Cubierta frontal

BORRADOR

A insertar, imagen representativa del Estado Plurinacional de Bolivia

Norma Boliviana de Diseño Sísmico

BORRADOR

Créditos:

Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda - MOPSV
Ministro: Ing. Edgar Montaño Rojas

Viceministerio de Vivienda y Urbanismo - VMVU
Viceministro: Arq. Eusebio Zamudio Lira

Dirección General de Vivienda y Urbanismo - DGVU
Director General: Lic. Alberto Saucedo Leigues

Elaboración de la Norma Boliviana de Diseño Sísmico:
Agradecimiento especial a todos los miembros que conformaron el CTNBDS (Comité Técnico de la Norma Boliviana de Diseño Sísmico) por su dedicación en la elaboración de la primera Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023.

BORRADOR

Dirección:
Av. Mariscal Santa Cruz esquina Calle Oruro.
Edificio Centro de Comunicaciones La Paz, 4° Piso.
Teléfonos: (+591-2) 2119999 - 2156600 - Fax: 2124390
www.oopp.gob.bo
La Paz - Bolivia

Gestión: 2023

BORRADOR

BORRADOR

Índice

Resolución Ministerial 4
Índice i
Presentación v
Comité técnico vii
Título I. - Aplicación 1
Capítulo 1 Objeto y campo de aplicación 1
Artículo 1 Objeto 1
Artículo 2 Campo de aplicación 1
Título II. - Amenaza 3
Capítulo 2 Amenaza sísmica en Bolivia 3
Artículo 3 Marco tectónico, sismicidad y zonificación 3
Artículo 4 Mapa probabilístico de amenaza sísmica para Bolivia 5
Título III. Clasificación de suelos de cimentación 9
Artículo 1 Tipos de suelo 9
Artículo 5 Efecto de la topografía y pendientes 11
Título IV. - Diseño 13
Capítulo 3 Clasificación de edificios y estructuras 13
Artículo 6 Factor de importancia 13
Capítulo 4 Categorías de diseño sísmico 15
Capítulo 5 Sistemas estructurales, factores de modificación de respuesta y de diseño 17
Artículo 7 Esfuerzos internos debidos a la acción sísmica 17
Artículo 8 Coordinación con otras normas de análisis y diseño 17
Artículo 9 Sistemas estructurales 17
Artículo 10 Factor de modificación de respuesta R y factor C_d 18
Artículo 11 Modelos estructurales 20
Artículo 12 Acciones sísmicas sobre la estructura 22
Artículo 13 Desplazamientos por efecto sísmico 22
Artículo 14 Factores de irregularidad 23
Artículo 15 Separaciones entre edificios o cuerpos de edificios 26
Artículo 16 Planos y memoria cálculo 27
Capítulo 6 Espectros de respuesta y de diseño 29

BORRADOR

Artículo 17 Espectro de diseño 29
Artículo 18 Espectro de respuesta 29
Artículo 19 Analogía con la norma (ASCE/SEI 7, 2016) 30
Artículo 20 Tablas de F_a y F_v en función de la aceleración máxima del suelo (PGA) 30
Capítulo 7 Métodos de análisis sísmico 33
Artículo 21 Análisis estático 33
Artículo 22 Análisis modal espectral 38
Artículo 23 Análisis lineal tiempo–historia 40
Capítulo 8 Fundaciones e interacción suelo-estructura 45
Artículo 24 Base de diseño 45
Artículo 25 Estudio geotécnico 45
Artículo 26 Diseño de fundaciones 45
Artículo 27 Muros de contención 45
Artículo 28 Interacción suelo-estructura 46
Capítulo 9 Elementos no estructurales 57
Artículo 29 Alcance 57
Artículo 30 Evaluación de la acción sísmica sobre partes de la construcción 57
Artículo 31 Soportes, vínculos y fijaciones 60
Artículo 32 Deformaciones 60
Artículo 33 Análisis por métodos dinámicos 61
Título V. – Verificación e instrumentación 63
Capítulo 10 Vulnerabilidad y refuerzo sísmico 63
Artículo 34 Recopilación de la información 63
Artículo 35 Evaluación de la estructura existente 63
Artículo 36 Reparación, rehabilitación y/o refuerzo 67
Artículo 37 Procedimiento simplificado referencial 68
Artículo 38 Documentación del proyecto de evaluación e intervención 68
Capítulo 11 Instrumentación sísmica 69
Título VI. Anexos 71
Capítulo 12 A1 - Amenaza sísmica en Bolivia 71
1. INTRODUCCIÓN 71
2. MARCO TECTÓNICO Y SISMICIDAD 71
4.2. CARACTERIZACIÓN DE LAS FUENTES SÍSMICAS – ANÁLISIS GUTENBERG - RICHTER 82
4.3. ECUACIONES DE PREDICCIÓN DE MOVIMIENTO DE TIERRA (GMPE's) 85

BORRADOR

Título VII. Bibliografía 100
1. INTRODUCCION 103
2. CATALOGO Y REGISTROS SISMICOS 103
3. ENVOLVENTE DE ESPECTROS NORMALIZADOS – ESTACIÓN LPAZ 105
4. ESPECTROS DE PSEUDO ACELERACIONES DE RESPUESTA NORMALIZADOS – LPAZ 107
5. PROPUESTA DE ESPECTRO DE DISEÑO PARA BOLIVIA 108
6. ANALOGÍA CON LA NORMATIVA ASCE 7-16 109
7. ACTUALIZACIÓN DE LAS TABLAS DE FA Y FV EN FUNCIÓN DEL PGA 109
8. ESPECTROS DE PSEUDO ACELERACIONES DE RESPUESTA NORMALIZADOS – SOEH 111
9. LIMITACIONES Y RECOMENDACIONES 112

BORRADOR

Página intencionalmente en blanco

BORRADOR

Presentación

A insertar.

Nuestra Señora de La Paz, mayo 2023

BORRADOR

Página intencionalmente en blanco

BORRADOR

Comité técnico

Miembros acreditados:

Por el Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda - RM N° 044

Presidente: M. Sc. Ing. Fernando Floresyavi
Secretario Técnico: Ing. Juan Carlos Condori Rocabado

Por las Universidades Públicas

Ing. Miguel A. Trujillo Mallea	Universidad Mayor de San Andrés
Ing. Felipe Ramiro Saavedra Antezana	Universidad Mayor de San Simón
M. Sc. Ing. Álvaro Quisberth Huayllani	Universidad Técnica de Oruro
Ing. Luis Miguel Martínez Mansilla	Universidad Juan Misael Saracho

Por la Sociedad de Ingenieros de Bolivia

M. Sc. Ing. Rolando Javier Grandi Gómez
M. Sc. Ing. Luis Fernando Huanacu Gutiérrez
Ing. Luis Fernando Aragón Suarez

Por el Colegio de Ingenieros Civiles de Bolivia

Ing. Álvaro Fernando Parra Gutiérrez	Colegio de Ingenieros Civiles – La Paz
Ing. Cristhoffer Tito Aguila Gomez	Colegio de Ingenieros Civiles – Oruro
M. Sc. Ing. Arturo Martín Deheza Rossel	Colegio de Ingenieros Civiles – Santa Cruz
Ing. Albert Richard Miranda Sivila	Colegio de Ingenieros Civiles – Tarija
Ing. Adhemir Taboada Mita	Colegio de Ingenieros Civiles – Chuquisaca
M. Sc. Ing. Rodrigo Claros Guzmán	Colegio de Ingenieros Civiles – Cochabamba
Ing. Néstor Walter Barrera Romero	Colegio de Ingenieros Civiles – Potosí

Por el Observatorio San Calixto

Ing. Gonzalo Antonio Fernández Marañón
Ing. Walter Enrique Arce Loza

Invitados especiales honoríficos por el CTNBDS

Ing. Luis Pablo Burgos Vargas	Universidad Privada Boliviana (UPB)
D. Sc. Ing. Oscar Fabricio Zuleta Inch	Universidad Católica Boliviana “San Pablo” – LP
Ing. Marko Andrade Uzieda	Universidad Mayor de San Simón
Ing. Rene Rodolfo Ayala Sánchez	Universidad Mayor de San Andrés
M. Sc. Ing. Marcos Helguero Achá	Universidad Mayor de San Andrés

BORRADOR

Página intencionalmente en blanco

BORRADOR

Título I. - Aplicación

Capítulo 1 Objeto y campo de aplicación

Artículo 1 Objeto

Esta Norma proporciona los criterios mínimos a seguir para el diseño sísmico de edificaciones y obras a las que le sea aplicable.

Esta Norma junto con las normas de diseño específicas [para hormigón estructural (NB 1225001)] está orientada a lograr estructuras que:

Bajo el sismo con periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años, definido según los lineamientos de esta Norma, podrían experimentar daños considerables con baja probabilidad de colapso.

Bajo sismos frecuentes u ocasionales podrían presentar daños menores dentro de límites aceptables en elementos estructurales y no estructurales.

El objetivo primario de esta Norma es salvaguardar la vida e integridad física de las personas, reduciendo a un mínimo la posible pérdida de vidas humanas, reducir los daños materiales y las pérdidas económicas producidas por los sismos.

Artículo 2 Campo de aplicación

Esta Norma aplica al análisis, diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes, además se incluyen recomendaciones para realizar el diagnóstico y refuerzo sísmico de estructuras.

Los requisitos contenidos en esta Norma se refieren específicamente a edificaciones públicas y privadas, tales como: Edificios de vivienda, conjuntos habitacionales, comercio, oficinas, hoteles, restaurantes, etc.; centros religiosos, teatros, cines, museos, parqueos, escuelas, clínicas, hospitales, universidades, centros culturales, deportivos, estadios, coliseos, terminales de transporte, terminal y torre aeroportuaria, fábricas, bodegas y otras similares.

Esta Norma no contempla recomendaciones específicas para el diseño sismorresistente de estructuras especiales tales como: Puentes, viaductos, túneles, represas, tanques, obras hidráulicas, redes de distribución (agua, gas, comunicaciones, electricidad), torres de transmisión, chimeneas, industrias que puedan contener materiales y sustancias tóxicas o explosivas, fundaciones de equipos industriales y similares; para las cuales se debe recurrir a normativa específica.

Nota: En tanto se complemente esta Norma de diseño sísmico con requisitos especiales, los lineamientos básicos pueden servir de referencia para realizar diseños específicos de las estructuras no contempladas.

BORRADOR

Página intencionalmente en blanco

BORRADOR

Título II. - Amenaza

Capítulo 2 Amenaza sísmica en Bolivia

Artículo 3 Marco tectónico, sismicidad y zonificación

Los Andes centrales, en Bolivia, se dividen de oeste a este en siete grandes unidades morfotectónicas (Anexo 2). La Cordillera Occidental es un arco volcánico alto y activo con picos que localmente alcanzan los 6000 m. El Altiplano es una meseta alta y relativamente plana con una elevación promedio de 3800 m. El Altiplano limita al este con la Cordillera Oriental, una alta cadena montañosa dominada por plegamiento y corrimiento de rocas del Paleozoico a través del Cenozoico. La zona interandina, ubicada entre la Cordillera Oriental y la zona Subandina, es un área de deformación de "piel delgada" que está estructuralmente elevada con respecto a la zona Subandina al oeste. Más al este se encuentra la zona Subandina, una faja corrida y plegada activa de piel delgada. La Llanura Chaco-beniana es un sistema moderno de cuencas de antepaís y el cratón brasileño es una plataforma estable (Beck et al., 1996).

La sismicidad en Bolivia está asociada al proceso de subducción de las placas tectónicas Nazca y Sudamérica (Matthews et al., 2016; Hasterok et al., 2022) y a la dinámica de deformación cortical de cada una de las unidades tectónicas presentes en el interior del continente. Los principales sistemas de fallas en territorio nacional se encuentran en todas las zonas morfotectónicas. En la **Figura 2.1** se presenta el mapa de la actividad sísmica entre 1900 y 2018 (Mw > 3.5). Los sismos han sido diferenciados por su rango de profundidad focal en superficiales (h < 75 km), intermedios (100 < h < 350 km) y profundos (350 < h < 700 km). Así también consideramos la fuente sismogénica lejana cuyo epicentro se localiza en los países vecinos (Perú, Argentina y Chile), representando una amenaza para algunas ciudades de Bolivia, que depende de la magnitud y profundidad.

BORRADOR

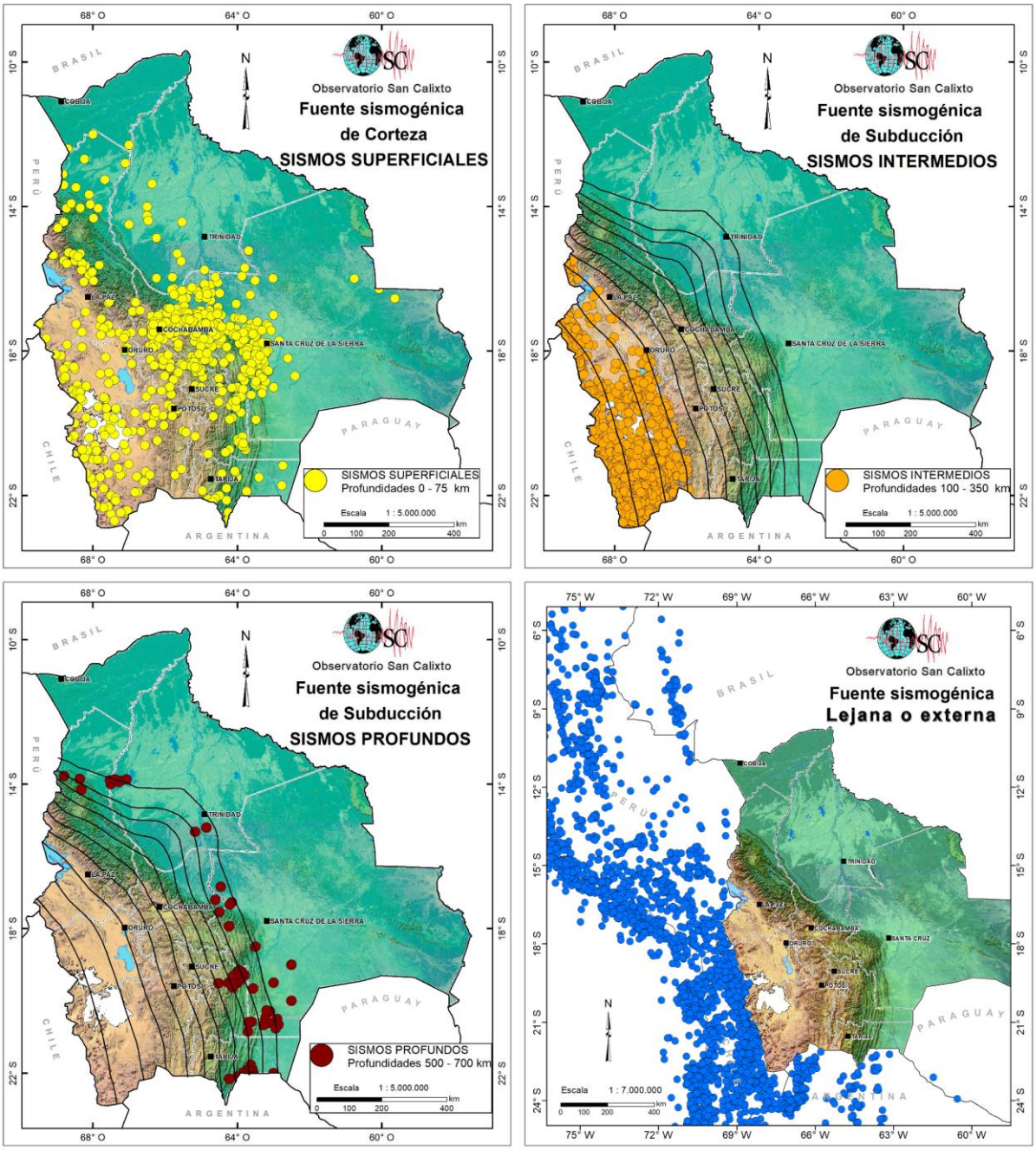


Figura II-1. Fuentes sismogénicas para el territorio nacional (OSC, 2019).

En este estudio se presentan 13 zonas sísmicas (**Figura 2.2**) zonificadas con base a la distribución epicentral, esfuerzos, contexto geológico, etc. Distribuidas de la siguiente manera: F1 a F8 zonas asociadas a deformación cortical (zona occidental, altiplánica, oriental, boomerang, cratónica, cordillera argentina, occidental peruana y altiplano peruano) y F9 a F13 zonas asociadas al proceso de subducción (zona de interplaca, intraplaca intermedia e intraplaca profunda). La caracterización de las 13 zonas sísmicas se realizó mediante el uso de leyes de Gutenberg-Richter y de las ecuaciones de predicción de movimientos fuertes (GMPE's) que permiten determinar la amenaza sísmica en cada zona.

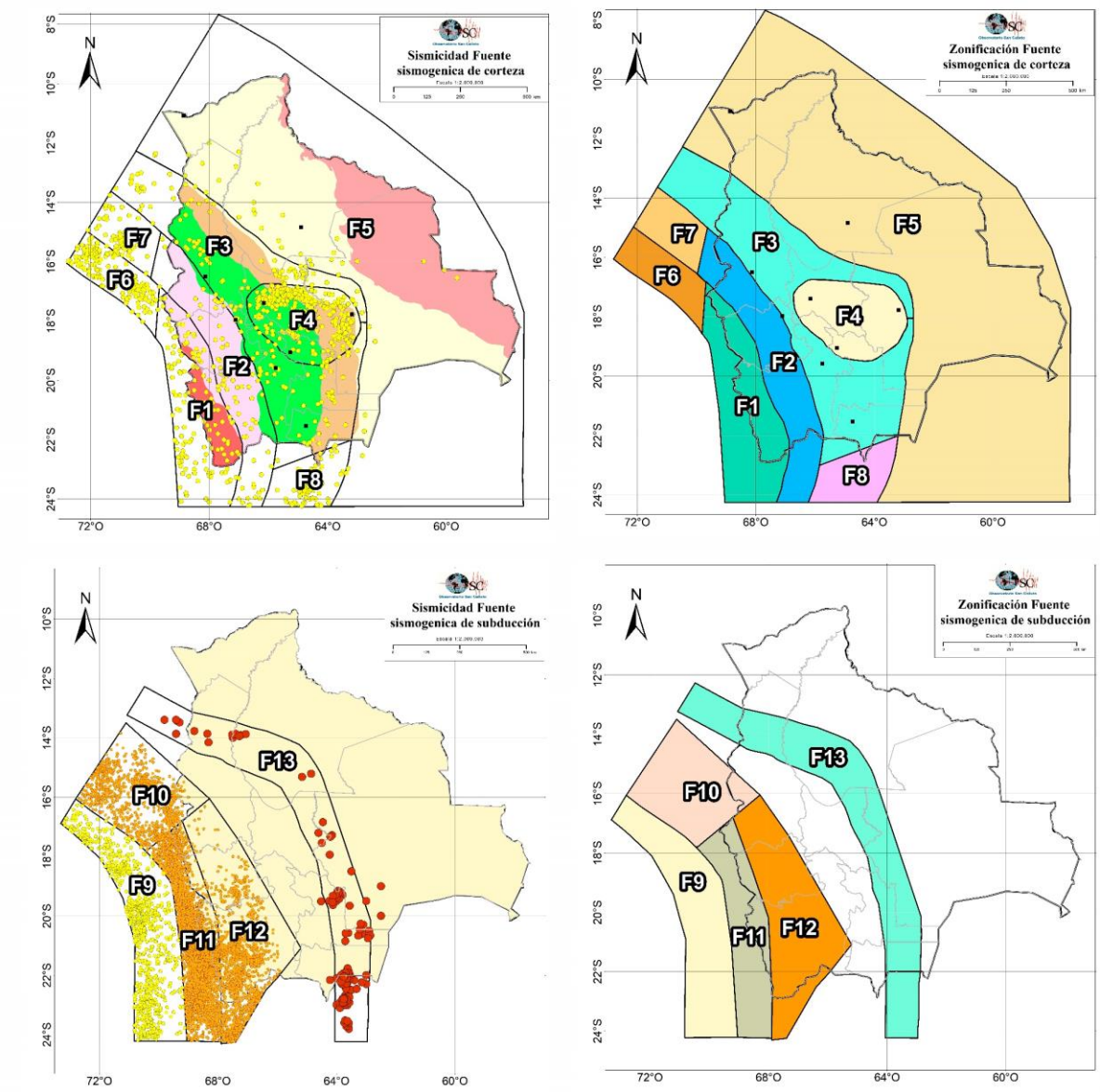


Figura II-2. Zonificación sísmica para el territorio nacional (OSC, 2019).

Artículo 4 Mapa probabilístico de amenaza sísmica para Bolivia

El mapa probabilístico de amenaza sísmica para el Estado Plurinacional de Bolivia (PSHBO-2019) integra todos los estudios disponibles en sismología y geo amenazas para el territorio nacional. Como resultado se obtuvieron las aceleraciones máximas probables del suelo para los periodos de retorno de 475 y 2475 años (**Figuras 2.3 y 2.4**), cinco periodos estructurales fueron considerados para la elaboración de los espectros de amenaza símica uniforme (UHS, por sus siglas en ingles).

Los valores de aceleración máxima probable obtenidos para el mapa de 475 años, oscilan entre 4 % a 32 % de *g*, se consideró el valor V_{s30} promedio de 760 m/s. La mayor aceleración por sismos corticales está concentrada entre Cochabamba, Chuquisaca y Santa Cruz, se obtuvieron valores máximos probables entre 16 % a 24 % de *g*, entre la frontera Bolivia - Chile se obtuvieron aceleraciones máximas entre 18 % a 32 % de *g*. Para las capitales de los

departamentos de La Paz, Oruro y Potosí se tiene valores entre 12 % a 16 % de *g*. Para los departamentos de Tarija, Beni y Pando se tiene aceleraciones máximas probables entre 6 % a 8 % de *g*. Se debe mencionar que la sismicidad de fuentes lejanas tiene influencia en los municipios de La Paz, Yacuiba y todos aquellos situados cerca de la frontera occidental y al sur del territorio nacional.

Estos resultados deben ser tomados como estimadores generales de la situación sísmica en Bolivia. El presente Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica para Bolivia (PSHBO-2019) se actualizará de acuerdo al avance de las investigaciones en sismología, geofísica y georiesgos.

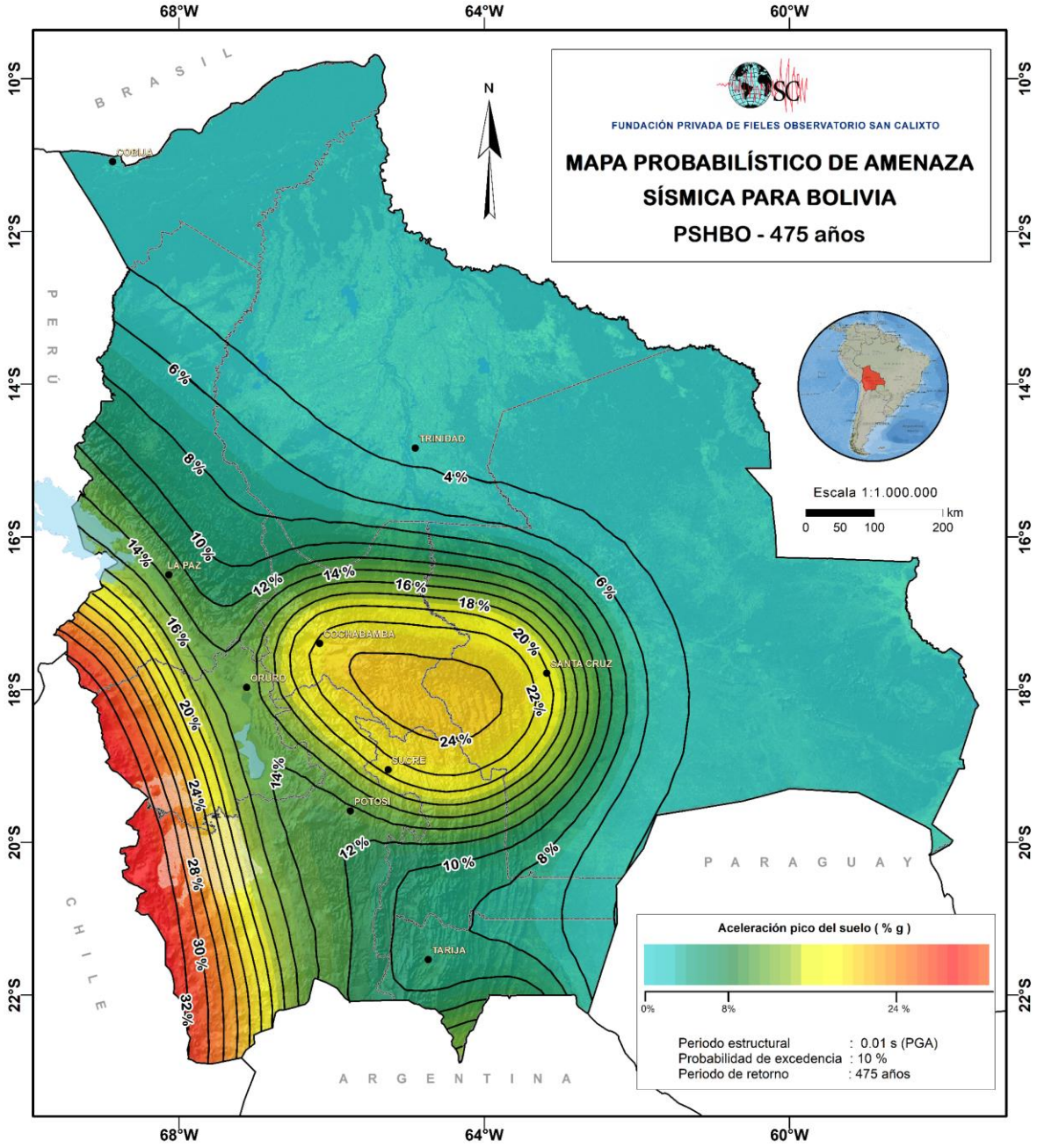


Figura II-3. Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica para un periodo de retorno de 475 años que corresponde a un 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años, con una aceleración pico del suelo (PGA), OSC (2019)

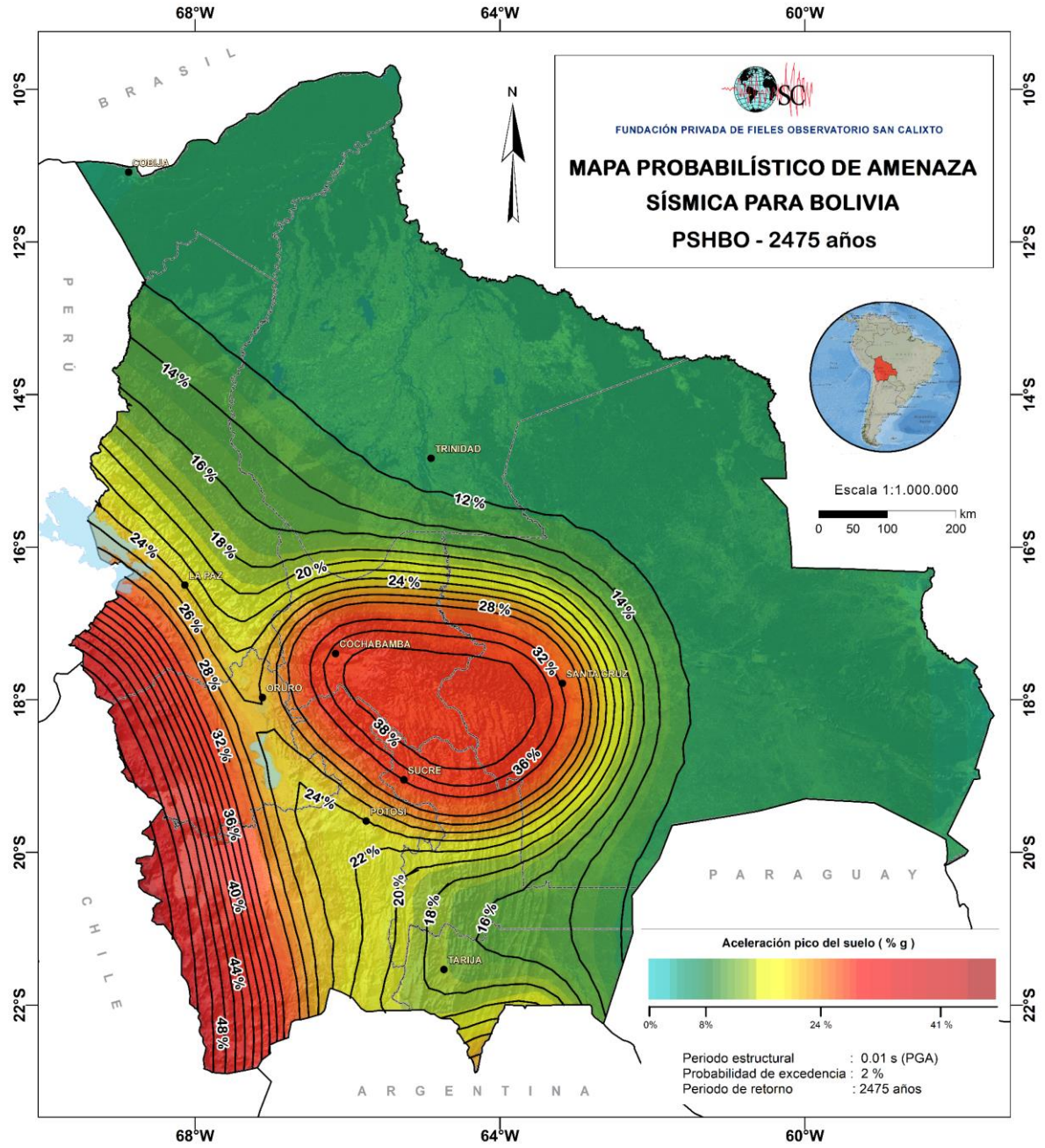


Figura II-4. Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica para un periodo de retorno de 2475 años que corresponde a un 2 % de probabilidad de excedencia en 50 años, con una aceleración pico del suelo (PGA) (OSC, 2019)

Tanto en la memoria explicativa desarrollada por el Observatorio San Calixto (PSHBO, 2019), como en el **Anexo 1**, se cuentan con mayores detalles sobre la obtención de los valores máximos probables de aceleración.

Página intencionalmente en blanco

BORRADOR

Título III. Clasificación de suelos de cimentación

Artículo 1 Tipos de suelo

Para tomar en cuenta los efectos del terreno de fundación en la respuesta sísmica de la estructura, los tipos de suelo se definen en la **Tabla 3-2-1**, clasificados mediante la velocidad promedio de onda cortante V_{s30}. Alternativamente para suelos granulares se pueden considerar los resultados de ensayos de penetración estándar N_{60} y para suelos cohesivos la resistencia al corte en condición no drenada S_u. Los parámetros geotécnicos deben ser evaluados al menos en los 30 metros superiores del terreno.

En los tipos de suelo que se definen a continuación se supone que las estructuras se encuentran lejos de singularidades geomorfológicas y topográficas.

Tabla 3-2-1

Tipos de suelo

Suelo	Descripción
S0	Roca dura
S1	Roca
S2	Suelo muy rígido - roca blanda
S3	Suelo rígido
S4	Suelo blando
S5	Requiere un análisis de respuesta de sitio

Nota: Deben considerarse los riesgos asociados a la ubicación de la estructura en función del sitio (efectos de sitio), para considerar los fenómenos sísmicos tales como: licuefacción, densificación del suelo, amplificación por condiciones geológicas, topográficas y desplazamientos por fallas. Para estos efectos deben realizarse los estudios técnicos que correspondan y como mínimo cumplirse las disposiciones de esta norma. La elección del sitio de emplazamiento de estructuras especiales, cuyos daños puedan representar peligro a la población, requiere de un estudio de sismicidad que defina si la acción sísmica considerada es aplicable o si se debe considerar en el diseño métodos o estudios de riesgo sísmico especiales.

P I Roca dura (S0)

Roca sana con velocidad de propagación de ondas de corte mayor a 1500 m/s.

BORRADOR

P II Roca (S1)

Roca de macizos homogéneos con cierto grado de fracturación con velocidades de propagación de onda de corte entre 760 m/s a 1500 m/s.

P III Suelo muy rígido o roca blanda (S2)

Suelos muy rígidos o roca blanda con velocidades de propagación de onda de corte entre 370 m/s a 760 m/s. En suelos granulares el resultado del ensayo de penetración estándar N_{60} debe ser mayor a 50 golpes. Para suelos cohesivos la resistencia al corte en condición no drenada S_u debe ser mayor que 100 kPa.

P IV Suelo rígido (S3)

Suelos rígidos con velocidades de propagación de onda de corte entre 180 m/s a 370 m/s. Los suelos granulares con resultados del ensayo de penetración estándar N_{60} entre 15 y 50 golpes y suelos cohesivos con resistencia al corte en condición no drenada S_u entre 50 kPa y 100 kPa.

P V Suelo blando (S4)

Suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte menores que 180 m/s. Suelos granulares con resultados del ensayo de penetración estándar N_{60} menores a 15 golpes y suelos cohesivos con resistencia al corte en condición no drenada S_u menor a 50 kPa.

P VI Suelos en los que se requiere un análisis de respuesta de sitio (S5)

Suelos excepcionalmente flexibles con condiciones geológicas y topográficas desfavorables en los que se deberá realizar un estudio geotécnico especial para determinar el efecto de dicho suelo de fundación sobre la respuesta sísmica de la estructura.

También se consideran dentro de esta clasificación los suelos que cumplan con alguna de las siguientes condiciones:

a) Suelos vulnerables a fallas potenciales o colapso bajo cargas sísmicas, tal como suelos susceptibles a licuefacción, arcillas altamente sensitivas y suelos colapsables pobremente cementados.
b) Turbas y/o arcillas altamente orgánicas con espesor mayor a 3 m.
c) Arcillas de alta plasticidad con IP > 75 y espesores mayores a 7.60 m.
d) Arcillas blandas/medias con espesores de más de 37 m.

La **Tabla 3-2-2** muestra los parámetros de referencia para la clasificación del tipo de suelo.

BORRADOR

Tabla 3-2-2

Parámetros del suelo

Tipo de suelo	V_{s30} (m/s)	N_{60} (golpes)	S_u (kPa)
S0	> 1500		
S1	760 a 1500		
S2	370 a 760	> 50	> 100
S3	180 a 370	15 a 50	50 a 100
S4	< 180	< 15	< 50
S5	Estudio geotécnico y de mecánica de suelos		

En caso de tener varios estratos de suelo, los valores promedio pueden ser calculados a través de las siguientes fórmulas:

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{V_{si}}} \qquad N_{60} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_{60i}}} \qquad S_u = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{S_{ui}}}$$

n es el número de estratos y d_i es el espesor del estrato i.

Artículo 5 Efecto de la topografía y pendientes

(NF P 06-13, 1995)

Para las obras situadas en el borde de una cresta debe tenerse en cuenta un factor multiplicador τ, llamado factor de amplificación topográfica. Este factor multiplicará los valores del espectro de diseño.

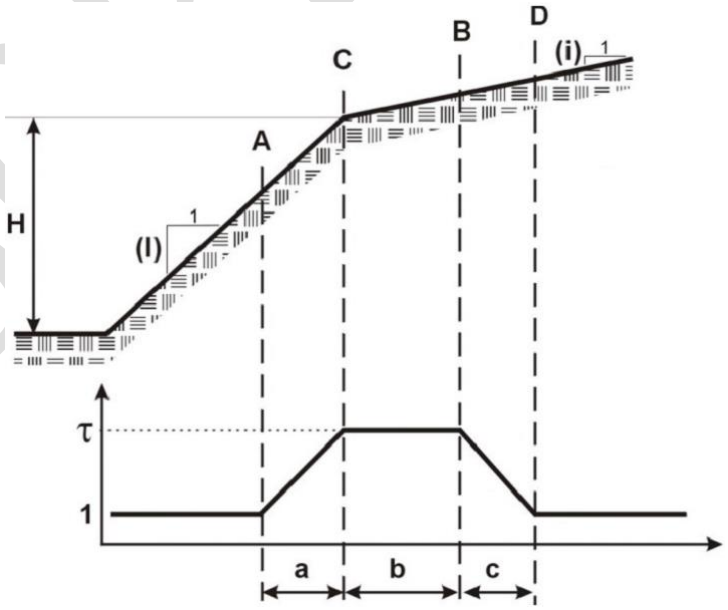


Figura 3-2-1. Variación del factor multiplicador τ según la topografía del sitio, (Maufroy, 2010).

BORRADOR

Considerando la arista C de la **Figura 3-2-1** que delimita dos pendientes: *I* cuesta abajo e *i* cuesta arriba y si:

$H \geq 10$ m (siendo H la altura de la arista desde la base de referencia)
$i \leq 1/3$

El coeficiente τ tendrá los siguientes valores:

Tramo C-B

$\tau = 1.00$	para $(I - i) < 0.40$
$\tau = 1.00 + 0.80 \cdot (I - i - 0.40)$	para $0.40 \leq (I - i) \leq 0.90$
$\tau = 1.40$	para $(I - i) > 0.90$

La longitud *b* (proyección horizontal del tramo C-B) expresada en metros es el menor valor de:

$$b = 20 \cdot I$$
$$b = (H + 10)/4$$

Tramos A-C y B-D

Serán objeto de una disminución lineal entre los valores 1 y τ a lo largo de los tramos A-C y B-D, de longitud:

a = A-C = H/3
c = B-D = H/4

Tramo antes del punto A y después del punto D

El factor será $\tau = 1$

Nota: La determinación de *H* permite cierto juicio personal. A título indicativo, se puede considerar como base del relieve el punto por debajo del cual la pendiente general del sitio llega a ser inferior a 0.40.

BORRADOR

Título IV. - Diseño

Capítulo 3 Clasificación de edificios y estructuras

Artículo 6 Factor de importancia

En función del nivel de seguridad estructural que deben tener las edificaciones, cuatro tipos son definidos: I, II, III y IV, asignándose un factor de importancia I_e especificado en la **Tabla 4-3-1**.

P I Tipo IV:

Pertenecen a este tipo, las estructuras que se espera permanezcan operables después de un evento sísmico, por lo que se incluyen: edificios gubernamentales, de utilidad pública (cuarteles de policías, centrales eléctricas y de comunicación, radioemisoras y canales de televisión públicos, represas, reservorios, plantas de agua potable y de bombeo, etc.) y aquellos cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe como hospitales, postas de primeros auxilios, cuarteles de bomberos, garajes para vehículos de emergencia, aeropuertos (terminales, hangares, torre de control, etc.), sistemas de transporte masivo, etc.

Edificios industriales que manejen sustancias tóxicas que puedan representar un peligro adicional y/o la contaminación del medio ambiente en caso de colapso de la estructura.

P II Tipo III:

Se contemplan edificios donde frecuentemente existe aglomeración de personas o cuyo contenido es de gran valor para la sociedad (bibliotecas, museos, templos, etc.), también se incluyen los siguientes: oficinas municipales, servicios públicos, salas que reúnan gran cantidad de personas (cines y teatros), estadios, graderías, instituciones educativas (escuelas, parvularios, recintos universitarios), terminales de buses, cárceles, lugares de reclusión, centros comerciales y mercados.

P III Tipo II:

Edificaciones habituales, tales como: Viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos, galpones, almacenes e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.

P IV Tipo I:

Construcciones provisorias no destinadas a la habitación.

BORRADOR

Tabla 4-3-1

Factores de Importancia (I_e)

Tipo	I_e
IV	1.5
III	1.3
II	1.0
I	Nota[1]

Nota[1]: En estas edificaciones se debe proveer resistencia y rigidez adecuadas para resistir acciones laterales a criterio del proyectista.

BORRADOR

Capítulo 4 Categorías de diseño sísmico

A cada estructura se le asigna una categoría de diseño sísmico (CDS) en función del tipo al que pertenece y el nivel de aceleración a la cual va a estar sometida. La CDS de la estructura se define según la **Tabla 5-4-1** y **Tabla 5-4-2**, debiendo elegirse la categoría más desfavorable.

Tabla 5-4-1

Categoría de diseño sísmico en función de $F_a^a \cdot S_0^b$ y tipo de edificio

$F_a \cdot S_0$	Tipo de edificio	
	I, II, III	IV
$F_a \cdot S_0 < 0.067$	A	A
$0.067 \leq F_a \cdot S_0 < 0.133$	B	C
$0.133 \leq F_a \cdot S_0 < 0.200$	B, C	D
$0.200 \leq F_a \cdot S_0$	B, C, D	D

Tabla 5-4-2

Categoría de diseño sísmico en función de $F_v^a \cdot S_0^b$ y tipo de edificio

$F_v \cdot S_0$	Tipo de edificio	
	I, II, III	IV
$F_v \cdot S_0 < 0.054$	A	A
$0.054 \leq F_v \cdot S_0 < 0.106$	B	C
$0.106 \leq F_v \cdot S_0 < 0.160$	B, C	D
$0.160 \leq F_v \cdot S_0$	B, C, D	D

Nota: [a]Los coeficientes de sitio F_a y F_v en función de S_0, están especificados en la sección **Artículo 20**, [b]Aceleración máxima del suelo S_0 (**Figura II-3. Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica para un periodo** de retorno de 475 años que corresponde a un 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años, con una aceleración pico del suelo (PGA), OSC (2019))

A los tipos de edificio I, II, III y con $S_0 \geq 0.400$ les corresponderá la CDS E.

A los tipos de edificio IV y con $S_0 \geq 0.400$ les corresponderá la CDS F.

BORRADOR

Página intencionalmente en blanco

BORRADOR

Capítulo 5 Sistemas estructurales, factores de modificación de respuesta y de diseño

Artículo 7 Esfuerzos internos debidos a la acción sísmica

El análisis para determinar los esfuerzos internos debidos a la acción sísmica se basa en el comportamiento lineal y elástico de la estructura. El dimensionamiento de los elementos estructurales debe hacerse por el método especificado en la norma de diseño relativa a cada material, que puede ser por tensiones admisibles o por el método de los factores de carga y resistencia.

El análisis de los efectos de otras cargas que pueden combinarse con los efectos de la acción sísmica también se basa en la teoría lineal elástica del comportamiento estructural, la combinación se realizará según la (NB 1225002, 2013).

Artículo 8 Coordinación con otras normas de análisis y diseño

Las disposiciones de la presente Norma deben aplicarse en conjunto con lo dispuesto en otras normas de análisis y en las recomendaciones específicas de diseño para cada material. En caso de contradicción deben prevalecer las disposiciones de la presente Norma.

Artículo 9 Sistemas estructurales

P I

La transmisión de fuerzas desde su punto de aplicación a los elementos resistentes y al suelo de fundación, debe hacerse en la forma más directa posible, a través de elementos dotados de la resistencia y rigidez adecuadas.

P II

Para la aplicación de la presente Norma se distinguen los siguientes tipos de sistemas estructurales para acción lateral.

1. *Estructuras de hormigón armado*

a) *Sistemas de Pórticos* – Cuando al menos 80 % del corte basal es resistido por las columnas, mientras que los muros estructurales, en caso de existir, son diseñados solamente para una fracción de la acción sísmica. Se dividen en pórticos especiales, intermedios y ordinarios, según la Categoría de Diseño Sísmico (CDS).
b) *Sistemas de Entrepisos sin Vigas* – Entrepisos planos, compuestos por losas nervuradas bidireccionales o losas macizas apoyadas en columnas y/o en muros ordinarios que cuentan con ábacos y/o capiteles. Altura máxima 27 m.
c) *Sistemas de Entrepisos con Vigas Planas* – Entrepisos planos, compuestos por losas nervuradas bidireccionales, unidireccionales, apoyadas sobre vigas planas y columnas. Pueden apoyarse también sobre columnas y muros especiales. Existe un sistema de entrepiso plano compuesto por losas nervuradas bidireccionales o losas macizas apoyadas sobre vigas planas de ancho mayor o igual a 400 mm y sobre columnas y muros especiales que cuentan con ábacos y/o capiteles.

BORRADOR

d) *Sistemas de Muros* – Estructuras en la que los muros son el principal sistema resistente ante la acción sísmica, resistiendo al menos el 70 % de la fuerza cortante basal. Se dividen en muros especiales y ordinarios según la CDS.
e) *Sistemas Mixtos o Duales* – La acción sísmica es resistida tanto por pórticos como por muros estructurales. La fuerza cortante que solicita los muros está entre el 40 % y el 70 % de la fuerza cortante basal.

2. Edificaciones con muros de ductilidad limitada

Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de hormigón armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Con este sistema se podrán construir como máximo *ocho* pisos.

3. Estructuras de acero

a) *Pórticos especiales resistentes a momentos* – Pórticos con significativa capacidad de deformación inelástica en las vigas. Las columnas tienen mayor resistencia que las vigas, inclusive cuando las vigas entran en la zona de endurecimiento por deformación.
b) *Pórticos intermedios resistentes a momentos* – Pórticos con limitada capacidad de deformación inelástica.
c) *Pórticos ordinarios resistentes a momentos* – Pórticos con mínima capacidad de deformación inelástica.
d) *Pórticos especiales concéntricamente arriostrados* – Pórticos arriostrados que tienen significativa capacidad de deformación inelástica, que se presenta en la etapa poscrítica de pandeo de los elementos comprimidos y debido a la fluencia de los elementos traccionados.
e) *Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados* – Pórticos con limitada capacidad de deformación inelástica.
f) *Pórticos excéntricamente arriostrados* – Pórticos con significativa capacidad de deformación inelástica por flexión y corte en los elementos de arriostramiento.

Artículo 10 Factor de modificación de respuesta *R* y factor C_d

El coeficiente *R*, depende de la ductilidad, sobrerresistencia, redundancia y amortiguamiento del sistema estructural (**Tabla 6-5-1**), además de los elementos y materiales que lo componen. Cuando en la dirección considerada exista más de un sistema estructural se debe tomar el menor valor de *R*.

BORRADOR

Tabla 6-5-1

Coeficientes de reducción, R, amplificación, C_d y valores de distorsión, Δ[1]

Sistema Estructural	*R*	C_d	Δ[1]
Hormigón[2]			
Sistema de Pórticos			
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	8	5.5	0.012
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	5	4.5	0.011
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	3	2.5	0.010
Sistema de entrepiso sin vigas			
Entrepisos planos compuestos por losas macizas o nervuradas bidireccionales con ábacos, apoyados en columnas con o sin capiteles. Altura máxima 27 m	2.5	1.8	0.007
Entrepisos planos compuestos por losas macizas o nervuradas bidireccionales con ábacos, apoyados en columnas con o sin capitales y muros de corte ordinarios. Altura máxima 27 m	4	3.6	0.008
Sistema de entrepiso con vigas planas			
Entrepisos planos apoyados en vigas planas y columnas. Altura máxima 27 m	2.5	1.8	0.007
Entrepisos planos apoyados en vigas planas ($b \geq 400$ mm) y columnas. Altura máxima 30 m	4	3.6	0.008
Entrepisos planos de losas macizas o nervuradas bidireccionales con ábacos, apoyadas en un sistema dual de columnas especiales con o sin capiteles y muros de corte especiales y vigas planas ($b \geq 400$ mm)	5.5	4.5	0.009
Sistema de Muros			
Muros estructurales Especiales	6	5	0.009
Muros estructurales Ordinarios	5	4.5	0.008
Sistemas Duales			
Pórticos Especiales con Muros Especiales	7	5.5	0.010
Pórticos Especiales con Muros Especiales acoplados	8	8	0.010
Pórticos Especiales con Muros Ordinarios	6	5	0.009
Pórticos Intermedios con Muros Especiales	6.5	5	0.009
Pórticos Intermedios con Muros Ordinarios	5.5	4.5	0.008
Pórticos Ordinarios con Muros Ordinarios	4.5	4	0.007
Sistemas de muros de ductilidad limitada	4	3.6	0.006
Acero			
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	8	5.5	0.010
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	4.5	4	0.009
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	3.5	3	0.008
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados	6	5	0.009
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados	3.25	3.25	0.008

BORRADOR

Pórticos Excéntricamente Arriostrados	8	4	0.010
Estructuras definidas con perfiles laminados en frio	3	2.5	0.007
Albañilería armada o confinada	3	2.5	0.004
Madera diseñada por esfuerzos admisibles	5	4.5	0.007

Nota: [1]La distorsión debe ser modificada por el Factor de Irregularidad Total (FIT) de la sección **6.8**. [2]Los pórticos y muros estructurales especiales, intermedios y ordinarios de hormigón armado, están definidos en la (NB 1225001) según su ductilidad y su uso según la CDS. Los pórticos y muros indicados deberán cumplir con los requisitos señalados en la norma citada, para la CDS definida de acuerdo con el tipo de estructura y a la acción sísmica a la que estarán sometidos

El coeficiente de reducción no se aplica a estructuras tipo péndulo invertido.

P III Viguetas prefabricadas

Para que un sistema de piso formado por viguetas prefabricadas funja como diafragma rígido, éste deberá cumplir lo siguiente:

a) La altura máxima de la estructura deberá ser 30 m, medidos desde la rasante de vía.
b) Altura mínima de 250 mm (Incluye carpeta de compresión).
c) Las viguetas deben estar empotradas en vigas de borde por lo menos 100 mm y en vigas centrales por lo menos 70 mm.
d) Las viguetas deben empotrarse en vigas *altas* (peraltadas).
e) Las viguetas deberán contar con acero de refuerzo sobre los apoyos (vigas y/o muros).
f) La carpeta de compresión deberá tener por lo menos 50 mm de espesor y mínimamente contar con una malla de acero de 6 mm cada 250 mm.
g) Las losas de viguetas deberán tener una dimensión máxima de 6 x 6 m^2.
h) Las losas de viguetas deberán contar con rigidizadores perpendiculares a las viguetas cada 2 m.
i) La separación entre ejes de viguetas debe ser como máximo el doble de la altura de la losa.
j) La losa de viguetas deberá ser hormigonada simultáneamente con las vigas de apoyo directo e indirecto.
k) Si las viguetas están *simplemente apoyadas* sobre las vigas, entonces no se debe tomar en cuenta la contribución de este tipo de losa a la rigidez lateral de la estructura y tampoco esta losa define un diafragma rígido.

Artículo 11 Modelos estructurales

P I Masas para el análisis sísmico

Para el cálculo de la masa sísmica se debe considerar la totalidad de las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no podrá ser inferior al 25 % en construcciones destinadas a uso privado o al uso público donde no es usual la aglomeración de personas o mobiliarios, ni menor a un 50 % en construcciones donde es usual esa aglomeración. En almacenes se recomienda usar el 80 % de la sobrecarga de uso y en tanques o silos se debe considerar el 100 %.

BORRADOR

P II Diafragmas de piso

1.

Se debe verificar que los diafragmas tienen la rigidez y la resistencia suficiente para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos o subestructuras verticales resistentes, entonces se puede utilizar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma. Si existen dudas sobre la rigidez del diafragma, se debe tomar en cuenta su flexibilidad agregando los grados de libertad que sean necesarios o introduciendo separaciones estructurales. Del mismo modo, se puede incorporar la rigidez a flexión y corte de otro tipo de elementos de piso si se considera que a través de ellos se produce un incremento de rigidez por acoplamiento que modifica los parámetros vibratorios de la estructura, la distribución y magnitud de los esfuerzos sísmicos en los planos o subestructuras verticales resistentes.

2.

Los edificios de planta irregular (en H, L, T, U, etc.) podrán proyectarse como una sola estructura, cuando los diafragmas se calculen y construyan de modo que la obra se comporte durante los sismos como un solo conjunto. En caso contrario, cada cuerpo deberá proyectarse como una estructura separada, respetando lo dispuesto en la sección **Artículo 15**.

3.

Si el edificio de planta irregular se proyecta como una sola estructura, deberá ponerse especial cuidado en el diseño de las uniones entre las distintas partes que forman la planta.

4.

En los niveles donde haya discontinuidad de rigideces en los planos resistentes u otras subestructuras verticales, debe verificarse que el diafragma sea capaz de redistribuir las fuerzas.

P III Compatibilidad de deformaciones horizontales

1.

En los edificios con diafragmas horizontales, los métodos de análisis deben satisfacer las condiciones de compatibilidad de los desplazamientos horizontales de las subestructuras verticales y de los diafragmas horizontales. Estas condiciones deben cumplirse en todos los niveles en que existan diafragmas.

P IV

En los pisos sin diafragma rígido los elementos resistentes deben calcularse con las fuerzas horizontales que inciden directamente sobre ellos.

BORRADOR

Artículo 12 Acciones sísmicas sobre la estructura

P I Efectos direccionales

La acción sísmica debe ser orientada en las direcciones más desfavorables para el diseño.

Opciones: Los efectos ortogonales deben considerarse según las opciones siguientes:

1. *Opción 1:* *Caso 1: 100 % Sismo X + 30 % Sismo Y*
   Caso 2: 30 % Sismo X + 100 % Sismo Y

El diseño estructural será realizado con la envolvente de ambos casos.

2. *Opción 2:* *SRSS:* $\sqrt{(100\ \%\ Sismo\ X)^2 + (100\ \%\ Sismo\ Y)^2}$

P II Acciones verticales

Adicionalmente se deben considerar las solicitaciones sísmicas verticales en toda la estructura. Se recomienda utilizar como mínimo el 20% de la aceleración horizontal.

Se deben considerar simultáneamente los efectos del sismo vertical y horizontal en la dirección más desfavorable.

Nota (Recomendación): Las marquesinas, balcones, aleros y otros elementos vulnerables a la acción vertical del sismo deben diseñarse para una acción vertical igual a las cargas permanentes más la totalidad de la sobrecarga de uso aumentadas ambas en un 30 %.

Debe tenerse especial cuidado con el diseño de elementos pretensados, en los cuales la acción sísmica puede producir inversiones de esfuerzos en la estructura.

Artículo 13 Desplazamientos por efecto sísmico

P I Desplazamientos y deriva

Los desplazamientos horizontales y rotaciones de los diafragmas de piso deben calcularse para las acciones sísmicas de diseño estipuladas en el presente Capítulo y siguiendo los métodos de análisis sísmico del **Capítulo 7**, incluyendo el efecto de la torsión accidental.

Los desplazamientos laterales debidos al efecto sísmico se obtienen mediante.

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \qquad (6\text{-}1)$$

C_d = Factor de amplificación de desplazamientos.
δ_{xe} = Desplazamiento determinado por el análisis elástico.
I_e = Factor de importancia.

La *deriva*, relación entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso y la altura de piso, no debe ser mayor a la especificada en la ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**1**.

BORRADOR

Máxima deriva de piso $\Delta_i = \boldsymbol{\delta_i / h_i}$

Los valores máximos de deriva indicados en la ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**1** serán reducidos en función de las irregularidades que tenga la estructura.

Artículo 14 Factores de irregularidad

Los factores de irregularidad en altura I_a y en planta I_p consideran la menor capacidad de disipación de energía que tienen las estructuras que no son regulares.

Los valores de distorsión de la ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**1**, deberán ser multiplicados por el Factor de Irregularidad Total (FIT).

Para estructuras que no presentan las irregularidades descritas en la ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**2** y ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**3**, el FIT será igual a la unidad.

Cuando la estructura contenga una o más irregularidades de la ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**2** y ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**3**, el FIT deberá ser calculado de la siguiente manera:

$$\text{FIT} = 1 - \sum I_a - \sum I_p \qquad (6\text{-}2)$$

Nota: El FIT no precisa ser menor a 0.50.

BORRADOR

Tabla 5-2

Irregularidades en altura y factores de irregularidad I_a

Irregularidades estructurales en altura	I_a
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80 % de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa, ambos evaluados para la misma condición de carga. **Irregularidades de Resistencia - Piso Débil** Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia de entrepiso inmediato superior.	0.15
Irregularidad Extrema de Rigidez Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70 % de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa, ambos evaluados para la misma condición de carga. **Irregularidad Extrema de Resistencia** Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	0.20
Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso determinado según la sección **P I**, es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0.05
Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0.05
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0.20
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior supere el 25 % de la fuerza cortante total.	0.30

BORRADOR

Tabla 5-3

Irregularidades en planta y factores de irregularidad I_p

Irregularidades estructurales en planta	I_p
Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{máx}$) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..	0.15
Irregularidad Torsional Extrema Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{máx}$) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}) Este criterio solo se aplica en edificios con diafragma rígido y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..	0.20
Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0.05
Discontinuidad del diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidades cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0.05
Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30 % ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante de piso.	0.05

P I Consideraciones en estructuras de hormigón armado

Para la aplicación de esta Norma, en el cálculo de las derivas se pueden utilizar secciones brutas sin considerar fisuramiento, ni la contribución de la armadura de refuerzo en la evaluación de los momentos de inercia.

BORRADOR

La (NB 1225001) indica el uso de momentos de inercia *modificados* en los elementos estructurales, pero para efectos de esta Norma se pueden utilizar los momentos de inercia *sin modificar*.

El módulo de elasticidad referencial en MPa es de:

$$E_c = 3830\sqrt{f_c'} \qquad (6\text{-}3)$$

Pero se recomienda realizar estudios en cada región para determinar de mejor manera este valor.

Para efectos de esta Norma la resistencia f'_c mínima debe ser de 21 MPa, pero se recomienda utilizar 25 MPa.

Artículo 15 Separaciones entre edificios o cuerpos de edificios

En edificios o en bloques de un mismo edificio que no se diseñen, ni construyan como unidos o interconectados, debe adoptarse la siguiente disposición para permitir su movimiento relativo debido a fuerzas laterales.

P I Separación entre estructuras

Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia mínima de:

1. ***Caso 1.*** *Terreno con edificaciones vecinas existentes o bloques de un mismo edificio, 100 mm.*

   Si el desplazamiento lateral calculado con la ecuación **(6-1)** es mayor que este límite, rige el desplazamiento calculado.

2. ***Caso 2.*** *Terreno sin edificaciones vecinas, 50 mm.*

   Si el desplazamiento lateral calculado con la ecuación **(6-1)** es mayor que este límite, rige el desplazamiento calculado.

Este control deberá realizarse a partir de los 8 m de altura del edificio en el caso de estar *pareado*.

Se admitirá que se cumple con las condiciones de la sección **P I** cuando las separaciones al nivel de cada piso las satisfagan.

P II Separaciones entre fundaciones

Las separaciones entre edificios o entre cuerpos de un mismo edifico no son aplicables a las fundaciones, a menos que el proyecto estructural así lo establezca. Los espacios de separación deben quedar libres de escombros y deben permitir movimientos relativos en cualquier dirección. Los elementos de protección de las separaciones deben asegurar la disposición anterior, sin transmitir entre los edificios o partes de edificios adyacentes, fuerzas cuya magnitud sea considerable.

BORRADOR

Artículo 16 Planos y memoria cálculo

P I Planos

Los planos de estructuras deben especificar:

- Calidad de los materiales considerados en el proyecto.
- Ubicación de la obra a la cual corresponde y la aceleración máxima del terreno S_0.
- El tipo de suelo de fundación (**Tabla 3-2-1**).

P II Memoria de cálculo

La memoria de cálculo debe contener los antecedentes siguientes:

a) Descripción del sistema sismorresistente.
b) Descripción del método de análisis sísmico, identificando los parámetros utilizados para determinar la solicitación sísmica.
c) Forma en que se han considerado los tabiques divisorios en el análisis y en el diseño.
d) Resultados principales del análisis (períodos fundamentales, corte basal en cada dirección de análisis, deformaciones máximas absolutas y de entrepiso, verificación del cumplimiento de la distorsión sísmica, etc.).

BORRADOR

Página intencionalmente en blanco

BORRADOR

Capítulo 6 Espectros de respuesta y de diseño

Artículo 17 Espectro de diseño

El *espectro de diseño* S_a, es el espectro elástico afectado por los factores, de reducción R, de importancia I_e y de topografía τ, definido por:

$$S_a = \frac{I_e \cdot S_{ae} \cdot \tau}{R} \qquad (7\text{-}1)$$

S_{ae} = Espectro elástico de pseudoaceleraciones definido en la **Tabla 7-1**.

Artículo 18 Espectro de respuesta

Para la parametrización del espectro (**Figura 7-1**), se emplearán las ecuaciones de las tablas **7-1** y **7-2**, ramas y periodos de regiones, respectivamente. El desglose completo se encuentra detallado en el **Anexo II.**

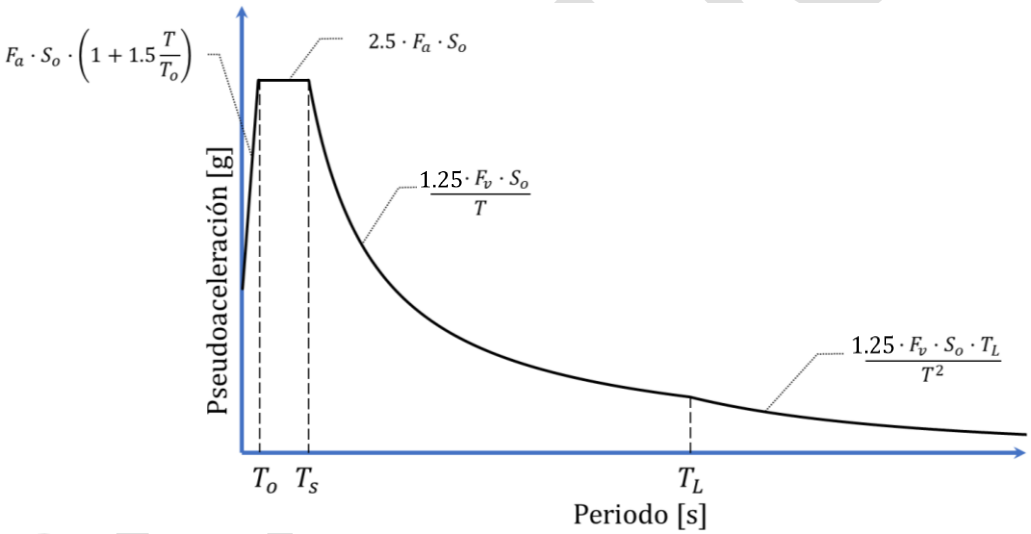


Figura 7-1. Espectro elástico de pseudoaceleración en unidades de *g*.

Tabla 7-1

Parametrización del espectro elástico de pseudoaceleración

Rama	Pseudoaceleración (S_{ae})
$T < T_0$	$F_a \cdot S_0 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{T}{T_0}\right)$
$T_0 \leq T \leq T_s$	$2.5 \cdot F_a \cdot S_0$
$T_0 \leq T \leq T_L$	$\frac{1.25 \cdot F_v \cdot S_0}{T}$
$T_L < T$	$\frac{1.25 \cdot F_v \cdot S_0 \cdot T_L}{T^2}$

Tabla 7-2

Periodos límite inicial, corto y largo

T_0	T_S	T_L
$0.15 \cdot \frac{F_v}{F_a}$	$0.5 \cdot \frac{F_v}{F_a}$	$4 \cdot \frac{F_v}{F_a}$

Artículo 19 Analogía con la norma (ASCE/SEI 7, 2016)

Según la norma ASCE/SEI 7 los factores F_a y F_v están determinados para distintas magnitudes de aceleración máxima de respuesta espectral tanto para periodos cortos S_S, como para periodos de un segundo S_1. En la citada norma, de manera directa se proporcionan mapas con los valores S_S y S_1.

Al no disponer de los valores S_S ni S_1 en el país y contando solo con aceleraciones del suelo S_0 correspondientes a la amenaza sísmica, se han deducido las siguientes correlaciones entre S_0, S_S [ecuación **(7-2)**] y S_1 [ecuación **(7-3)**].

$$S_S = \frac{3}{2} \cdot \frac{S_{DS}}{F_a}$$

$$S_1 = \frac{3}{2} \cdot \frac{S_{D1}}{F_v}$$

Del espectro propuesto, se tiene que:

$$S_{DS} = 2.5 \cdot F_a \cdot S_0$$

$$S_{D1} = 1.5 \cdot F_v \cdot S_0$$

Por lo tanto, para el espectro único disponible, se tiene que:

$$S_S = \frac{15}{4} \cdot S_0 \qquad (7\text{-}2)$$

$$S_1 = \frac{9}{4} \cdot S_0 \qquad (7\text{-}3)$$

En la **Tabla IV-3** y **Tabla IV-** se muestra F_a y F_v en función de S_0, que está dada por la aceleración máxima del suelo proporcionado por el mapa de amenaza sísmica uniforme del Observatorio San Calixto que se muestra en la **Figura II-3**. Se proporcionan estas expresiones ya que permiten al usuario de la Norma, utilizar los capítulos de la normativa (ASCE/SEI 7, 2016) en casos y situaciones que no estén contemplados.

Artículo 20 Tablas de F_a y F_v en función de la aceleración máxima del suelo (PGA)

Los efectos del tipo de suelo en la acción sísmica se pueden considerar a partir de la aplicación de los factores F_a y F_v en función de la aceleración máxima del suelo PGA (S_0).

BORRADOR

Tabla IV-3

Coeficiente de sitio de periodo corto F_a

Tipo de suelo	S_0					
	< 0.067	**0.133**	**0.2**	**0.267**	**0.333**	**> 0.4**
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
S2	1.3	1.3	1.2	1.1	1.1	1.1
S3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.1	1.1
S4	2.4	1.7	1.3	1.2	1.2	1.2

Nota: Se permite interpolación lineal para valores intermedios.

Tabla IV-4

Coeficiente de sitio de periodo largo F_v

Tipo de suelo	S_0					
	< 0.053	**0.107**	**0.160**	**0.213**	**0.267**	**> 0.320**
S0	0.64	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.64	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
S2	1.2	1.3	1.5	1.5	1.5	1.4
S3	2.0	2.0	2.0	1.9	1.8	1.7
S4	3.5	3	2.8	2.4	2.4	2.4

Nota: Se permite interpolación lineal para valores intermedios.

BORRADOR

Página intencionalmente en blanco

BORRADOR

Capítulo 7 Métodos de análisis sísmico

Artículo 21 Análisis estático

El método de análisis estático solo puede usarse en los siguientes casos:

1. *En zonas sísmicas con $S_0 \leq 0.10$.*
2. *Estructuras sin irregularidades y que no excedan los 30 m de altura.*

En el método de análisis, la acción sísmica se asimila a un sistema de fuerzas cuyos efectos se calculan siguiendo los procedimientos de la estática.

P I Fuerza de corte basal

La fuerza de corte basal *V* está dada por:

$$V = C_s \cdot W$$

donde C_s es el coeficiente de respuesta sísmica igual a:

$$C_s = \frac{2.5 \cdot F_a \cdot S_0}{\left(R/I_e\right)}$$

W = Peso sísmico efectivo.

El valor calculado del coeficiente de respuesta sísmica no debe exceder:

$$C_s = \frac{1.25 \cdot F_v \cdot S_0}{T \cdot \left(R/I_e\right)} \quad \text{para} \quad T \leq T_L$$

$$C_s = \frac{1.25 \cdot F_v \cdot S_0 \cdot T_L}{T^2 \cdot \left(R/I_e\right)} \quad \text{para} \quad T > T_L$$

y tampoco debe ser menor a:

$$C_s = 0.11 \cdot F_a \cdot S_0 \cdot I_e \geq 0.01$$

adicionalmente, para estructuras localizadas donde S_0 es mayor a 0.32, C_s no debe ser menor que:

$$C_s = \frac{15 \cdot S_0}{16 \cdot \left(R/I_e\right)}$$

BORRADOR

P II Periodo fundamental de la estructura

El periodo fundamental de la estructura T en la dirección bajo consideración será establecido usando un análisis debidamente justificado que tome en cuenta las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes. El periodo fundamental T no debe ser mayor al producto del coeficiente C_u y el periodo fundamental aproximado T_a. Como una alternativa al análisis para la determinación del periodo fundamental, se permitirá usar directamente el periodo fundamental aproximado T_a.

Tabla 7-1

Coeficiente C_u

$F_v \cdot S_0$	C_u
≥ 0.32	1.4
0.24	1.4
0.16	1.5
0.12	1.6
≤ 0.08	1.7

P III Periodo fundamental aproximado

El periodo fundamental aproximado T_a puede ser calculado con la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x$$

donde h_n es la altura de la estructura y los coeficientes C_t y x se encuentran en la **Tabla 7-2**.

Tabla 7-2

Coeficientes C_t y x

Tipo de estructura	C_t	x
Pórticos resistentes a momentos en los que los pórticos resisten el 100% de la fuerza sísmica y que no estén ligados a componentes rígidos que impidan o restrinjan su desplazamiento lateral.		
• Pórticos de acero resistentes a momentos.	0.0724	0.80
• Pórticos de hormigón resistentes a momentos.	0.0466	0.90
Pórticos de acero arriostrados excéntricamente.	0.0731	0.75
Pórticos de acero arriostrados con pandeo restringido.	0.0731	0.75
Otros sistemas estructurales.	0.0488	0.75

Alternativamente, para estructuras de hasta 12 pisos, en que cada piso tiene una altura de por lo menos 3 metros y cuando el sistema resistente de las fuerzas sísmicas consiste solamente en pórticos resistentes a momentos de hormigón o acero, se puede calcular el periodo fundamental aproximado T_a, en segundos, con la siguiente ecuación:

BORRADOR

$$T_a = 0.10 \cdot N$$

siendo *N* es el número de pisos.

El periodo fundamental aproximado T_a para mampostería o para muros de cortante de hormigón en estructuras de hasta 36 metros de altura, puede ser calculado con la siguiente expresión:

$$T_a = \frac{0.00058}{\sqrt{C_w}} \cdot h_n$$

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{x} \frac{A_i}{[1 + 0.83 \cdot (h_n/D_i)^2]}$$

A_B = Área de la base de la estructura (m^2).
A_i = Área del alma del muro de cortante *i* (m^2).
D_i = Longitud del muro de cortante *i* (m).
x = Número de muros de cortante en el edificio que resisten las fuerzas laterales en la dirección bajo consideración.

P IV Distribución vertical de las fuerzas sísmicas

La fuerza sísmica lateral F_x, inducida en cualquier nivel será determinada con la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i \cdot h_i^k}$$

V = Fuerza lateral total de diseño o cortante basal de la estructura.
w_i y w_x = Porción del peso sísmico efectivo de la estructura *W*, localizado o asignado al nivel *i* o *x*.
h_i y h_x = Altura desde la base al nivel *i* o *x*.
k = Exponente relacionado al periodo de la estructura.

$$k = 1 \quad \text{para} \quad T \leq 0.5\ s$$

$$k = 2 \quad \text{para} \quad T \geq 2.5\ s$$

Para estructuras que tienen un periodo entre 0.50 y 2.50 segundos, el valor de *k* debe ser interpolado entre 1 y 2.

BORRADOR

P V Distribución de fuerzas horizontales

El cortante de diseño sísmico en cualquier piso V_x será determinado según la siguiente ecuación:

$$V_x = \sum_{i=x}^{n} F_i$$

F_i es la porción de cortante sísmico basal inducido en el nivel i.

El cortante de diseño sísmico en cada piso V_x será distribuido a los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas del piso en consideración, basándose en la rigidez lateral relativa de los elementos verticales resistentes y del diafragma.

P VI Torsión inherente

Para diafragmas rígidos la distribución de fuerzas laterales debe considerar el efecto del momento torsional inherente M_t que resulta de la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez. Para diafragmas flexibles, la distribución de fuerzas a los elementos verticales debe tomar en cuenta la posición y distribución de las masas soportadas.

P VII Torsión accidental

Cuando los diafragmas son rígidos el diseño debe incluir el momento torsional inherente M_t resultante de la distribución de las masas de la estructura más el momento torsional accidental M_{ta} causado por un desplazamiento asumido del centro de masa a cada lado de su ubicación, se asume que este desplazamiento es igual al 5% de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas.

Cuando las fuerzas producidas por el sismo son aplicadas de forma concurrente en las dos direcciones ortogonales, el desplazamiento del centro de masa no necesita ser aplicado en ambas direcciones ortogonales al mismo tiempo, pero será aplicado en la dirección que produce el efecto más desfavorable.

P VIII Resistencia al vuelco

La estructura será diseñada para resistir los efectos de vuelco causados por las fuerzas sísmicas determinadas en el **Capítulo 5**.

P IX Determinación de la deriva de piso

La deriva de piso Δ_i, será calculada como la diferencia de los desplazamientos en los centros de masa superior e inferior del piso en consideración dividida entre la altura del piso. Cuando los centros de masa no están alineados verticalmente, se permite calcular el desplazamiento inferior del piso basado en la proyección vertical del centro de masa superior.

Para estructuras que tienen irregularidad torsional, la deriva de piso será calculada como la mayor diferencia en desplazamientos de puntos alineados verticalmente en la parte superior e inferior del piso bajo consideración, a lo largo de cualquier borde de la estructura.

BORRADOR

El desplazamiento δ_x en el nivel *x*, usado para el cálculo de la deriva de piso Δ_i, será determinado según la siguiente ecuación:

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \qquad \text{(IV-2)}$$

C_d = Factor de amplificación de desplazamientos.
δ_{xe} = Desplazamiento determinado por el análisis elástico.
I_e = Factor de importancia.

P X Cortante basal mínimo para el cálculo de derivas de piso

El análisis elástico del sistema resistente a fuerzas sísmicas para el cálculo de las derivas deberá realizarse usando las fuerzas sísmicas de diseño prescritas en el **Capítulo 5**.

La ecuación

$$C_s = 0.11 \cdot F_a \cdot S_0 \cdot I_e \geq 0.01$$

no necesita ser considerada para el cálculo de las derivas.

P XI Periodo para el cálculo de las derivas de piso

Se permite determinar el desplazamiento elástico (δ_{xe}) usando las fuerzas de diseño sísmico basadas en periodo fundamental calculado de la estructura sin considerar el límite superior $C_u \cdot T_a$.

P XII Efectos P-Delta

Los efectos P-Delta en cortantes y momentos de piso, así como las derivas de piso inducidas por estos efectos, no necesitan ser considerados cuando el coeficiente de estabilidad (θ), determinado por la siguiente ecuación, es igual o menor que 0.10.

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d}$$

P_x = Carga de diseño vertical total en *y* por encima del nivel *x*, para su cálculo los factores de carga individuales no necesitan ser mayores a 1.
V_x = Fuerza cortante sísmica actuando entre los niveles *x* y *x*-1.
h_{sx} = Altura de piso por debajo del nivel *x*.

El coeficiente de estabilidad no debe ser mayor que:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta \cdot C_d} \leq 0.25$$

Siendo β la relación entre la demanda y la capacidad a cortante para el piso entre los niveles *x* y *x*-1. Conservadoramente, esta relación puede tomarse igual a 1.

BORRADOR

Cuando el coeficiente de estabilidad es mayor a 0.10 pero menor o igual a $\theta_{máx}$, el incremento relacionado a los efectos P-Delta sobre los desplazamientos y fuerzas será determinado por un análisis racional. Alternativamente, se permite multiplicar los desplazamientos y fuerzas por $1/(1-\theta)$.

Cuando θ es mayor que $\theta_{máx}$, la estructura es potencialmente inestable y debe ser rediseñada.

Cuando los efectos P-Delta son incluidos en un análisis automático, la ecuación:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta \cdot C_d} \leq 0.25$$

debe ser satisfecha, sin embargo, cuando se usan los resultados del análisis P-Delta, el valor de θ calculado según:

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d}$$

Puede dividirse por $(1-\theta)$ antes de ser comparada con $\theta_{máx}$.

Artículo 22 Análisis modal espectral

P I Número de modos

Se realizará un análisis dinámico para determinar los modos y periodos naturales de vibración de la estructura. El análisis incluirá el número suficiente de modos de vibración de manera que se alcance por lo menos la participación modal del 90 % de la masa sísmica en cada dirección horizontal ortogonal.

P II Parámetros de respuesta modal

El valor de cada parámetro de diseño de interés, incluyendo derivas de piso, reacciones en apoyos y fuerzas en elementos individuales para cada modo de respuesta, serán calculados usando las propiedades de cada modo y el espectro de respuesta definido en el **Capítulo 6** dividido por la cantidad R/I_e. El valor de los desplazamientos y de las derivas deberá ser multiplicado por C_d/I_e.

P III Parámetros de respuesta combinada

El valor de cada parámetro de interés calculado para los distintos modos deberá ser combinado utilizando el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de Cuadrados (SRSS), el método de Combinación Cuadrática Completa (CQC), el método de Combinación Cuadrática Completa modificado por el (ASCE 4, 1998) (CQC-4), o cualquier procedimiento equivalente justificado. Para aquellos casos, en los que modos próximos tengan correlación cruzada significativa en la respuesta traslacional o torsional, se deberá utilizar el método CQC o el CQC-4.

BORRADOR

P IV Valores del cortante basal modal y cortante estático

Deberá calcularse un cortante basal *modal* V_t mediante las combinaciones modales en cada una de las direcciones horizontales ortogonales. También deberá calcularse un cortante basal *estático* V en cada una de las direcciones horizontales ortogonales usando el periodo fundamental T y los procedimientos descritos en el Método Estático de la sección **Artículo 21**.

P V Escalado de fuerzas

Cuando la respuesta combinada para el cortante basal modal V_t, resulte menor que el 65 % del cortante basal V calculado según lo indicado en la sección **P I1**, debe realizarse una corrección modificando el valor de R, de la siguiente manera:

$$R^* = R \cdot \frac{V_t}{V \cdot 0.65}$$

P VI Escalado de derivas

Solo se considerará el escalado de derivas para estructuras localizadas donde $S_0 > 0.32$, en este caso el coeficiente basal del método estático debe ser

$$C_s = \frac{15 \cdot S_0}{16 \cdot \left({}^{R}/_{I_e}\right)}$$

Y cuando el cortante basal combinado del método modal V_t es menor a $C_s \cdot W$, las derivas deben ser amplificadas adicionalmente por:

$$\frac{C_s \cdot W}{V_t}$$

P VII Amplificación por torsión accidental

La distribución del cortante horizontal deberá estar en concordancia con el procedimiento de distribución del método de fuerza lateral equivalente (sección **P V5**), excepto que la amplificación por torsión no sea requerida donde los efectos de torsión accidental son incluidos en el modelo de análisis dinámico.

P VIII Efectos P-Delta

Los efectos P-Delta deberán ser determinados en concordancia con la sección **P XII2** del método estático. El cortante basal utilizado para determinar los cortantes por piso y las derivas de piso deberá ser determinado en concordancia con la sección **Artículo 21**.

P IX Interacción suelo-estructura

Las solicitaciones transferidas al suelo por las fundaciones pueden suponer que la estructura esta empotrada en la base o alternativamente considerar la flexibilidad del sistema de fundación acorde al **Capítulo 8**.

BORRADOR

P X Modelado de la estructura

La estructura debe ser modelada en tres dimensiones (3D). El modelo debe incluir la rigidez y resistencia de todos los elementos significativos para la distribución de fuerzas y deformaciones en la estructura, representando la distribución espacial de masa y rigidez a través de la estructura. En el caso de entrepisos que se consideren como diafragma rígido, por lo menos tres grados de libertad deben ser usados en cada piso, dos grados de libertad horizontales ortogonales y un grado de libertad rotacional con eje vertical.

Cuando el diafragma de piso no es rígido, el modelo debe representar la rigidez del diafragma en la respuesta dinámica de la estructura.

Artículo 23 Análisis lineal tiempo–historia

P I Requerimientos generales

El análisis lineal tiempo-historia consiste en el análisis de un modelo matemático lineal de la estructura, que determina su respuesta ante varios registros de aceleración, a través de métodos de integración numérica. Los registros de aceleración deben ser compatibles con el espectro de respuesta de diseño del lugar de emplazamiento de la obra.

P II Requerimientos generales para el modelado

El modelo matemático de la estructura debe cumplir con lo especificado en la sección **P VIII**.

1. *Efectos P-Delta*

El modelo matemático debe incluir los efectos P-Delta y se debe respetar el límite para el coeficiente de estabilidad θ.

2. *Torsión accidental*

La torsión accidental requerida por la sección **P VII7** debe ser incluida, desplazando el centro de masa a cada lado de su ubicación una distancia igual a 5 % de la dimensión horizontal de la estructura en el piso considerado perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas.

3. *Modelado de la fundación*

Cuando la flexibilidad del sistema suelo–fundación es considerada, el comportamiento lineal carga versus deformación de la fundación será representado por una rigidez lineal equivalente calculada con las propiedades del suelo que son compatibles con los niveles de deformación asociados con el movimiento sísmico de diseño. El módulo de cortante compatible con las deformaciones G y la velocidad de onda de corte compatible con las deformaciones asociada V_s necesarias para el cálculo de la rigidez lineal equivalente, serán determinadas usando los criterios del **Capítulo 8** o basado en un estudio de sitio específico.

Para el análisis sísmico se puede utilizar los apoyos elásticos definidos en el **Capítulo 8**, para obtener los valores máximos de la respuesta, se debe considerar dos maneras:

BORRADOR

a) Incremento del 50% de los valores de los apoyos elásticos.
b) Decremento del 50% de los valores de los apoyos elásticos.

A menos que variaciones menores puedan ser justificadas basadas en mediciones de campo de las propiedades dinámicas del suelo o en mediciones directas de la rigidez dinámica del sistema suelo-fundación.

Los valores máximos de la respuesta serán usados en el diseño.

4. Número de modos en el análisis tiempo–historia de respuesta modal

El número de modos que deben ser considerados en el análisis están indicados en la sección **P I**.

5. Amortiguamiento

El amortiguamiento lineal viscoso crítico no debe exceder el 5% para modos con un periodo de vibración mayor o igual a $T_{inferior}$.

$T_{inferior}$ es el periodo de vibración para el que se tiene el 90% de participación de masa modal acumulada en cada una de las direcciones ortogonales de respuesta. El modelo matemático usado para calcular $T_{inferior}$ no debe incluir la torsión accidental, pero sí los efectos P-Delta.

P III Selección y modificación de los registros de aceleración

Los registros de aceleración del suelo usados para el análisis, consistirán en un mínimo de tres pares de registros de aceleraciones ortogonales compatibles con el espectro de respuesta, derivados artificialmente o de registros de eventos sísmicos.

1. Procedimiento para compatibilizar registros.

Los registros de cada componente de aceleración del suelo deben ser compatibilizados dentro del rango de periodos $0.8 \cdot T_{inferior}$ y $1.2 \cdot T_{superior}$.

$T_{superior}$ es el mayor periodo fundamental de vibración de las dos direcciones ortogonales, el modelo matemático usado para calcular $T_{superior}$ no debe incluir la torsión accidental, pero sí los efectos P-Delta. En este rango de periodos y en cada dirección de respuesta, el promedio de las ordenadas de pseudoaceleración para 5 % de amortiguamiento calculadas usando los registros de aceleración compatibilizados, no debe exceder ni ser menor al espectro de respuesta por más del 10 %.

P IV Aplicación de los registros de aceleración

Dos direcciones ortogonales designadas por *X* e *Y* serán seleccionadas para todos los análisis de respuesta tiempo-historia. Los registros de aceleración serán aplicados independientemente en las direcciones *X* e *Y*.

BORRADOR

P V Modificación de la respuesta para el diseño

1. Cálculo del máximo cortante basal elástico e inelástico

Para cada par de registros de aceleración analizados, serán determinados cortantes basales elásticos máximos, V_{EX} y V_{EY}, en las direcciones *X* e *Y*, respectivamente. El modelo matemático usado para calcular el cortante basal elástico máximo no debe incluir la torsión accidental.

Para cada par de registros de aceleración analizados, serán determinados cortantes basales inelásticos máximos, V_{IX} y V_{IY}, en las direcciones *X* e *Y*, respectivamente, calculados según:

$$V_{IX} = \frac{V_{EX} \cdot I_e}{R_X}$$

$$V_{IY} = \frac{V_{EY} \cdot I_e}{R_Y}$$

donde R_X y R_Y son los coeficientes de modificación de respuesta para las direcciones *X* e *Y*, respectivamente.

2. Cálculo del factor de escala del cortante basal

Los cortantes basales de diseño V_X y V_Y, se calculan según la sección **P I**, para las direcciones *X* e *Y*, respectivamente. Para cada par de registros de aceleraciones, los factores de escala del cortante basal en cada dirección se determinan con las siguientes ecuaciones:

$$\eta_X = \frac{V_X}{V_{IX}} \geq 1.0$$

$$\eta_Y = \frac{V_Y}{V_{IY}} \geq 1.0$$

3. Cálculo de las fuerzas combinadas

Para la respuesta en cada dirección y para cada par de registros de aceleración analizado, las fuerzas combinadas serán determinadas como sigue:

a) La fuerza combinada en la dirección *X* será determinada como $I_e \cdot \eta_x / R_x$ multiplicado por la fuerza de la respuesta elástica calculada en la dirección *X*, usando el modelo matemático con torsión accidental (cuando sea requerido) más $I_e \cdot \eta_y / R_y$ multiplicado por la fuerza de la respuesta elástica calculada en la dirección *Y* usando el modelo matemático sin torsión accidental.

b) La fuerza combinada en la dirección *Y* será determinada como $I_e \cdot \eta_y / R_y$ multiplicado por la fuerza de la respuesta elástica calculada en la dirección *Y*, usando el modelo matemático con torsión accidental (cuando sea requerido) más $I_e \cdot \eta_x / R_x$ multiplicado por la fuerza de la respuesta elástica calculada en la dirección *X* usando el modelo matemático sin torsión accidental.

BORRADOR

4. Cálculo de los desplazamientos combinados

Factores de modificación de desplazamientos C_{dX} y C_{dY} deben ser asignados en las direcciones *X* e *Y*, respectivamente. Para la respuesta en cada dirección y para cada par de registros de aceleración analizado, los desplazamientos combinados serán determinados como sigue:

1) El desplazamiento combinado en la dirección *X* será determinado como $\eta_x C_{dX}/R_X$ multiplicado por el desplazamiento de la respuesta elástica calculado en la dirección *X*, usando el modelo matemático con torsión accidental (cuando sea requerido) más $\eta_Y C_{dY}/R_Y$ multiplicado por el desplazamiento de la respuesta elástica calculado en la dirección *Y*, usando el modelo matemático sin torsión accidental.
2) El desplazamiento combinado en la dirección *Y* será determinado como $\eta_Y C_{dY}/R_Y$ multiplicado por el desplazamiento de la respuesta elástica calculado en la dirección *Y*, usando el modelo matemático con torsión accidental (cuando sea requerido) más $\eta_x C_{dX}/R_X$ multiplicado por el desplazamiento de la respuesta elástica calculado en la dirección *X*, usando el modelo matemático sin torsión accidental.

Cuando $S_0 \geq 0.32$, los factores η_x o η_Y pueden asumirse iguales a 1 para el cálculo de los desplazamientos combinados.

P VI Envolvente de fuerzas

Las fuerzas de diseño serán tomadas de la envolvente de las fuerzas combinadas, calculadas en ambas direcciones ortogonales y para todos los pares de registros de aceleración considerados.

P VII Envolvente de desplazamientos

Las derivas de piso serán determinadas para cada par de registros de aceleración y en cada dirección ortogonal, usando los desplazamientos combinados definidos en la sección **4**. Para los efectos de cumplir con la deriva máxima, se debe usar la envolvente de las derivas de piso calculadas en ambas direcciones ortogonales y para todos los pares de registros de aceleraciones.

BORRADOR

Página intencionalmente en blanco

BORRADOR

Capítulo 8 Fundaciones e interacción suelo-estructura

Artículo 24 Base de diseño

Las fundaciones serán diseñadas para resistir las cargas aplicadas y las fuerzas desarrolladas por los desplazamientos producidos por la acción sísmica de manera eficiente. La naturaleza dinámica de las fuerzas, el movimiento esperado del terreno, las bases de diseño para la resistencia y capacidad de disipación de energía de la estructura, además de las propiedades dinámicas del suelo deben incluirse en la determinación del criterio de diseño de la fundación.

Artículo 25 Estudio geotécnico

Se debe disponer de estudios geotécnicos completos que contrasten la realización de sondeos con toma de muestras, ensayos de laboratorio, pruebas de campo y estudios geofísicos, que permitan establecer valores adecuados de los parámetros geotécnicos requeridos para el diseño, siendo esto particularmente importante si están presentes suelos tipo S5.

El alcance del estudio deberá ser definido por un especialista geotécnico, considerando información sobre topografía, hidrogeología, geología, estudios previos en zonas vecinas, fotografías aéreas, imágenes satelitales y cualquier otra fuente que se considere relevante, de modo que en extensión y profundidad puedan caracterizarse adecuadamente cada uno de los estratos que se vean influidos por la acción de las estructuras o afecten su respuesta.

Se debe realizar la cantidad necesaria de sondeos y ensayos para determinar la variación de los parámetros geotécnicos a lo largo de la potencia del perfil estratigráfico en términos de propiedades físicas, hidráulicas y mecánicas (resistencia y deformabilidad). Para ello debe tomarse en cuenta la importancia y la tipología de la estructura y las características geológicas del depósito del suelo.

Los ensayos de laboratorio y de campo deben ejecutarse de acuerdo con las metodologías normalizadas y reconocidas internacionalmente.

Artículo 26 Diseño de fundaciones

Las fundaciones serán diseñadas en relación a su capacidad de soporte siguiendo métodos por esfuerzos admisibles o por factores de carga y resistencia, tomando en cuenta la consideración integral de las combinaciones de carga y el método utilizado.

Se deberán cumplir las prescripciones en relación tanto al cumplimiento de los estados limites últimos, como a los estados límites de servicio, observando las recomendaciones de la normativa internacional vigente. Como referencia se recomienda el apartado 12.13 del ASCE 7-2016.

Artículo 27 Muros de contención

Los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de contención, debidos a la acción sísmica, se valuarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentran en equilibrio limite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical. La determinación de los empujes de suelo se realizará mediante métodos

BORRADOR

apropiados. Como referencia se recomienda la norma FEMA P-750/2009 NEHRP Recommended Seismic Provisions For New Buildings And Other, apartado «Evaluation Of Geologic Hazards And Determination Of Seismic Lateral Earth Pressures».

Artículo 28 Interacción suelo-estructura

Las deformaciones de la estructura durante el evento sísmico son afectadas por la interacción entre tres componentes conectados: la estructura, la fundación y el medio geológico que rodea a la fundación. El análisis sísmico considerando la interacción suelo estructura permite evaluar la respuesta de estos sistemas de forma conjunta para un movimiento específico del terreno en condiciones de campo libre.

P I Métodos de análisis que consideran la interacción suelo-estructura

Un análisis completo y riguroso debe tener en cuenta los siguientes aspectos: la naturaleza en tres dimensiones del problema, el amortiguamiento del material y por radiación del suelo, las variaciones de las propiedades del suelo con la profundidad, los efectos de embebido, los efectos de interacción suelo estructura, efectos de grupo de las fundaciones y combinaciones de cargas.

Los métodos generales que pueden ser aplicados son: El método directo y el método de la subestructura.

En el método directo el suelo y la estructura son incluidos en el mismo modelo y analizados en un solo paso. El suelo es usualmente discretizado con elementos finitos tipo sólido y la estructura con elementos tipo barra (frame), placa, cáscara y sólidos. Debido a que no se requieren artificios de superposición, se deben desarrollar verdaderos análisis no lineales. Sin embargo, los resultados de los análisis no lineales pueden ser muy sensibles a los parámetros vagamente definidos en el modelo constitutivo del suelo y el análisis puede demandar gran respaldo desde el punto de vista computacional.

En el método de la subestructura el problema de la interacción es dividido en tres partes diferentes las cuales son combinadas para formular la solución completa. La consideración de los efectos de la interacción suelo estructura requiere:

a) Una evaluación de los movimientos en campo libre del terreno y de las propiedades del suelo.
b) Una evaluación de las funciones de transferencia que permitan convertir los movimientos en campo libre en movimientos de entrada a la fundación.
c) Un análisis de respuesta del sistema combinado estructura/resorte/amortiguador con el respectivo movimiento de entrada a la fundación.

P II Método de la subestructura

Considerando la rigidez y el amortiguamiento del suelo, la interacción suelo-estructura se puede aproximar mediante apoyos elásticos que representen la rigidez traslacional y amortiguamiento a lo largo de los ejes *x*, *y* y *z*, y rigidez rotacional respecto a tales ejes, denotados como *xx*, *yy*, y *zz*.

BORRADOR

Denominando la rigidez como, k_j, el coeficiente de Poisson del suelo, v, modificadores de rigidez dinámica del suelo α_j y modificadores debido al empotramiento de la fundación n_j, se tiene:

$$k_j = K_j \cdot \alpha_j \cdot \eta_j$$

$$K_j = G \cdot B^m \cdot f\left(\frac{B}{L}\right)$$

$$\alpha_j = f\left(\frac{B}{L}, \alpha_0\right)$$

$$\eta_j = f\left(\frac{B}{L}, \frac{D}{B}, \frac{d_w}{B}, \frac{A_w}{B \cdot L}\right)$$

Donde:

B y L son la mitad de las dimensiones de la zapata ($L \geq B$).
m = 1 para traslación, m = 3 para rotación.

Los códigos (ASCE/SEI 7, 2016) y (FEMA P-750, 2009), suministran la información requerida para ajustar el módulo de corte y la velocidad de onda de corte para elevados niveles de deformación por corte. Estos valores se indican en la **Tabla 8-1**.

Tabla 8-1

Factores de reducción

Sitio	Factor de reducción (v_s/v_{s0})			Factor de reducción (G/G_0)		
	$F_a \cdot S_0$[a]			$F_a \cdot S_0$[a]		
	≤ 0.1	**0.4**	**≥ 0.8**	**≤ 0.1**	**0.4**	**≥ 0.8**
S0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
S1	1.00	0.97	0.95	1.00	0.95	0.90
S2	0.97	0.87	0.77	0.95	0.75	0.60
S3	0.95	0.71	0.32	0.90	0.50	0.10
S4	0.77	0.22	[b]	0.60	0.05	[b]
S5	[b]	[b]	[b]	[b]	[b]	[b]

Nota: Usar interpolación lineal para valores intermedios de $F_a \cdot S_0$. [a]S_0 es la aceleración máxima del suelo, [b]Debe ser evaluado con un análisis específico de sitio.

El módulo de corte máximo G_0, puede ser calculado mediante:

$$G_0 = V_s^2 \cdot \rho_s$$

V_s se obtendrá mediante mediciones geofísicas y ρ_s es la densidad del suelo.

BORRADOR

Para definir, V_s, se debe utilizar, V_{s30}. Con la finalidad de disminuir las incertidumbres, se recomienda medir las velocidades V_{s30} en campo por medios geofísicos, tales como:

a) Sísmica de refracción (ASTM D5777).
b) Análisis espectrales de ondas superficiales, ReMi.
c) Ensayos Downhole – Uphole (ASTM D7400) o Crosshole (ASTM D4428).
d) Ensayos de resonancia vertical y horizontal.
e) Cpt-u-sísmico (SCPTu) (ASTM D5768 asociado al ASTM D7400).

El módulo de corte será:

G = Factor de reducción (**Tabla 8-1**)·G_0

Para a_0 utilizar la siguiente expresión:

$$a_0 = \frac{\omega \cdot B}{V_{s\ Reducido}}$$

Donde:
$V_{s\ Reducido}$ = Factor de Reducción (**Tabla 8-1**)·V_s.
ω = Frecuencia de vibración del suelo.

A continuación, se presenta una lista de expresiones para rigideces estáticas de fundación K_j para tres grados de libertad traslacional y tres grados de libertad rotacional de zapatas rígidas rectangulares ubicadas en la superficie del terreno.

También se presentan los factores η_j, que incrementan K_j en función de la profundidad de desplante, las ecuaciones para estimar los modificadores de rigidez dinámica a_j, y las relaciones de amortiguamiento por radiación, β_j para zapatas rígidas.

Nota: Para otros tipos de fundación utilizar procedimientos similares o realizar estudios específicos.

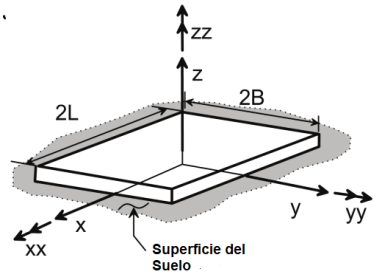
BORRADOR

Tabla 8-2

Soluciones elásticas para la rigidez de zapatas rígidas en la superficie de suelo

Grado de libertad	(Pais & Kausel, 1988)	(Gazetas, 1991), (Mylonakis, Nikolaou, & Gazetas, 2006)
Traslación a lo largo del eje z	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu}\left[3.1\left(\frac{L}{B}\right)^{0.75} + 1.6\right]$	$K_{z,sur} = \frac{2GL}{1-\nu}\left[0.73 + 1.54\left(\frac{B}{L}\right)^{0.75}\right]$
Traslación a lo largo del eje y	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[6.8\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.8\left(\frac{L}{B}\right) + 1.6\right]$	$K_{y,sur} = \frac{2GL}{2-\nu}\left[2 + 2.5\left(\frac{B}{L}\right)^{0.85}\right]$
Traslación a lo largo del eje x	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[6.8\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 2.4\right]$	$K_{x,sur} = K_{y,sur} - \frac{0.2}{0.75-\nu}GL\left(1-\frac{B}{L}\right)$
Torsión sobre el eje z	$K_{zz,sur} = GB^3\left[4.25\left(\frac{L}{B}\right)^{2.45} + 4.06\right]$	$K_{zz,sur} = GJ_t^{0.75}\left[4 + 11\left(1-\frac{B}{L}\right)^{10}\right]$
Rotación sobre el eje y	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[3.73\left(\frac{L}{B}\right)^{2.4} + 0.27\right]$	$K_{yy,sur} = \frac{G}{1-\nu}(I_y)^{0.75}\left[3\left(\frac{L}{B}\right)^{0.15}\right]$
Rotación sobre el eje x	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[3.2\left(\frac{L}{B}\right) + 0.8\right]$	$K_{xx,sur} = \frac{G}{1-\nu}(I_x)^{0.75}\left(\frac{L}{B}\right)^{0.25}\left[2.4 + 0.5\left(\frac{B}{L}\right)\right]$

Nota: Los ejes deben estar orientados de manera que: L ≥ B.
I_i = Momento de inercia del área de contacto suelo-fundación, *i* denota alrededor de que eje tomar la superficie.
$J_t = I_x + I_y$ Momento polar de inercia de la superficie de contacto suelo-fundación.
G = Módulo de corte (reducido para efectos de grandes deformaciones).



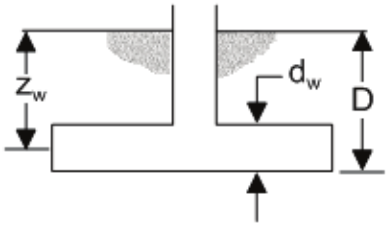
BORRADOR

Tabla 8-3

Factores de corrección para la rigidez de zapatas rígidas bajo la superficie

Grado de libertad	(Pais & Kausel, 1988)	(Gazetas, 1991), (Mylonakis, Nikolaou, & Gazetas, 2006)
Traslación a lo largo del eje z	$\eta_z = \left[1.0 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^{0.8}\right]$	$\eta_z = \left[1 + \frac{D}{21B}\left(1 + 1.3\frac{B}{L}\right)\right]\left[1 + 0.2\left(\frac{A_w}{4BL}\right)^{2/3}\right]$
Traslación a lo largo del eje y	$\eta_y = \left[1.0 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^{0.8}\right]$	$\eta_y = \left(1 + 0.15\sqrt{\frac{D}{B}}\right)\left[1 + 0.52\left(\frac{z_w A_w}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$
Traslación a lo largo del eje x	$\eta_x \approx \eta_y$	Misma ecuación que para η_y, pero el termino A_w cambia para B ≠ L.
Torsión sobre el eje z	$\eta_{zz} = \left[1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^{0.9}\right]$	$\eta_{zz} = 1 + 1.4\left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(\frac{d_w}{B}\right)^{0.9}$
Rotación sobre el eje y	$\eta_{yy} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^2\right]$	$\eta_{yy} = 1 + 0.92\left(\frac{d_w}{B}\right)^{0.6}\left[1.5 + \left(\frac{d_w}{D}\right)^{1.9}\left(\frac{B}{L}\right)^{-0.6}\right]$
Rotación sobre el eje x	$\eta_{xx} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^2\right]$	$\eta_{xx} = 1 + 1.26\frac{d_w}{B}\left[1 + \frac{d_w}{B}\left(\frac{d_w}{D}\right)^{-0.2}\sqrt{\frac{B}{L}}\right]$

Nota: d_w = Menor peralte de la zapata (zapatas tronco piramidales) o peralte de la zapata de altura constante (prisma rectangular).
z_w = Profundidad al centroide del peralte d_w
A_w = Área de contacto lateral, para una altura de contacto efectiva constante, d_w, a lo largo del perímetro
Para cada grado de libertad calcule $K_{emb} = \eta K_{sur}$



Términos de acoplamiento:

$$K_{emb,rx} = \left(\frac{D}{3}\right) K_{emb,x}$$

$$K_{emb,ry} = \left(\frac{D}{3}\right) K_{emb,y}$$

La consideración del amortiguamiento debe ser tomada con cautela, dada la sensibilidad en su evaluación con la frecuencia natural del terreno.

BORRADOR

Tabla 8-4

Modificadores de rigidez dinámica y relaciones de amortiguamiento por radiación para zapatas rígidas, adaptado por (Pais & Kausel, 1988)

Grado de libertad	Modificadores de rigidez superficial	Amortiguamiento por radiación
Traslación a lo largo del eje z	$\alpha_z = 1.0 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B}\right)a_0^2}{\left(\frac{10}{1+3(L/B-1)}\right)+a_0^2}\right]$	$\beta_z = \left[\frac{4\psi(L/B)}{(K_{z,sur}/GB)}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_z}\right]$
Traslación a lo largo del eje y	$\alpha_y = 1.0$	$\beta_y = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{y,sur}/GB)}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_y}\right]$
Traslación a lo largo del eje x	$\alpha_x = 1.0$	$\beta_x = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{x,sur}/GB)}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_x}\right]$
Torsión sobre el eje z	$\alpha_{zz} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.33 - 0.03\sqrt{L/B-1}\right)a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1+0.33(L/B-1)}\right)+a_0^2}\right]$	$\beta_{zz} = \left[\frac{(4/3)[(L/B)^3+(L/B)]a_0^2}{(K_{zz,sur}/GB^3)\left[\left(\frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}}\right)+a_0^2\right]}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}}\right]$
Rotación sobre el eje y	$\alpha_{yy} = 1.0 - \left[\frac{0.55a_0^2}{\left(0.6+\frac{1.4}{(L/B)^3}\right)+a_0^2}\right]$	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B)^3a_0^2}{(K_{yy,sur}/GB^3)\left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)}\right)+a_0^2\right]}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}}\right]$
Rotación sobre el eje x	$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{L/B-1}\right)a_0^2}{\left(2.4-\frac{0.4}{(L/B)^3}\right)+a_0^2}\right]$	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B)a_0^2}{(K_{xx,sur}/GB^3)\left[\left(2.2-\frac{0.4}{(L/B)^3}\right)+a_0^2\right]}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}}\right]$

Nota: Orientar ejes tal que: $L \geq B$.
Amortiguación histerética del suelo, β_s, es adicionada a la amortiguación de la fundación por radiación β_j.

$$a_0 = \omega B / V_{s\,Reducido}\ ;\ \psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}\ ;\ \psi \leq 2.5$$

BORRADOR

Tabla 8-5

Modificadores de rigidez dinámica y relaciones de amortiguamiento por radiación para zapatas bajo la superficie, adaptado por (Pais & Kausel, 1988)

Grado de libertad	Amortiguamiento por radiación
Traslación a lo largo del eje z	$\beta_z = \left[\frac{4[\psi(L/B) + (D/B)(1 + L/B)]}{(K_{z,emb}/GB)}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_z}\right]$
Traslación a lo largo del eje y	$\beta_y = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(1 + \psi L/B)]}{(K_{y,emb}/GB)}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_y}\right]$
Traslación a lo largo del eje x	$\beta_x = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x,emb}/GB)}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_x}\right]$
Torsión sobre el eje z	$\beta_{zz} = \left[\frac{(4/3)[3(L/B)(D/B) + \psi(L/B)^3(D/B) + 3(L/B)^2(D/B) + \psi(D/B) + (L/B)^3 + (L/B)]a_0^2}{(K_{zz,emb}/GB^3)\left[\left(\frac{1.4}{1 + 3(L/B - 1)^{0.7}}\right) + a_0^2\right]}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}}\right]$
Rotación sobre el eje y	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4/3)\left[\left(\frac{L}{B}\right)^3\left(\frac{D}{B}\right) + \psi\left(\frac{D}{B}\right)^3\left(\frac{L}{B}\right) + \left(\frac{D}{B}\right)^3 + 3\left(\frac{D}{B}\right)\left(\frac{L}{B}\right)^2 + \psi\left(\frac{L}{B}\right)^3\right]a_0^2}{(K_{yy,emb}/GB^3)\left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)}\right) + a_0^2\right]} + \frac{\left(\frac{4}{3}\right)\left(\frac{L}{B} + \psi\right)\left(\frac{D}{B}\right)^3}{(K_{yy,emb}/GB^3)}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}}\right]$
Rotación sobre el eje x	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4/3)\left[\left(\frac{D}{B}\right) + \left(\frac{D}{B}\right)^3 + \psi\left(\frac{L}{B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^3 + 3\left(\frac{D}{B}\right)\left(\frac{L}{B}\right) + \psi\left(\frac{L}{B}\right)\right]a_0^2}{(K_{xx,emb}/GB^3)\left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)}\right) + a_0^2\right]} + \frac{\left(\frac{4}{3}\right)\left(\psi\frac{L}{B} + 1\right)\left(\frac{D}{B}\right)^3}{(K_{xx,emb}/GB^3)}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}}\right]$

Nota: Amortiguación histerética del suelo, β_s, es adicionada a la amortiguación de la fundación por radiación β_j.

$$\alpha_{emb} = \alpha_{sur}$$

$$a_0 = \omega B / V_{s\,Reducido}\ ;\ \psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}\ ;\ \psi \leq 2.5$$

P III Consideraciones adicionales para fundaciones flexibles

De acuerdo a NIST GCR 12-917-21 (NIST 2012) los resortes de las fundaciones se distribuyen a lo largo de la fundación, esto permite que la fundación se deforme de forma natural debido a las cargas impuestas por la superestructura y las reacciones de los resortes.

Para resortes verticales, esto se puede lograr calculando la impedancia vertical traslacional, como se describió en el punto anterior y normalizándola en función del área de la fundación para calcular la intensidad de rigidez, k^i_z (también conocida como coeficiente de reacción de subrasante), con dimensiones de fuerza por longitud al cubo (F/L^3):

$$k_z^i = \frac{k_z}{4BL}$$

La intensidad de amortiguamiento, c^i_z, la cual debe ser considerada con mucha cautela siempre y cuando se tenga suficiente y adecuada información, se puede calcular de manera similar como:

BORRADOR

$$c_z^i = \frac{c_z}{4BL}$$

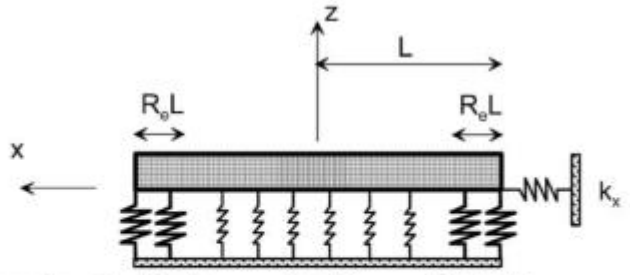
Donde:

$$C_z = 2k_z\left(\frac{\beta_{emb} + \beta_s}{\omega}\right)$$

Como se ilustra en la **figura**, la rigidez de un resorte vertical individual en la porción interior de la fundación puede ser tomada como el producto de , k^i_z y el área tributaria del resorte dA, (k^i_z·dA). Si este método se utilizará en toda la longitud, la rigidez vertical de la cimentación podría ser representada correctamente, pero por lo general la rigidez rotacional se subestimaría. Esto ocurre porque la reacción vertical del suelo no es uniforme, y tiende a incrementarse cerca de los bordes de la fundación.

Utilizando un proceso similar con , c^i_z, se sobreestimaría la amortiguación por radiación debidos al balanceo. Esto ocurre porque los modos de vibración traslacional (incluida la traslación vertical) son fuentes mucho más efectivas de amortiguamiento por radiación que los modos por balanceo.

Para corregir la subestimación de la rigidez rotacional, son asignadas franjas a lo largo del borde de la fundación (de ancho R_eL) con resortes más rígidos. Cuando se combinan con los resortes en el interior, se reproduce la rigidez rotacional total de la fundación, Harden y Hutchinson (2009) presentan expresiones para las relaciones de longitud de los extremos y los incrementos de rigidez de resorte en función de L/B usando las rigideces estáticas de Gazetas (1991).



Rigidez de resorte: $R_k \times k_z^i \times dA$ $k_z^i \times dA$ $R_k \times k_z^i \times dA$

(dA= Área tributaria para cada resorte individual)

La distribución vertical de resortes es utilizada para reproducir la rigidez rotacional total k_{yy}. Se puede mostrar una geometría comparable en el plano y-z (usando la dimensión de fundación 2B) para reproducir k_{xx}.

De manera general, el incremento de la rigidez del resorte, R_k, se puede calcular como una función de la relación de longitudes extremas de la fundación R_e, como:

Balanceo (yy):
$$R_{k,yy} = \frac{\left(\frac{3k_{yy}}{4k_z^i BL^3}\right) - (1-R_e)^3}{1-(1-R_e)^3}$$

Balanceo (xx):
$$R_{k,xx} = \frac{\left(\frac{3k_{xx}}{4k_z^i B^3 L}\right) - (1-R_e)^3}{1-(1-R_e)^3}$$

Las anteriores ecuaciones se dedujeron haciendo coincidir el momento producido por los resortes para una rotación unitaria de la fundación con la rigidez rotacional k_{yy} o k_{xx}. En estas ecuaciones, se puede seleccionar un valor de, R_e (normalmente en el rango de 0.3 a 0.5), el cual luego proporciona un, R_k, único. Sin embargo, esta corrección de la rigidez rotacional no conserva la rigidez vertical original, k_z. Esto se considera una aproximación aceptable, en general, porque el balanceo es el modo de vibración más crítico de la fundación en la mayoría estructuras.

Para corregir la sobreestimación del amortiguamiento rotacional, las intensidades de rigidez relativas y su distribución se utilizan (basado en el factor de rigidez, R_k y la relación de longitudes extremas, R_e), pero las intensidades de los amortiguadores en todo el largo y ancho de la cimentación se reducen por un factor, R_c, calculado como:

$$\textit{Balanceo (yy):}\quad R_{c,yy}=\frac{\dfrac{3c_{yy}}{4c_z^i BL^3}}{R_{k,yy}\left(1-\left(1-R_e\right)^3\right)+\left(1-R_e\right)^3}$$

$$\textit{Balanceo (xx):}\quad R_{c,xx}=\frac{\dfrac{3c_{xx}}{4c_z^i B^3 L}}{R_{k,xx}\left(1-\left(1-R_e\right)^3\right)+\left(1-R_e\right)^3}$$

El uso de los procedimientos anteriores para modificar las impedancias de los resortes verticales reproducirá la rigidez rotacional teórica y el amortiguamiento a través de resortes verticales y amortiguadores distribuidos.

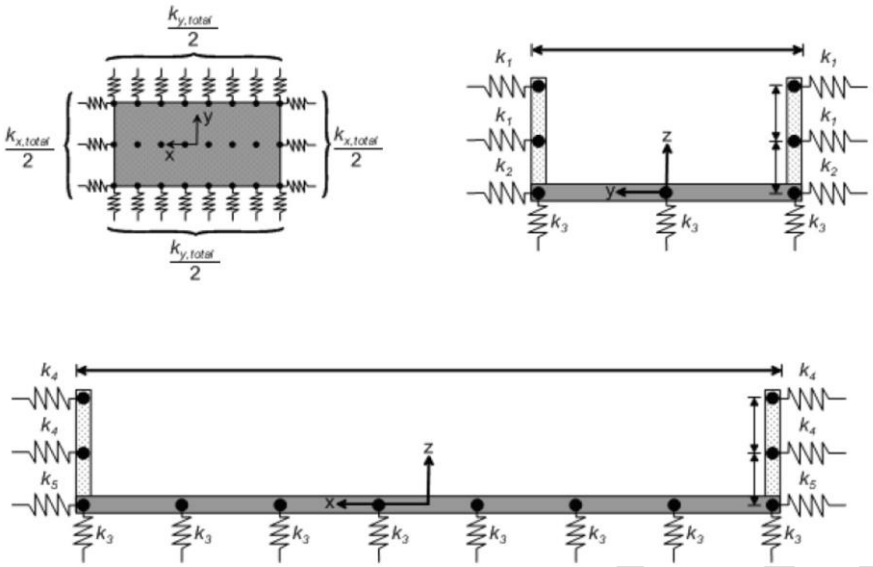
En dirección horizontal, el uso de una distribución vertical de resortes horizontales depende en gran medida de si el análisis es bidimensional o tridimensional, y si la cimentación está embebida (debajo la superficie del suelo) o no. Las recomendaciones actuales son las siguientes:

a) Para un análisis bidimensional de una fundación sobre la superficie del suelo, el resorte horizontal de la función de impedancia se aplica directamente a la cimentación, como se muestra en la figura anterior (es decir, sin resortes distribuidos).
b) Para un análisis bidimensional de una fundación (embebida), el componente de la rigidez (embebida) atribuible a la losa base (es decir, la rigidez sin el modificador de empotramiento, k_x/η_x) se puede aplicar al resorte en el nivel de la losa base.

A continuación, se colocan resortes distribuidos a lo largo de la altura de los muros de sótano con una rigidez acumulativa igual a, $k_x\,(1–1/\eta_x)$.

a) Para un análisis tridimensional, los resortes se distribuyen uniformemente en ambas direcciones horizontales alrededor del perímetro de la cimentación. La suma de las rigideces de los resortes en una dirección determinada debe coincidir con la rigidez total de la función de impedancia.

BORRADOR



P IV Impedancia para sistemas de fundación profunda

Para efectos de determinar las funciones de impedancia en pilotes aislados y grupo de pilotes en la sección 2.3 de NIST GCR 12-917-21 se presentan los procedimientos adecuados y la información referente a la determinación de estas funciones para su aplicación en un análisis dinámico de interacción suelo-estructura.

BORRADOR

Página intencionalmente en blanco

BORRADOR

Capítulo 9 Elementos no estructurales

Artículo 29 Alcance

Este capítulo establece criterios mínimos de diseño para componentes no estructurales que están unidos permanentemente a estructuras, para sus soportes y accesorios. Cuando el peso de un componente no estructural es mayor o igual al 25 % del peso sísmico efectivo *W* de la estructura, el componente será clasificado como una estructura que no es edificación.

Cuando el peso del componente es mayor al 25 % del peso sísmico efectivo (peso combinado de la estructura y el componente) del nivel al que está unido en la estructura principal, se deberá analizar la construcción en conjunto con masas o pesos independientes para los componentes o subconjuntos.

Las partes, componentes o elementos, deben ser vinculados directa o indirectamente a la estructura principal. Los componentes, sus soportes y fijaciones deben ser diseñados para soportar las acciones establecidas en este Capítulo.

La aplicación de estas disposiciones a componentes y elementos eléctricos o mecánicos es responsabilidad de los especialistas encargados de su diseño y/o provisión; en su defecto, del propietario.

P I Excepciones

Los siguientes componentes no estructurales están exentos de los requerimientos de este Título:

1. *Muebles en general, con excepción de gabinetes de almacenamiento.*
2. *Equipamiento movible o temporario.*
3. *Componentes arquitectónicos que no sean parapetos en CDS B.*
4. *Componentes mecánicos o eléctricos en CDS B.*
5. *Componentes mecánicos o eléctricos en CDS C, tal que:*
    a) El factor de importancia I_e sea menor o igual a 1 y los componentes estén sujetos a la estructura.
    b) El peso del componente sea menor a 0.90 kN y en caso de sistemas distribuidos menor a 0.80 kN/m.
6. *Componentes mecánicos o eléctricos en CDS D, E o F, tal que:*
    a) El componente pese menos de 1.80 kN, cuyo centro de masa este localizado a menos de 1.22 m, con factor de importancia I_e menor o igual a 1 y los componentes estén sujetos a la estructura.
    b) El peso del componente sea menor a 0.90 kN, y en caso de sistemas distribuidos menor a 0.80 kN/m.

Artículo 30 Evaluación de la acción sísmica sobre partes de la construcción

Todo componente o parte debe diseñarse para resistir una fuerza horizontal F_p definida por la expresión:

BORRADOR

$$F_p = I_p \cdot \frac{a_p \cdot F_a \cdot S_o}{R_p} \cdot W_p \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{z}{h}\right) \quad \text{(IV-3)}$$

Con

$$0.75 \cdot F_a \cdot S_0 \cdot I_p \cdot W_p \leq F_p \leq 4 \cdot F_a \cdot S_0 \cdot I_p \cdot W_p \quad \text{(IV-4)}$$

F_p es la fuerza sísmica de diseño, a_p es el factor de amplificación dinámico que varía entre 1 y 2.50, I_p es el factor de importancia del componente que puede valer 1 ó 1.50, W_p es el peso operativo del componente, R_p es el factor de modificación de respuesta (ver **Tabla 9-1** y **Tabla 9-2**), z es la altura a la que el componente está fijado a la estructura (para componentes debajo del nivel del suelo $z = 0$) y h es la altura promedio de la cubierta de la estructura medida desde el nivel del suelo.

Cada parte o componente debe ser analizado en todas las direcciones horizontales en que es posible el movimiento relativo respecto de la masa o construcción principal a la que está fijado. Para componentes con posibilidad de vibración en dirección vertical se aplicará una fuerza vertical igual a: $\pm 0.50 \cdot F_a \cdot S_0 \cdot W_p$.

P II Factor de importancia de elementos no estructurales

Se asigna un factor de importancia *alta* $I_p = 1.50$ a un componente cuando:

1. *Se requiere la integridad del componente para la seguridad de vida de los ocupantes de la construcción luego de un terremoto; por ejemplo: dispositivos del sistema contra incendio, escaleras de emergencia.*
2. *Los componentes llevan o contienen sustancias tóxicas, explosivas o altamente peligrosas.*
3. *El componente forma parte de una construcción de la CDS E.*

En los demás casos, el componente es de importancia *normal*, con un factor $I_p = 1$.

P III Factor de amplificación dinámica

El factor de amplificación dinámica a_p toma en cuenta la relación de frecuencias entre el o los modos de vibración de la estructura principal y el modo de vibración del componente, su valor se obtendrá de la **Tabla 9-1** y la **Tabla 9-2**.

P IV Factor de modificación de respuesta

El factor de modificación de respuesta R_p se obtendrá de la **Tabla 9-1** y la **Tabla 9-2**. Para los componentes o partes que puedan afectar a otros de mayor riesgo se utilizará el menor factor correspondiente a los elementos afectados. Para casos no contemplados en la **Tabla 9-1** y la **Tabla 9-2**, el proyectista podrá asignar el factor por analogía a casos similares o bien adoptar un factor de reducción en función del tipo estructural que sustenta el componente con un valor igual al 50 % de los valores fijados en las tablas, pero nunca mayor a 3. En los casos que se requiera comportamiento elástico se podrá utilizar el valor de $R_p = 1$.

BORRADOR

Tabla 9-1

Factor de riesgo y modificación de respuesta para componentes arquitectónicos

Sistemas o componentes arquitectónicos	a_p	R_p
Muros exteriores de mampostería en general	1	1.5
Muros interiores de mampostería en general	1	2
Paredes de paneles de yeso o paneles frágiles con peso menor a: 0.4 kN/m^2	1	2.5
Paredes de paneles dúctiles con peso menor a: 0.4 kN/m^2	1	3
Señalizaciones y cartelería	2.5	$\leq 3^a$
Cielorrasos suspendidos de materiales frágiles	1	2
Cielorrasos suspendidos de materiales dúctiles	1	2.5
Ventanas, carpinterías, muros cortina	1.5	1.5
Cuerpo emergente de azotea o cubierta, chimeneas, torres de enfriamiento, tanques de agua, parapetos, etc.		
Próximos al perímetro de la construcción	2.5	$\leq 3^a$
Otros casos	2.0	$\leq 3^a$
Elementos o componentes colgantes		
En el exterior	1.5	$\leq 3^a$
En el interior de locales	1	$\leq 3^a$
Escaleras de emergencia que no forman parte de la estructura principal	1	$\leq 3^a$
Accesorios y adornos	2.5	2.5
Rampas de accesos y pasarelas	1	1.5
Cabinas y casillas con altura superior a 1.80 m, incluido sus contenidos	1	2.5
Bibliotecas o estanterías para objetos con peso específico mayor a 10 kN/m^3 en el interior de locales	1	2.5

Nota: [a]Se definirá como el 50 % del valor correspondiente al tipo estructural de la parte o componente con el límite superior indicado en esta tabla.

BORRADOR

Tabla 9-2

Factor de riesgo y modificación de respuesta para componentes mecánicos y eléctricos

Sistemas o Componentes Mecánicos y Eléctricos	a_p	R_p
Equipos de acondicionamiento de aire, ventiladores y otros equipos construidos con chapas de acero conformado	2.5	6
Calderas, hornos, tanques enfriadores, calentadores de agua	1	2.5
Motores, bombas, turbinas, compresores	1	2.5
Equipos de laboratorio	1	2.5
Recipientes para gases, líquidos o materiales sueltos apoyados sobre el piso	1	2.5
Recipientes para gases, líquidos o materiales sueltos apoyados sobre soportes	2.5	2.5
Ascensores y montacargas	1	2.5
Equipos de comunicación, informáticos, instrumentos de medición y sistemas de control	1	2.5
Equipos y sistemas de potencia eléctrica: subestaciones, tableros, etc.	1	2.5
Torres y antenas de trasmisión construidas de materiales dúctiles	2.5	3
Artefactos de iluminación	1	1.5
Ductos y tuberías construidas de materiales frágiles como vidrio, plástico no dúctil, fundición de acero	2.5	3
Ductos, tuberías y sus fijaciones construidas de materiales dúctiles	2.5	6

P V Factor de magnificación en altura

El factor de magnificación en altura, f_{hk}, para cada nivel k se determinará mediante la siguiente expresión. Este se encuentra integrado en la ecuación **(IV-3)**.

$$f_{hk} = 1 + 2 \cdot \frac{z}{H} \qquad \text{(IV-5)}$$

Artículo 31 Soportes, vínculos y fijaciones

Los soportes, vínculos y fijaciones de la parte o componente deben resistir las solicitaciones que origine la fuerza, F_p, definida en la sección **Artículo 30**. Las fuerzas por fricción debidas a las acciones gravitatorias no se tomarán en cuenta para el diseño y verificación de soportes, vínculos y fijaciones.

Artículo 32 Deformaciones

Se deben verificar los efectos de las deformaciones de las partes o componentes de sus soportes y vínculos, en particular por los posibles golpes, daños del componente o de elementos adyacentes debidos a la deformación. Las deformaciones últimas se determinarán mediante la siguiente expresión:

$$d_{up} = 1.2 \cdot d_{ep} \cdot R_p \qquad \text{(IV-6)}$$

BORRADOR

Las distorsiones últimas θ_{up}, calculadas como la deformación última d_{up} dividida por la distancia del vínculo al centro de masa de la parte en estudio L_p, no podrán exceder los valores de la **Tabla 9-3**.

$$\theta_{up} \leq d_{up}/L_p \leq \theta_{p\,máx} \qquad \text{(IV-7)}$$

Tabla 9-3

Distorsión máxima permitida

Tipo de edificio	Distorsión máxima $\theta_{p\,máx}$
IV	1.0 %
III	1.5 %
II	2.0 %

Artículo 33 Análisis por métodos dinámicos

Las partes, componentes y sus vínculos a la construcción pueden ser analizados por métodos dinámicos del **Capítulo 7**, para ello se utilizarán los espectros de diseño del **Capítulo 5**. El factor de importancia y el factor de modificación de respuesta deben responder a lo establecido en este Capítulo.

BORRADOR

Página intencionalmente en blanco

BORRADOR

Título V. – Verificación e instrumentación

Capítulo 10 Vulnerabilidad y refuerzo sísmico

El presente Capítulo brinda los criterios mínimos para evaluar la vulnerabilidad de las estructuras ante acciones sísmicas, a fin de determinar su actual respuesta estructural o la que tenga a futuro debido a cambios de uso o ampliaciones y si requiere ser intervenida para alcanzar un nivel de desempeño predeterminado, sección **11.2**)

Tanto la etapa de evaluación, como la intervención, deberán ser realizadas por personal especializado que aplique los requisitos prescriptivos del precedente Capítulo.

Artículo 34 Recopilación de la información

La recopilación de información, puede ser realizada con base en los siguientes documentos técnicos: (ACI 364.1R, 2007), (ACI 369, 2011), (Technical Report Nº 54, 2000), (FEMA P-154); además, se deberá considerar adecuadamente los daños existentes por deterioro de material (Gjørv, 2017), (Castro-Borges, et al., 2012), (ACI 201,1R).

P I Investigación Preliminar

1. *Inspección visual que indique daños estructurales y no estructurales, expresados en deformaciones, deterioro, degradación y otros.*
2. *Ensayos no destructivos in situ (ACI 228,1R, ACI 228,2R).*

P II Investigación Detallada

1. *Información adicional de la construcción y relevamiento estructural.*
2. *Ensayos adicionales tanto in situ (no destructivos, semidestructivos y destructivos), como en laboratorio.*
3. *Análisis y evaluación completa de los resultados de investigación (ACI 437R, ACI 562M) (Detección electromagnética de armaduras, carbonatación, dureza superficial, velocidad de pulso ultrasónico, potenciales de corrosión, GPR, impacto eco, termografía infrarroja).*

El nivel de estudio en la edificación podrá clasificarse como mínimo, regular o exhaustivo; pudiendo así cuantificar el factor de información (factor de conocimiento) (ASCE/SEI 41, 2017).

Artículo 35 Evaluación de la estructura existente

Con los datos obtenidos en la sección **Artículo 34**, la evaluación de la estructura puede realizarse empleando cualquiera de los siguientes métodos clásicos:

P I Criterios no lineales, estático o dinámico

El nivel de desempeño podrá ser elegido empleando como referencia la siguiente gráfica de curva de capacidad (Ghobarah, 2004).

BORRADOR

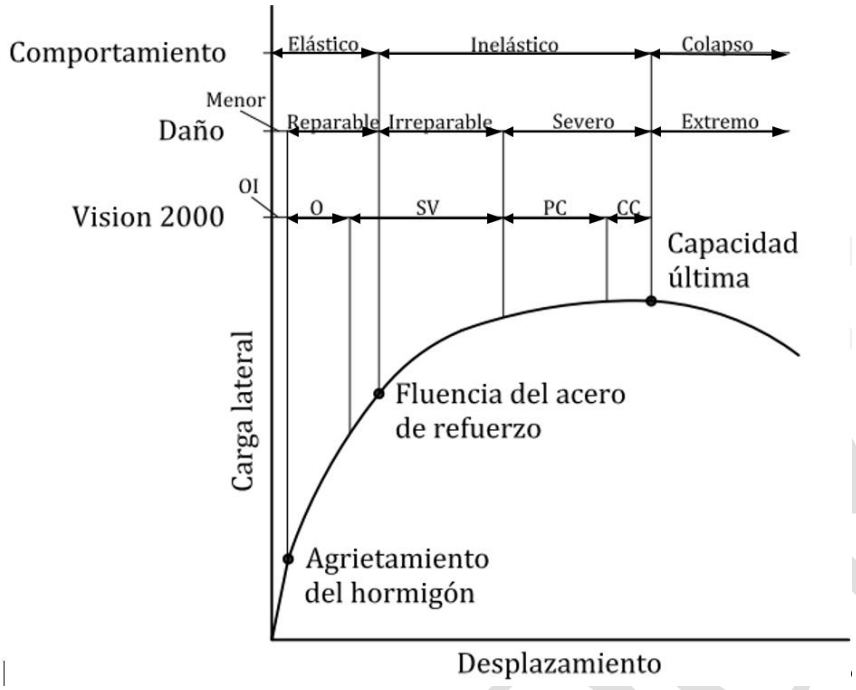


Figura 10-1 Desempeño estructural típico y estados de daño asociado

OI: Ocupación Inmediata; **O:** Operacional; **SV:** Seguridad de Vida;
PC: Prevención de colapso; **CC:** Cerca a Colapso

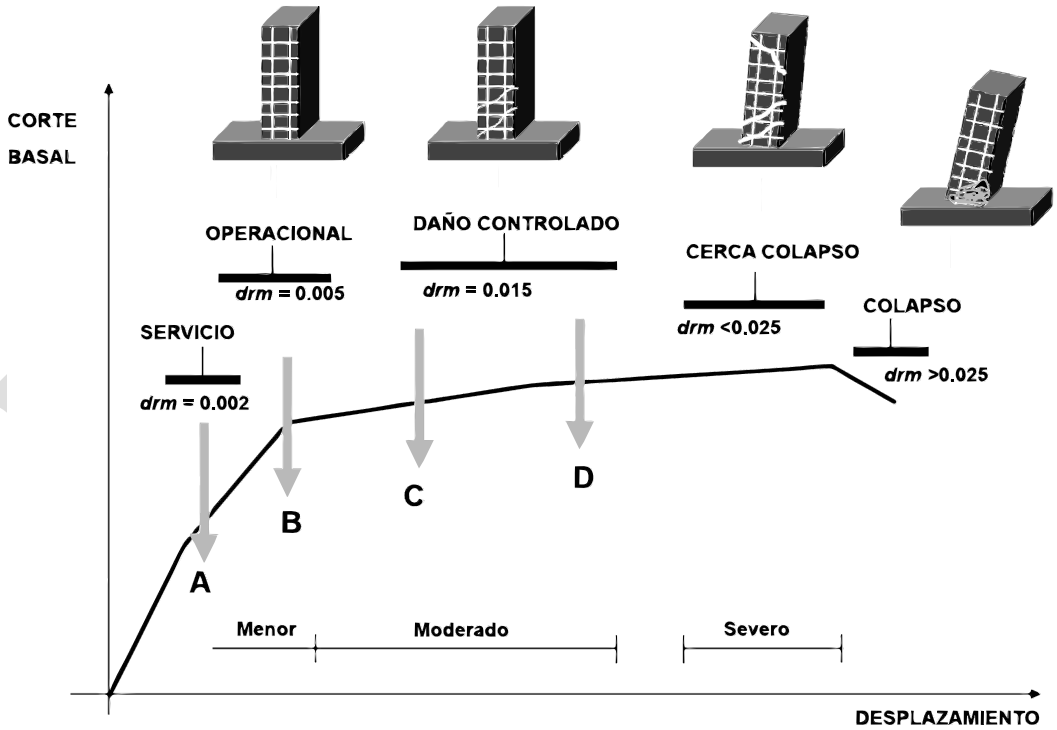


Figura 10-2 Curva de desempeño

El nivel de desempeño es función del desplazamiento relativo entre pisos (drm y del Daño Global

Descripción	Nivel de Desempeño				
	Full Operacional	Operacional	Daño Controlado	Cerca del Colapso	Colapso
Daño Global	Imperceptible	Menor	Moderado	Severo	Completo
drm [%]	< 0.2% +/-	< 0.5% +/-	< 1.5% +/-	< 2.5% +/-	> 2.5% +/-

(SEAOC Vision 2000, 1995)

O bien empleando la siguiente matriz de desempeño sísmico objetivo:

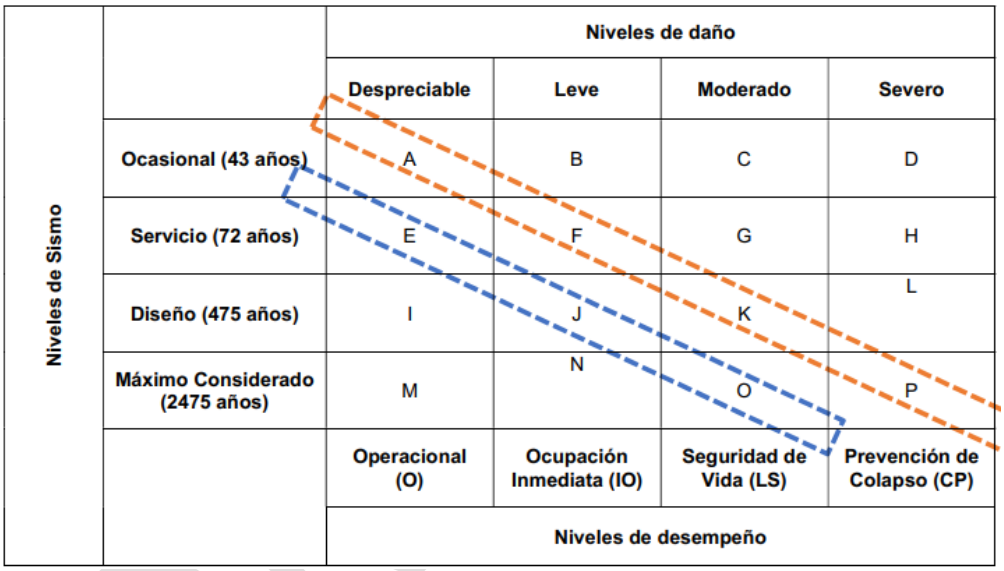


Figura 10-3 Matriz de objetivos de desempeño sísmico (SEAOC Vision 2000, 1995)

P II Ánalisis probabilista

Se realizará mediante probabilidad de falla o índice de confiabilidad objetivo de la siguiente tabla del código modelo probabilista (JCSS PROBABILISTIC MODEL CODE 2000):

Tabla 10-1

Índices tentativos de confiabilidad objetivo β (y probabilidades de falla objetivo asociadas) relacionaldas a un año de periodo de referencia y estados límites últimos

1	2	3	4
Costo relativo de medición de seguridad	Consecuencias menores de falla	Consecuencias moderadas de falla	Grandes consecuencias de falla
Mayor (A)	$\beta = 3.1$ ($p_F \approx 10^{-3}$)	$\beta = 3.3$ ($p_F \approx 10^{-4}$)	$\beta = 3.7$ ($p_F \approx 10^{-4}$)
Normal (B)	$\beta = 3.7$ ($p_F \approx 10^{-4}$)	$\beta = 4.2$ ($p_F \approx 10^{-5}$)	$\beta = 4.4$ ($p_F \approx 10^{-6}$)
Reducido (C)	$\beta = 4.2$ ($p_F \approx 10^{-5}$)	$\beta = 4.4$ ($p_F \approx 10^{-6}$)	$\beta = 4.7$ ($p_F \approx 10^{-6}$)

La elección de peligro sísmico deberá tomarse de la siguiente tabla, para luego referirse al **Capítulo 2**:

Tabla 10-2

Niveles de amenaza sísmica propuestos (Ghobarah, 2001)

Frecuencia sísmica	Periodo de retorno, años	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43	50 % en 30 años
Ocasional	72	50 % en 50 años
Raro	475	10 % en 50 años
Muy raro	970	5 % en 50 años o 10 % en 100 años
Extremadamente raro	2475	2 % en 50 años

P III Requisitos de evaluación

Los métodos de análisis citados en **11.2.1** y **11.2.2** deben cumplir lo siguiente:

1. *El análisis estructural deberá satisfacer los requisitos de equilibrio dinámico, compatibilidad de deformaciones, durabilidad de materiales, deformaciones existentes, flujo plástico, retracción e interacción con la fundación del **Capítulo 9** (ACI 562, 2019).*
2. *Para el análisis estático no lineal, definir un mecanismo de colapso cinemático empleando rótulas con plasticidad concentrada (Tabla 7, ACI 396.1, 2017) o distribuida.*
3. *La resistencia a cada una de las solicitaciones de los elementos estructurales se obtendrá según lo estipulado en ACI 318-19 y complementada con los coeficientes de reducción de resistencias del Capítulo 5 de la norma ACI 562, 2021.*
4. *Las derivas de entrepiso y principalmente los efectos de segundo orden, deberán ser considerados según los procedimientos indicados en el **Capítulo 8**.*
5. *El efecto de muros de mampostería (cuyas propiedades mecánicas se obtendrán de bibliografía especializada o ensayos en laboratorio) deberá contemplarse en la evaluación de vulnerabilidad (sobre todo en casos de piso débil y columna corta).*

BORRADOR

Artículo 36 Reparación, rehabilitación y/o refuerzo

Concluidas las etapas de la sección **Artículo 34** y la sección **Artículo 35** según sea el caso, el profesional podrá dotar ductilidad y/o incrementar rigidez, controlando esfuerzos, deformaciones, derivas globales o locales.

Cuando se opte por incrementar la rigidez y sea necesario un encamisado o recrecido con hormigón (Japanese Standard for Seismic Evaluation and Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001), la preparación del sustrato deberá cumplir con la rugosidad especificada por ICRI 310.2R-2013 (**Figura 11-4**), de manera tal de garantizar una adecuada adherencia y monoliticidad.

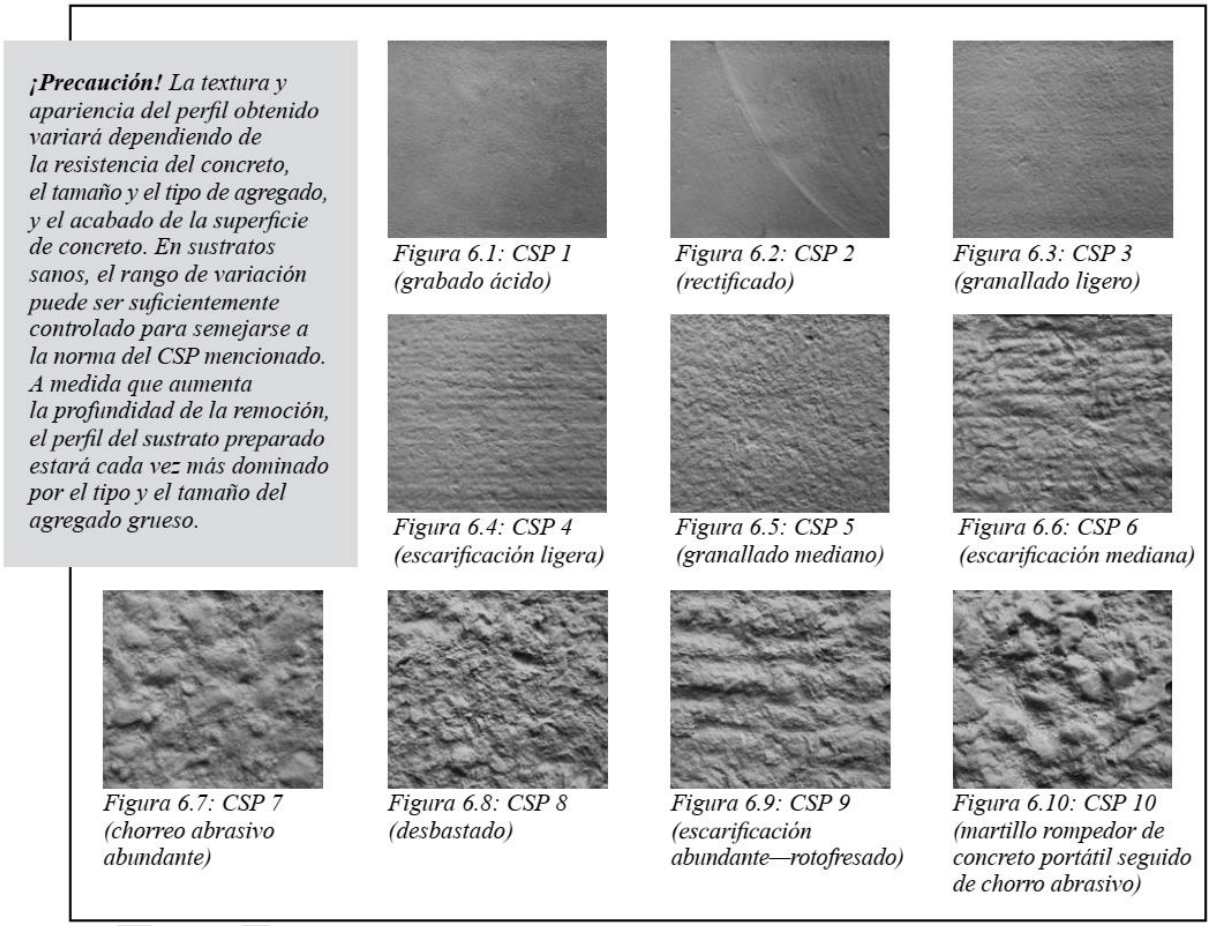


Figura 10-4 Perfiles de sustratos

Además, se deberá definir el tipo de intervención, productos o sistemas a ser empleados y medios para control de calidad en la ejecución (EN 1504, 2005).

Artículo 37 Procedimiento simplificado referencial

«Debido a su simpleza, los índices basados en áreas de muros y columnas son un método atractivo para una valoración inicial de relevamientos en grandes estructuras», (estudio en aprox. 1 000 edificios alrededor del mundo) (Pujol, 2020).

Índice de muros

$$WI = 100\frac{\frac{A_{mw}}{10}+A_{cw}}{A_{ft}}$$

Índice de columnas

$$CI = 100\frac{\frac{A_{col}}{2}}{A_{ft}}$$

A_{mw} y A_{cw} = Área de muros de mampostería y hormigón en piso crítico (usualmente planta baja o finalización de zócalo) en la dirección de análisis.
A_{col} = Área de columnas en primer piso.
A_{ft} = Área total de pisos sobre el piso crítico.

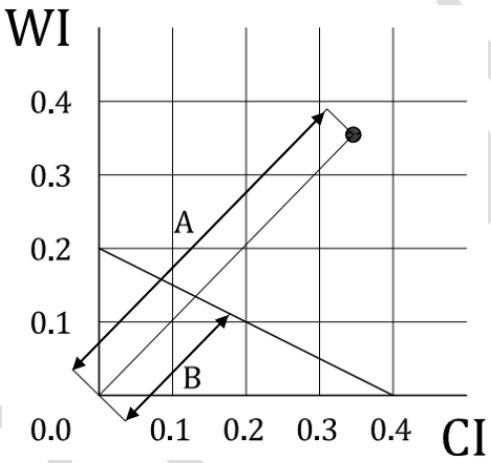


Figura 10-5 Índices de columnas y muros

La razón B/A representa la probabilidad (referencial) de falla del edificio.

Artículo 38 Documentación del proyecto de evaluación e intervención

Deberá contener como mínimo lo siguiente:

1. *De existir, adjuntar los documentos históricos empleados en la sección **Artículo 34** (planos arquitectónicos, estructurales, de instalaciones, memorias de cálculo, ensayos de materiales, estudios geotécnicos, geofísicos, libros de órdenes, tipo y marca de materiales empleados en la ejecución, entre otros).*
2. *Memoria descriptiva para la evaluación estructural (calidad de materiales, degradación o deterioro de los mismos, geometría de las secciones transversales, geometría de la estructura, deflexiones).*
3. *Memoria de la evaluación y diseño de la intervención.*
4. *Firma y sello del profesional competente.*

BORRADOR

Capítulo 11 Instrumentación sísmica

Es importante implementar en nuestro país la instrumentación de estructuras existentes (opcional) y estructuras nuevas para poder generar información propia que permita mejorar esta normativa y hacer el monitoreo del comportamiento sísmico estructural preventivo y posterior a terremotos.

Los siguientes tipos de edificio deben habilitar una estación de monitoreo con el equipamiento respectivo (acelerómetros, red de comunicaciones, red eléctrica, etc.).

- Factor de importancia para tipo II:
  - De 5 000 a 10 000 m^2 de área construida (edificio individual o condominio), con un acelerómetro capacitivo o piezoeléctrico localizado en la base.
  - De más de 10 000 m^2 con un acelerómetro FBA en la base y otro capacitivo o piezoeléctrico en la cubierta y/o donde se requiera.
- Factor de importancia para tipo III, de más de 8 000 m^2, con un acelerómetro FBA en la base y otro capacitivo o piezoeléctrico en la cubierta y/o donde se requiera.
- Factor de importancia para tipo IV, de más de 5 000 m^2, con un acelerómetro FBA en la base y otro capacitivo o piezoeléctrico en la cubierta y/o donde se requiera.

El Observatorio San Calixto (OSC) se compromete a asesorar a los copropietarios de dichos edificios en la planificación, implementación, operación y mantenimiento de las estaciones de monitoreo. El costo de asesoría, implementación, operación y mantenimiento estará a cargo de los copropietarios del edificio.

Los datos que generen estas estaciones serán transmitidos al OSC quién además de clasificarlas, las distribuirá en forma abierta y gratuita a los interesados.

BORRADOR

Página intencionalmente en blanco

BORRADOR

Título VI. Anexos

Capítulo 12 A1 - Amenaza sísmica en Bolivia[1]

12.1. INTRODUCCIÓN

Este estudio se presenta la amenaza sísmica de Bolivia (Estado Plurinacional de) con base en la metodología probabilística, aplicando los procedimientos descritos por (Cornell & Vanmarcke, 1969), (McGuire & Shedlock, 1981), (Cotton, Scherbaum, Bommer, & Bungum, 2006), (Beauval, et al., 2013), (Beauval, et al., 2018) y (Petersen, et al., 2018), con el objetivo de colaborar en la elaboración de la Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023.

La sismicidad presente en territorio nacional está asociada al proceso de subducción de placas tectónicas (Nazca y Sudamérica) y a la dinámica de deformación cortical de cada una de las unidades tectónicas presentes en el interior del continente. En Bolivia, los principales sistemas de fallas se encuentran en la Cordillera occidental, el Altiplano, Cordillera Oriental, Subandina, Llanura Chaco-beniana y Cratón Brasileño.

El Observatorio San Calixto propone trece zonas sísmicas que fueron delimitadas analizando y evaluando la distribución espacial de la sismicidad asociada al proceso de subducción (sismos interface e intraplaca) considerando los cambios en el patrón de distribución espacial de la sismicidad de acuerdo a (Scire, et al., 2016; Beck & Zandt, 2002). Para fuentes sismogénicas corticales se tomó en cuenta el mapa de zonificación sísmica de Bolivia (Vega, Griffiths, Nieto , Condori, & Fernandez, 2016) con la ubicación de los sismos superficiales más importantes, además que cada zona ha sido delimitada siguiendo los lineamientos morfotectónicos de Bolivia (Ryan, Beck, Zandt, Wagner, & Minaya, Central Andean crustal structure from receiver funtion analysis, 2016), dentro de las cuales se encuentran las fallas geológicas potencialmente activas (Lavenu, et al., 2000; Minaya E. , 2004).

Se aplicó el algoritmo de máxima verosimilitud propuesto por (Kijko & Smit, 2012) que divide el catálogo sísmico del Observatorio San Calixto en distintos periodos de tiempo para hallar la magnitud de completitud (Mc), se obtuvieron los valores *a* y *b* de la relación Gutenberg – Richter. Las ecuaciones de predicción para movimientos fuertes (GMPE's) fueron elegidas a través de estudios previos realizados en la región (Drouet, et al., 2017), tres GMPEs son propuestas para eventos sísmicos corticales y otros tres GMPEs para subducción. Se elaboró el árbol lógico con la metodología de (Bommer, et al., 2010) y (Cotton, Scherbaum, Bommer, & Bungum, 2006), dos periodos de retorno de 475 y 2475 años con ordenadas espectrales de 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2, 3, 4 segundos y velocidad de onda de corte en roca (V_s = 760 m/s) fueron considerados para la integración del cálculo de amenaza sísmica.

12.2. MARCO TECTÓNICO Y SISMICIDAD

12.2.1. Marco tectónico de Bolivia

La actividad tectónica en Bolivia está asociada al proceso de subducción entre la Placa Nazca (oceánica) que se hunde por debajo de la Placa Sudamericana (continental), por la fosa Perú – Chile (Ward, et al., Ambient noise tomography across the Central Andes, 2013; Ryan, Beck, Zandt, Wagner, & Minaya, Central Andean crustal structure from receiver funtion analysis, 2016; Anderson, et al., Orogenic wedge evolution of the central Andes, Bolivia (21°S):

[1] Anexo redactado por:
Observatorio San Calixto

BORRADOR

Implications for Cordilleran cyclicity, 2017) con una dirección de convergencia ENE-WSE, a una velocidad constante de 78 mm/año (DeMets C. , Gordon, Argus, & Stein, 1990).
Bolivia está ubicada en la región más alta y más ancha de los Andes Centrales, denominado Oroclino boliviano (Randall, Taylor, & Grocott, Major crustal rotations in the Andean margin: Paleomagnetic results from the Coastal Cordillera of northern Chile, 1996; Roperch, Fornari, Hérail, & Parraguez, Tectonic rotations within the Bolivian Altiplano: Implications for the geodynamic evolution of the central Andes during the late Tertiary, 2000) que se caracteriza por la intensa deformación cortical. Este segmento corresponde a la deflexión de los rasgos estructurales y morfológicos de los Andes, por el desarrollo de la cadena andina con una dirección NO en la parte septentrional y NS en la parte meridional, que involucran a la vez importantes elementos estructurales, los cuales se manifiestan desde el cratón brasileño hasta la Cordillera Occidental de los Andes. Las unidades morfotectónicas de Bolivia (Figura 12-1) se describen brevemente a continuación:

- La Cordillera Occidental es el arco volcánico activo y consiste en volcanes andesíticos del Mioceno y Cuaternario (Lamb & Hoke, 1997), compuesto por estratovolcanes andesíticos a dacíticos con picos que exceden los 6000 m de altura y depósitos de ignimbrita asociados. Durante el Oligoceno y el Mioceno, esta región fue una cuenca subsidente (Lavenu, 1986), coetánea con un vulcanismo calco-alcalino.
- El Altiplano se encuentra entre las Cordilleras Occidental y Oriental. Es una meseta alta y plana cuya elevación promedio es de 4000 m.s.n.m. y es esencialmente una región de drenaje interno (Lamb & Hoke, 1997). Los extensos salares de Uyuni y Coipasa, además del lago Poopo, son los remanentes de lagos que alguna vez fueron extensos del Pleistoceno (Servant & Fontes, Les lacs quatemaires des hauts plateaux des Andes boliviennes. Premieres interprétations paléoclimatiques., 1978). El Altiplano ha sido un importante lugar de sedimentación, donde se han acumulado espesas secuencias cenozoicas.
- La Cordillera Oriental es una alta cordillera con altitudes superiores a 4000 m.s.n.m. corresponde a una faja plegada y corrida inactiva que contiene plutones del Triásico y del Mioceno (Isacks, Uplift of the central Andean plateau and bending of the Bolivian orocline., 1988; Kley, Monaldi, & Salfity, Along-strike segmentation of the Andean foreland: causes and, 1999; McQuarrie & DeCelles, Geometry and structural evolution of the central Andean backthrust belt, Bolivia, 2001; Gillis, Horton, & Grove, Thermochronology, geochronology, and upper crustal structure of the Cordillera Real: Implications for Cenozoic exhumation of the central Andean plateau, 2006). En la región del *Boomerang* se encuentran una serie de cuencas Plio-Pleistocenas dentro de la Cordillera Oriental. Estos están delimitados por fallas normales y trancurrentes (Dewey & Lamb, Active tectonics of the Andes., 1992; Kennan L. J., 1994).
- La zona subandina es el piedemonte oriental de la Cadena Andina (Cordillera Oriental (Dumont, Neotectonics of the Subandes-Brazilian cratón boundary using geomorphological data: The Marañon and Beni basins., 1996)) y corresponde a una compleja faja plegada y corrida; la deformación comenzó durante el Oligoceno y continuó a lo largo del Neógeno (Baby, Herail, Salinas, & Sempere, Geometry and kinematic evolution of passive roof duplexes deduced from cross-section balancing: example from the foreland thrust system of the southem Bolivian Subandeau zone., 1992) y del Cuaternario (Dumont, Neotectonics of the Subandes-Brazilian cratón boundary using geomorphological data: The Marañon and Beni basins., 1996). Este complejo sistema de serranías anticlinales de secuencias mesozoicas y paleozoicas, están separadas por amplios valles sinclinales del Cenozoico (Lamb & Hoke, 1997).
- Llanura Chaco Beniana, es una cuenca moderna del antepaís sustentada por el Escudo

BORRADOR

Brasileño, que ha sido un núcleo estable de América del Sur desde el Proterozoico (Litherland & Power, 1989) y está cubierto por hasta 5 km de sedimentos neógenos. (Dumont, Neotectonics of the Subandes-Brazilian cratón boundary using geomorphological data: The Marañon and Beni basins., 1996) observó dos fallas con dirección hacia el Norte cortando las capas de conglomerado y arena de una terraza superior del Río Beni.

- El Escudo brasileño está constituido por rocas graníticas y metamórficas de edad precámbrica, que la erosión ha disectado formando una planicie (Russo, Algunas consideraciones fisiográficas del territorio boliviano, 1966).

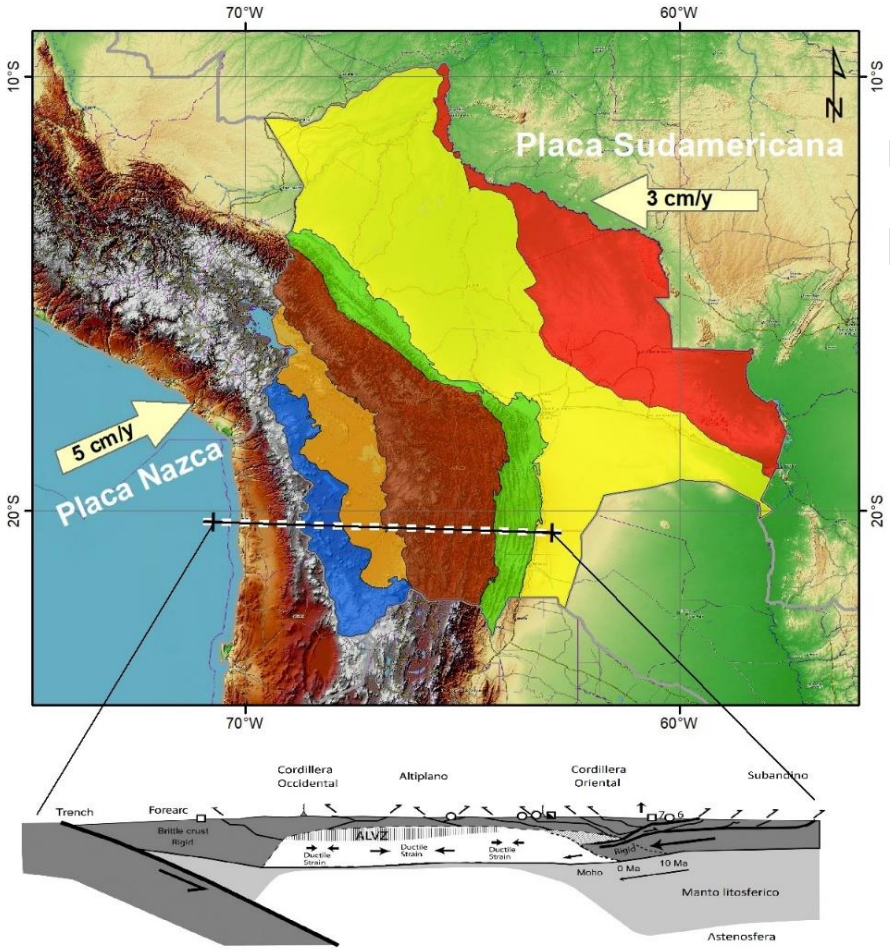


Figura 12-1 Mapa de unidades Morfoestructurales de Bolivia. Fuente: Modificado de (Lamb, 2015).

12.2.2. Sismicidad

La sismicidad presente en territorio nacional está asociada al proceso de subducción de placas tectónicas (Nazca y Sudamérica) y a la dinámica de deformación cortical de cada una de las unidades tectónicas presentes en el interior del continente. En Bolivia, los principales sistemas de fallas se encuentran en la Cordillera occidental, el Altiplano, Cordillera Oriental, Subandina, Llanura Chaco-beniana y Cratón Brasileño. En la Figura 12-2 se presenta el mapa de la actividad sísmica entre 1900 y 2018 (M_w>3.5). Los sismos han sido diferenciados por su rango de profundidad focal en superficiales (h<75 km), intermedios (100 km<h<350 km) y profundos (350 km<h<700 km). Así también, consideramos la fuente sismogénica Lejana cuyo epicentro

se localiza en los países vecinos (Perú, Argentina y Chile), representando una amenaza para algunas ciudades de Bolivia que depende de la magnitud y profundidad.

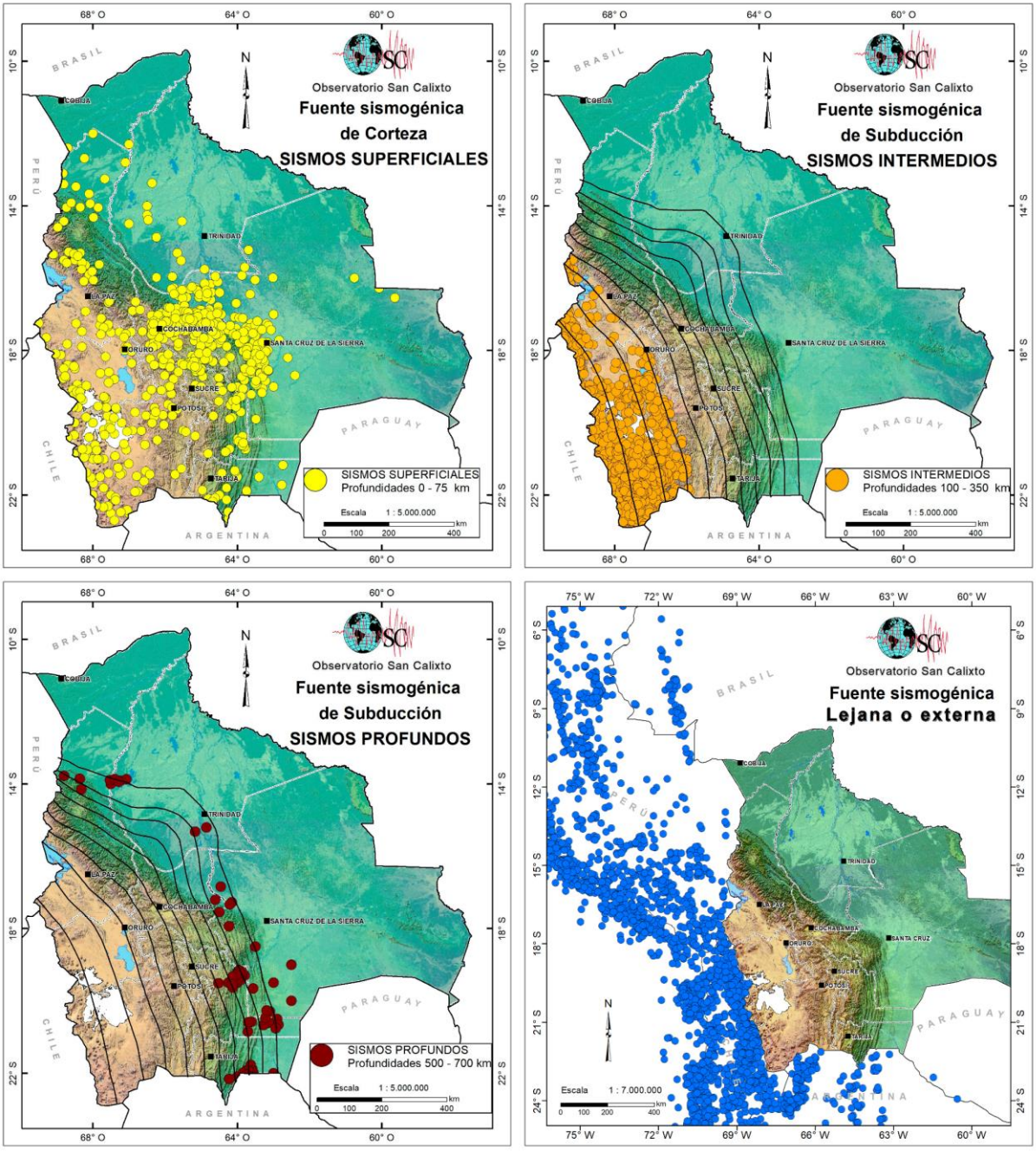


Figura 12-2. Fuentes Sismogénicas para el territorio nacional. Fuente: OSC (2019)

La historia sísmica del país registra aproximadamente 29 sismos importantes referidos en los trabajos de (Descotes & Cabre, 1973), (Vega B. A., Complementos a la historia sísmica de Bolivia, 1996) y (Minaya, 2012), estos han causado pérdidas humanas y económicas en diferentes regiones del país, demostrándonos que el territorio nacional no es ajeno a la ocurrencia de grandes sismos; por ejemplo, el sismo de Aiquile el 22 de mayo de 1998 con magnitud 6.6 M_w, que se constituye en uno de los terremotos superficiales más fuertes y recientes de los últimos 50 años (Figura 12-3).

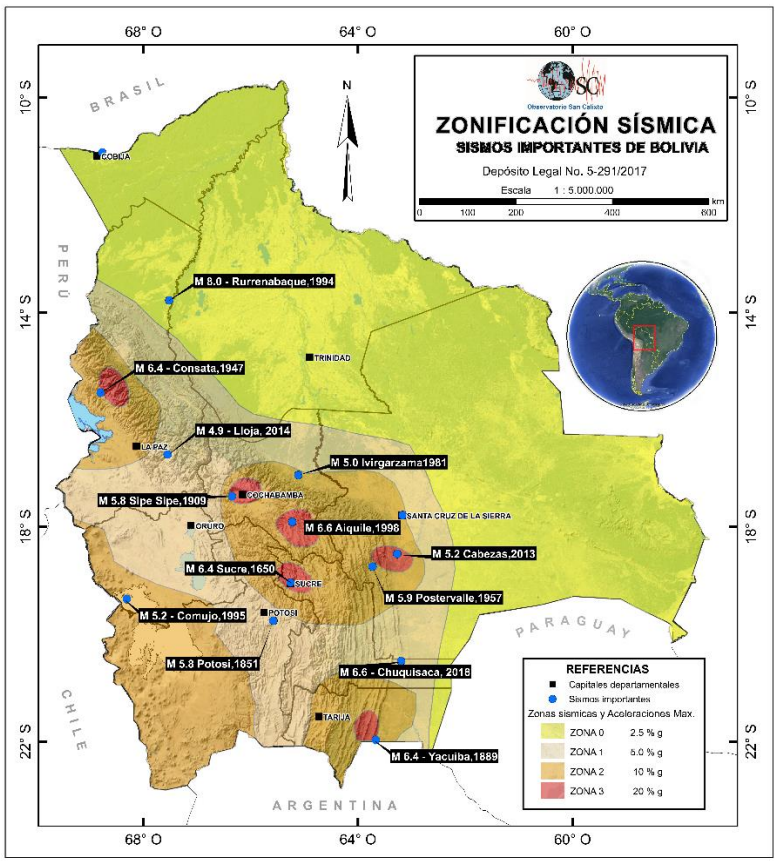


Figura 12-3 Mapa historia sísmica de Bolivia. Fuente: OSC (2016).

12.3. CATALOGO SÍSMICO

El Observatorio San Calixto cuenta con un catálogo sísmico histórico desde 1650, donde se hallan relatos recopilados de los terremotos que sucedieron en territorio nacional, el catálogo instrumental se inicia el 01 de mayo de 1913 hasta la actualidad (Figura 12-4).

Una cuarta compilación es realizada para contribuir al proyecto SISRA (Sismicidad y Riesgo Sísmico en la Región Andina) a cargo de A. Vega entre los años 1982 a 1986, este trabajo es base del catálogo CERESIS (Centro Regional de Sismología para Sudamérica) con el cual se elaboran las curvas de iso – aceleraciones para el continente sudamericano, este trabajo compilo catálogos sísmicos entre 1985 a 1995.
Entre los años 2010 a 2013 en el proyecto Programa de Fortalecimiento para la Capacidad de Evaluación de la amenaza Sísmica y Sismo-Volcánica en Bolivia (BO-T1062) se revisan los catálogos sísmicos anteriormente mencionados para presentar un mapa de Amenaza Sísmica.
El año 2013 se inicia el proyecto SARA (South America Risk Assesment) que compila la sismicidad regional de Sud América en dos periodos, PRE 1964 y POST 1964, el OSC contribuyó al catálogo POST 1964.
El Observatorio San Calixto sobre la base de toda esta información, compilada en más de 100 años, se puso la tarea de complementación y actualización para la elaboración del Mapa de Amenaza Sísmica para Bolivia en el que se contempla un catálogo con una magnitud de completitud mínima de 3.8 M_w (Tabla 12-1).

BORRADOR

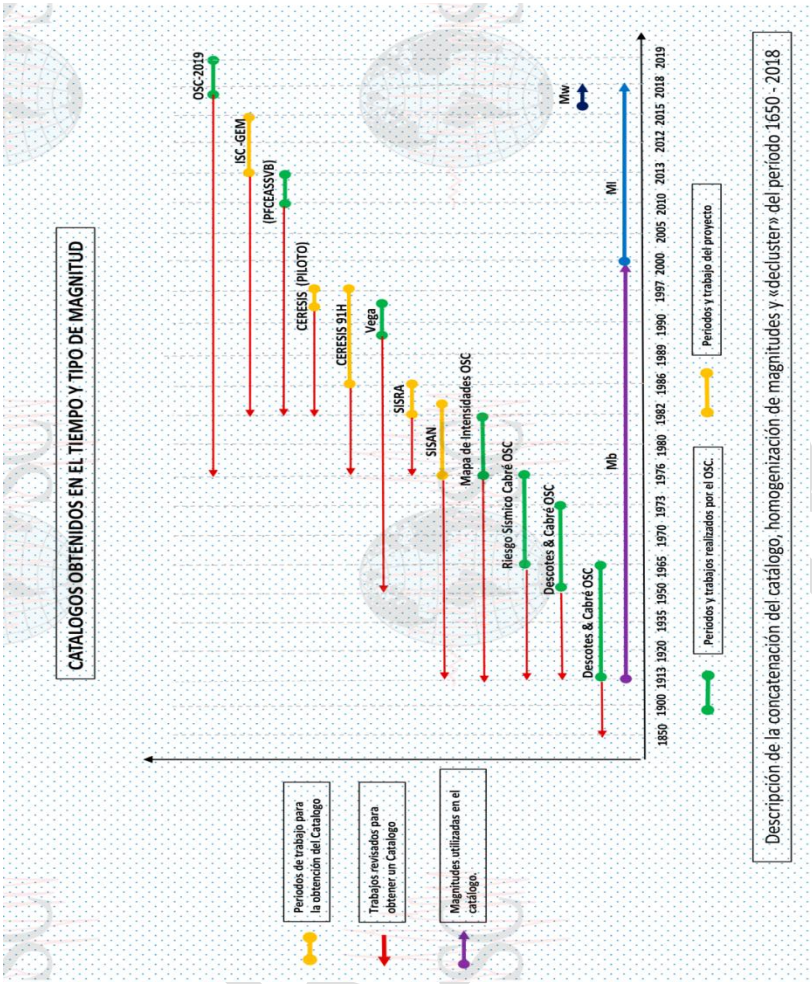


Figura 12-4 Recopilación de los catálogos sísmicos para el presente proyecto.

A continuación, se presentan los distintos periodos de magnitudes de completitud de los catálogos sísmicos utilizados, además la prioridad de cada uno de ellos (Tabla 12-1 y Tabla 12-2).

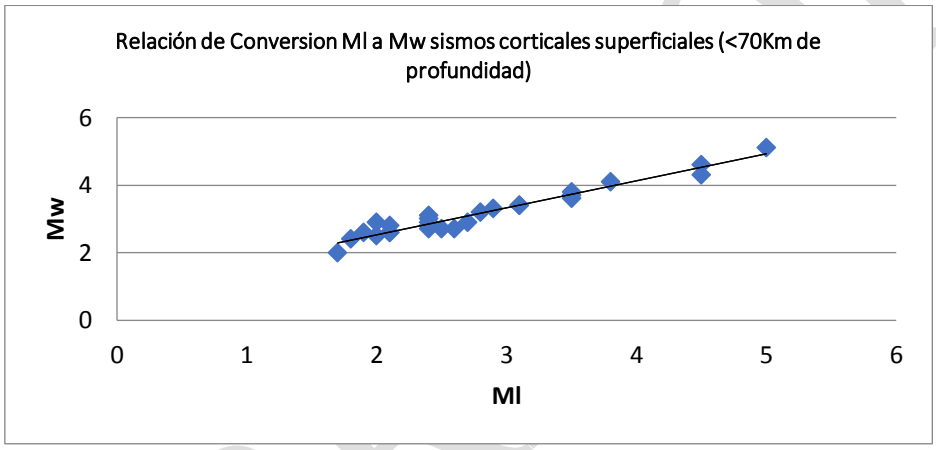
Tabla 12-1 Magnitudes de completitud de distintos catálogos sísmicos.

Catalogo	Periodo	Magnitud de Completitud
OSC 2019	1976 - 2018	3.8
ISC-GEM	1982 - 2012	4.9
CERESIS 95	1471 - 1995	4.0
USGS	2012 - 2018	4.0
Nacionales (Descotes; Cabré; Drake; Vega)	1581 - 1995	7.0

Tabla 12-2 Magnitudes de completitud de distintos catálogos sísmicos.

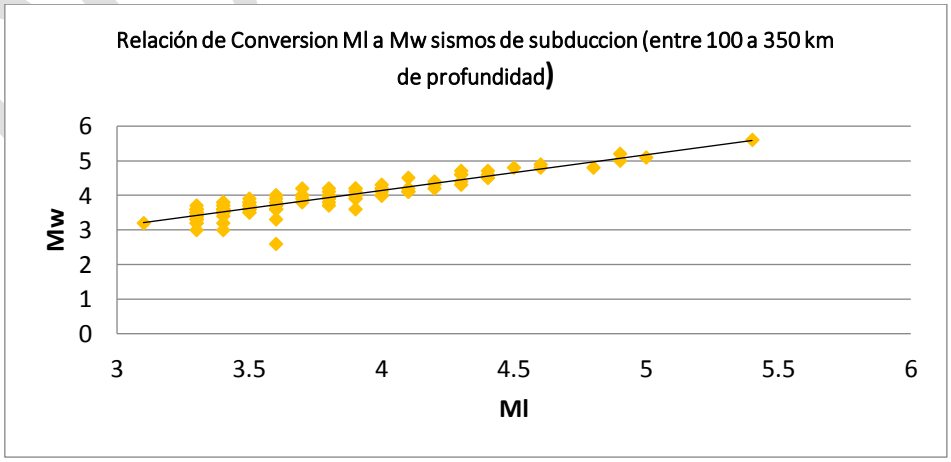
Catalogo	Periodo	Prioridad
OSC 2019	1976 - 2018	1
ISC-GEM	1982 - 2012	2
CERESIS 95	1471 - 1995	3
USGS	2012 - 2018	4
Nacionales (Descotes; Cabré; Drake; Vega)	1581 - 1995	5

La teoría de la amenaza sísmica establece que para el análisis estadístico se debe homogenizar las magnitudes y se debe trabajar con la Magnitud de Momento (M_w). Para el presente proyecto aplicamos una relación de conversión de magnitudes entre M_l (Magnitud Local) a M_w con base en los datos del catálogo sísmico (Figura 5 y Figura 6).



$$M_w = 0.8021 \cdot M_l + 0.8883$$

Figura 12-5 Relación de conversión entre magnitud Ml a Mw para eventos sísmicos corticales.



$$M_w = 1.0325 \cdot M_l + 0.0106$$

Figura 12-6 Relación de conversión entre magnitud Ml a Mw para eventos sísmicos de subducción.

Se aplicó el algoritmo de (Reasenberg, 1985) aplicando su algoritmo "Decluster" (desagregación del catálogo sísmico), para evitar incluir replicas o premonitores en los análisis estadísticos. Este algoritmo agrupa eventos sísmicos de una determinada región y aplica la ley de Omori (las réplicas tienen una tendencia a disminuir con el pasar del tiempo).

Posteriormente se aplicaron "algoritmos de ventanas" propuestos por (Marsan & Lengliné, 2008), (Christophersen, Gerstenberger, Rhoades, & Stirling, 2011) para poder verificar la completitud y fidelidad de cada catálogo sísmico (Figura 12-7)

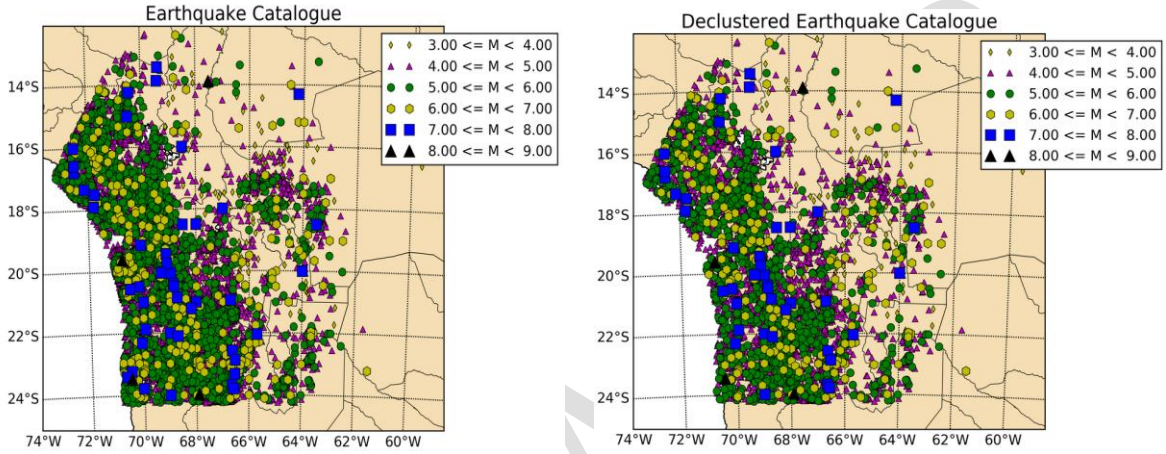


Figura 12-7 Sismicidad desagrupada (Decluster) del territorio nacional. Fuente: OSC (2019).

12.3.1. Análisis de completitud

El análisis de completitud es necesario para el cálculo probabilístico de la amenaza, porque uno de los parámetros característicos de la sismicidad de cada zona es la tasa anual acumulada de eventos por encima de una magnitud mínima. Esta distribución de ventanas temporales del catálogo sísmico fue realizada de forma visual (Kijko & Smit, 2012), además se consideró que en algunas zonas definidas la sismicidad es baja (Figura 8 y Figura 9).

BORRADOR

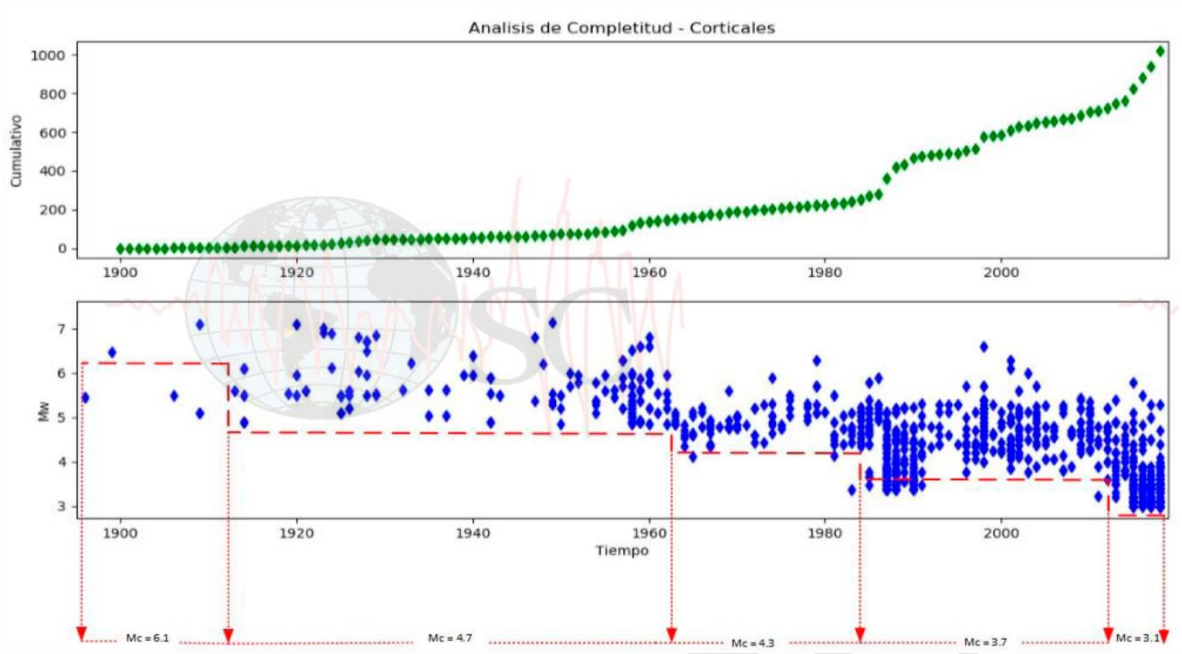


Figura 12-8 Análisis del catálogo sísmico de eventos corticales con la metodología propuesta por (Kijko & Smit, 2012).

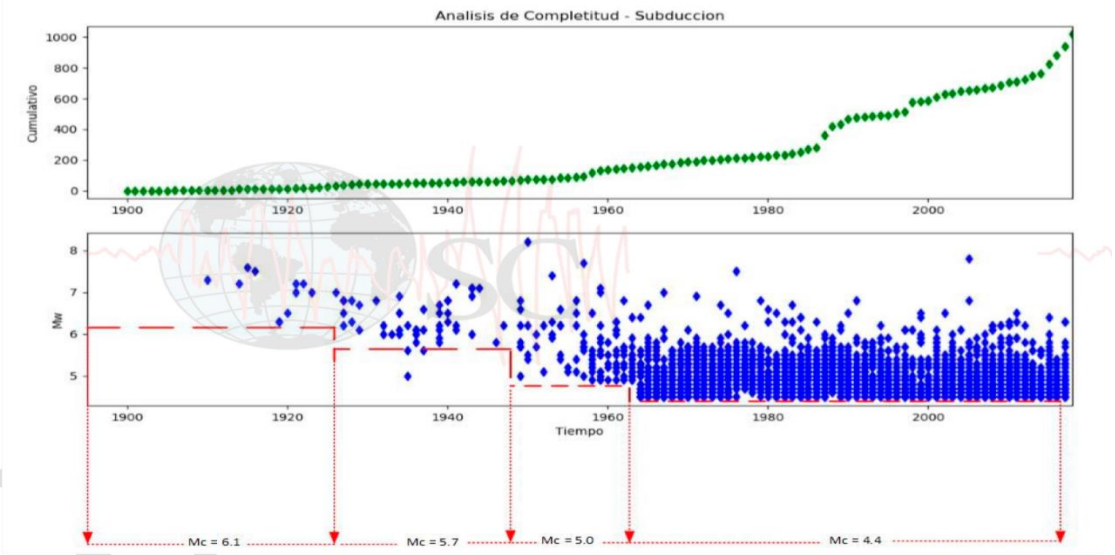


Figura 12-9 Análisis del catálogo sísmico de eventos de subducción con la metodología propuesta por (Kijko & Smit, 2012).

12.4. METODOLOGIA

Los estudios probabilísticos de amenaza sísmica brindan información sobre la excedencia de la aceleración máxima probable a registrarse en una región determinada (Cornell & Vanmarcke, 1969; McGuire & Shedlock, 1981; Cotton, Scherbaum, Bommer, & Bungum, 2006; Beauval, et al., 2013; Beauval, et al., 2018; Petersen, et al., 2018). Como se trabaja con probabilidades, un grado de incertidumbre se adiciona al cálculo y resultados, estas pueden ser empíricas o determinadas mediante métodos matemáticos (Cotton, Scherbaum, Bommer, & Bungum, 2006;

Bommer, et al., 2010). A continuación, se presentan los elementos para el cálculo probabilístico de la amenaza sísmica (Figura 12-10).

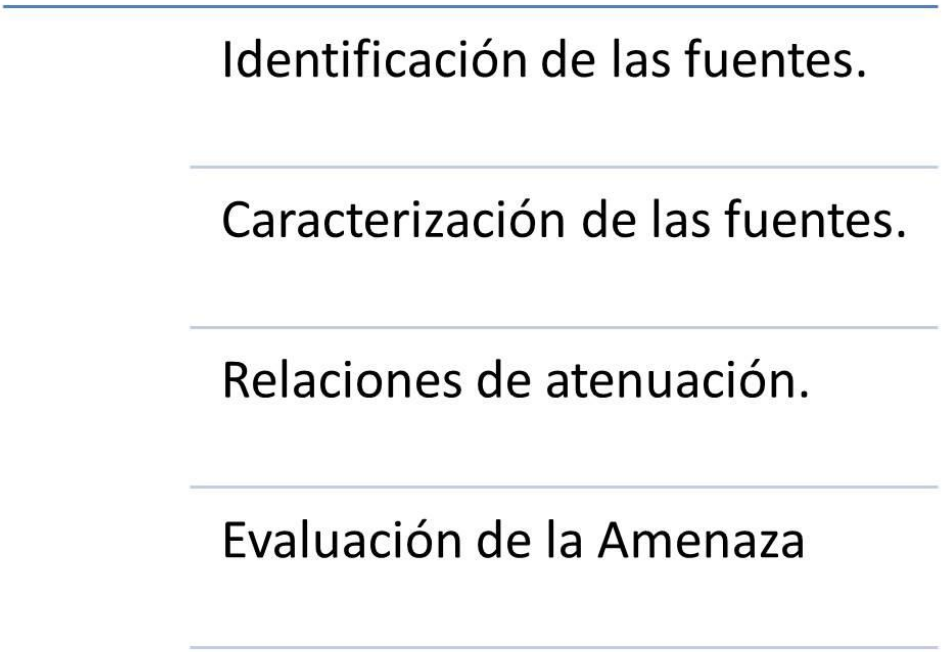


Figura 12-10 Proceso para el cálculo de los parámetros sismológicos y el cálculo probabilístico.

12.4.1. FUENTES SISMOGÉNICAS

Las zonas sísmicas fueron delimitadas analizando y evaluando la distribución espacial de la sismicidad asociada al proceso de subducción (sismos interface e intraplaca) considerando los cambios en el patrón de distribución espacial de la sismicidad de acuerdo a (Scire, et al., 2016) y (Beck & Zandt, 2002). Para fuentes sismogénicas corticales se tomó en cuenta el mapa de zonificación sísmica de Bolivia (Vega, Griffiths, Nieto , Condori, & Fernandez, 2016) con la ubicación de los sismos superficiales más importantes, además que cada zona ha sido delimitada siguiendo los lineamientos morfotectónicos de Bolivia (Ryan, Beck, Zandt, Wagner, & Minaya, Central Andean crustal structure from receiver funtion analysis, 2016), dentro de las cuales se encuentran las fallas geológicas potencialmente activas (Lavenu, et al., 2000; Minaya E. , 2004).

En este estudio se presentan 13 zonas sísmicas (Figura 12-11) distribuidas de la siguiente manera: F1 a F8 zonas asociadas a deformación cortical (zona occidental, altiplánica, oriental, boomerang, cratónica, cordillera argentina, occidental peruana y altiplano peruano) y F9 a F13 zonas asociadas al proceso de subducción (zona de interplaca, intraplaca intermedia e intraplaca profunda). Cada una de estas zonas posee características particulares, afectando de manera diferente a las estructuras, al considerar de forma independiente el análisis.

12.4.1.1. Zonas asociadas a deformación cortical

- F1 - Zona Occidental, se caracteriza por la ocurrencia de sismos superficiales de magnitudes bajas a moderadas (ejemplo: sismo Cumujo – Oruro del 6 de noviembre de 1995, destruyendo varias viviendas de adobe) relacionados al arco volcánico y a varios sistemas de fallas normales que se encuentran cubiertas (Baby, Herail, Salinas, &

Sempere, Geometry and kinematic evolution of passive roof duplexes deduced from cross-section balancing: example from the foreland thrust system of the southem Bolivian Subandeau zone., 1992).

- F2 – Zona Altiplánica, esta zona se caracteriza por la baja sismicidad y la deformación extensional (ejemplo: sismo ciudad de Oruro del 6 de mayo de 2012 causando pánico en la población alcanzando una intensidad de V M.M.) según (Assumpção & Araujo, 1993).
- F3 - Zona Oriental, está constituida por la Cordillera Oriental y del Subandino, caracterizados por la ocurrencia de sismos superficiales de magnitudes bajas a moderadas, siendo los más representativos el sismo de Consata –Mapiri, La Paz del 24 de febrero de 1947 (Cordillera Oriental) y los terremotos devastadores que ocurrieron en 1887 y 1899 causando daños en la población de Yacuiba (Subandino).
- F4 - Zona Boomerang, se caracteriza por la ocurrencia de sismos superficiales de magnitudes moderadas a altas (Postrervalle – 1957, Aiquile – 1998, etc.), relacionados a la curvatura de la Cordillera de los Andes; donde son acumulados importantes esfuerzos, debido al *sobrecabalgamiento* del Escudo Brasilero por la zona Subandina y la Cordillera Oriental Neógena (Baby, Herail, Salinas, & Sempere, Geometry and kinematic evolution of passive roof duplexes deduced from cross-section balancing: example from the foreland thrust system of the southem Bolivian Subandeau zone., 1992).
- F5 - *Zona cratónica*, conformada por la Llanura Chaco beniana y el Cratón Brasileño, la actividad sísmica en estas regiones es baja en comparación con otras zonas morfotectónicas. Posiblemente estos esfuerzos pasan a ser más compresivos hacia al oeste (Assumpção, 1998).
- F6 - *Zona occidental peruana*, reciente actividad sísmica se registra el 1 de diciembre de 2016, magnitud 6.0 M_w, localizado en la localidad del departamento de Puno y fue sentido en la ciudad de La Paz con una intensidad de III M.M.
- F7 - Zona altiplano peruano, en la parte del Altiplano peruano es probable que las fallas de empuje migren hacia el Este a medida que aumenten las tensiones verticales en los rangos que forman el borde del eje de la meseta (Suarez-Soruco, The Carboniferous System of Bolivia: a brief summary, 1986) sin embargo, en la última década no se desencadeno ningún evento catastrófico.
- F8 - Zona Cordillera Argentina, ocurrencia de sismicidad como el sismo del 6 de noviembre de 2009 de magnitud 5.5 M_w con epicentro en San Ramón – Argentina, el cual fue sentido en la ciudad de Tarija con una intensidad de V M.M.

12.4.1.2. Zonas asociadas al proceso de Subducción.

- F9 - Zona interplaca, en esta zona de contacto sismogénico se generan grandes terremotos, como los ocurridos en 1868, 1877, 2007, etc., sentidos en gran parte del territorio boliviano (Vega B. A., Complementos a la historia sísmica de Bolivia, 1996), incluso algunos causaron daños, como es el caso del sismo del 1 de abril de 2014 que ocasionó rajaduras en algunos edificios de la ciudad de La Paz (Minaya E. , 2014).
- F10, 11 y 12 – Zona intraplaca intermedia, la sismicidad en estas zonas ocurre a profundidades entre 100 - 350 km y se distribuye en la región occidental del país (La Paz, Oruro y Potosí),
- F13 - Zona intraplaca profunda, en esta zona se generan sismos de foco profundo (500 – 700 km). En Bolivia estos se distribuyen por debajo de los departamentos de La Paz (norte), Santa Cruz y Tarija; siendo el del 9 de junio de 1994 el evento más grande registrado instrumentalmente, con una magnitud de 8.0 M_w

BORRADOR

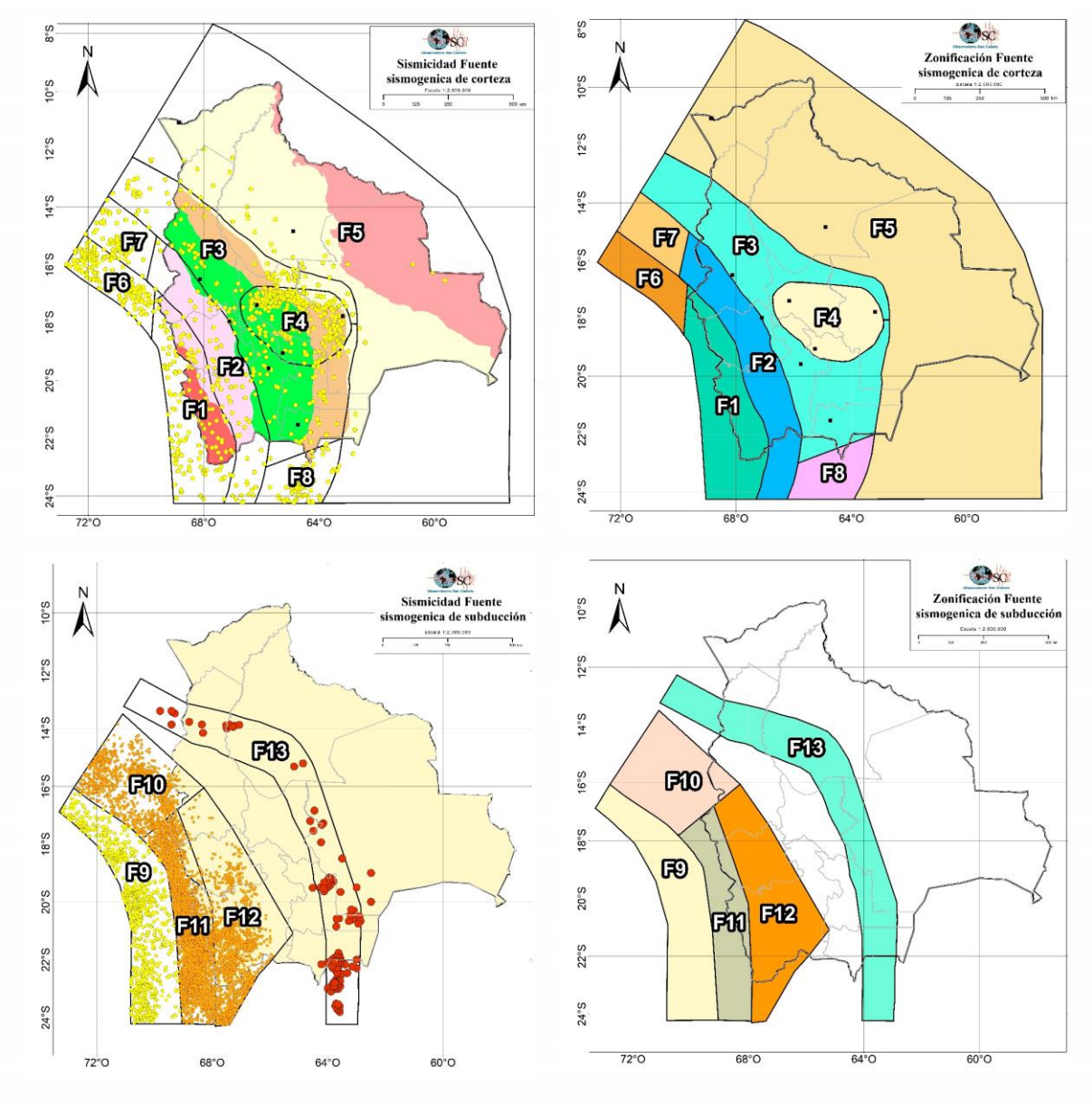


Figura 12-11 Zonificación sísmica para el territorio nacional.

12.4.2. CARACTERIZACIÓN DE LAS FUENTES SÍSMICAS – ANÁLISIS GUTENBERG - RICHTER

Los parámetros sísmicos para cada fuente sismogénica fueron determinados utilizando la ley de recurrencia de Gutenberg y Richter. Este proceso involucró el desarrollo del modelo de recurrencia para cada fuente sísmica tanto de sismos superficiales e intermedios. (Gutenberg & Richter, 1956) desarrollaron relaciones empíricas para representar la frecuencia de ocurrencia de sismos de diferentes magnitudes la que es conocida como relación de recurrencia:

$$LogN = a - bM$$

Dónde:
N es la frecuencia de sismos con magnitud igual o mayor a *M* que ocurren en una unidad de tiempo.
El parámetro *a*, permite conocer el nivel de actividad sísmica.

Una metodología para el cálculo del valor de b es a través de la máxima verosimilitud (Likelihood) que es propuesta por (Aki, 1965).

$$b\ln(10) = \frac{1}{\overline{m} - m_{min}}$$

Dónde;
$\overline{m}$ es la magnitud media promedio, m_{min} es la magnitud mínima del cátalogo sísmico.

(Cornell & Vanmarcke, 1969; Beauval & Scotti, 2003) aplicaron esta metodología para poder estimar el valor de *b*, sin embargo notaron que al definir el valor de m_{min} existe la probabilidad de no contar con un catálogo completo (pocas estaciones sísmicas, poca sismicidad en la región, etc).

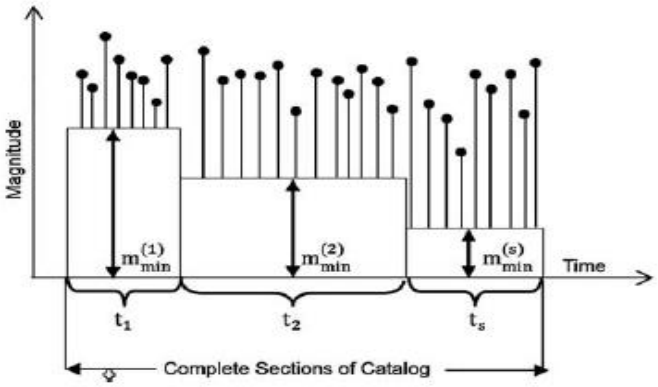


Figura 12-12 Estimación de la magnitud mínima a través de funciones de probabilidad de densidad en distintas ventanas de tiempo, solución propuesta por (Kijko & Sellevoll, 1989)*.*

Para solucionar este problema, es prudente dividir el catálogo en distintos períodos y poder estimar en cada periodo el valor de m_{min}, de esta forma se puede obtener magnitudes de completitud distintas para cada periodo.
Como la variable de la magnitud es independiente y está distribuida aleatoriamente en función de la relación de Gutenberg – Richter, se puede asumir que la Función de Probabilidad de Densidad (PDF) estará distribuida en cada uno de los periodos definidos (Figura 12-12) (Kijko & Smit, 2012).

Y la ecuación para cada periodo *T* esta denotada por:

$$f(m;\beta) = \begin{cases} 0 \longrightarrow m \le m_{min} \\ \beta \exp[-\beta(m - m_{min})] \longrightarrow \ m \ge m_{min} \end{cases}$$

Donde
$\beta = b\ ln(10)$.

La función de máxima verosimilitud estará en función a cada uno de los periodos definidos y será;

$$L(\beta) = \prod_{i=1}^{s}\prod_{j=1}^{ni} f\left(m_j^i, \beta\right) = \prod_{i=1}^{s}\prod_{j=1}^{ni} \beta * \exp[-\beta(m_j^i - m_{min}^i)]$$

Aplicando el estimador de β propuesto por (Utsu, 1965) se tendrá:

$$\hat{\beta} = (\frac{r_1}{\widehat{\beta_1}} + \frac{r_2}{\widehat{\beta_2}} + \cdots + \frac{r_s}{\widehat{\beta_s}})^{-1}$$

Donde:

$$r_i = \frac{n_i}{n}; n = \sum_{i}^{s} n_i$$

Es el total de terremotos con magnitudes iguales o superiores al umbral definido por la completitud del catálogo, es decir, es el cálculo de *b* para cada uno de los periodos determinados anteriormente.
Si se asume que $\lambda(m_{min})$ es la caracterización sísmica de un área geográfica, se puede obtener la variable de Poisson a través del estimador de máxima verosimilitud previamente presentado, su ecuación es:

$$\hat{\lambda}(m_{min}) = \frac{n}{\sum_{i=1}^{s} t_i * \exp[-\hat{\beta}(m_{min}^{i} - m_{min})]}$$

Dónde:
T es el periodo definido con base en la magnitud de completitud.

La ventaja de esta metodología propuesta por (Kijko & Smit, 2012) radica en poder estimar el valor de *b* a través de distintos periodos de completitud de un catálogo, es decir, que se puede trabajar con pocos datos y/o muchos datos al mismo tiempo. Por este motivo y considerando el contexto sísmico del territorio nacional los valores *a* y *b* fueron calculados de esta manera (Tabla 12-3).

El algoritmo propuesto por (Ordaz, 1991) usa las variables λ y β para poder estimar las tasas de recurrencia de cada región geográfica.

Tabla 12-3 Parámetros sísmicos utilizados para la determinación de aceleraciones máximas.

	FUENTE	M min (M0)	Lambda (M0)	Beta	M máx. 1	M máx. 2	M máx. 3	Vértices
FUENTES ASOCIADAS A DEFORMACIÓN CORTICAL	F1 - Zona Occidental	4,5	8,372	2,705	7	7,5	8	32
	F2 - Zona Altiplánica	4,5	3,022	2,43	6	6,5	7	65
	F3 - Zona Oriental	4,5	0,65	2,43	7	7,5	8	133
	F4 - Zona Boomerang	4,5	4,128	2,486	7	7,5	8	84
	F5 - Zona cratónica	4,5	0,1585	1,271	7	7,5	8	63
	F6 - Zona Occidental peruana	4,5	7,32	3,2324	8	8,5	9	16
	F7- Zona altiplano peruano	4,5	0,721	2,697	7	7,5	8	6

BORRADOR

	F8 - Zona cordillera Argentina	4,5	2,687	3,568	7	7,5	8	17
FUENTES ASOCIADAS AL PROCESO DE SUBDUCCIÓN	F9 - Zona interplaca	4,5	8,393	2,758	9	9,5	10	25
	F10- Zona intraplaca intermedia	4,5	8,67	2,172	7,5	8	8,5	9
	F11- Zona intraplaca intermedia	4,5	41,39	2,169	8	8,5	9	28
	F12- Zona intraplaca intermedia	4,5	12,568	2,478	7,7	8	8,5	21
	F13- Zona intraplaca profunda	4,5	1,549	1,256	8,5	9	9,5	59

12.4.3. ECUACIONES DE PREDICCIÓN DE MOVIMIENTO DE TIERRA (GMPE's)

Las ecuaciones de movimientos fuertes, también conocidas como GMPE's por sus siglas en inglés, son modelos usualmente empíricos que relacionan la amplitud de los movimientos fuertes con parámetros sísmicos, como ser; la magnitud del sismo, la distancia fuente – receptor, la propagación de la onda, las condiciones del sitio, el tipo de falla entre otros. Los análisis de amenaza sísmica (PSHA) contemplan el uso de estos modelos para poder estimar la aceleración máxima (en términos de probabilidad) de un posible sismo futuro en una determinada región geográfica (Douglas, 2003; Steward , et al., 2015; Drouet, et al., 2017). Después de una revisión de los GPMEs, se seleccionó diferentes modelos desarrollados para zonas asociadas al proceso de subducción de subducción y para zonas asociadas a deformación cortical. El resumen de estos modelos se presenta en la Tabla 12-4.

Tabla 12-4 Ecuaciones de Predicción de Movimientos Fuertes (GMPE's) propuestas.

Zonas asociadas a deformación cortical	Zonas asociadas al proceso de subducción
Abrahamson *et al.*, 2014.	BCHydro 2016 (Abrahamson *et al.*, 2016).
Boore *et al.*, 2008.	Montalva *et al.*, 2017
Boore *et al.*, 2014.	Youngs *et al.*, 1997

12.4.4. EVALUACIÓN PROBABILÍSTICA DE LA AMENAZA SISMICA

En el presente estudio, se utilizó la metodología propuesta por (Cornell & Vanmarcke, 1969) para la estimación de la amenaza sísmica. Esta metodología es un estándar en este tipo de trabajos tanto a nivel nacional como mundial. Ella utiliza todos los eventos dentro de una determinada grilla que no exceden un cierto umbral de algún parámetro específico, para luego determinar la probabilidad de no sobrepasar este umbral dividiendo el número de éxitos por el número total de eventos que las fuentes consideradas son capaces de generar (*F(i)*), siendo:

BORRADOR

$$F(i) = \frac{\emptyset(i, M)}{\emptyset(M)}$$

donde *Φ (i, M)* es el número de eventos que generan una intensidad de Mercalli Modificada menor o igual a *i*, con magnitudes *M* superiores a M_{min} y *Φ(M)* el número total de eventos con magnitudes mayores que M_{min}; ambos consideran todas las fuentes sismogénicas existentes por un lapso de 1 año. Suponiendo que la ocurrencia de terremotos sigue una distribución probabilística de Poisson, se llega a la probabilidad de no exceder *i* en un lapso *t*.

$$P(i, t) = exp[-t \cdot \emptyset(M_{min}) \cdot (1 - F(i)]$$

12.5. RESULTADOS PSHBO

Los mapas de amenaza para Bolivia corresponden a valores de PGA que fueron computados utilizando el algoritmo de (Ordaz, 1991) para dos periodos de retorno de 475 y 2475 años (Figura 13 y Figura 14) con un 10% de probabilidad de excedencia, para un rango de diversos periodos espectrales (0.0, 0.1, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0 s) y velocidad de onda de corte en roca (V_s = 760 m/s) fueron considerados para la integración del cálculo de amenaza sísmica.

BORRADOR

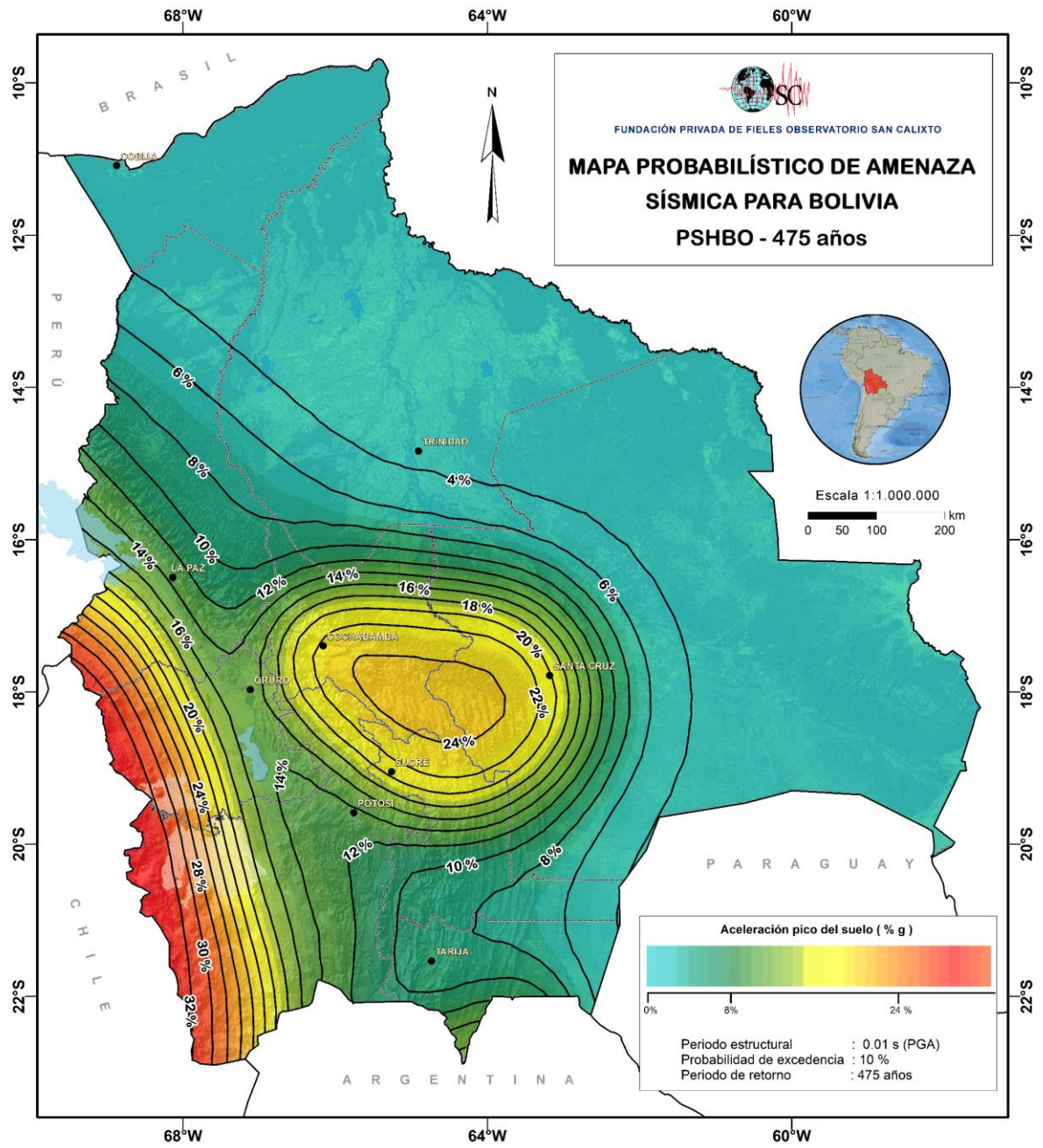


Figura 12-13 Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica para un periodo de retorno de 475 años que corresponde a un 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años, con una aceleración pico del suelo (PGA), OSC (2019).

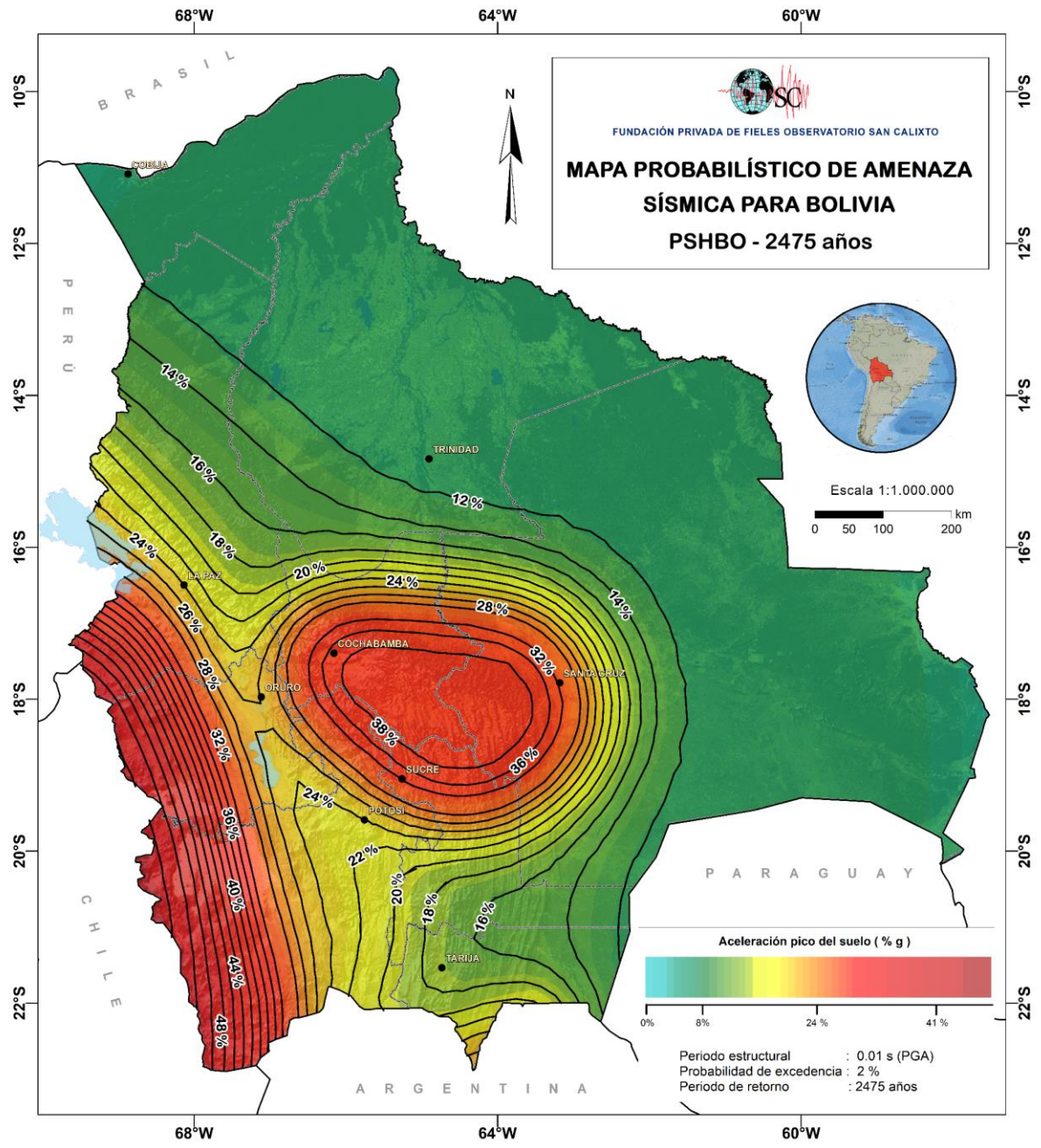


Figura 12-14 Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica para un periodo de retorno de 2475 años que corresponde a un 2 % de probabilidad de excedencia en 50 años, con una aceleración pico del suelo (PGA) (OSC, 2019).

Tabla 12-5 Rangos de la aceleración pico del suelo (PGA). Fuente: Giardini, Grünthal, Shedlock & Zhang,1999.

GRADO DE AMENAZA	PGA			
	m/s^2		% g	
BAJO	0	0.8	0	8
MODERADO	0.8	2.4	8	24
ALTO	2.4	4	24	41
MUY ALTO	mayor a	4	mayor a	41

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

La evaluación de la amenaza sísmica para Bolivia utilizando una metodología probabilística considera fuentes tridimensionales que fueron delimitadas analizando y evaluando la distribución espacial de la sismicidad asociada al proceso de subducción y a la dinámica de deformación cortical, asimismo para fuentes corticales se tomó en cuenta la dirección de los lineamientos morfotectónicos y las soluciones de mecanismos focales.

La caracterización de las 13 zonas sísmicas entre corticales, subducción y fuentes lejanas, se realizo mediante el uso de leyes de Gutenberg-Richter y de las ecuaciones de predicción de movimientos fuertes (GMPEs) que permiten determinar la amenaza sísmica en cada zona.

Se pudo evidenciar que la mayor parte de la sismicidad cortical para el territorio nacional está concentrada en la región del Boomerang Boliviano. Entre la Cordillera Occidental y el Altiplano predomina la sismicidad por fuentes de subducción. La región del Sub Andino y las planicies Chaco – Benianas presentan menor sismicidad, en comparación a las dos regiones anteriormente mencionadas.

Los valores de aceleración máxima probable obtenidos para el mapa de 475 años, oscilan entre 4 % a 32 % de g., se consideró el valor V_{s30} de 760 m/s. La mayor aceleración por sismos corticales está concentrada entre Cochabamba, Chuquisaca y Santa Cruz, se obtuvieron valores máximos probables entre 16 % a 24 % de g. Entre la frontera Bolivia – Chile se obtuvieron aceleraciones máximas entre 18 % a 32 % de g.

Para las capitales de los departamentos de La Paz, Oruro y Potosí se tiene valores entre 12 % a 14 % de g. Para los departamentos de Tarija, Beni y Pando se tiene aceleraciones máximas probables entre 6 % a 8 % de g. Se debe mencionar que la sismicidad de fuentes lejanas tiene influencia en los Municipios de La Paz, Yacuiba y todos aquellos situados cerca de la frontera occidental y al sur del territorio nacional.

Estos resultados deben ser tomados como estimadores generales de la situación sísmica en Bolivia, debido a que en este trabajo no se consideró ningún tipo de efecto de amplificación producto de condiciones locales del suelo (efecto de sitio), siendo este aspecto motivo de análisis más detallados y trabajos a futuro.

Por último, se recomienda realizar estudios determinísticos para evaluar el potencial sísmico de fallas potencialmente activas, las cuales representan una amenaza sísmica en regiones del territorio nacional que desarrollaran proyectos civiles importantes.

BORRADOR

Tabla 6. Aceleraciones máximas en poblaciones del país para periodos de retorno de 475 años y 2475 años.

N	Población	Departamento	% Ac. Max (475 años)	% Ac. Max (2475 años)
	Ciudad Capital			
1	TRINIDAD	BENI	3.57	11.4
2	SUCRE	CHUQUISACA	20.94	34.86
3	COCHABAMBA	COCHABAMBA	22.4	37.09
4	NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ	LA PAZ	13.33	23.69
5	ORURO	ORURO	14.92	25.44
6	COBIJA	PANDO	2.79	10.88
7	POTOSI	POTOSI	13.39	23.52
8	SANTA CRUZ DE LA SIERRA	SANTA CRUZ	19.99	33.59
9	TARIJA	TARIJA	8.93	17.12
	Ciudades Intermedias			
10	CIUDAD GUAYARAMERIN	BENI	3.12	11.3
11	RIBERALTA	BENI	3.17	11.31
12	SAN BORJA	BENI	5.97	13.74
13	SANTA ANA DE YACUMA	BENI	3.2	11.3
14	CIUDAD SACABA	COCHABAMBA	23	37.91
15	COLCAPIRHUA	COCHABAMBA	22.11	36.71
16	PUNATA	COCHABAMBA	23.77	38.89
17	QUILLACOLLO	COCHABAMBA	22.11	36.71
18	TIQUIPAYA	COCHABAMBA	22.14	36.74
19	VINTO	COCHABAMBA	21.86	36.38
20	CARANAVI	LA PAZ	8.98	17.28
21	EL ALTO	LA PAZ	14.18	25
22	HUANUNI	ORURO	15.65	26.55
23	LLALLAGUA	POTOSI	16.5	28.1
24	TUPIZA	POTOSI	11.88	21.37
25	UYUNI	POTOSI	16.31	27.58
26	VILLAZON	POTOSI	11.43	20.05
27	CAMIRI	SANTA CRUZ	9.4	17.36
28	COTOCA	SANTA CRUZ	18.65	31.63
29	MINEROS	SANTA CRUZ	16.7	28.66
30	MONTERO	SANTA CRUZ	18.51	31.37
31	PORTACHUELO	SANTA CRUZ	19.81	33.32
32	SAN IGNACIO DE VELASCO	SANTA CRUZ	3.19	11.21
33	VILLA MONTES	TARIJA	7.75	15.47
34	YACUIBA	TARIJA	11.78	20.62
	Centros Poblados			

BORRADOR

35	BAURES	BENI	3.16	11.29
36	BELLA VISTA	BENI	3.16	11.3
37	CACHUELA ESPERANZA	BENI	3.1	11.3
38	EL CARMEN	BENI	3.16	11.29
39	EXALTACION	BENI	3.18	11.3
40	HUACARAJE	BENI	3.16	11.29
41	MAGDALENA	BENI	3.16	11.32
42	REYES	BENI	5.93	13.72
43	SAN IGNACIO	BENI	4.34	11.97
44	SAN JOAQUIN	BENI	3.17	11.3
45	SAN LORENZO DE MOXOS	BENI	6.02	13.44
46	SAN RAMON	BENI	3.17	11.33
47	SANTA ROSA DE YACUMA	BENI	4.13	11.92
48	YUCUMO	BENI	7.16	14.93
49	AZURDUY	CHUQUISACA	10.78	19.4
50	CAMARGO	CHUQUISACA	10.1	19.15
51	CANDUA	CHUQUISACA	12.96	22.72
52	CULPINA	CHUQUISACA	9.41	18.05
53	HUACARETA	CHUQUISACA	9.07	17.02
54	MACHARETI	CHUQUISACA	7.29	15.01
55	MONTEAGUDO	CHUQUISACA	12.96	22.72
56	PADILLA	CHUQUISACA	20.18	33.72
57	REDENCION PAMPA	CHUQUISACA	23.7	38.77
58	SAJLINA	CHUQUISACA	9.54	18.28
59	SAN LUCAS	CHUQUISACA	11.06	20.05
60	SOPACHUY	CHUQUISACA	18.64	31.41
61	TARABUCO	CHUQUISACA	21.02	35
62	VILLA SERRANO	CHUQUISACA	22.12	36.58
63	YOTALA	CHUQUISACA	19.58	32.82
64	ZUDAÑEZ	CHUQUISACA	22.06	36.48
65	AIQUILE	COCHABAMBA	24.08	39.2
66	ANZALDO	COCHABAMBA	23.6	38.68
67	APILLAPAMPA	COCHABAMBA	21.9	36.3
68	ARANI	COCHABAMBA	23.85	38.98
69	ARBIETO	COCHABAMBA	23.59	38.67
70	CAPINOTA	COCHABAMBA	22.23	36.81
71	CATACHILLA	COCHABAMBA	23.22	38.2
72	CHIMORE	COCHABAMBA	21.58	35.88
73	CHULLA	COCHABAMBA	21.86	36.38
74	CLIZA	COCHABAMBA	23.72	38.84
75	COLLPAPAMPA	COCHABAMBA	22.14	36.74
76	COLOMI (CENTRAL)	COCHABAMBA	23.16	38.13
77	COTAPACHI	COCHABAMBA	22.31	37

BORRADOR

78	EL PASO	COCHABAMBA	21.86	36.36
79	ENTRE RIOS	COCHABAMBA	22.37	36.94
80	ETERAZAMA	COCHABAMBA	19.31	32.44
81	ILLATACO (OTB)	COCHABAMBA	21.86	36.38
82	INDEPENDENCIA	COCHABAMBA	15.46	26.66
83	IRONCOLLO (OTB)	COCHABAMBA	22.11	36.71
84	IRPA IRPA	COCHABAMBA	22.23	36.81
85	IVIRGARZAMA	COCHABAMBA	21.39	35.59
86	MALLCO CHAPI	COCHABAMBA	21.86	36.38
87	MALLCO RANCHO	COCHABAMBA	21.86	36.38
88	MIZQUE	COCHABAMBA	24.19	39.33
89	MONTECILLO BAJO	COCHABAMBA	22.14	36.74
90	PAROTANI	COCHABAMBA	22.16	36.79
91	PASORAPA	COCHABAMBA	24.23	39.37
92	POCPO COLLO	COCHABAMBA	22.11	36.71
93	PUERTO VILLARROEL	COCHABAMBA	18.71	31.46
94	SAN BENITO	COCHABAMBA	23.76	38.89
95	SAN LORENZO	COCHABAMBA	23.75	38.88
96	SANTIVAÑEZ	COCHABAMBA	22.41	37.12
97	SAUCE RANCHO	COCHABAMBA	21.86	36.38
98	SHINAHOTA	COCHABAMBA	21.59	35.89
99	SIPE SIPE	COCHABAMBA	22.07	36.69
100	SUTICOLLO	COCHABAMBA	22.07	36.69
101	TARATA	COCHABAMBA	23.59	38.67
102	TIATACO	COCHABAMBA	23.59	38.67
103	TIRAQUE	COCHABAMBA	23.74	38.86
104	TOLATA	COCHABAMBA	23.75	38.88
105	TOTORA	COCHABAMBA	24.12	39.25
106	UCUREÑA	COCHABAMBA	23.79	38.92
107	VALLE SACTA	COCHABAMBA	22.23	36.77
108	VILLA 14 DE SEPTIEMBRE	COCHABAMBA	19.23	32.3
109	VILLA MONTENEGRO	COCHABAMBA	22.07	36.69
110	VILLA TUNARI	COCHABAMBA	21.2	35.36
111	VINTO CHICO	COCHABAMBA	21.86	36.38
112	ACHACACHI	LA PAZ	14.32	24.8
113	AMARETE	LA PAZ	12.07	21.36
114	APOLO	LA PAZ	8.7	16.81
115	ARAPATA	LA PAZ	10.11	18.91
116	BATALLAS	LA PAZ	14.77	25.76
117	CALA CALA	LA PAZ	13.44	23.19
118	CHULUMANI	LA PAZ	10.35	19.24
119	CHUQUINI	LA PAZ	9.87	18.55
120	COHONI	LA PAZ	12.71	22.71

BORRADOR

121	COLLANA	LA PAZ	16.31	28.39
122	COLQUENCHA	LA PAZ	16.68	28.98
123	COLQUIRI	LA PAZ	14.54	25.19
124	COPACABANA	LA PAZ	16.8	28.59
125	CORIPATA	LA PAZ	10.27	19.14
126	CORO CORO	LA PAZ	20.16	34.59
127	COROICO	LA PAZ	10.41	19.35
128	DESAGUADERO	LA PAZ	19.32	33.03
129	GUANAY	LA PAZ	9	17.32
130	HUARINA	LA PAZ	14.42	25.11
131	IRUPANA	LA PAZ	10.32	19.13
132	IXIAMAS	LA PAZ	6.08	13.86
133	LA ASUNTA	LA PAZ	9.09	17.29
134	LAHUACHACA	LA PAZ	14.41	24.92
135	LICOMA	LA PAZ	11.87	21.24
136	MACHACAMARCA	LA PAZ	15.79	27.55
137	MAPIRI	LA PAZ	9.69	18.23
138	MARQUIRIVI	LA PAZ	16.68	28.98
139	PALOS BLANCOS	LA PAZ	8.05	15.94
140	PATACAMAYA	LA PAZ	15.65	27.14
141	PUERTO ACOSTA	LA PAZ	14.45	24.56
142	PUERTO GUAQUI	LA PAZ	18.18	31.27
143	QUIME	LA PAZ	12.71	22.46
144	RURRENABAQUE	LA PAZ	6.71	14.5
145	SAN ANTONIO (El Alto)	LA PAZ	15.48	27.07
146	SAN ANTONIO (San Miguel de Huachi)	LA PAZ	8.07	15.94
147	SAN BUENA VENTURA	LA PAZ	6.71	14.5
148	SANTA ROSA	LA PAZ	10.07	18.75
149	SICA SICA	LA PAZ	14.65	25.4
150	SORATA	LA PAZ	12.94	22.72
151	TEOPONTE	LA PAZ	8.86	17.11
152	TIPUANI	LA PAZ	9.47	17.98
153	VILLA PATA	LA PAZ	16.19	28.02
154	VILOCO	LA PAZ	11.68	21.02
155	BOLIVAR	ORURO	15.01	25.48
156	CARACOLLO	ORURO	14.71	25.24
157	CHALLAPATA	ORURO	14.32	24.46
158	CRUCE CULTA	ORURO	14.61	25.21
159	CURAHUARA DE CARANGAS	ORURO	24.38	40.72
160	EUCALIPTUS	ORURO	13.91	23.87
161	HUACHACALLA	ORURO	28.57	46.74
162	LA JOYA	ORURO	14.62	24.96

BORRADOR

163	MACHACAMARCA	ORURO	14.94	25.41
164	PAZÑA	ORURO	14.5	24.64
165	POOPO	ORURO	14.81	25.13
166	SANTIAGO DE HUARI	ORURO	14.06	24.06
167	TOTORAL	ORURO	15.01	25.48
168	TURCO	ORURO	23.8	39.67
169	PORVENIR	PANDO	2.95	11.1
170	PUERTO RICO	PANDO	3.15	11.29
171	AGUA DE CASTILLA	POTOSI	12.51	22.31
172	ANIMAS	POTOSI	14.25	24.36
173	ATOCHA	POTOSI	13.77	23.86
174	BETANZOS	POTOSI	14.43	25.04
175	CAIZA "D"	POTOSI	11.6	21.1
176	CALA CALA	POTOSI	16.42	28.05
177	CHAYANTA	POTOSI	16.81	28.66
178	COLQUECHACA	POTOSI	19.07	32.06
179	COTAGAITA	POTOSI	11.56	21.35
180	OCURI	POTOSI	18.59	31.31
181	POCOATA	POTOSI	18.08	30.55
182	PORCO	POTOSI	12.46	22.27
183	PUNA	POTOSI	12.5	22.3
184	RAVELO	POTOSI	21.5	35.66
185	SACACA	POTOSI	20.31	33.96
186	SIETE SUYOS	POTOSI	14.25	24.36
187	SIGLO XX	POTOSI	16.5	28.1
188	TASNA ROSARIO	POTOSI	13.27	23.33
189	UNCIA	POTOSI	16.08	27.46
190	ABAPO	SANTA CRUZ	19.69	33.1
191	ARROYITO	SANTA CRUZ	19.72	33.21
192	ASCENCION DE GUARAYO	SANTA CRUZ	5.12	12.52
193	BUEN RETIRO	SANTA CRUZ	22.19	36.75
194	BULO BULO	SANTA CRUZ	22.51	37.1
195	CAMPANERO	SANTA CRUZ	17.5	29.93
196	CHANE INDEPENDENCIA	SANTA CRUZ	14.72	25.7
197	CHARAGUA	SANTA CRUZ	9.91	18.3
198	CHORETI	SANTA CRUZ	9.4	17.36
199	COMARAPA	SANTA CRUZ	24.22	39.33
200	CONCEPCION	SANTA CRUZ	3.82	11.47
201	CUATRO CAÑADAS	SANTA CRUZ	9.93	18.77
202	CUEVO	SANTA CRUZ	7.91	15.61
203	DON LORENZO	SANTA CRUZ	16.86	29
204	EL BISITO	SANTA CRUZ	18.65	31.63
205	EL CARMEN (El Bajio)	SANTA CRUZ	21.3	35.47

BORRADOR

206	EL CARMEN (Rivero Tórrez)	SANTA CRUZ	3.04	11.26
207	EL JIPA	SANTA CRUZ	18.81	31.86
208	EL PUENTE	SANTA CRUZ	6.72	14.41
209	EL TAJIBO	SANTA CRUZ	15.17	26.38
210	EL TORNO	SANTA CRUZ	22.66	37.39
211	FERNANDEZ ALONSO	SANTA CRUZ	15.39	26.69
212	HARDEMAN	SANTA CRUZ	14.01	24.59
213	HUAYTU	SANTA CRUZ	23.03	37.97
214	JOROCHITO	SANTA CRUZ	23.2	38.13
215	LA ANGOSTURA	SANTA CRUZ	23.35	38.34
216	LA ENCONADA	SANTA CRUZ	17.5	29.93
217	LA FINCA	SANTA CRUZ	16.25	28.07
218	LA GUARDIA	SANTA CRUZ	22.02	36.5
219	LAS BARRERAS	SANTA CRUZ	18.98	32.09
220	LAS PIEDADES	SANTA CRUZ	19.06	32.22
221	LIMONCITO	SANTA CRUZ	22.71	37.45
222	LOMA ALTA	SANTA CRUZ	18.68	31.64
223	LOS NEGROS	SANTA CRUZ	24.2	39.34
224	MAIRANA	SANTA CRUZ	24.14	39.28
225	MONTERO HOYOS	SANTA CRUZ	15.39	26.82
226	NUEVO HORIZONTE	SANTA CRUZ	13.39	23.8
227	OKINAWA I	SANTA CRUZ	13.1	23.33
228	PAICHENETU	SANTA CRUZ	16.7	28.66
229	PAURITO	SANTA CRUZ	18.54	31.49
230	PICO DE MONTE	SANTA CRUZ	16.01	27.6
231	PORONGO	SANTA CRUZ	21.83	36.23
232	POSTRER VALLE	SANTA CRUZ	23.77	38.84
233	PUENTE CAIMANES	SANTA CRUZ	14.01	24.57
234	PUERTO PAILAS	SANTA CRUZ	15.39	26.82
235	PUERTO QUIJARRO	SANTA CRUZ	2.1	9.08
236	PUERTO RICO	SANTA CRUZ	22.71	37.45
237	PUERTO SUAREZ	SANTA CRUZ	2.32	9.73
238	SAGRADO CORAZON	SANTA CRUZ	14.84	25.9
239	SAN ANTONIO DE LOMERIO	SANTA CRUZ	4.26	11.79
240	SAN CARLOS	SANTA CRUZ	22.19	36.75
241	SAN GERMAN	SANTA CRUZ	22.69	37.38
242	SAN ISIDRO	SANTA CRUZ	24.26	39.38
243	SAN JAVIER	SANTA CRUZ	4.97	12.4
244	SAN JOSE	SANTA CRUZ	22.02	36.5
245	SAN JUAN DE YAPACANI	SANTA CRUZ	21.62	35.89
246	SAN JULIAN	SANTA CRUZ	8.72	17.04
247	SAN LUIS	SANTA CRUZ	23.04	37.92
248	SAN MATIAS	SANTA CRUZ	2.49	10.27

BORRADOR

249	SAN PEDRO	SANTA CRUZ	14.84	25.9
250	SAN RAFAEL	SANTA CRUZ	3.2	11.26
251	SANTA FE DE YAPACANI	SANTA CRUZ	22.59	37.29
252	SANTA MARTHA	SANTA CRUZ	22.66	37.39
253	TAROPE	SANTA CRUZ	18.65	31.63
254	TARUMA	SANTA CRUZ	23.14	38.05
255	TIQUIPAYA	SANTA CRUZ	23.14	38.05
256	URUBICHA	SANTA CRUZ	4.16	11.78
257	VALLE SANCHEZ	SANTA CRUZ	20.03	33.65
258	VALLEGRANDE	SANTA CRUZ	24.12	39.26
259	VILLA PARAISO	SANTA CRUZ	9.09	17.57
260	YAGUARU	SANTA CRUZ	4.34	11.87
261	YAPACANI	SANTA CRUZ	22.77	37.52
262	YOTAU	SANTA CRUZ	6.23	13.76
263	CAMPO GRANDE	TARIJA	11.39	20.14
264	CAMPO GRANDE (Bermejo)	TARIJA	16.58	27.12
265	CARAPARI	TARIJA	10.32	18.68
266	COLONIA LINARES	TARIJA	16.02	26.36
267	ENTRE RIOS	TARIJA	8.58	16.38
268	LA GRAMPA	TARIJA	11.39	20.14
269	PADCAYA	TARIJA	9.56	17.64
270	PALMAR CHICO	TARIJA	10.98	19.64
271	RANCHO NORTE	TARIJA	8.84	17.09
272	SAN ISIDRO	TARIJA	11.78	20.62
273	SAN LORENZO	TARIJA	8.84	17.09

BORRADOR

5. BIBLIOGRAFÍA.

Aki, K. (1965). Maximum likelihood estimate of b in the formula log (N) = a − bM and its confidence limits. *Bull. Earthq. Res.*, 237-239.

Anderson, R. B., Long, S. P., Horton, B. K., Thomson, S. N., Calle, A. Z., & Stockli, D. F. (2017). Orogenic wedge evolution of the central Andes, Bolivia (21°S): Implications for Cordilleran cyclicity. *Tectonics, 37*, 3577-3609.

Assumpção, M. (1998). Focal mechanisms of small earthquakes in SE Brazilian shield: A test of stress models of the South American plate. *Geophysical Journal International, 133*(2), 490-498.

Assumpção, M., & Araujo, M. (1993). Effect on the Altiplano plateau, South America, on the regional interplate stresse. *Tectonophysics, 121*, 475-596.

Baby, P., Herail, G., Salinas, R., & Sempere, T. (1992). Geometry and kinematic evolution of passive roof duplexes deduced from cross-section balancing: example from the foreland thrust system of the southem Bolivian Subandeau zone. *Tectonics*, 523-536.

Beauval, C. H., Yepes, P., Palacios, M., Segovia, A., Alvarado, Y., Font, J., & Vaca, S. (2013). An earthquake catalog for seismic hazard assessment in Ecuador. *Bulletin of the Seismological Society of America, 103*, 773-786.

Beauval, C. J., Marinière, H., Yepes, L., Audin, J., Nocquet, A. A., & Alvarado, S. (2018). New seismic hazard model for Ecuador. *Bulletin of the Seismological Society of America, 108*(3A), 1443–1464.

Beauval, C., & Scotti, O. (2003). Mapping b-values in France using two different magnitude ranges: possible non power-law behavior. *Geophys. Res. Lett.*

Beck, S. L., & Zandt, G. (2002). The nature of orogenic crust in the central Andes. *Journal of geophysical research*, 2230–2247.

Beck, S. L., Zandt, G., Myers, S. C., Wallace, T. C., Silver, P. G., & Drake, L. (1996). Crustal-thickness variations in the central Andes. *Geology*, 407-410.

Bommer, J. J., Douglas, J., Scherbaum, F., Cotton, F., Bungum, H., & Fäh, D. (2010). On the selection of ground-motion prediction equations for seismic hazard analysis. *Seismological Research Letters, 81*(5), 783-793.

Christophersen, A., Gerstenberger, M. C., Rhoades, D. A., & Stirling, M. W. (2011). Quantifying the effect of declustering on probabilistic seismic hazard. *Proc. of the Ninth Pacific Conf. on Earthquake Engineering: Building an Earth an Earthquake-Resilient Society.* Auckland, New Zealand.

Cornell , C. A., & Vanmarcke, E. H. (1969). The major influences on seismic risk. *Proceedings of the 4th World Conference on Earthquake Engineering.* Santiago.

Cotton, F., Scherbaum, F., Bommer, J., & Bungum, H. (2006). Criteria for selecting and adjusting ground-motion models for specific target regions: Application to central europe and rock sites. *Journal of Seismology*, 137-156.

DeMets, C., Gordon, R. G., Argus, R. G., & Stein, S. (1990). Current plate motions. *Geophysical Journal International, 101*, 425-478.

Descotes, P. M., & Cabre, R. (1973). Historia sísmica de Bolivia. *Geofísica Panamericana.*, 251-278.

Dewey, J. F., & Lamb, S. H. (1992). Active tectonics of the Andes. *Tecnophysics*.

Douglas, J. (2003). Earthquake ground motion estimation using strong-motion records: a review of equations for the estimation of peak ground acceleration and response spectra ordinates. *Earth Science Review, 61*, 43–104.

Drouet, S., Montalva, G., Dimate, C., Castillo, L., Fernandez, G. A., Morales, C., . . . Weatherill, G. (2017). Building a ground-motion logic tree for south america within the gem-sara project framework. *16th World Conference on Earthquake Engineering.*

Dumont, J. (1996). Neotectonics of the Subandes-Brazilian cratón boundary using geomorphological data: The Marañon and Beni basins. *Tecnophysics*.

Giardini, D., Grünthal, G., Shedlock, K.M., & Zhang, P. (1999). The GSHAP Global Seismic Hazard Map. *Annals of Geophysics*.

Gillis, R. J., Horton, B. K., & Grove, M. (2006). Thermochronology, geochronology, and upper crustal structure of the Cordillera Real: Implications for Cenozoic exhumation of the central Andean plateau. *Tectonics*.

Gutenberg, B., & Richter, F. (1956). Magnitude and energy of earthquakes. *Annali di Geofisica*.

Hasterok, D., Halpin, J., Hand, M., Collins, A., Kreemer, C., Gard, M.G., & Glorie, S. (2022). New maps of global geologic provinces and tectonic plates. *Earth Science Reviews. Preprint available (EarthArXiv)*. doi:org/10.31223/X5TD1C

Isacks, B. L. (1988). Uplift of the central Andean plateau and bending of the Bolivian orocline. *J. Geoph. Res.*, 3211-3231.

BORRADOR

Kennan, L. J. (1994). Cenozoic Tectonics of the Central Bolivian Andes. *D. Phil. Thesis*.

Kijko, A., & Sellevoll, M. A. (1989). Estimation of earthquake hazard parameters from incomplete data files. Part I. Utilization of extreme and complete catalogs with different threshold magnitudes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 645 654.

Kijko, A., & Smit, A. (2012). Extension of the aki-utsu b-value estimator for incomplete catalogs. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1283–12871.

Kley, J., Monaldi, C. R., & Salfity, J. A. (1999). Along-strike segmentation of the Andean foreland: causes and. *Tectonophysics*, 75-94.

Lamb, S. (2015). Cenozoic uplift of the Central Andes in northern Chile and Bolivia - reconciling paleoaltimetry with the geological evolution. *Canadian Journal of Earth Sciences*.

Lamb, S., & Hoke, L. (1997). Origin of the high plateau in the central Andes, Bolivia, South America. *Tectonics, 16*(4), 623-649.

Lavenu, A. (1986). Etude tectonique et neotectonique de l'Altipiano et de la Cordillere orientale des Andes Boliviennes. *Geodynamique 1*, 147-152.

Lavenu, A., Thiele, R., Machette, M. N., Dart, R. L., Bradley, L., & Haller, K. M. (2000). *Maps and Database of Quaternary Faults in Bolivia and Chile.* USGS Open-File Report 00-283.

Litherland, M., & Power, G. (1989). The geologic and geomorphologic evolution of Serranía Huanchaca, eastern Bolivia: The legendary "Lost World". *Journal of South American Earth Sciences*, 1-17.

Marsan, D., & Lengliné, O. (2008). Extending earthquakes' reach through cascading. *Science, 319*(5866), 1076-1079. doi:10.1126/science.1148783

Matthews, K. J., Maloney, K. T., Zahirovic, S., Williams, S. E., Seton, M., & Müller, R. D. (2016). Global plate boundary evolution and kinematics since the late Paleozoic. *Global and Planetary Change 146*, 226-250. doi:10.1016/j.gloplacha.2016.10.002

McGuire, R. K., & Shedlock, K. M. (1981). Statistical uncertainties in seismic hazard evaluations in the United States. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 1287-1308.

McQuarrie, N., & DeCelles, P. (2001). Geometry and structural evolution of the central Andean backthrust belt, Bolivia. *Tectonics, 20*(5), 669-692.

Minaya, E. (2004). Mapa Sismo Tectonico de Bolivia. *Mapa Sismo Tectonico de Bolivia. Memoria explicativa.* La Paz, La Paz, Bolivia: Observatorio San Calixto.

Minaya, E. (2012). *Mapa de amenaza sísmico volcánico para Bolivia" – programa de fortalecimiento para la capacidad de evaluación para la amenaza sismo – volcánico en Bolivia.*

Minaya, E. (2014). Historia de 137 años de silencio. *Boletín Especial Observatorio San Calixto*.

Ordaz, M. (1991). *Brief description of program CRISIS, Internal report, Institute of Solid Earth Physics.* Bergen: University of Bergen, Norway.

Petersen, M. D., Harmsen, S. C., Jaiswal, K. S., Rukstales, K. S., Luco, N., Haller, K. M., . . . Shumway, A. M. (2018). Seismic, hazard, risk and design for south america. *Bulletin of the Seismological Society of America, 108*(2), 108-800.

Randall, D. E., Taylor, G. K., & Grocott, J. (1996). Major crustal rotations in the Andean margin: Paleomagnetic results from the Coastal Cordillera of northern Chile. *J. Geophys. Res.*

Reasenberg, P. A. (1985). Second-order moment of central California seismicity. *Journal of Geophysical Research, 90*(B7), 5479–5495.

BORRADOR

Roperch, P., Fornari, M., Hérail, G., & Parraguez, G. V. (2000). Tectonic rotations within the Bolivian Altiplano: Implications for the geodynamic evolution of the central Andes during the late Tertiary. *J. Geophys. Res.*, 795–820.

Russo, A. (1966). Algunas consideraciones fisiográficas del territorio boliviano. *Boletin, Instituto Boliviano del Petroleo, 6*, 7-25.

Ryan, J., Beck, S., Zandt, G., Wagner, L., & Minaya, E. (2016). Central Andean crustal structure from receiver funtion analysis. *Tectonophysics, 682*(6), 120 – 133.

Scire, A., Zandt, G., Beck, S., Long, M., Wagner, L., Minaya, E., & Tavera, H. (2016). Imaging the transition from flat to normal subduction: variations in the structure of the Nazca slab and upper mantle under southern Peru and northwestern Bolivia. *Geophysical Journal International*, 457–479.

Servant, M., & Fontes, J. C. (1978). Les lacs quatemaires des hauts plateaux des Andes boliviennes. Premieres interprétations paléoclimatiques. *Calliers ORSTOM, 10*, 9-23.

Steward , J., Douglas , J., Boore , D., Campbell, K., Delavaud, E., Erdik , M., & Stafford , P. (2015). *Selection of a global set of ground motion prediction equations: work undertaken as part of Task 3 of the GEM-PEER Global GMPEs project. PEER Report 2012.* Pacific Earthquake Research Centre.

Suarez-Soruco, R. (1986). The Carboniferous System of Bolivia: a brief summary. *ANNUAL MEETING OF WORKING GROUP OF PROJECT No 211 lGCP-IUGS (Late Paleozoic of South America)* (págs. 11-26). Cordoba: JUGS.

Utsu, T. (1965). A method for determining the value of b in a formula log n = a – bM showing the magnitude-frequency relation for earthquakes. *Geophys. Bull.*, 99-103.

Vega, A., Griffiths, T., Nieto , M., Condori, F., & Fernandez, G. (2016). Mapa de intensidades máximas probables de Bolivia. La Paz: Observatorio San Calixto.

Vega, B. A. (1996). Complementos a la historia sísmica de Bolivia. *Revista Geofísica. (IPGH)*(45), 73-124.

Ward, K. M., Porter , R. C., Zandt , G., Beck, S., Wagner, S. L., Minaya, E., & Tavera, H. (2013). Ambient noise tomography across the Central Andes. *Geophysical Journal Internationa, 194*(3-1), 1559–1573.

BORRADOR

Título VII. Bibliografía

ACI 364.1R. (2007). *Guide for Evaluation of Concrete Structures Before Rehabilitation* (First ed.). Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute.

ACI 369. (2011). *Guide for Seismic Rehabilitation of Existing Concrete Frame Buildings and Commentary* (First ed.). Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute.

ACI 562. (2019). *Code Requirements for Assessment, Repair and Rehabilitation of Existing Concrete Structures* (First ed.). Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute.

Anderson, R. B., Long, S. P., Horton, B. K., Tomson, S. N., Calle, A. Z., & Stockli, D. F. (2017). Orogenic wedge evolution of the central Andes, Bolivia (21°S): Implications for Cordilleran cyclicity. *Tectonics, 37*, 3577-3609.

ASCE 4. (1998). *Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary* (First ed.). Reston, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers.

ASCE/SEI 41. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (First ed.). Reston, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers. Obtenido de www.asce.org/bookstore | ascelibrary.org

ASCE/SEI 7. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (First ed.). Reston, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers. Obtenido de www.asce.org/bookstore | ascelibrary.org

Assumpçao, M. (1998). Focal mechanisms of small earthquakes in SE Brazilian shield: A test of stress models of the South American plate. *Geophysical Journal International, 133*(2), 490-498.

Assumpção, M., & Araujo, M. (1993). Effect on the Altiplano plateau, South America, on the regional interplate stresse. *Tectonophysics, 121*, 475-596.

Baby, P., Herail, G., Salinas, R., & Sempere, T. (1992). Geometry and kinematic evolution of passive roof duplexes deduced from cross-section balancing: example from the foreland thrust system of the southem Bolivian Subandeau zone. *Tectonics, 11*(3), 523-536.

Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras* (Cuarta ed.). Naucalpan de Juárez, Estado de México, México: Pearson.

DeMets, C., Gordon, R. G., Argus, D. F., & Stein, S. (1990). Current plate motions. *Geophysical Journal International, 101*, 425-478.

Dewey, J. F., & Lamb, S. H. (1992). Active tectonics of the Andes. (J. F. Dewey, & S. H. Lamb, Edits.) *Tectonophysics, 205*, 79-95.

Dumont, J. (1996). Neotectonics of the Subandes-Brazilian craton boundary using geomorphological data: the Marañon and Beni basins. ORSTOM. *Tecnophysics, 257*.

Eichelberger, N., McQuarrie, N., Ryan, J., Karimi, R., Beck, S., & Zandt, G. (2015). Evolution of crustal thickening in the central Andes, Bolivia. *Earth and Planetary Science Letters, 426*, 191-203.

EN 1504. (2005). *Productos y sistemas de protección y reparación de estructuras de hormigón* (Primera ed.). Bruselas, Bélgica: Comité Europeo de Normalización.

FEMA P-750. (2009). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures* (2009 ed.). Washington, D.C., USA: Building Seismic Safety Council.

BORRADOR

Gazetas, G. (1991). Foundation Vibrations. En *Foundation Engineering Handbook* (Second ed., págs. 553-593). London, UK: Chapman & Hall.

Gillis, R. J., Horton, B. K., & Grove, M. (2006). Thermochronology, geochronology, and upper crustal structure of the Cordillera Real: Implications for Cenozoic exhumation of the central Andean plateau. *Tectonics, 25*.

Isacks, B. L. (1988). Uplift of the central Andean plateau and bending of the Bolivian orocline. *J. Geophys Research, 93*, 3211-323.

Kennan, L. J. (1994). *Cenozoic Tectonics of the Central Bolivian Andes. D. Phil. Thesis.* University of Oxford.

Kley, J. (1999). Along-strike segmentation of the Andean foreland: causes and cousequences. *Tectonophysics, 301*.

Lamb, S., & Hoke, L. (1997). Origin of the high plateau in the central Andes, Bolivia, South America. *Tectonics, 16*(4), 623-649.

Lamp, S. (2016). Cenozoic uplift of the Central Andes in northern Chile and Bolivia - reconciling paleoaltimetry with the geological evolution. *Canadian Journal of Earth Sciences, 53*(11), 1227-1245.

Lavenu, A. (1986). Etude tectonique et neotectonique de l'Altipiano et de la Cordillere orientale des Andes Boliviennes. *Geodynamique*(1), 147-152.

Litherland, M., & Power, G. (1989). The geologic and geomorphologic evolution of Serranía Huanchaca, eastern Bolivia: The legendary "Lost World. *Journal of South American Earth Sciences, 2*(1), 1-17.

Maufroy, E. (2010). *Caractérisation et modélisation numérique de l'effet de site topographique 3D: application à la Grande Montagne de Rustrel, Vaucluse.* Thèse de Doctorat, UNIVERSITE DE NICE SOPHIA ANTIPOLIS – UFR SCIENCES, Ecole Doctorale Sciences Fondamentales et Appliquées, Nice.

McQuarrie, N., & DeCelle, P. (2001). Geometry and structural evolution of the central Andean backthrust belt, Bolivia. *Tectonics, 20*(5), 669-692.

Minaya, E. (2014). Historia de 137 años de silencio. *Boletín Especial Observatorio San Calixto*.

Mylonakis, G., Nikolaou, S., & Gazetas, G. (September de 2006). Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26*(9), 824-853. doi:10.1016/j.soildyn.2005.12.005

NB 1225001. (s.f.). *Hormigón Estructural* (Primera ed.). Santa Cruz de la Sierra, Santa Cruz, Bolivia: Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

NB 1225002. (2013). *Acciones sobre las estructuras - Gravitacionales, reológicas y empujes del terreno* (Primera ed.). Santa Cruz de la Sierra, Santa Cruz, Bolivia: Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1982). *Earthquake Spectra and Design* (First ed.). Urbana-Champaign, Illinois, USA: Earthqueake Engineering Research Institute.

NF P 06-13. (1995). *Règles de construction parasismique.* Paris, Paris, Francia: AFNOR.

Pais, A., & Kausel, E. (October de 1988). Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 7*(4), 213-227. doi:10.1016/S0267-7261(88)80005-8

PSHBO. (2019). *Mapa probalístico de amenaza sísmica para Bolivia.* Compañía de Jesús - Jesuitas. Nuestra Señora de La Paz: Observatorio San Calixto.

Randall, D. E., Taylor, G. K., & Grocott, J. (1996). Major crustal rotations in the Andean margin: Paleomagnetic results from the Coastal Cordillera of northern Chile. *Geophys. Research, 101*(15), 783–798.

BORRADOR

Roperch, P., Fornari, M., Hérail, G., & Parraguez, G. V. (2000). Tectonic rotations within the Bolivian Altiplano: Implications for the geodynamic evolution of the central Andes during the late Tertiary. *J. Geophys. Researh, 105*, 795–820.

Russo, A. (1996). Russo, A. (1966). Algunas consideraciones fisiográficas del territorio boliviano. *Boletin, Instituto Boliviano del Petroleo, 6*, 7-25.

Ryan, J., Beck, S., Zandt, G., Wagner, L., Minaya, E., & Tavera, H. (2016). Central Andean crustal structure from receiver funtion analysis. *Tectonophysics, 682*(6), 120 – 133.

Servant, M., & Fontes, J. C. (1978). Les lacs quatemaires des hauts plateaux des Andes boliviennes. Premieres interprétations paléoclimatiques. *Calliers ORSTOM, Série Géologie, 10*(1), 9-23.

Suarez-Soruco, R. (Ed.). (1986). The Carboniferous system of Bolivia: a brief summary. *Annual Meeting of Working Group of Project No 211 lGCP-IUGS*, *3*, págs. 11-26. Cordoba.

Technical Report Nº 54. (2000). *Diagnosis of Deterioration in Concrete Structures* (First ed.). Crownthorne, Berkshire, UK: The Concrete Society.

Vega, B. A. (1996). Complementos a la historia sísmica de Bolivia. *Revista Geofísica. (IPGH)*(45), 73-124.

Ward, K. M., Porter, R. C., Zandt, G., Beck, S., Wagner, S. L., Minaya, E., & Tavera, H. (2013). Ambient noise tomography across the Central Andes. *Geophysical Journal International, 194*(3), 1559–1573. doi:10.1093/gji/ggt166

BORRADOR

A 1 - [2] ACTUALIZACIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA PARA DISEÑO

13. INTRODUCCION

En Bolivia no contamos con un espectro de respuesta para diseño sismorresistente basado en datos de registros sísmicos reales, por lo que históricamente se ha recurrido a normas internacionales o de naciones vecinas para poder diseñar estructuras sismorresistentes en territorio nacional, en el año 2020 se presentó un procedimiento de obtención de espectros de respuesta para diseño a partir de registros de velocidad de 25 sismos disponibles en la base de datos del IRIS registrados en la estación LPAZ, representando adecuadamente un solo punto dentro del país. Lo ideal es contar con registros de muchas estaciones en distintas ubicaciones representativas. Para la actualización de la GBDS-2020, se han accedido a 42 registros de eventos sísmicos de la mencionada base de datos, de los cuales 40 registros de la estación LPAZ, 10 de la estación SOEV y 7 de la estación SOEH y 3 para la estación SOEP resultaron adecuados para su análisis.

Aumentar el número de sensores queda como tarea pendiente tanto para las autoridades de nuestro país, como para las instituciones de investigación. Estas y otras limitaciones y alcances se analizan al final del presente documento.

14. CATALOGO Y REGISTROS SISMICOS

En la base de datos del proyecto IRIS, se pueden acceder a una gran cantidad de registros sísmicos, para este estudio se han encontrado 43 registros, cuyos epicentros se encuentran distribuidos dentro y fuera del territorio Boliviano (Figura 12-1), como se puede observar, la mayor concentración se encuentra entre los departamentos de Cochabamba, Santa Cruz y Chuquisaca, en concordancia con la distribución de los sismos más destructivos que se hayan registrado en el país desde épocas coloniales hasta la fecha, el ejemplo más significativo y que es parte de este estudio esta dado por el terremoto de Aiquile de 1998.

Tabla 12-1 Catalogo sísmico utilizado.

N	AÑO	MES	DIA	FECHA	MAGNITUD	ESCALA	PROFUNDIDAD	LOCALIDAD	LATITUD	LONGITUD	EST-1	EST-2	EST-3	EST-4
1	1994	4	3	3/4/1994	5.3	mb	37.1	Pojo	-17.7767	-64.8237	LPAZ			
2	1994	6	9	9/6/1994	8.2	mw	640	Rurrenabaque	-13.8722	-67.5125	LPAZ			
3	1998	5	22	22/5/1998	6.6	mw	24	Aiquile	-17.8595	-65.539	LPAZ			
4	1998	5	22	22/5/1998	5.2	mb	34.6	Curadero	-18.0099	-65.126	LPAZ			
5	1998	5	22	22/5/1998	5.3	mb	33	Toro Toro	-17.9884	-65.81	LPAZ			
6	1998	5	26	26/5/1998	5.1	mb	33	Mizque	-17.836	-65.3282	LPAZ			
7	2004	3	22	22/3/2004	5.7	MW	20.1	SaltaLP	-22.9481	-64.4059	LPAZ			

[2] Anexo redactado por:
Ing. Luis Pablo Burgos Vargas

BORRADOR

N	AÑO	MES	DIA	FECHA	MAGNITUD	ESCALA	PROFUNDIDAD	LOCALIDAD	LATITUD	LONGITUD	EST-1	EST-2	EST-3	EST-4
8	2007	9	10	10/9/2007	5.2	MW	20.2	Peru-Bolivia	-17.2051	-69.4671	LPAZ			
9	2007	11	15	15/11/2007	5.1	mb	39.4	Caahuazú	-19.3144	-63.9553	LPAZ			
10	2008	9	5	5/9/2008	4	mb	4	Illimani	-16.6751	-67.5706	LPAZ			
11	2009	7	11	11/7/2009	4.5	mb	35	Tunari	-17.2142	-66.2975	LPAZ			
12	2011	5	13	13/5/2011	3.8	Ml	26.3	Caluyo	-17.5491	-66.1411	LPAZ			
13	2013	7	7	7/7/2013	3.4	mb	10	Tiraque	-17.3147	-65.66	LPAZ			
14	2013	7	7	7/7/2013	4.6	mb	26.9	Punata	-17.5008	-65.7638	LPAZ			
15	2013	7	7	7/7/2013	3.8	ML	4.2	Punata1	-17.477	-65.78	LPAZ			
16	2013	11	9	9/11/2013	4.5	mL	21.2	Larati	-17.335	-66.048	LPAZ			
17	2014	6	28	28/6/2014	4.6	mb	10	Samaipata	-18.0233	-63.8336	LPAZ			
18	2014	10	1	1/10/2014	5.2	MW	10	Illimani1	-16.6358	-67.5421	LPAZ			
19	2016	5	22	22/5/2016	5.3	Mww	5.3	Tartagal	-22.3467	-64.2278	LPAZ			
20	2017	6	11	11/6/2017	5.1	mb	10	Yapacani	-17.5365	-63.9347	LPAZ			
21	2017	10	6	6/10/2017	4.6	mb	35.47	Yapacani1	-17.5732	-64.1786	LPAZ			
22	2018	8	25	25/8/2018	3.1	mb	4.1	El Refugio	-14.4008	-66.4756	LPAZ			
23	2018	12	20	20/12/2018	5	mb	10	Chuquisaca	-19.2859	-63.9461	LPAZ			
24	2019	2	23	23/2/2019	4.9	mb	20.57	Cañon Seco	-21.6841	-63.1927	LPAZ			
25	2019	8	12	12/8/2019	4.6	mb	10	San Roque	-20.1094	-64.5312	LPAZ			
26	2020	5	10	10/5/2020	4.3	mb	10	Abapo	-19.0713	-63.6603	LPAZ			
27	2020	5	31	31/5/2020	6.1	mww	186	Juliaca-Peru	-15.2747	-70.663	LPAZ			
28	2020	6	29	29/6/2020	5	mb	35	La Cajita	-18.9626	-63.8071	LPAZ			
29	2020	6	29	29/6/2020	5	mb	37.72	La Cajita1	-18.9254	-63.8484	LPAZ			
30	2020	11	25	25/11/2020	3.2	ml	10	Los Molinos	-17.3042	-66.2075	LPAZ			
31	2021	1	4	4/1/2021	4.5	Mb	59.85	Rio Blanco	-17.2356	-64.431	LPAZ			
32	2021	12	23	23/12/2021	4	mb	53.17	Arepucho	-17.2176	-65.2422	LPAZ	SOEV	SOEH	
33	2022	3	7	7/3/2022	4.2	mb	10	El Carmen	-17.5261	-63.6355		SOEV		SOEP
34	2022	4	23	23/4/2022	4.3	mb	44.3	Chacataya	-18.6061	-65.8858	LPAZ	SOEV	SOEH	SOEP
35	2022	5	18	18/5/2022	4.2	mb	10	San Jacinto	-17.1719	-65.7278	LPAZ	SOEV	SOEH	
36	2022	5	26	26/5/2022	7.2	mww	252	Azangaro-Peru	-14.8942	-70.1969	LPAZ	SOEV	SOEH	SOEP
37	2022	7	14	14/7/2022	4.5	mwr	10	Huancarani	-18.5259	-65.7136	LPAZ			

BORRADOR

N	AÑO	MES	DIA	FECHA	MAGNITUD	ESCALA	PROFUNDIDAD	LOCALIDAD	LATITUD	LONGITUD	EST-1	EST-2	EST-3	EST-4
38	2022	9	11	11/9/2022	4.6	mb	10	Lacayotal	-20.5019	-64.1013		SOEV		
39	2022	12	15	15/12/2022	4.2	md	10.18	Entre Rios	-17.2525	-64.6321	LPAZ	SOEV	SOEH	
40	2022	12	26	26/12/2022	4.2	mb	10.466	Parque Carrasco	-17.4074	-64.8145	LPAZ	SOEV		
41	2023	3	7	7/3/2023	4.7	mb	66.349	Tiraque1	-17.3331	-65.757	LPAZ	SOEV	SOEH	
42	2023	4	3	3/4/2023	5.1	mww	233.522	Catani	-21.457	-66.8319	LPAZ	SOEV	SOEH	

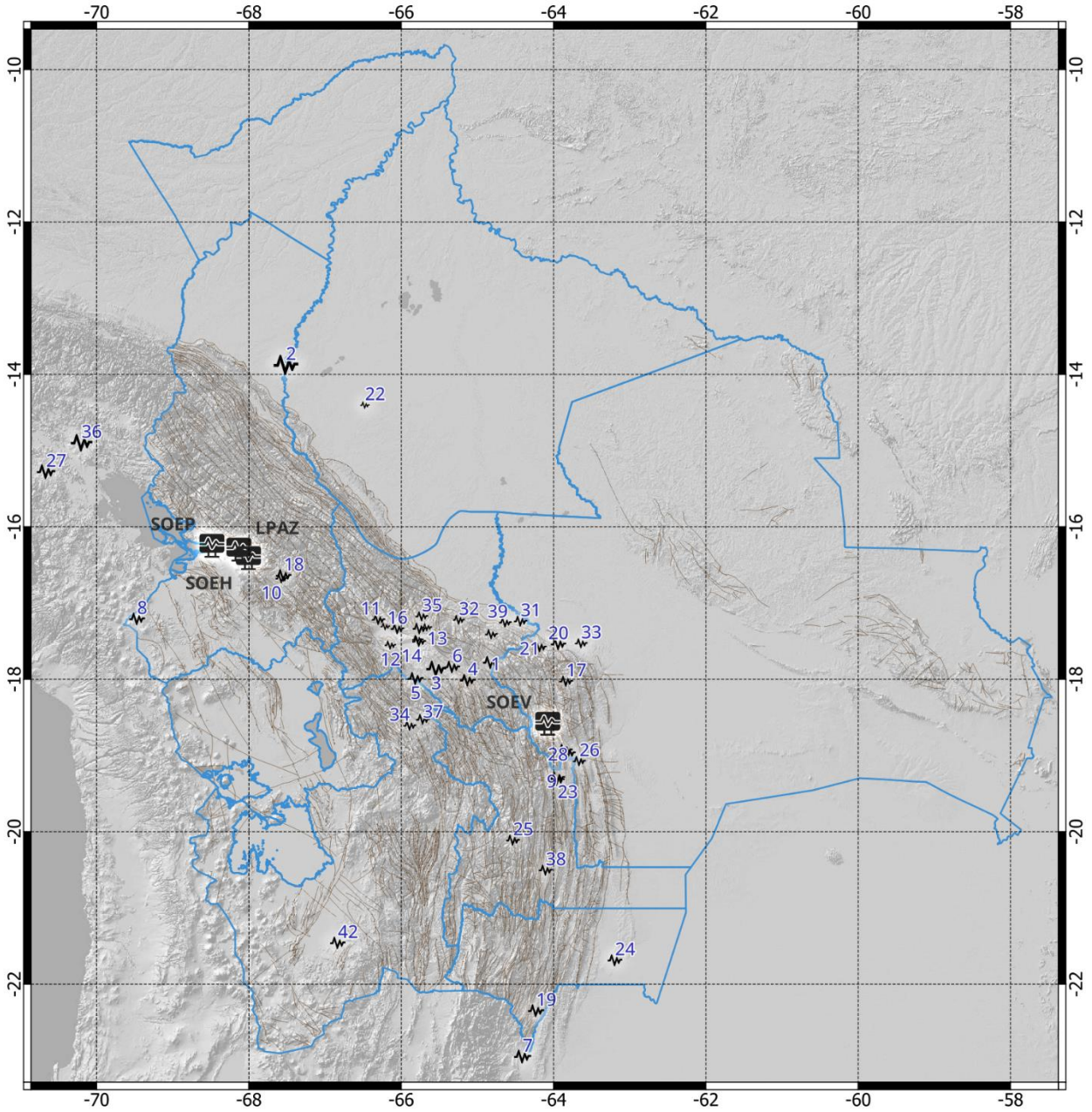


Figura 12-1 Distribución de los registros sísmicos en territorio boliviano.

15. ENVOLVENTE DE ESPECTROS NORMALIZADOS – ESTACIÓN LPAZ

Con el aumento de registros disponibles, ha sido posible estudiarlos con mayor certidumbre para la actualización de la GBDS 2020, la clasificación planteada a partir de los 40 registros de la estación LPAZ es la siguiente: espectros con pico máximo en periodos menores a 0.5 [s], pico máximo entre 0.5 y 4 [s] de periodo y los que tienen su pico máximo a periodos de más de 4 [s].

- Picos de periodos cortos (<0.5 [s]) con 20 registros.
- Picos de periodos intermedios (0.5 a 4 [s]) con 17 registros.
- Picos de periodos largos (>4 [s]) con 3 registros.

En la Figura 12-2 se muestran gráficamente estos espectros en representación tetra-logarítmica. En color rojo se muestra la mediana de los espectros, este espectro tiene un 50% de probabilidad de excedencia, considerando una distribución normal de los errores de los resultados.

En línea azul claro se muestra la mediana mas 1.281 desviaciones estándar, la cual tiene una probabilidad del 10% de excedencia, asumiendo una distribución normal de los errores. En congruencia con el mapa de amenaza sísmica con periodo de retorno de 475 años suministrado por el observatorio de San Calixto.

En línea azul oscuro se muestra la mediana mas 2.05 desviaciones estándar, la cual tiene una probabilidad del 2% de excedencia, asumiendo una distribución normal de los errores. En congruencia con el mapa de amenaza sísmica con periodo de retorno de 2475 años suministrado por el observatorio de San Calixto.

Los tres escenarios representan 3 tipos de amenazas distintas, se esperan picos máximos de periodos cortos cuando el sismo es cercano y a medida que crece la distancia al foco el pico máximo se va dando a periodos cada vez más largos, suponiendo un punto de análisis de propagación en roca sin alteraciones, aunque se observan excepciones a este concepto en algunos registros, esto se debe a la gran complejidad del medio de transmisión de las ondas sísmicas en la corteza terrestre en Bolivia.

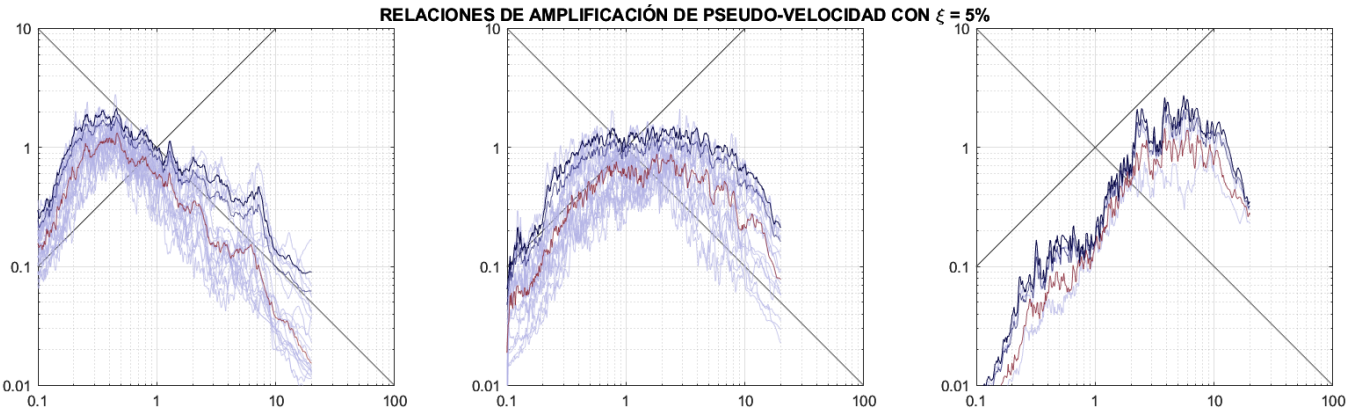


Figura 12-2 Clasificación de los espectros según el intervalo de periodos en los cuales tienen su pico máximo. A la izquierda los sismos con picos menores a 0.5 [s] de periodo, al centro los sismos con picos máximos entre 0.5 y 4 [s] de periodo y a la derecha los sismos con picos máximos mayores a 4 [s] segundos.

Por este motivo, es necesario tomar en cuenta los 3 escenarios como situaciones distintas e independientes, lo que requiere, trabajar con una envolvente de estas 3 situaciones, en la Figura 12-3 se muestra en color rojo la envolvente de los espectros con 2% de probabilidad de

excedencia para un amortiguamiento del 5%, en morado pálido la envolvente de los espectros con 10% de probabilidad de excedencia de los 3 escenarios planteados.

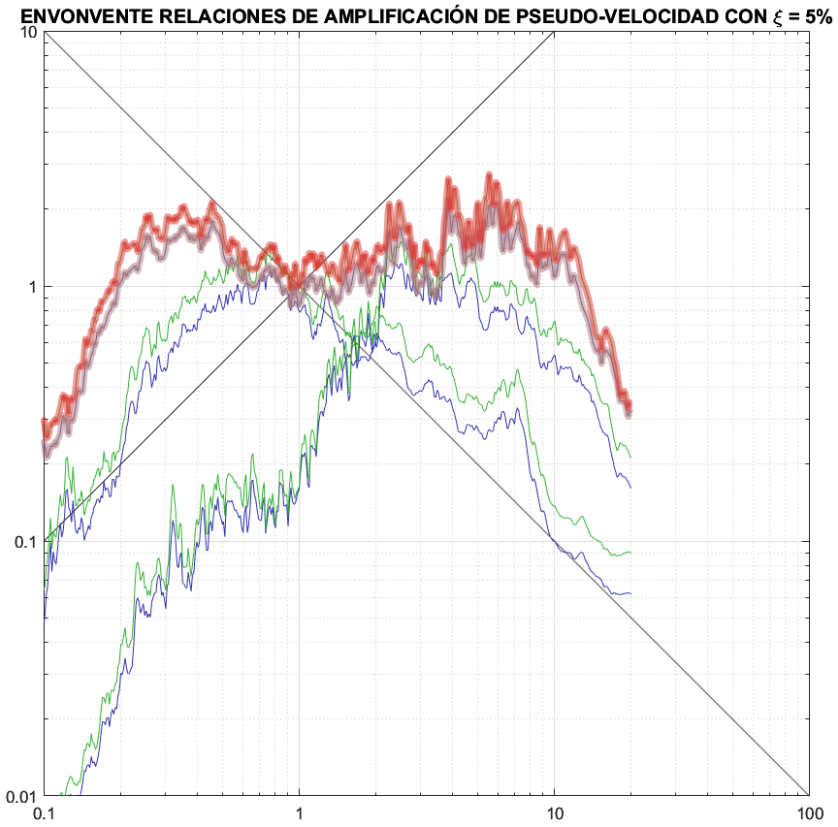


Figura 12-3 Envolvente total de los espectros de respuesta de pseudo velocidad normalizados.

Esas envolventes son las peores situaciones que pueden esperarse, por lo que son los espectros con los cuales se realizó la actualización de la parametrización del espectro idealizado para diseño sismorresistente.

16. ESPECTROS DE PSEUDO ACELERACIONES DE RESPUESTA NORMALIZADOS – LPAZ

Los espectros se los determina frecuentemente en términos de aceleración, para poder multiplicarlos por la masa del vibrador de 1GL y así poder determinar la fuerza necesaria para obtener la deformación máxima esperada, información básica para el diseño de estructuras. En la Figura 12-4 se muestran los espectros de pseudo aceleración de respuesta normalizados para la estación LPAZ

A partir de estos es posible estimar las frecuencias de corte del espectro, T_o el periodo de inicio de la meseta, T_s el periodo en el que finaliza la meseta de pseudo aceleración y T_L periodo en el que finaliza la meseta de pseudo velocidad.

BORRADOR

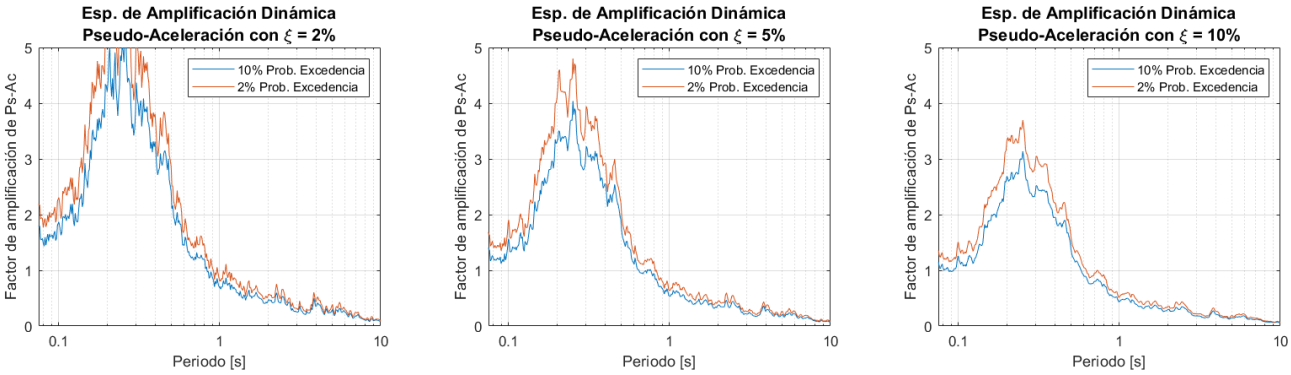


Figura 12-4 Espectros de amplificación dinámica de pseudo aceleraciones, estación sismológica LPAZ.

17. PROPUESTA DE ESPECTRO DE DISEÑO PARA BOLIVIA

Para obtener el espectro de respuesta base para Bolivia se utilizaron las mismas expresiones que se usaron en la Guía Sísmica Boliviana 2020. Estas ecuaciones, se han actualizado y ajustado a los espectros mostrados en la Figura 12-4 para un amortiguamiento del 5%, aplicando los siguientes valores:

- Factor de amplificación de periodos cortos: $\alpha_s = 2.5$
- Factor de amplificación de periodo de 1.0 [s]: $\alpha_1 = 1.25$
- Los periodos de transición son: $T_o = 0.15\,\frac{F_v}{F_a}$; $T_s = 0.5\,\frac{F_v}{F_a}$ y $T_L = 4\,\frac{F_v}{F_a}$

De esta manera, se ha podido simplificar las expresiones para determinar el espectro actualizado, el cual se encuentra graficado y superpuesto a los espectros normalizados para su comparación en la Figura 12-5.

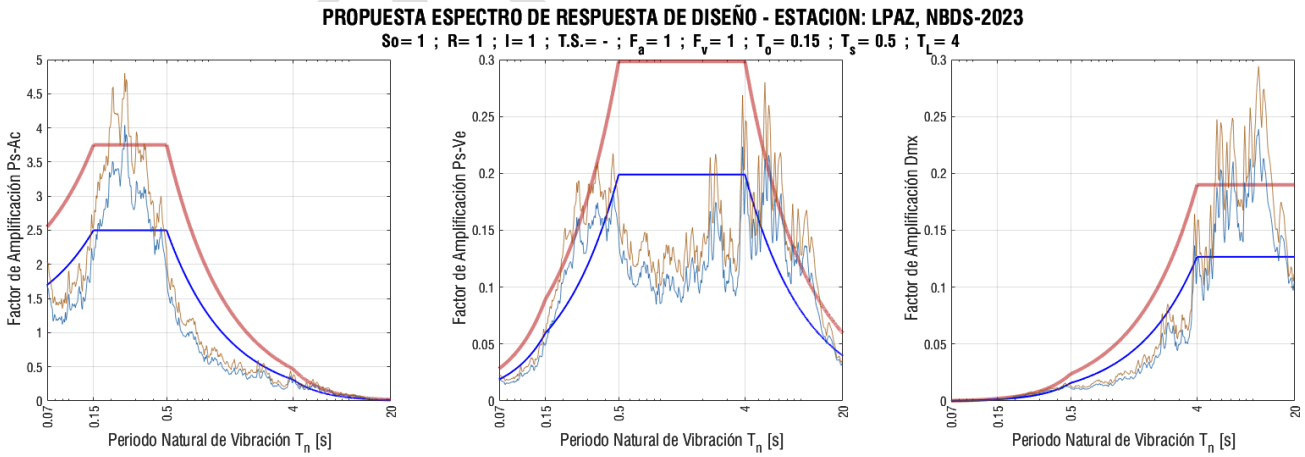


Figura 12-5 Propuesta de espectro de diseño para Bolivia.

Reemplazando los valores mencionados, es posible determinar expresiones simplificadas de las iniciales las cuales son mucho más sencillas de utilizar. Las ecuaciones paramétricas simplificadas propuestas son:

- Para $T < T_o$: $S_a(T) = F_a \cdot S_o \cdot \left[1 + 1.5 \cdot \frac{T}{T_o}\right]$
- Para $T_o < T < T_s$ $S_a(T) = 2.5 \cdot F_a \cdot S_o$
- Para $T_s < T < T_L$ $S_a(T) = \frac{1.25 \cdot F_v \cdot S_o}{T}$

- Para $T_L < T$ $\quad S_a(T) = \frac{1.25 \cdot F_v \cdot S_o \cdot T_L}{T^2}$

Con $T_o = 0.15\frac{F_v}{F_a}$, $\quad T_s = 0.5\frac{F_v}{F_a}$ y $\quad T_L = 4\frac{F_v}{F_a}$

El periodo T_L es móvil al igual que los otros periodos limites, puesto que este varía respecto a las condiciones de un determinado punto, en muchos casos como Argentina o México se determina por criterios de desplazamiento máximo del terreno observados, dato que en Bolivia no contamos, sin embargo al dejarlo móvil, este límite puede moverse según el tipo de suelo, lo cual puede correlacionarse a la realidad boliviana puesto que todos los centros poblados con niveles de amenaza considerable se encuentran parcial o totalmente emplazados en relleno sedimentario plausible a presentar efectos de sitio, entre ellos la posible amplificación de las ondas sísmicas de largos periodos.

18. ANALOGÍA CON LA NORMATIVA ASCE 7-16

Analizando la normativa americana, se puede deducir de sus expresiones matemáticas, que los factores $F_a \; y \; F_v$ están determinadas para distintas magnitudes de la aceleración máxima del suelo para periodos cortos y para periodos de un segundo, es decir, de su terremoto máximo de diseño, la combinación de los cuales con los factores de amplificación $\alpha_s \; y \; \alpha_1$ dan las características propias de un determinado punto dentro del territorio estadounidense, en la norma ASCE 7-16, se proporcionan directamente los valores $S_s \; y \; S_1$ en mapas, datos con los cuales no contamos en Bolivia, algo ya conocido desde hace mucho.

De todas formas, podemos deducir que:

$$\begin{cases} S_s = \frac{3}{2} \cdot \frac{S_{DS}}{F_a} \\ S_1 = \frac{3}{2} \cdot \frac{S_{D1}}{F_v} \end{cases} \quad (1)$$

Del espectro propuesto, tenemos que:

$$\begin{cases} S_{DS} = 2.5 \cdot F_a \cdot S_o \\ S_{D1} = 1.25 \cdot F_v \cdot S_o \end{cases} \quad (2)$$

Por lo tanto, para el espectro único disponible, tenemos que:

$$\begin{cases} S_s = \frac{15}{4} \cdot S_o \\ S_1 = \frac{15}{8} \cdot S_o \end{cases} \quad (3)$$

Por lo tanto, es posible poner las tablas de $F_a \; y \; F_v$ en función de S_o, que esta dada por la aceleración máxima del suelo proporcionado por el mapa de amenaza sísmica uniforme del Observatorio de San Calixto.

19. ACTUALIZACIÓN DE LAS TABLAS DE FA Y FV EN FUNCIÓN DEL PGA

BORRADOR

Entonces, podemos reescribir los límites de las aceleraciones de las tablas de la norma ASCE 7-16, en función de la aceleración máxima del suelo PGA (S_o).

Tabla 12-2 Coeficiente de Sitio de periodo corto, F_a

Tipo de suelo	$S_o < 0.067$	$S_o = 0.133$	$S_o = 0.2$	$S_o = 0.267$	$S_o = 0.333$	$S_o > 0.4$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.1	1.1	1.1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.1	1.1
E	2.4	1.7	1.3	1.2	1.2	1.2

Tabla 12-3 Coeficiente de Sitio de periodo largo, F_v

Tipo de suelo	$S_o < 0.053$	$S_o = 0.107$	$S_o = 0.16$	$S_o = 0.213$	$S_o = 0.267$	$S_o > 0.32$
A	**0.64**	**0.7**	0.8	0.8	0.8	0.8
B	**0.64**	**0.7**	0.8	0.8	0.8	0.8
C	**1.2**	**1.3**	1.5	1.5	1.5	1.4
D	**2.0**	**2.0**	2.0	1.9	1.8	1.7
E	**3.5**	**3.0**	2.8	2.4	2.4	2.4

Los valores de F_a y F_v son adoptados de la norma ASCE 7-16, los valores en rojo de F_v se han modificado de manera intencional para acortar el ancho de la meseta del espectro de pseudoaceleración de respuesta para lugares con baja magnitud de PGA, puntualmente el oriente Boliviano, esto fue posible ya que estas regiones se encuentran distantes de las áreas sismogénicas más relevantes del país y a falta de contar con valores de S1 provenientes de estudios sismológicos específicos para estas regiones, esperamos contar con mayor información en un futuro que permita realizar un análisis más adecuado.

ESPECTROS DE PSEUDO ACELERACIONES DE RESPUESTA NORMALIZADOS – SOEV

Con fines comparativos y de validación, se han analizado datos disponibles de otras estaciones que cuentan gracias a las gestiones del OSC con acceso libre desde la página web del IRIS. En la Figura 12-6 se muestran los espectros de pseudo aceleración de respuesta normalizados para la estación SOEV ubicada en Vallegrande, Santa Cruz.

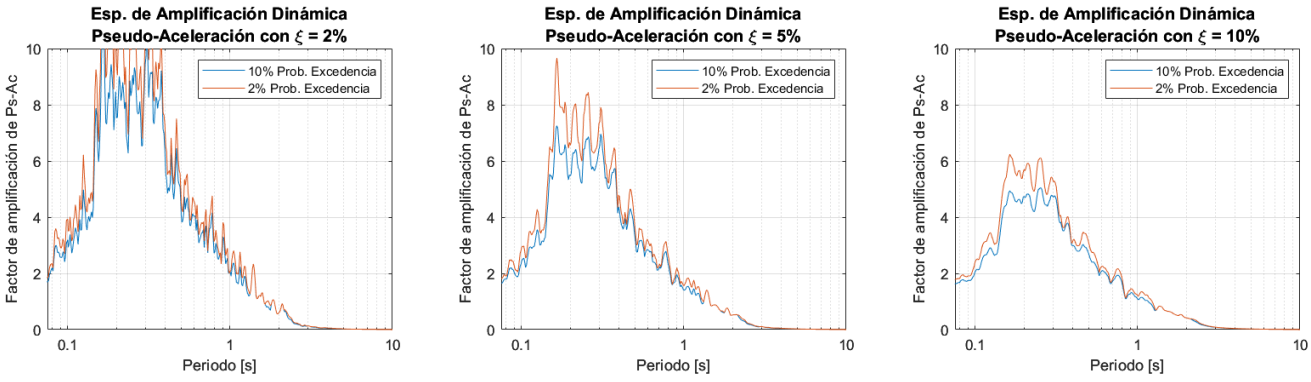


Figura 12-6 Espectros de amplificación dinámica de pseudo aceleraciones, estación sismológica SOEV.

Al sobreponer los espectros envolventes obtenidos a partir del análisis de los 10 registros disponibles, podemos evaluar las frecuencias de corte del espectro, el periodo T_o de inicio de la meseta y el periodo T_s en el que finaliza la meseta de pseudo aceleración parecen ajustarse a los periodos propuestos en el capítulo 17 y el periodo de corte T_L en el que finaliza la meseta de pseudo velocidad, no presenta amplitudes que sirvan para una valoración.

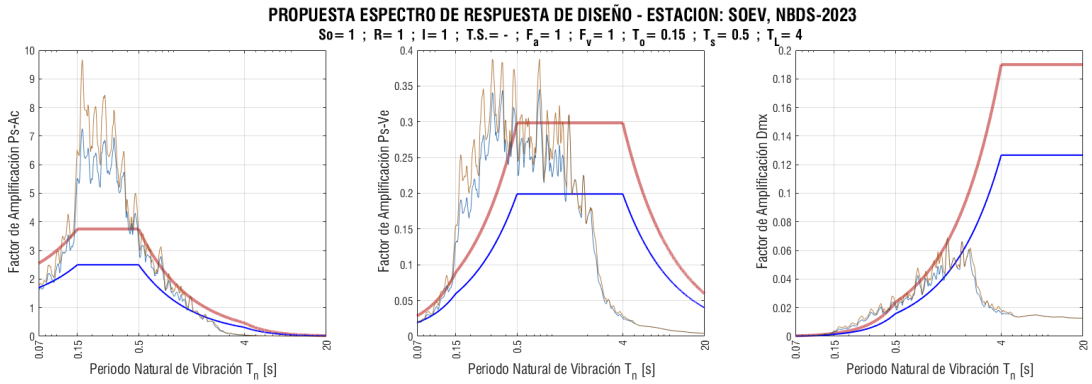


Figura 12-7 Superposición de espectros de amplificación dinámica de pseudo aceleración de respuesta de la estación sismológica SOEV, con los espectros de pseudo aceleración de respuesta propuestos.

20. ESPECTROS DE PSEUDO ACELERACIONES DE RESPUESTA NORMALIZADOS – SOEH

Con fines comparativos y de validación, se han analizado datos disponibles de otras estaciones que cuentan gracias a las gestiones del OSC con acceso libre desde la página web del IRIS. En la Figura 12-8 se muestran los espectros de pseudo aceleración de respuesta normalizados para la estación SOEH ubicada en Hampaturi, La Paz.

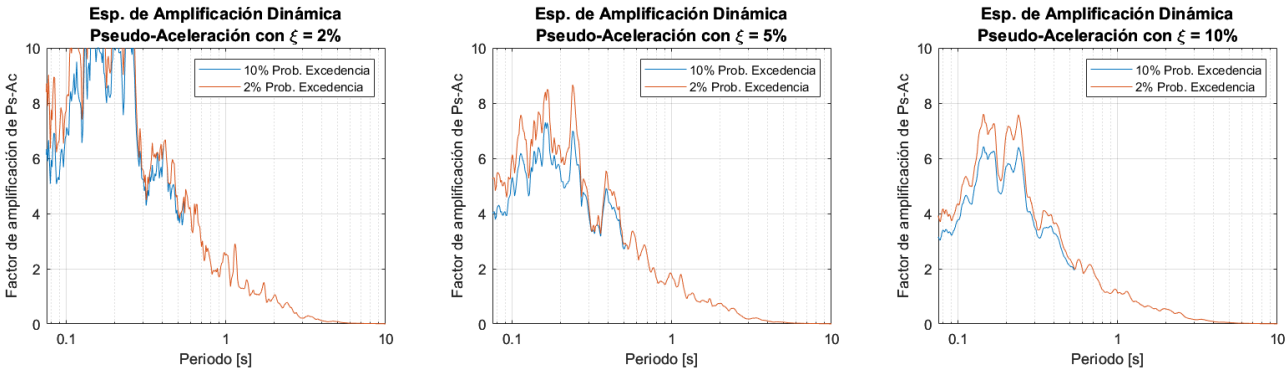


Figura 12-8 Espectros de amplificación dinámica de pseudo aceleraciones, estación sismológica SOEV.

Al sobreponer los espectros envolventes obtenidos a partir del análisis de los 7 registros disponibles, podemos evaluar las frecuencias de corte del espectro, el periodo T_o de inicio de la meseta se ve sobrepasado ampliamente; el periodo T_s en el que finaliza la meseta de pseudo aceleración parece ajustarse al periodo propuestos en el capítulo 17 y el periodo de corte T_L en el que finaliza la meseta de pseudo velocidad, no presenta amplitudes que sirvan para una valoración.

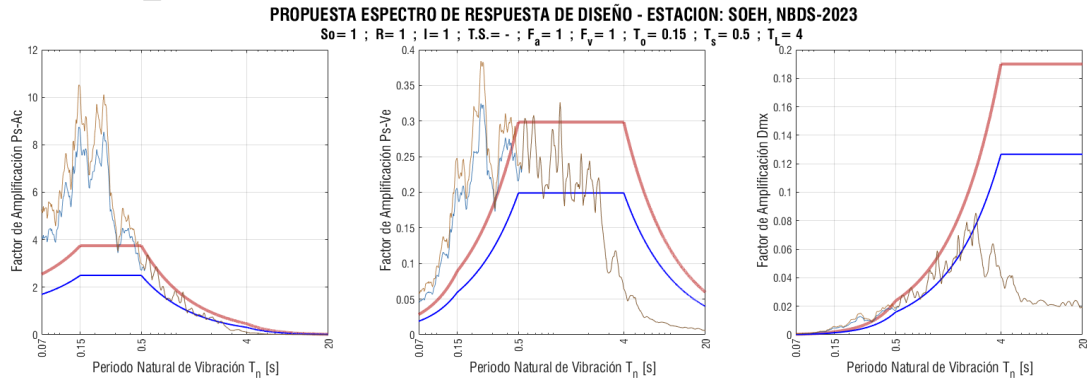


Figura 12-9 Superposición de espectros de amplificación dinámica de pseudo aceleración de respuesta de la estación sismológica SOEV, con los espectros de pseudo aceleración de respuesta propuestos.

21. LIMITACIONES Y RECOMENDACIONES

- Los espectros de respuesta utilizados fueron escalados a falta de registros de sismos destructivos registrados en territorio boliviano, por lo que es necesario ampliar la red sísmica en el país, procurando la instalación de acelerómetros que son más propicios para el diseño sismorresistente.
- Este espectro es representativo solamente de un punto dentro del territorio boliviano, la estación sísmica LPAZ, sin embargo, se puede extrapolar su validez a gran parte del territorio nacional puesto que los sismos atravesarán más o menos las mismas condiciones en sentido contrario, por lo que esperable el mismo contenido de frecuencias en regiones cercanas a los epicentros estudiados.
- Si bien la confiabilidad del contenido de frecuencias es alta, no lo es la amplitud, al tratarse de un sensor de velocidad, este en muchos sismos de gran magnitud saturó, perdiendo información de la aceleración máxima del suelo y por ende la respuesta máxima, es necesario contar con sensores más adecuados para el registro de aceleración.
- Los factores F_a y F_v para el tipo de suelo E se han adoptado con fines referenciales, estos valores quedan pendientes de revisión para versiones futuras del documento. Su uso por parte del proyectista puede conllevar sobrestimación o subestimación de la amplificación del movimiento sísmico, por lo que es fuertemente recomendable hacer un estudio específico en caso de estructuras de gran importancia.
- En el oriente boliviano, la magnitud de la aceleración máxima del suelo es baja y se encuentra en gran parte sobre la llanura chaco-beniana, una región del país con maja sismicidad pero resultado de la deposición de sedimentos cuaternarios que alcanzan miles de metros de profundidad, en toda esta región se desconoce la existencia de fallas activas, sin embargo, se encuentran a una distancia considerable de las regiones sismogénicas más importantes del país, por lo que se ha planteado recortar el ancho de la meseta del espectro de pseudoaceleración de respuesta, con el fin de proveer datos de diseño más adecuados para esta región de manera provisional, hasta contar con mayor información que permita realizar un análisis más adecuado.

Es necesario contar con mayor cantidad de registros para realizar un estudio más profundo que permita reducir la variación estándar de los espectros, permitiendo tener mayor certeza en los resultados presentados en este documento, si bien se ha incrementado el número de registros y estaciones analizados, no es suficiente para obtener resultados concluyentes, se espera que en un futuro no muy lejano se dispongan de mayores recursos que permitan el desarrollo científico-tecnológico que el país necesita.

BORRADOR

A.3. Sistemas de control de respuesta sísmica

Un sistema de control de respuesta sísmica es un conjunto de dispositivos que busca disminuir la respuesta sísmica de la estructura en la cual es instalado. Si bien existen varios tipos, a grosso modo pueden ser categorizados en dos tipos: aisladores y disipadores sísmicos.

Estos dispositivos deben incorporarse en el modelo, reflejando su naturaleza e impacto en el comportamiento de la estructura, con el objetivo de obtener solicitaciones congruentes con la realidad de la estructura.

Aislación sísmica

Estos sistemas funcionan introduciendo una interfaz que lateralmente es muy flexible, lo que tiende a desacoplar la superestructura (lo que está sobre los aisladores) del movimiento lateral del terreno que se produce durante un sismo. Esto causa un aumento del período de vibrar de la estructura, lo que disminuye las aceleraciones de esta y con esto, el daño en el contenido y elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones (por ejemplo, estanterías, muros divisorios, cielos falsos, etc.).

Por otro lado, la diferencia entre rigidez lateral de la superestructura y los aisladores ocasiona que la gran mayoría de la deformación lateral se concentre en estos últimos, lo que disminuye las deformaciones relativas de entrepiso y con esto el daño en los elementos estructurales y no estructurales susceptibles a deformaciones.

En ciertos casos, los aisladores también disipan parte de esta energía (por ejemplo, directamente mediante la fricción de ambas superficies que componen un aislador friccional o mediante el uso de núcleo de plomo o gomas de alto amortiguamiento en el caso de los aisladores elastoméricos). Esto provoca un aumento del amortiguamiento lateral equivalente del sistema lo cual puede ayudar a disminuir aún más la respuesta sísmica de la superestructura.

La incorporación de los aisladores en el modelo analítico y en el diseño sísmico depende del método de análisis efectuado, el cual típicamente depende de la clasificación del sistema de aislación y de la regularidad de la estructura, cercanía a fuentes sismogénicas, etc.

En el análisis estático o de fuerza lateral equivalente, los aisladores son considerados de manera indirecta como una disminución de la fuerza lateral de diseño producto del aumento de período y del amortiguamiento del sistema. A su vez, la deformación de los aisladores es obtenida asumiendo que la estructura es infinitamente rígida. Este método es aplicable en estructuras de menor altura, en los cuales las hipótesis del método de análisis son válidas.

En el análisis dinámico modal, las propiedades de rigidez y amortiguamiento secante o efectivo de los dispositivos son calculados para la deformación de estos, la cual a su vez depende de la rigidez y amortiguamiento, lo que da lugar a un proceso iterativo. La rigidez lateral de los aisladores es considerada directamente en el modelo estructural, usualmente mediante elementos lineales con propiedades secantes. Por otro lado, el amortiguamiento del sistema es considerado mediante una disminución de las ordenadas espectrales.

Finalmente, en el análisis tiempo historia el aislador es considerado directamente mediante un modelo no lineal que tome en cuenta sus propiedades de rigidez y disipación de energía de

BORRADOR

manera directa. Esto ocasiona que no sea necesario considerar rigideces o amortiguamientos efectivos o secantes en el análisis.

En el caso de sistemas basados en aisladores, la superestructura es modelada de manera lineal, lo cual usualmente es válido ya que al usar este tipo de dispositivos efectivamente la disminución de respuesta sísmica es de tal magnitud que la estructura permanece esencialmente elástica.

Disipación de energía sísmica

Los requisitos para el análisis dependen del grado de contribución a la disipación que el sistema provee. Típicamente, se clasifican tomando en cuenta el efecto del sistema sobre el corte basal, la redundancia del sistema y su configuración. Esta clasificación usualmente limita algunos de los métodos de análisis utilizables y las ventajas prescriptivas aplicables.

En el caso de estructuras con sistemas de disipación de energía, no es recomendable usar sistemas de fuerza lateral equivalente a menos de que se trate de una estructura regular y baja.

En el análisis modal espectral, las propiedades de rigidez y amortiguamiento secante o efectivo de los dispositivos son calculados para la deformación de estos en el caso de dispositivos de disipación dependientes del desplazamiento (por ejemplo, diagonales de pandeo restringido, disipadores viscosos o friccionales) y para la amplitud y frecuencia de interés en el caso de dispositivos dependientes de la velocidad que tengan una componente de rigidez (por ejemplo, disipadores viscoelásticos). El amortiguamiento extra del sistema proporcionado por la disipación de energía es considerado mediante una disminución de las ordenadas espectrales.

En el análisis dinámico tiempo historia, el disipador es considerado directamente mediante un modelo no lineal que tome en cuenta sus propiedades de rigidez y disipación de energía de manera directa. Esto ocasiona que no sea necesario considerar rigideces o amortiguamientos efectivos o secantes en el análisis.

En el caso de sistemas basados en disipadores, la estructura es modelada de manera inelástica, salvo que se demuestre que la incursión en el rango no lineal es pequeña.

Otros sistemas de disipación

Se consideran en este apartado los sistemas de disipación activos, semiactivos e híbridos. Todavía no existen procedimientos de análisis consensuados como los que existen para sistemas de disipación o aislación basal, por lo cual el uso de estos dispositivos de be realizarse tomando precaución de estudiar el comportamiento de la estructura con y sin el efecto de los dispositivos, y no se recomienda considerar ventajas prescriptivas en los requisitos de desempeño para objetivos de desempeño de resistencia o capacidad final, aunque su uso para controlar desempeño en estado de servicio es frecuentemente aceptado.

Amortiguador de masas sintonizadas

Un amortiguador de masa sintonizada (AMS), es un sistema pasivo de control de vibraciones, consistente en una masa unida a la estructura principal (donde se busca reducir las vibraciones) por medio de un elemento de rigidez y amortiguamiento conocidos. Todavía no existen procedimientos de análisis consensuados como los que existen para sistemas de disipación o

BORRADOR

aislación basal, por lo que el uso de estos dispositivos debe realizarse tomando precaución de estudiar el comportamiento de la estructura con y sin el efecto de los dispositivos, y no se recomienda considerar ventajas prescriptivas en los requisitos de desempeño. Se espera en el futuro que el conocimiento avance los suficiente para incorporarlo a las normativas.

Consideraciones sobre el uso de aisladores sísmicos

La respuesta estructural es controlada por el primer modo de vibración y las contribuciones de los modos superiores son despreciables.

El incremento del periodo fundamental de la estructura genera reducciones en las aceleraciones espectrales, lo cual reduce las fuerzas a las cuales está sometido el conjunto estructura-aisladores. Esto reduce las aceleraciones en la base de la estructura y en los pisos de la edificación.

La presencia del sistema de aisladores y su correcto diseño y distribución contribuye a reducir los efectos de la torsión en la respuesta sísmica.

El aislamiento sísmico permite reducir los efectos de tensiones residuales que pueden ser provocados por la retracción de elementos estructurales.

Debido a la presencia de grandes desplazamientos en la base de la estructura, introducen a consideraciones especiales como la de incorporar un piso adicional a la edificación.

Los grandes desplazamientos pueden afectar estructuras vecinas, produciendo la caída de residuos que podrían introducirse en los espacios necesarios para que la edificación aislada puede moverse, si esto ocurre, se pierde la capacidad de aislamiento.

Se debe considerar el espacio circundante alrededor de la edificación que debe permitir el libre movimiento de la misma. Este espacio debe concebirse de manera tal que, facilite el acceso para la verificación del estado de los aisladores y su eventual sustitución a la hora de presentar daño.

Los grandes desplazamientos adicionales introducen requerimientos especiales de flexibilidad de las juntas de las tuberías de los sistemas de servicio para la edificación, como son agua potable, aguas servidas, gas, electricidad, telecomunicaciones, etc.

Consideraciones arquitectónicas también deben revisarse en el diseño de cada edificación. Las escaleras y rampas de acceso deben ser fijadas a la estructura y ser construidas de manera que puedan moverse.

Consideraciones sobre el uso de disipadores de energía sísmica

Los disipadores de energía permiten la reducción de la demanda sísmica en la estructura principal y la concentración del daño en puntos o elementos identificados previamente. Se busca que, en el caso en que los dispositivos resulten dañados después de un sismo, sean reemplazables para la estructura recupere su funcionalidad. En algunos casos, su uso introduce un aumento de la rigidez de la estructura que resulta ser beneficioso.

BORRADOR

Una desventaja que presentan algunos tipos de dispositivos es que después de la ocurrencia de un sismo, la estructura queda con deformaciones remanentes que pueden dificultar las labores de recuperación del funcionamiento de la estructura después de un sismo.

Además, después de un sismo importante, algunos disipadores deberán ser sustituidos o reparados, lo que introduce costos que deben ser considerados en el diseño.

BORRADOR

Capítulo 14 A4. Propuesta: Programa de instrumentación de acelerómetros nacional[3]

14.1. Introducción

El Observatorio San Calixto, institución sin fines de lucro de la Compañía de Jesús, dedicada al monitoreo sísmico e infrasonido; es una obra de la Compañía de Jesús que, con más de 100 años de experiencia en sismología propone ser la institución que se encargue de almacenar y distribuir de forma abierta los datos del *Plan de Instrumentación de Acelerómetros Nacional* (PIAN).

Una muestra de su seriedad y compromiso con el país fue la elaboración del Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica para Bolivia (PSHBO, 2019); en el que se presenta la zonificación sísmica y sus respectivas aceleraciones máximas probables, además de espectros uniformes de amenaza sísmica (UHS, por sus siglas en inglés) y análisis de desagregaciones para las capitales de departamento.

Sin embargo, este mapa no es estático, la necesidad de mejorarlo con más investigaciones en el área de la sismología, ingeniería sísmica, ingeniería estructural y geofísica, es tarea constante. Para cumplir este objetivo, se debe instrumentar nuestro territorio nacional con sensores de velocidad, aceleración y desplazamiento además de garantizar su funcionamiento en el tiempo en beneficio del país.

14.2. Instrumentación

Brevemente se explica la diferencia entre los distintos equipos de monitoreo, disponibles para la instrumentación, en el mercado.

Sensores de Desplazamiento: Antiguamente los péndulos de los sismógrafos reportaban el desplazamiento del suelo, hoy en día las estaciones GPS diferenciales son capaces de medir esta variable. Su principio de funcionamiento es básicamente similar al Sistema de Posicionamiento Global, la diferencia entre el punto inicial de medida y el punto de desplazamiento del mismo en un periodo de tiempo.

Sensores de Velocidad: También conocidos como sismómetros, estos dispositivos por la configuración electro-magnética son capaces de medir la velocidad del suelo, el principio básico de funcionamiento está en medir las diferencias de corriente que pasan por una bobina que envuelve la masa (imán), un sistema de retroalimentación con amplificadores operaciones permite amplificar las señales para su reconstrucción en una unidad de digitalización.

Sensores de Aceleración: Conocidos como acelerómetros, trabajan con el principio de fuerzas balanceadas, la fuerza inicial es compensada (balanceada) por otra fuerza electrónica para que

[3] Anexo redactado por:
M. Sc. Ing. Gonzalo A. Fernández M., Ing. Walter Arce, OSC
M. Sc. Ing. Bernardo Ugarte, UCB sede Santa Cruz

BORRADOR

la masa (imán) esté en equilibrio y no sature (clip) las medidas. Por este motivo es posible registrar terremotos de magnitudes superiores a 6 M_w sin saturar la señal.

Sistemas de Conversión Analógico - Digital: Son utilizados para registrar las variaciones electromagnéticas que los distintos sensores de movimiento producen, éstas son convertidas a pulsos electrónicos (teorema de Nyquist) para su almacenamiento, transmisión/recepción de datos digitales.

Para el presente proyecto se recomienda instrumentar con:

Sensores de aceleración de fuerza balanceada (FBA) que por lo menos tengan la frecuencia natural de 200 Hz, soporten al menos fuerzas de 1.5 G, rango dinámico de al menos 120 dB y amortiguamiento de al menos el 70% y tres canales (Vertical, Norte – Sur, Este – Oeste).
Unidades de conversión analógico – digital deberán contar con al menos tres canales de registro (Vertical, Norte – Sur, Este – Oeste), al menos 24 bits para la conversión, autonomía de almacenamiento de al menos 6 meses de forma continua.
Sistemas de almacenamiento por disparo (trigger STA/LTA) en caso de desear ahorrar espacio en memoria interna; en caso de contar con un sistema de transmisión de datos se recomienda que los protocolos sean TCP/IP para conectar a la nube de Internet.
Sistemas de alimentación de corriente continua (paneles solares con todos sus accesorios para la carga de baterías de voltaje continuo).
Obligatoriamente con antenas GPS y/o sincronización NTP (Network Time Protocol) para que las formas de onda (series de tiempo) estén con la hora universal.

Existen distintos proveedores de sensores de aceleración, desde alta gama hasta gama baja; no es objeto de este documento especificar marcas de los equipos y/o recomendaciones directas, dependerá del tipo de estructura y del presupuesto disponible para el proyecto.

El Observatorio San Calixto podría asesorar en la adquisición y pruebas de los equipos para las distintas estructuras, además de brindar soluciones para la interconexión y comunicación en tiempo real de los datos.

14.3. Instrumentación bajo el contexto Sismo Tectónico

Referirse al **Título 2** del presente documento. Con base en las zonas sísmicas presentadas es recomendable instalar sensores sísmicos en las zonas con mayor probabilidad de amenaza sísmica; sin embargo, no se debe desestimar zonas con fallas geológicas potencialmente activas. La instrumentación recomendada sería, la combinación de todos los sensores posibles, formando así una red multi – paramétrica.
Los sensores de monitoreo deberán instalarse en zonas adecuadas que permitan su mantenimiento, el diseño del sistema de monitoreo deberá ser preparado por un especialista en instrumentación y monitoreo, debiendo indicarse su coordinación con otras especialidades del proyecto, como ser: estructuras, arquitectura e instalaciones (electricidad).

14.4. Monitoreo estructural de obras civiles

En todas las zonas sísmicas y dependiendo del tipo de edificación, corresponderá la instrumentación de distintas obras civiles estratégicas tanto públicas como privadas, que individualmente o en conjunto tengan las condiciones indicadas en la Tabla 14-1. Asimismo,

BORRADOR

obras civiles como puentes y viaductos que están sometidas a cargas dinámicas de acuerdo a Tabla 14-2.

Tabla 14-1 Factor de importancia para monitoreo de obras civiles

Tipo	Tipo de estructura	Ocupación	Monitoreo de la edificación	Área construida (m2)	Niveles
I	Estructuras de bajo riesgo a las personas, ante un evento extraordinario.	Galpones, almacenes y similares donde existan pocas actividades de personas.	No obligatorio		
II	Todas menos las incluidas en categorías I, III y IV.	Edificios residenciales, tiendas, y otros.	Si	> 15000	> 15 pisos
III	Edificios y otras edificaciones que, en caso de un evento extraordinario, pongan en peligro la integridad de las personas. Edificaciones que concentren gran cantidad de personas.	Edificios de oficinas, shoppings, entidades financieras, teatros, museos, iglesias, aeropuertos, estadios y otros que concentren cantidad de personas.	Si	> 12000	> 12 pisos
IV	Edificaciones catalogadas como esenciales y que son de importancia para el desarrollo de la comunidad.	Hospitales, universidades, escuelas, centrales eléctricas, edificios de telecomunicaciones, presas, centrales nucleares.	Si	> 10000	Todos

BORRADOR

De esta manera se podrá contar con datos de aceleración que sirvan para la determinación de las características dinámicas de la estructura y su respectiva respuesta, identificación de vibraciones no lineales, optimización en la localización de eventos sísmicos y reducción del gap (vacío) acimutal, análisis de microtremores (ruido sísmico) y/o diferentes estudios geofísicos - sismológicos.

A continuación (Figura 14-1), se presenta un ejemplo para la instrumentación de una estructura civil (edificio) con base en la teoría de Huang and Shakal (2001):

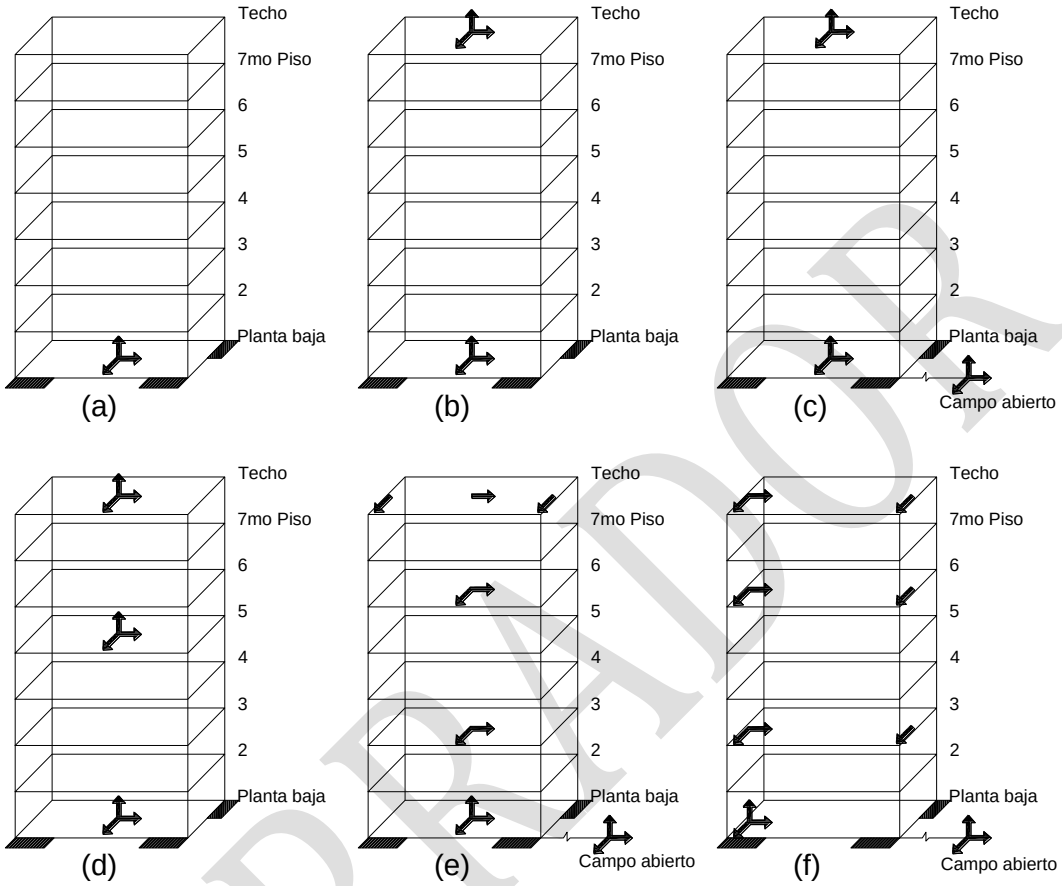


Figura 14-1. Seis modelos de instrumentación para estructuras civiles a) base del edificio (referencia); b) base y techo; c) base del edificio y fuera del edificio; d) base, altura media y techo; e) base del edificio, multiniveles y techo; f) base del edificio, multiniveles, techo y fuera del edificio.

BORRADOR

En estructuras viales, como puentes y viaductos, opcionalmente se puede realizar el monitoreo por campañas periódicas, con una frecuencia mínima cada dos años, para observar el estado de las estructuras. Este monitoreo deberá realizarse para garantizar las condiciones de servicio de la estructura (vibraciones perceptibles) y garantizar la seguridad de las personas.

Tabla 14-2 Categorías de importancia para monitoreo de puentes

Categoría	Tipo de estructura	Monitoreo en puentes	Claro libre mayor (m)
I	Puentes secundarios	No obligatorio	
III	Puentes y viaductos en áreas urbanas	Recomendable	> 200
III	Puentes de la red vial fundamental	Recomendable	> 400

14.5. Costo de instalación y mantenimiento

Dependiendo de la competencia ya sea Gobierno Central, departamental y/o municipal por las obras civiles a construirse como ser hospitales de tercer nivel, puentes, represas, centrales de telecomunicaciones, centrales nucleares, edificios gubernamentales, estaciones de transporte, estaciones de combustibles y energías, deberán hacerse cargo de la compra de equipos y dar las facilidades para la instalación, mantenimiento y operación de los equipos en coordinación con el centro nacional de datos, quien se encargará de la distribución abierta de los mismos.

El Observatorio San Calixto se ofrece para almacenar y distribuir los datos obtenidos por los equipos a comprarse para el (PIAN) de forma libre a las universidades, centros de investigación e investigadores.

BORRADOR