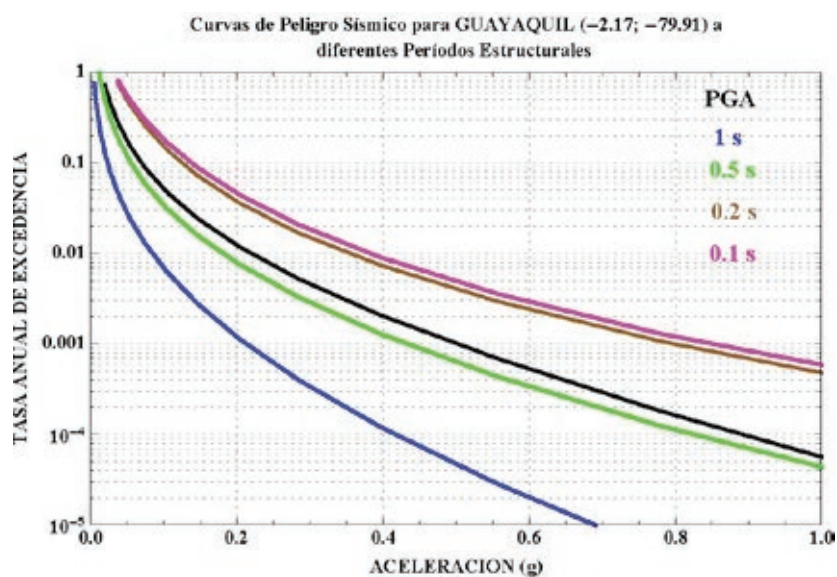


Figura 25: Curvas de peligro sísmico, Guayaquil.

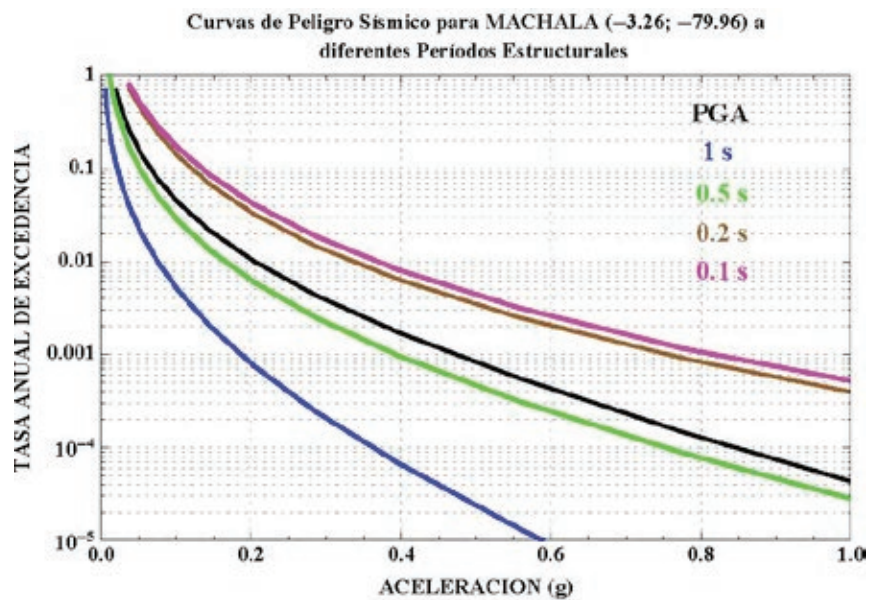


Figura 26: Curvas de peligro sísmico, Machala.

10.4.3. Región Oriente

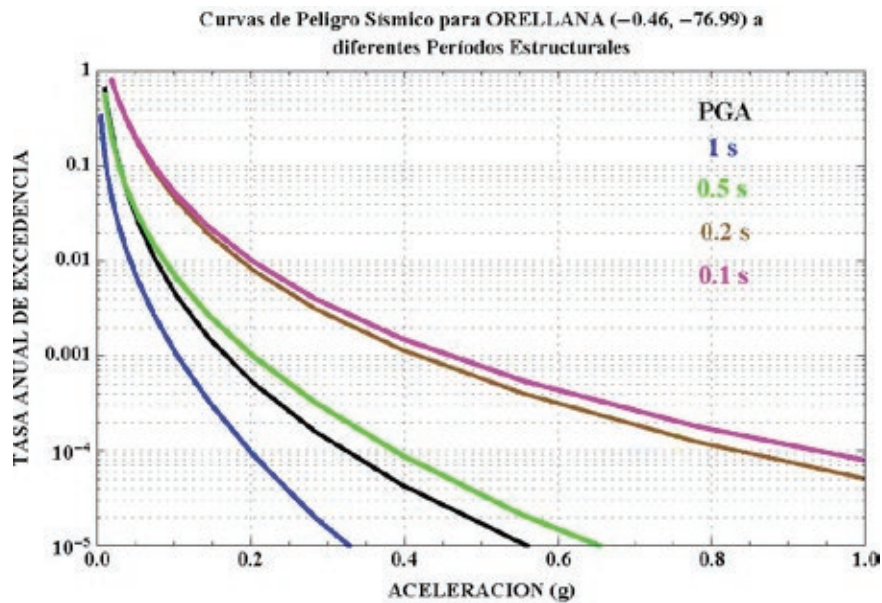


Figura 27: Curvas peligro sísmico, Orellana.

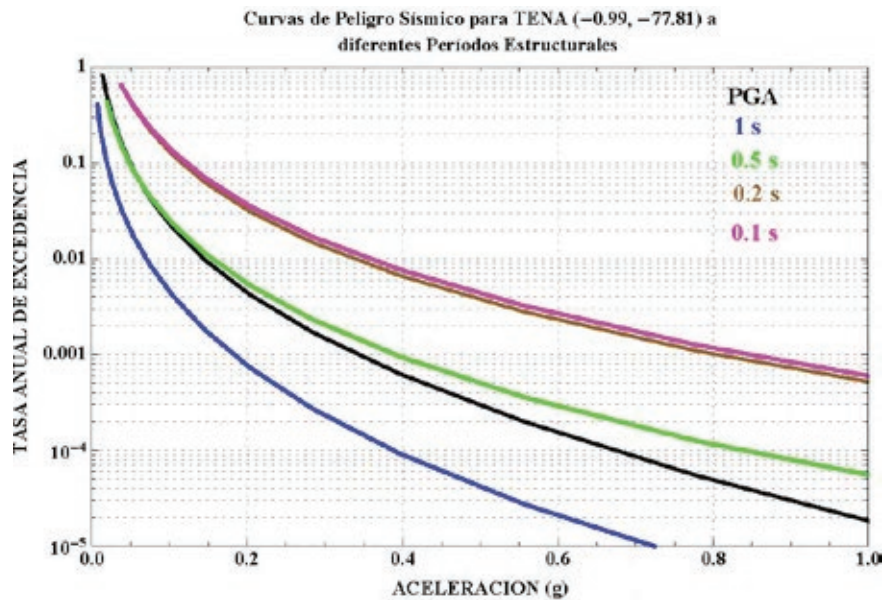


Figura 28 : Curvas de peligro sísmico, Tena.

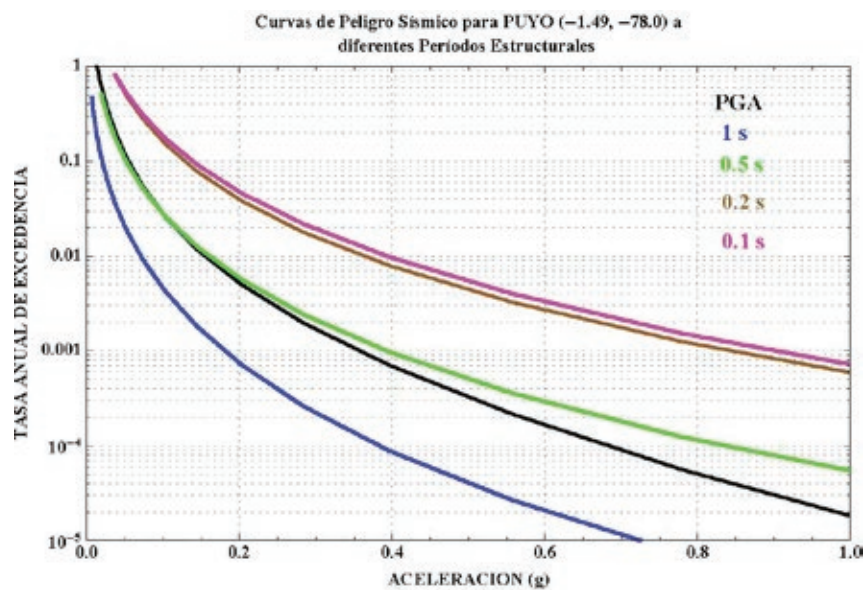


Figura 29 : Curvas de peligro sísmico, Puyo.

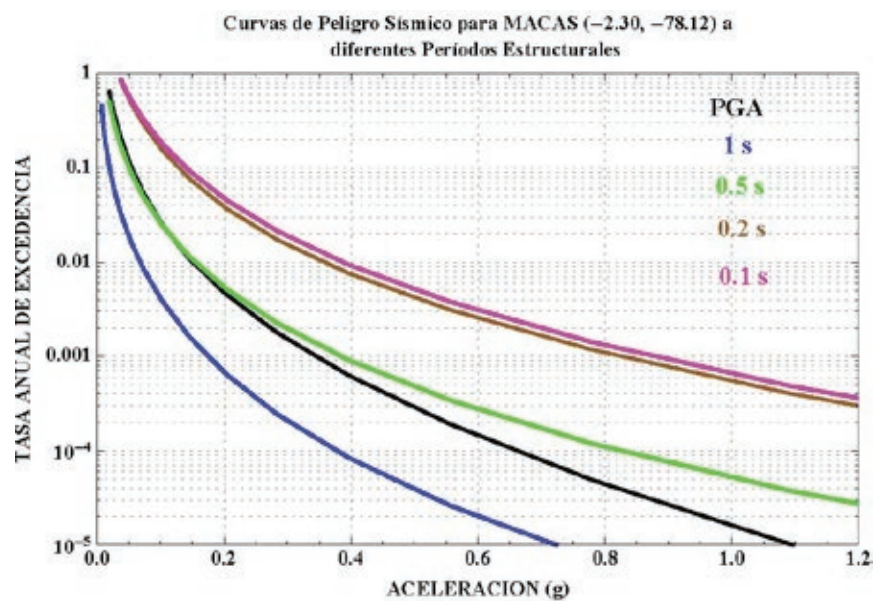


Figura 30: Curvas de peligro sísmico, Macas.

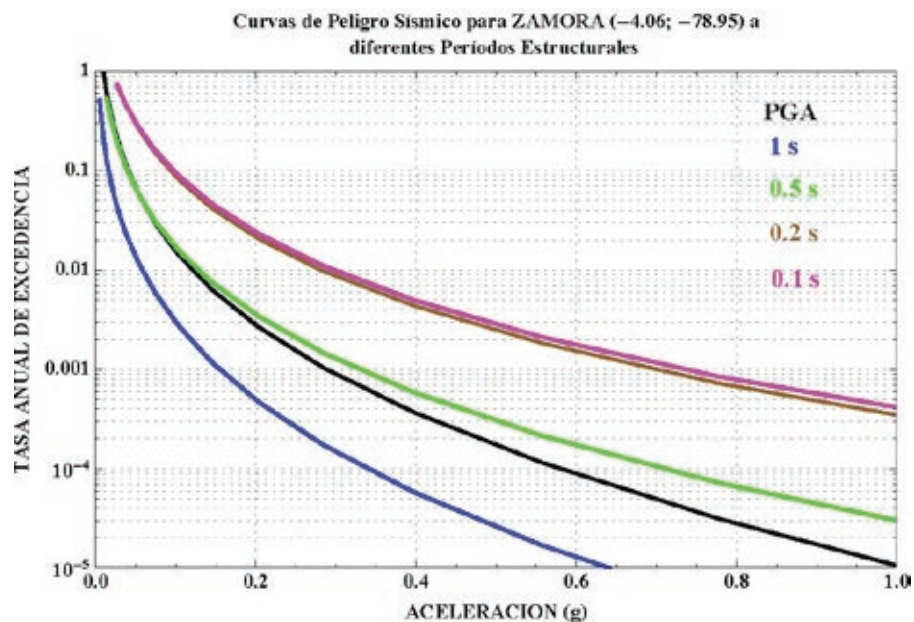


Figura 31: Curvas de peligro sísmico, Zamora

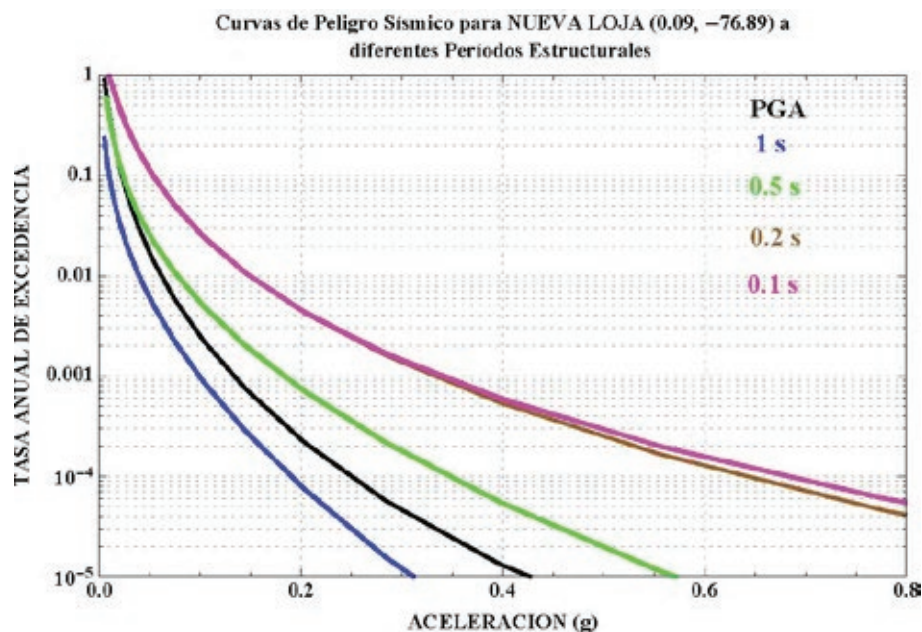


Figura 32: Curvas de peligro sísmico, Nueva Loja.

Figura 10 a **Figura 32**. Curvas de peligro sísmico de capitales de provincia, proporcionando aceleraciones máximas en el terreno (PGA) y aceleraciones máximas espectrales para diferentes niveles de probabilidad anual de excedencia.

10.5. Procedimientos para caracterización sísmica del sitio

10.5.1. Procedimiento de clasificación

Para utilizar la [Tabla 2](#) que define el perfil de suelo a escoger para el diseño, deben seguirse los siguientes pasos:

Paso 1

Debe verificarse si el suelo presenta las características descritas para la categoría de perfil de suelo tipo F según la [Tabla 3](#), en cuyo caso debe realizarse un estudio sísmico particular de clasificación en el sitio, por parte de un ingeniero geotécnico, conforme a la sección [10.5.4](#).

Paso 2

- Debe establecerse la existencia de estratos de arcilla blanda. La arcilla blanda se define como aquella que tiene una resistencia al corte no drenado menor de 50 kPa, un contenido de agua, w , mayor del 40% y un índice de plasticidad, IP , mayor de 20.
- Si existe un espesor total, H , de 3 m o más de estratos de arcilla que cumplan estas condiciones, el perfil de suelo se clasifica como tipo E.

Paso 3

- El perfil se clasifica según la [Tabla 3](#), utilizando uno de los tres criterios descritos en la sección [3.2.1](#): V_s , N_{60} , o la consideración conjunta de N_{ch} y S_u , seleccionando el aplicable como se indica a continuación.
- En el caso que se obtenga V_s prevalecerá la clasificación basada en este criterio, caso contrario se podrá utilizar el criterio basado en N_{60} que involucra todos los estratos del perfil. Se recomienda estimar el rango de V_s mediante correlaciones semi empíricas propuestas en la literatura técnica para condiciones geotécnicas similares a los suelos encontrados.
- Alternativamente, se podrá utilizar el criterio basado conjuntamente en S_u , para la fracción de suelos cohesivos y el criterio N_{ch} , que toma en cuenta la fracción de los suelos no cohesivos del perfil. Para esta tercera consideración, en el caso de que las dos evaluaciones respectivas indiquen perfiles diferentes, se debe utilizar el perfil de suelos más blandos de los dos casos, por ejemplo, asignando un perfil tipo E en lugar de tipo D.

En la [Tabla 3](#) se describen los criterios para clasificar perfil de suelos tipo C, D o E. Los tres criterios se aplican así:

- V_s en los 30 m superiores del perfil,
- N en los 30 m superiores del perfil,
- N_{ch} para los estratos de suelos existentes en los 30 m superiores que se clasifican como no cohesivos cuando $IP < 20$, o el promedio ponderado su en los estratos de suelos cohesivos existentes en los 30 m superiores del perfil, que tienen $IP > 20$, lo que indique un perfil más blando.

Tipo de perfil	V_s	N o N_{ch}	S_u
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa

Tabla 20: Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

10.5.2. Perfiles de suelo y ensayos geotécnicos

Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, independientemente del tipo de cimentación.

La identificación del perfil se realizará a partir de la superficie natural del terreno, inclusive en el caso de edificios con sótanos.

Para edificios en ladera, el ingeniero geotécnico evaluará la condición más crítica y desfavorable para la edificación.

a. Estabilidad del depósito

Los perfiles de suelo hacen referencia a depósitos estables de suelo. Cuando exista la posibilidad de que el depósito no sea estable, especialmente ante la ocurrencia de un sismo (p. ej. en sitios en ladera o en sitios con suelos potencialmente licuables o rellenos), no deben utilizarse las presentes definiciones y en su lugar se deberá realizar una investigación geotécnica que identifique la estabilidad del depósito, además de las medidas correctivas, si son posibles, que se deben considerar para construir en el lugar.

El estudio geotécnico indicará claramente las medidas correctivas y la demanda sísmica del sitio que se debe utilizar en el diseño, una vez que se ejecuten las medidas correctivas planteadas. La construcción de edificaciones en el sitio no se iniciará sin tomar las medidas correctivas, cuando éstas sean necesarias.

b. Suelos cohesivos

- Suelos no cohesivos: suelos que poseen menos del 30% de finos por peso seco (pasante del tamiz # 200).
- Suelos cohesivos: suelos que poseen más del 30% (pasante del tamiz # 200) de finos por peso seco y $15\% \leq IP$ (finos) $\leq 90\%$.
- Suelos limosos: suelos con más del 30% de finos e IP (finos) $< 15\%$. Se consideraran como y deben ser conservadoramente tratados como suelos cohesivos, para los propósitos de clasificación de sitio de esta norma.

c. Parámetros empleados para los perfiles de suelo

Los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo con base en los 30 m superiores del mismo son:

- la velocidad media de la onda de cortante, V_{s30} (m/s),
- el número medio de golpes del Ensayo de Penetración Estándar (SPT en inglés para "Standard Penetration Test") para el 60% de la energía teórica, N_{60} , a lo largo de todo el perfil, realizando ensayos en muestras tomadas a intervalos de 1.5 m hasta llegar al estrato estable (con $N_{60} \geq 100$ y confirmado al menos 4 metros de potencia),

- cuando se trate de considerar por separado los estratos no cohesivos y los cohesivos del perfil, se determinará:
 - el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, N_{ch} para los estratos de suelos no cohesivos
 - la resistencia media al corte obtenida del ensayo para determinar su resistencia no drenada, S_u (kPa) para los cohesivos
- el Índice de Plasticidad (IP)
- el contenido de agua, w (%).

NOTA: véase *la NEC-SE-GM* para más informaciones sobre los tipos de ensayos geotécnicos a ser usados en Ecuador.

d. Velocidad media de la onda de cortante

La velocidad media de la onda de cortante, V_{s30} , se obtiene por medio de:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}}$$

Dónde:

V_{si} Velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i , medida en campo, (m/s)

d_i Espesor del estrato i , localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

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

Dónde:

d_i Espesor del estrato i , localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

Perfil tipo A: La roca competente para el perfil Tipo A debe definirse utilizando mediciones de velocidad de la onda de cortante en el sitio, o en perfiles de la misma formación donde haya meteorización y fracturación similares.

En aquellos casos en que se conoce que las condiciones de la roca son continuas hasta una profundidad de al menos 30 m, la velocidad de onda de cortante superficial puede emplearse para definir V_s .

Perfil tipo B: la velocidad de la onda de cortante en roca para el perfil Tipo B debe medirse en el sitio o estimarse, por parte del ingeniero geotécnico, para roca competente con meteorización y fracturación moderada.

Perfil tipo C: Para las rocas más blandas, o muy meteorizadas o fracturadas, debe medirse en el sitio la velocidad de la onda de cortante, o bien clasificarse como perfil tipo C.

Los perfiles donde existan más de 3 m de suelo entre la superficie de la roca y la parte inferior de la fundación, no pueden clasificarse como perfiles tipo A o B.

e. Otras determinaciones de los parámetros del suelo

Las velocidades V_{s30} se pueden evaluar en el sitio por medio de estimaciones semi-empíricas que correlacionan las velocidades de las ondas cortantes con parámetros geotécnicos, para suelos de características similares, tales como:

- resistencia al corte no drenado S_u ,
- número de golpes del ensayo SPT, N_{60} , para el 60% de la energía teórica.
- resistencia de punta de cono del ensayo CPT (ensayo de penetración estática), q_c
- u otros de acuerdo con el ingeniero geotécnico especialista responsable de determinar las velocidades de las ondas cortantes con parámetros geotécnicos.

Si se utilizan correlaciones, se debe considerar la incertidumbre en la estimación de las V_{s30} por medio de rangos esperados. Se puede calibrar el perfil mediante mediciones de vibración ambiental, considerando la relación espectral H/V por medio de la técnica de Nakamura, para estimar el período elástico del subsuelo, donde el período elástico del subsuelo es $T_{se} = 4H/V_s$.

No obstante, con la finalidad de disminuir las incertidumbres, se recomienda medir las V_{s30} en campo por medios geofísicos, tales como:

- Sísmica de refracción, (véase la [NEC-SE-GM](#) y el [ASTM D5777](#) - Guía normalizado para el uso del método de sísmica de refracción para investigación del subsuelo.)
- Análisis Espectrales de Ondas Superficiales, ReMi,
- Ensayos Downhole, Uphole ó Crosshole.

La utilización de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo se considera, en todos los casos, para perfiles de velocidades de ondas cortantes que se incrementan con la profundidad. Si existe un contraste de impedancia α , definido como la relación entre el producto de la densidad y velocidad de onda de corte entre subsuelo y el estrato del semi espacio mediante:

$$\alpha = \frac{\rho_s V_s}{\rho_0 V_o}$$

Dónde:

ρ_s Densidad promedio del suelo que sobreyace al semi espacio

V_s Velocidad de onda cortante promedio del suelo que sobreyace al semi espacio

ρ_0 Densidad del geomaterial del semi espacio

V_o Velocidad de la onda cortante del geomaterial en el semi espacio

y esto ocurre dentro de los 30 m, se deberá considerar este como un suelo Tipo F5. En la ecuación anterior:

- El semi espacio se define como aquella profundidad que no ejerce participación en la respuesta dinámica del sitio, cuyo contraste de impedancia es menor o igual que 0.5 ($\alpha \leq 0.5$).

f. Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar SPT

Se obtiene por medio de los dos procedimientos dados a continuación:

- Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo.
- El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo, N_{60} , indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de:

$$N_{60} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$$

Dónde:

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

d_i Espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil, dado por

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

Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en perfiles que contengan suelos no cohesivos

En los estratos de suelos no cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los m estratos de suelos no cohesivos:

$$N_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}}$$

Dónde:

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

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

g. Resistencia media al corte no drenado

Para la resistencia al corte no drenado, S_u , obtenida de ensayos en los estratos de suelos cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil, debe emplearse la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los k estratos de suelos cohesivos:

$$S_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{S_{ui}}}$$

Dónde:

d_c Suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

S_{ui}	Resistencia al corte no drenado (kPa) del estrato i , la cual no debe exceder 250 kPa para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma ASTM D 2166 o la norma ASTM D 2850 .
----------	--

h. Índice de plasticidad

En la clasificación de los estratos de arcilla se emplea el Índice de Plasticidad (IP), el cual se obtiene cumpliendo la norma [ASTM D 4318](#).

i. Contenido de agua

En la clasificación de los estratos de arcilla se emplea el contenido de agua en porcentaje, w , el cual se determina por medio de la norma [ASTM D 2166](#).

10.5.3. Necesidad (y límites) de estudios de microzonificación sísmica

Las poblaciones con más de 100 000 habitantes deberían disponer de estudios de microzonificación sísmica y geotécnica en su territorio, con el propósito de describir y analizar en un informe:

- Entorno geológico y tectónico local, la sismología regional y fuentes sismogénicas,
- Distribución espacial de los estratos de suelo,
- Exploración geotécnica adicional a la requerida para el diseño de la cimentación,
- Espectro de aceleración de diseño en roca y familias de acelerogramas a utilizar,
- Estudio de amplificación de onda (análisis lineal equivalente o no lineal) y obtención de los movimientos sísmicos de diseño en superficie (véase en la sección [10.5.4](#)),

Nota: Se darán igualmente las fuentes de información, los labores, etc.

Dichos estudios deben incluir:

- los posibles efectos topográficos, amplificación o efecto de sitio en suelos,
- inestabilidad sísmica en zonas licuables o de rellenos,
- presencia de taludes inestables,
- etc.

Estos estudios deben considerar los requisitos específicos establecidos en la sección [10.5.4](#).

Como resultado de los estudios de microzonificación se dispondrán de:

- mapas de zonificación de suelos,
- espectros de diseño sísmico locales o demanda sísmicas, que prevalecerán sobre los espectros de diseño generales de la presente norma.

Mientras se ejecutan los estudios de microzonificación sísmica en las poblaciones que aún no los tienen pueden utilizarse los requisitos establecidos en este capítulo, los cuales son requisitos mínimos y no se sustituyen a los estudios detallados de sitio, los cuales son necesarios para el caso de proyectos de infraestructura importante y otros proyectos distintos a los de edificación.

10.5.4. Requisitos específicos: respuesta dinámica para los suelos de tipo F

El objeto es analizar la **respuesta dinámica** del sitio y su potencial de **licuefacción**.

Para el caso de perfiles clasificados como F, se realizarán investigaciones geotécnicas específicas de suelo, que permitirán conocer y modelar su comportamiento dinámico.

Estas investigaciones deberán incluir:

- perforaciones con obtención de muestras,
- ensayos de penetración estándar SPT,
- penetrómetro de cono CPT (ensayo de penetración estática)
- y otras técnicas de investigación de suelos y de laboratorio que permitan establecer las características y propiedades del suelo en estudio, así como también el contacto entre capas de suelo y roca.

Nota: otra alternativa para determinar la velocidad de onda cortante, es la utilización de la correlación de los datos de velocidades de onda cortante de suelos similares al área local y de las propiedades de dichos suelos.

Se recomienda la estimación de:

- a) las velocidades de ondas de corte por medio de ensayos Sísmica de Refracción de acuerdo al [ASTM D5777](#).
- b) el período elástico del subsuelo mediante mediciones de la vibración ambiental, aplicando la técnica de Nakamura ([Nakamura, 1989](#)).

Finalmente, para caracterizar las propiedades dinámicas de los suelos, se debe realizar ensayos de columna resonante y/o triaxiales dinámicos de muestras características de los estratos, a fin de obtener los parámetros que permitan realizar un análisis de respuesta dinámica de sitio.

Si es que no se cuenta con los equipos mencionados, se podría utilizar modelos de estimación (correlación) de las curvas de degradación de rigidez y amortiguamiento con el nivel de deformación por cortante unitaria que cumplan con las características geotécnicas de los suelos analizados.

A continuación, se describen las consideraciones que deben tomarse en cuenta para realizar un análisis de respuesta dinámica de sitio y su potencial de licuefacción. Estas consideraciones son aplicables, no solo para suelos tipo F, sino en general para cualquier estudio que desee estimar dicha respuesta dinámica, incluyendo los estudios de microzonificación sísmica.

a. Análisis de respuesta dinámica de sitio

Este análisis requiere la consideración de 3 aspectos:

- Modelación del perfil de suelo
- Selección de los registros sísmicos de entrada en la condición del afloramiento rocoso para el perfil de suelo
- Análisis de respuesta de sitio e interpretación de resultados.

(1) Modelación del perfil de Suelo:

Comúnmente se refiere a una columna unidimensional de suelo que se extiende desde la superficie

hasta el basamento rocoso o donde se desarrolla el primer contraste de impedancia menor a 0.5.

Dicha columna se modela para capturar las primeras características del análisis de respuesta de sitio. Sin embargo, para proyectos de gran envergadura, se deben considerar modelos bidimensionales y tridimensionales cuando las velocidades de onda cortante bidimensional y tridimensional son significativas en el estudio (ejemplo, en cuencas topográficas para el caso del diseño de presas, puentes u otra infraestructura de importancia).

Las capas de suelo, en modelos unidimensionales, son caracterizadas:

- su peso volumétrico total
- el perfil de velocidades de onda cortante

Eso permite obtener el módulo máximo por cortante a bajas deformaciones y relaciones que definan el comportamiento no-lineal Esfuerzo Cortante–Deformación de los suelos.

Las relaciones establecidas para este análisis son a menudo en forma de curvas que describen la variación del módulo cortante con la deformación unitaria por cortante (curvas de reducción de módulo) y por curvas que describen la variación del amortiguamiento con la deformación unitaria por cortante (curvas de amortiguamiento).

En un modelo bidimensional o tridimensional son también necesarios, entre otros parámetros:

- la velocidad de onda de compresión
- o el módulo de Poisson.

Para ello se requerirá ejecutar ensayos dinámicos tales como columna resonante y triaxial dinámico. Si es que no se cuenta con los equipos mencionados, se podría utilizar modelos de estimación (correlación) de las curvas de degradación de rigidez y amortiguamiento con el nivel de deformación por cortante unitaria que cumplan con las características geotécnicas de los suelos analizados.

En el análisis para la estimación de los efectos de licuación en suelos para la respuesta de sitio del suelo, en el modelo no lineal se debe incluir el desarrollo de la presión de poro y los efectos consecuentes a la reducción de la rigidez y resistencia del suelo.

Para los análisis de licuación se pueden utilizar metodologías semi empíricas utilizando los resultados de los ensayos SPT y CPT.

La incertidumbre en las propiedades del suelo debe ser estimada, sobre todo la incertidumbre del módulo máximo por cortante, la reducción de módulos y las curvas de amortiguamiento.

(2) Selección de los registros sísmicos de entrada en la condición del afloramiento rocoso para el perfil de suelo

Para el modelo de perfil de suelo se requieren seleccionar los registros de aceleraciones en afloramiento rocoso según perfil tipo B, que sean representativas a las condiciones sismológicas del sitio.

A menos que de un análisis específico de peligro sísmico del sitio, probabilista o determinista, se desarrolle el espectro de respuesta en la roca, éste se lo definirá para un perfil de suelo tipo B, tomando como referencia el espectro elástico de aceleraciones según lo estipulado en la presente norma.

Se deben seleccionar un mínimo de 7 registros de aceleraciones sismológicamente compatibles con las magnitudes de momentos sísmicos, distancia esperada para el sitio y deben ser escalados de tal

forma que la mediana de los registros se debe aproximar, en el rango de período de interés para la estructura a analizar, con el espectro elástico en campo libre en roca tipo B o A.

Debido a que el espectro de respuesta en roca está definido en la superficie de la roca en lugar de a una profundidad por debajo de un depósito de suelo, se debe de considerar el efecto de la condición de frontera en la excitación sísmica de entrada.

(3) Análisis de respuesta de sitio e interpretación de resultados:

Si la respuesta del suelo es altamente no-lineal (por ejemplo, con altos niveles de aceleración y suelos suaves arcillosos), los métodos no-lineales son los más recomendables.

Sin embargo, al realizar análisis no lineales en términos de esfuerzo efectivos o totales, se deberá realizar paralelamente análisis lineales equivalentes para evaluar las respuestas.

Para el caso de los métodos de análisis de los efectos de licuefacción en el espectro de respuesta de sitio, se recomiendan métodos que incorporan el desarrollo de la presión de poro en el suelo (mediante análisis en términos de esfuerzos efectivos), como DESRA-2, SUMDES, D-MOD, DESRA-MUSC y TESS, DEEPSOIL, AMPLE, entre otros.

Existen relaciones entre los espectros de respuesta de registros sísmicos de salida y de entrada desde el afloramiento de la roca a la superficie, que deben ser calculadas.

Para ello, se deben analizar:

- los espectros de aceleraciones, velocidades y desplazamientos para 5,00% del amortiguamiento crítico estructural,
- la variación con la profundidad de las deformaciones unitarias por cortante máximas y esfuerzo cortante máximo.

Por lo general, se obtiene la mediana de los 7 espectros de respuesta. Este espectro de respuesta es habitualmente ajustado a un espectro de respuesta del suelo suavizado por leves descensos de los picos espectrales y ligeros aumentos de los valles espectrales.

Finalmente, se debe llevar a cabo análisis de sensibilidad para evaluar la incertidumbre de las propiedades del suelo y considerarlo en el desarrollo del espectro de respuesta de sitio.

b. Análisis de licuación de suelos

Para estimar el potencial de licuación pueden utilizarse métodos como los de [Bray y Sancio \(2006\)](#), [Seed et. al \(2003\)](#), [Wu, J \(2003\)](#), etc.

Específicamente, para evaluar el comportamiento cíclico de las arcillas y limos, se recomienda utilizar los procedimientos propuestos por [Boulanger e Idriss \(2007\)](#).

11. Apéndice informativo: esquemas conceptuales

Los esquemas aquí presentados no se substituyen al contenido expuesto en las secciones 1 a 10.

11.1.1. Cadena de determinación de la demanda sísmica

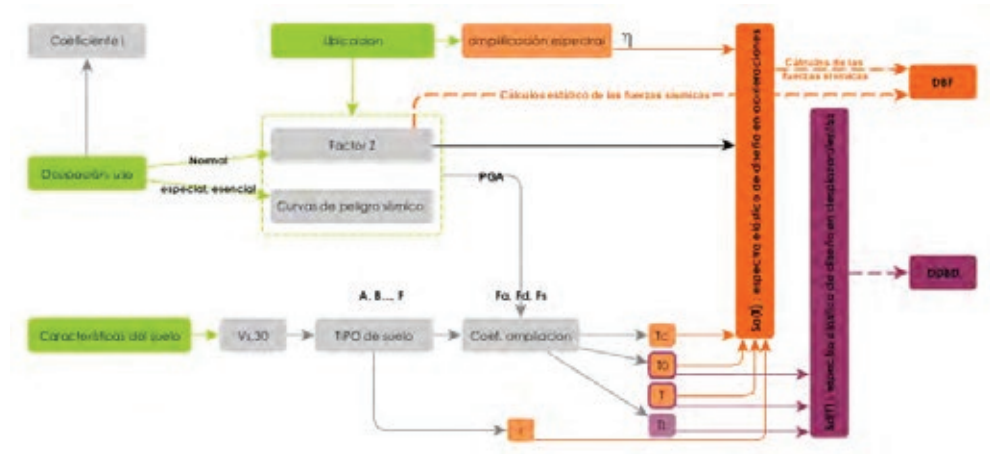


Figura 33 : Cadena de determinación de la demanda sísmica

NOTA: Para el caso del cálculo de fuerzas a partir de la información de las curvas de peligro sísmico, dichas fuerzas no requieren ser modificadas por el factor de importancia I

11.1.2. Esquema simplificado de cálculo de las fuerzas sísmicas laterales y métodos de análisis de la NEC-SE-DS



Figura 34 : Esquema simplificado de determinación de las fuerzas sísmicas laterales y métodos de análisis de la NEC-SE-DS

11.2. Referencias

American Society of Civil Engineers (2010). "Minimum Design Loads for Buildings and other Structures", ASCE Standard ASCE/SEI-7-10, Virginia.

Beauval C.yepes H., Bakun W., Egred J., Alvarado A., Singaicho J.-C. "Locations and Magnitudes of historical earthquakes in the Sierra of Ecuador (1587-1996)", Geophysical Journal International 181, 3 (2010) 1613-1633.

Bray, J and Sancio, R (2006) "Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine- Grained Soils". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 9, p. 1165-1177, September.

Boulanger, R and Idriss, I (2007) "Evaluation of Cyclic Softening in Sits and Clays", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, p 641-652, June.

Dickenson, S.E. (1994). "The dynamic response of soft and deep cohesive soils during the Loma Prieta earthquake of October 17, 1989," Ph.D. Dissertation, Univ. of California, Berkeley.

Hashashy.M.A. and D. Park (2001). "Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embayment," Eng. Geology, 62(1-3), 185-206.

Huang y, Whittaker, A, and Luco, N (2010) "NEHRP Site Amplification Factors and the NGA Relationships, Technical Note, Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Volume 26, pages 583-593, May.

Idriss, I.M., and Sun, J.I. (1992). "SHAKE91: A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits," Center for Geotech. Modeling, Univ. of California, Davis.

Matasovic, N., and Vucetic, M. (1993). Seismic response of horizontally layered soil deposits, Report No. ENG 93-182, School of Engineering and Applied Science, University of California, Los Angeles.

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). "Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Bogotá".

Building Seismic Safety Council BSSC (2004), "NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, FEMA 450", Washington.

Nakamura Y. (1989). A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface using Microtremor on the Ground Surface. QR of RTRI, Vol 30, No 1.

Pestana, J.M., and Nadim, F. (2000). "Nonlinear site response analysis of submerged slopes," Report No. UCB/GT/2000-04, Dept. of Civil & Environmental Engrg., U.C. Berkeley.

Pyke, R.M. (2000). "TESS Users' Manual," TAGA Engineering Software Services, Lafayette, CA.

Priestley, Calvi and Kowalsky, (2007), "Displacement Based Design of Structures", IUSS Press

Qiu, P. (1997). "Earthquake induced nonlinear ground deformation analyses," Ph.D. Dissertation, Univ. of Southern California.

Schnabel, P.B., Lysmer, J., and Seed, H.B. (1972). SHAKE: A computer program for earthquake

response analysis of horizontally layered sites, Rpt. No. EERC 72/12, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley.

Seed R.B, Bray,J.D, Chang, S.W, Dickenson, S.E. (1997) “Site-dependent seismic response including recent strong motion data”, Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures, editor Seco e Pinto, Balkema, Rotterdam.

Seed, R.B, Cetin K.O, Moss, R.E.S, Kammerer, A, Wu, J, Pestana, J.M., Riemer, M. F. (2001) “Recent advances in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation”, Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Prof. W.D. Liam Finn, San Diego, California, page 1 – 45, paper No. SPL-2

Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J. M., Riemer, M. F., Sancio, R. B., Bray, J. D., Kayen, R. E. and Faris, A. (2003).“Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework.” EERC-2003–06, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California

Tang, H, Chandler, A and Lam, N.T (2006) “Simple models for estimating period-shift and damping in soil”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal, 35: 1925 – 1947, John Wiley and Sons.

Tena-Colunga, A, Mena-Hernandez, U , Perez-Rocha, L, Aviles, J, Ordaz, M, Vilar, J (2009) “ Updated Seismic Design Guidelines for Model Building Code of Mexico”, Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Volumen 25, No. 4, pages 869 – 898, November

Lee, M.K.W., and Finn, W.D.L. (1978). “Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential,” The University of British Columbia, Faculty of Applied Science.

Li, X.S., Wang, Z.L., and Shen, C.K. (1992). “SUMDES: A nonlinear procedure for response analysis of horizontally layered sites subjected to multi-directional earthquake loading,” Dept. of Civil Engineering, Univ. of California, Davis.

Vera Grunauer, X., Kayen, R., Benítez, S, Tandazo Ortega, E., Ramírez Calderón, J, Alvarez, V y Vera Grunauer, J.G. (2006) Investigación y estudio del comportamiento dinámico del subsuelo y microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil, Estudio Geotécnico, geológico y zonificación Fase I y II: Auspiciado por: M.I. Municipalidad de Guayaquil, versión final.

Vera Grunauer, X (2010) Formulación para una estrategia de Reducción del Riesgo de Desastres en el Municipio de Guayaquil, por inundaciones, deslizamientos y sismos, proyecto de fortalecimiento de capacidades del Municipio de Guayaquil, INFORME P-ECU-01-014, Programa de las Naciones Unidas, PNUD.

Wu, J. (2003). “Liquefaction Triggering and Post Liquefaction Deformations of Monterey 0/30 Sand UnderUni-Directional Cyclic Simple Shear Loading”. Dissertation in partial fulfillment for the degree of doctor of philosophy, University of California,Berkeley.

Yépez F., J. Fernández S. Días y H. Yepes,(2000). “Criterios utilizados para la definición del capítulo 1 del nuevo Código Ecuatoriano de la Construcción” CEC-2000. Memorias de las XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito.

Yépez F. J. Fernández, S. Díaz, H. Yepes, J. Valverde, E. García, W Mera, A. Villacrés y F. Torres, (2000).“Código Ecuatoriano de la Construcción CEC – 2000, Capítulo 1: Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Fuerzas Sísmicas de Diseño”, Memorias de las XIII Jornadas

