S.C.M. Atacama Kozan

JO INGENIERÍA SPA

S.C.M. ATACAMA KOZAN

INGENIERÍA CONCEPTUAL AVANZADA DEPÓSITO DE RELAVES FILTRADOS EN QUEBRADA EL GATO (HITO 2)

N° 3070-GE-INF-005_0

ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO DEL SITIO

Preparado por

JO Ingeniería.

Aprobado por

Jefe de Disciplina	Agustín Holgado	(AH)
Gerente de Ingeniería	José Olivares	(JO)
Cliente	Jaime Ángel	(JA)

Rev.	Por	Emitido para	Fecha	Fecha de Revisión	Aprobado
A	AHB	Revisión Interna	07-10-16	07-10-16	AHB
B	RMV	Revisión del cliente	14-10-16	14-10-16	AHB
0	SCC	Aprobación del cliente	07-12-16	07-12-16	AHB
Comentarios:					

INGENIERÍA CONCEPTUAL AVANZADA DEPÓSITO DE RELAVES FILTRADOS EN QUEBRADA EL GATO (HITO 2)

ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO DEL SITIO

ÍNDICE

1 INTRODUCCIÓN 3
2 OBJETIVO 3
3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 3
3.1 TIPO DE DEPOSITO DE RELAVES 3
3.2 LOCALIZACIÓN Y SUPERFICIE DEL PROYECTO 5
4 DOCUMENTOS DE REFERENCIA 6
5 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA 8
5.1 SISMICIDAD HISTÓRICA Y AMBIENTE SISMOTECTÓNICO 8
5.2 CARACTERIZACIÓN DE LAS FUENTES SÍSMICAS 12
5.3 LEY DE ATENUACIÓN 15
5.4 ANÁLISIS PROBABILÍSTICO 16
5.4.1 Modelo de la fuente 16
5.4.2 Relaciones de recurrencia, distribución de magnitudes, y tasas de ocurrencia promedio 17
5.4.3 Construcción de la Curva de Amenaza Sísmica 18
5.4.4 Resultados 19
5.5 ANÁLISIS DETERMINÍSTICO 22
6 CONCEPTO DE ESPECTRO DE DISEÑO 27
7 INFORMACIÓN DE REGISTROS DEL TERREMOTO DEL 27/02/10 30
8 CARACTERIZACIÓN DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO 33
9 RESUMEN Y CONCLUSIONES 41

LISTADO DE FIGURAS

Figura 3-1: Mapa del entorno quebrada El Gato 4

Figura 3-2: Emplazamiento Deposito Relaves Filtrado Qda. El Gato 5

Figura 5-1: Ambiente tectónico 9

Figura 5-2: Epicentros de eventos sísmicos de magnitud M_S>= 5 según catálogos entre latitudes 24.5° y 30.5ºS y longitudes 67º y 73ºW 11

Figura 5-3: Perfil de hipocentros de eventos sísmicos de magnitud M_S>= 5 según catálogos entre latitudes 24.5° y 30.5ºS y longitudes 67º y 73ºW 11

Figura 5-4: Vista tridimensional de los eventos sísmicos en la región (magnitud M_S>= 5 entre latitudes 24.5° y 30.5ºS y longitudes 67º y 73ºW) 12

Figura 5-5: Definición de las zonas sísmicas consideradas 14

Figura 5-6: Curvas de probabilidad de excedencia del PGA horizontal para el sitio en estudio 20

Figura 5-7: Curvas de período de retorno para el PGA horizontal 21

Figura 5-8: Ubicación en planta de los escenarios sísmicos para análisis determinístico. ...24

Figura 5-9: Vista esquemática en corte de los escenarios sísmicos para análisis determinístico 25

Figura 6-1: Forma general del espectro tipo Newmark y Hall 28

Figura 6-2: Comparación de espectros elásticos promedio de registros reales con la Norma NCh433.Of96 (curvas suaves) 29

Figura 8-1: Espectro de diseño propuesto para la Quebrada El Gato para Suelo Tipo II comparado con suelo Tipo B del Decreto 61, ambos para A=1g.....37

Figura 8-2: Espectro de diseño propuesto para la Qda. El Gato para Suelo Tipo III 38

Figura 8-3: Espectro de diseño propuesto para la Qda. El Gato para Suelo Tipo II-III.....39

Figura 8-4: Comparación de espectros de diseño propuestos para la Qda. El Gato para Suelos Tipo II, II-III y III, normalizados a A=1g. 40

LISTADO DE TABLAS

Tabla 5-1: Grandes Terremotos Chilenos 1535-2010 (sólo magnitudes > 7.5). Según Lomnitz (1970), con revisiones menores y datos instrumentales recientes agregados.....8

Tabla 5-2: Propiedades geométricas de las fuentes definidas en el estudio 14

Tabla 5-3: Aceleraciones máximas del suelo según nivel sísmico (análisis probabilístico). .19

Tabla 5-4: Parámetros para los escenarios sísmicos considerados en el análisis determinístico. 26

Tabla 5-5: Valores medios de la aceleración máxima estimada según el análisis determinístico. 26

Tabla 7-1:Aceleraciones máximas registradas el 27/02/10 (Boroschek et al, 2010) 31

Tabla 7-2: Aceleraciones máximas no-corregidas (g) de registros del 27/02/2010, red RENADIC (Boroscheck, Soto, León, 2010).....32

Tabla 7-3: Aceleraciones máximas no-corregidas (g) de registros del 27/02/2010, obtenidos por el Servicio Sismológico (Barrientos, 2010) 33

Tabla 8-1: Comparación de clasificaciones suelos según Decreto 61 y NCh433 según Verdugo (2012) 34

Tabla 8-2: Factores de amplificación de respuesta para espectro de diseño Suelo Tipo II. ..35

Tabla 8-3: Factores de amplificación de respuesta para espectro de diseño Suelo Tipo III. 35

Tabla 8-4: Ordenadas espectrales S_a normalizadas para Suelo Tipo II. 36

Tabla 8-5: Ordenadas espectrales S_a normalizadas para Suelo Tipo III. 36

Tabla 8-6: Ordenadas espectrales S_a normalizadas para Suelo Tipo II-III. 39

1 INTRODUCCIÓN

Sociedad Contractual Minera Atacama Kozan (**AK**) procesa minerales para la obtención de concentrado de cobre, la cual está planificando desarrollar un nuevo depósito de relaves para operar a continuación (o alternadamente) del actual tranque de relaves que se ubica en la quebrada denominada El Gato, este último a una distancia de 16 km hacia el Norte de la actual planta concentradora.

Para este efecto, **AK** ha solicitado a JO Ingeniería (**JO**) desarrollar una ingeniería para sustentar el expediente técnico del nuevo depósito de relaves a presentar al Sistema de Evaluación Ambiental (SEA), por la vía de una Declaración de Impacto Ambiental (DIA), que se justifica como una ampliación del depósito de relaves en Qda. El Gato, para la capacidad actual de la planta concentradora, y por el método de relaves filtrados que es ambientalmente más favorable.

En la presente etapa de ingeniería denominada Hito 2, se desarrollará un estudio, que incluye los estudios básicos del sitio seleccionado, incluyendo aspectos geológicos, geotécnicos, hidrogeológicos, hidrológicos y del riesgo sísmico, para depositar los relaves filtrados en el sector bajo de la quebrada El Gato, considerando aspectos técnicos, económicos y ambientales.

2 OBJETIVO

El presente estudio se basa en el análisis desarrollado en el documento de amenaza sísmica del tranque de relaves Candelaria [Ref. 1], obtenido mediante la plataforma pública del SEA (Servicio de Evaluación Ambiental) y contiene los siguientes objetivos:

- Determinar el valor medio de las aceleraciones horizontales máximas correspondientes a sismos con distintas probabilidades de excedencia para el sitio de estudio, de acuerdo a la normativa vigente y actualizada de Chile.
- Comprobar el análisis probabilístico con el respaldo del análisis determinístico.
- Argumentar el impacto de las conclusiones sobre la amenaza sísmica para el sitio de estudio, para el tipo específico de depositación de relaves filtrados.

3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1 TIPO DE DEPOSITO DE RELAVES

El futuro depósito de relaves filtrados se localizará en la Quebrada El Gato, sitio donde se ubica actualmente el Tranque de Relaves El Gato propiedad de S.C.M Atacama Kozan (AK), en la comuna de Copiapó, Región de Atacama, al Norte de la intersección de Quebrada Paipote y el cauce natural del río Copiapó, con una distancia aproximada de 15 km de la Planta de AK, como se observa en la Figura 3-1.

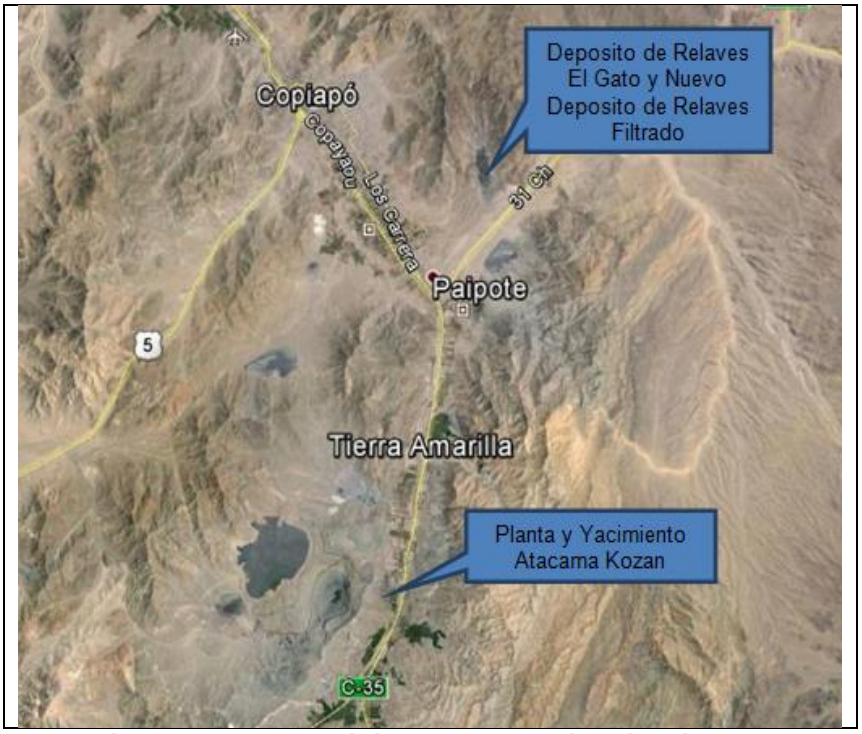


Figura 3-1: Mapa del entorno quebrada El Gato

Los procesos considerados para el desarrollo de la Ingeniería Básica son:

- Filtrado de relaves (separación sólido-líquido para obtener queque filtrado).
- Transporte de relaves filtrados (transporte mecánico del queque filtrado).
- Depositación de relaves filtrados en depósito de relaves.

La depositación de los relaves filtrados se llevará a cabo en el sector aguas abajo del tranque de relaves existente denominado El Gato como muestra la Figura 3-2.

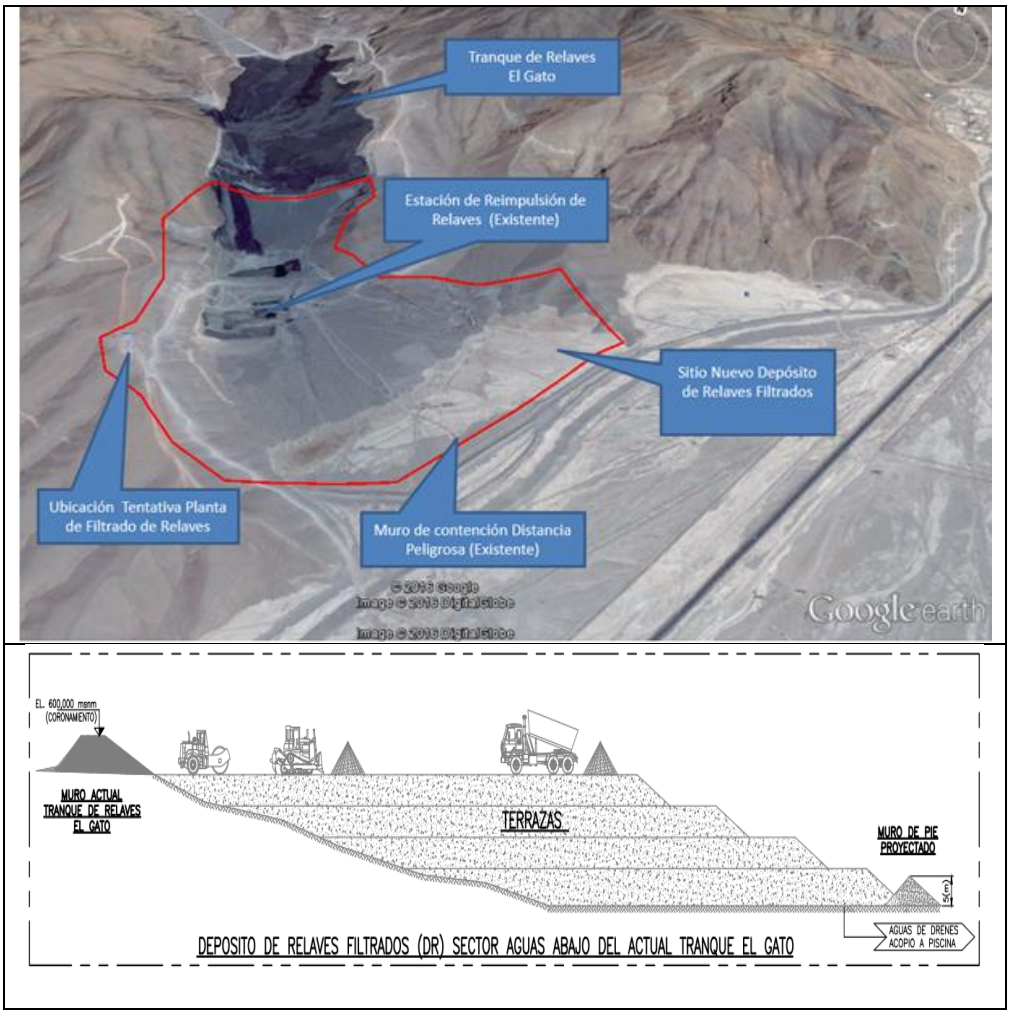


Figura 3-2: Emplazamiento Deposito Relaves Filtrado Qda. El Gato

El depósito de relaves filtrados estará conformado por las siguientes obras: (i) muro de pie, (ii) sistema de drenaje basal, (iii) piscina de recolección de filtraciones, (iv) terrazas de relave filtrado compactado, y (iv) obra hidráulica de desvío de aguas lluvias.

3.2 LOCALIZACIÓN Y SUPERFICIE DEL PROYECTO

El área de estudio se ubica políticamente en las cercanías de la ciudad de Copiapó, Provincia de Copiapó, III región de Atacama. El nuevo depósito de relaves filtrados de la unidad minera de **AK**, se localiza en el desierto de Atacama de Chile, al este de la ciudad de Copiapó, a una altitud comprendida entre los 485 y 560 msnm.

Las coordenadas aproximadas del área del depósito de relaves, en el sistema internacional UTM WGS 84 zona 19 S, son las siguientes:

- Latitud: 6.970.000 – 6.971.000 Norte.
- Longitud: 374.500 – 376.000 Este.

El ámbito del estudio comprende la sub-cuenca pertenecientes a la cuenca de la quebrada denominada El Gato, la cual es parte de la cuenca de la Quebrada Paipote, que vierte finalmente al río Copiapó.

El área de la cuenca donde se ubica el depósito de relaves filtrados equivale a 0,63 Km^2 (63 Ha).

4 DOCUMENTOS DE REFERENCIA

[Ref. 1] Informe Técnico Nº3533-2000-GA-INF-004 Estudio de Amenaza Sísmica Depósito de Relaves Minera Candelaria. Obtenido de información pública mediante SEA (Sistema de Evaluación Ambiental). Realizado por Arcadis Chile. Octubre 2014.

[Ref. 2] Barrientos, S., "Regionalización Sísmica de Chile", Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias con Mención en Geofísica, Universidad de Chile, 1980.

[Ref. 3] Barrientos, S., "Terremoto Cauquenes 27 Febrero 2010", Servicio Sismológico U. de Chile, 27 de Mayo 2010.

[Ref. 4] Boroschek, R., Soto., P., León, R., Comte, D., "Informe Preliminar No. 4, Red Nacional de Acelerógrafos, Terremoto Centro Sur Chile, 27 de Febrero 2010", Depto. de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Abril 2010.

[Ref. 5] Boroschek, R. y Contreras, V. "Propuesta de modificación de NCh433", Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Julio 2010.

[Ref. 6] Boroschek, R., Soto., P., León, R., "Maule Región Earthquake, 27 de Febrero de 2010, Mw=8.8", RENADIC Report 10/08, Agosto 2010.

[Ref. 7] Boroschek, R., Soto., P., León, R., Red de Acelerógrafos, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, terremotos. Ing. U de Chile.cl, 2012.

[Ref. 8] Boroschek, R., Yañez, F., Bejarano, I., Molnar, S., Torres, A., "Resumen Caracterización Geotécnica Estaciones de Acelerógrafos de la Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas – IDIEM, 2012.

[Ref. 9] Cembrano, J., Lavenu, A., Yañez, G., Riquelme, R., García, M., González, G., Hérail G., "Neotectonics", The Geology of Chile, The Geological Society of London, pp. 231- 261, 2007.

[Ref. 10] CERESIS, Centro Regional de Sismología para América del Sur, Proyecto SISRA (eventos 1520 a 1991), 2013.

[Ref. 11] CIGB/ICOLD, "Tailing Dams and Seismicity, Review and Recommendations, Bulletin 98", Commission Internationale des Grandes Barrages – International Commission of Large Dams, 1995.

[Ref. 12] Cornell, C.A., "Engineering Seismic Risk Analysis", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 58, N° 5, pp.1583-1606, 1968.

[Ref. 13] CSN, Centro Sismológico Nacional, Sismos Importantes y/o Destructivos (1570 a la fecha), 2013.

[Ref. 14] Federal Emergency Management Agency (FEMA), Federal Guidelines for Dam Safety- Earthquake Analyses and Design of Dams, May 2005

[Ref. 15] Hall, W.J., Mohraz, B., Newmark, N.M., “Statistical Studies of Vertical and Horizontal Earthquake Spectra”, Prepared for USA Atomic Energy Commission, Contract AT 49— 2667, April, 1975.
[Ref. 16] Instituto Nacional de Normalización (INN), Norma Chilena NCh433-1996 Diseño Sísmico de Edificios, 1996.
[Ref. 17] Instituto Nacional de Normalización (INN), Norma Chilena NCh2369-2003 Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, 2003.
[Ref. 18] Kanai, K., “Semi-empirical Formula for the Seismic Characteristics of the Ground”, University of Tokio, Bull. Earthquake Research Institute, Vol. 35, 1957.
[Ref. 19] Kausel, E., and Campos, J., The Ms=8 tensional earthquake of 9 December 1950 of northern Chile and its relation to the seismic potential of the region, Phys. Earth. Planet. Int., Vol 72, 220-235, 1992.
[Ref. 20] Lomnitz, C., “Major Earthquakes and Tsunamis in Chile during the Period 1535 to 1955”, Geologische Rundschau, Band 59, 1970.
[Ref. 21] Martin, A., “Hacia una Nueva Regionalización y Cálculo del Peligro Sísmico en Chile”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 1990.
[Ref. 22] NEIC-USGS, National Earthquake Information Center, United States Geologycal Survey, PDE Catalog, (sismos 1973 a la fecha), 2013.
[Ref. 23] Newmark, N.M., Hall, W.J., “Earthquake Spectra and Design”, Monograph series, Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
[Ref. 24] Riddell, R., Van Sint Jan, M., Midorikawa, S., Gajardo, J.F., “Clasificación Geotécnica de los Sitios de Estaciones Acelerográficas en Chile”, Universidad Católica de Chile, Departamento de Ingeniería Estructural, Informe DIE 92-2, 1992.
[Ref. 25] Riddell, R., “Espectros de Diseño Inelástico Incluyendo el Efecto de las Condiciones Geotécnicas Locales”, 6as Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA, Vol 1, pp. 353-362, Agosto, 1993.
[Ref. 26] Riddell, R., “Inelastic Design Spectra Accounting for Soil Conditions”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, Nº 11, November 1995.
[Ref. 27] Tajimi, H., “A Statistical Method of Determining the Maximum Response of a Building Structure during an Earthquake”, Proc. 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo and Kyoto, Vol. II, pp. 781-798, July 1960.
[Ref. 28] Verdugo, R., Figura tomada de su presentación en el Comité Norma Espectros de Diseño, 18 de Julio 2012.
[Ref. 29] Villablanca, R., Riddell, R., “Evaluación del Riesgo Sísmico en Chile”, Informe DIE 85- 4, Escuela de Ingeniería, Universidad Católica de Chile, Agosto 1985.

5 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA

5.1 SISMICIDAD HISTÓRICA Y AMBIENTE SISMOTECTÓNICO

La historia sísmica de Chile, que se reporta desde el siglo XVI con la llegada de los españoles, muestra que eventos de gran magnitud han ocurrido virtualmente a todo el largo de la zona comprendida entre 18º y 46º de latitud Sur en los últimos cuatro y medio siglos. El estudio sistemático de la documentación histórica permitió a Lomnitz (1970) estimar y asignar Magnitudes Richter equivalentes (Ms) a cada evento de significación ocurrido con anterioridad al Siglo XX como se muestra en la Tabla 5-1. La información instrumental de sismicidad se inicia el año 1906, lo que permite definiciones más precisas de magnitud, mientras las magnitudes asignadas por Lomnitz son números enteros o fracciones redondas ya que corresponden a estimaciones basadas en las reseñas de los efectos que causaron los terremotos.

Tabla 5-1: Grandes Terremotos Chilenos 1535-2010 (sólo magnitudes ≥ 7.5). Según Lomnitz (1970), con revisiones menores y datos instrumentales recientes agregados

FECHA		MAGNITUD (Ms)	OBSERVACIONES
1570	Feb. 8	8 a 8 ½	Concepción. Gran maremoto
1575	Mar. 17	7 ½	Aprox. 100 Km. de Santiago
1575	Dic. 16	8 ½	Valdivia. Gran maremoto
1604	Nov. 24	8 ½	Norte de Arica. Gran maremoto
1615	Sep. 16	7 ½	Arica
1647	May. 13	8 ½	Valparaíso
1657	Mar. 15	8	Concepción, Maremoto
1730	Jul. 8	8 ¾	Gran terremoto de Valparaíso. Gran
1737	Dic. 24	7 ½ a 8	Valdivia
1751	May. 25	8 ½	Gran terremoto de Concepción. Gran
1796	Mar. 30	7 ½ a 8	Copiapó
1819	Abr. 3-	8.3	Copiapó (3 terremotos). Maremoto
1822	Nov. 19	8 ½	Valparaíso. Maremoto
1833	Sep. 18	7 ¾	Arica
1835	Feb. 20	8 a 8 ½	Concepción. Grandes mov. geodésicos. Gran
1837	Nov. 7	8	Valdivia. Gran maremoto
1849	Nov. 17	7 ½	Coquimbo. Maremoto moderado
1859	Oct. 5	7 ½ a 7 ¾	Copiapó. Maremoto moderado
1868	Ago. 13	8 ½	Gran terremoto en Arica. Gran maremoto
1877	May. 9	8 - 8 ½	Iquique. Gran maremoto
1880	Ago. 15	7 ½ a 8	Illapel
1906	Ago. 16	7.9	Valparaíso. Maremoto
1918	May. 20	7.9	Huasco. Maremoto moderado
1918	Dic. 4	8.2	NW de Chañaral. Maremoto moderado
1922	Nov. 10	8.4	Gran terremoto en Vallenar. Gran maremoto
1928	Dic. 1	8.3	Talca
1939	Ene. 24	8.3	Gran terremoto en Chillán
1943	Abr. 6	8.3	Illapel
1949	Dic. 17	7.5	Punta Arenas
1950	Dic. 9	8.0	300 Km. al este de Antofagasta. Según Kausel
1953	May. 6	7 ½	Chillán
1960	May. 21	7 ½	Concepción

1960	May. 22	8 ½	Valdivia M_W=9,5. Grandes desplz. geodésicos. Gran
1965	Mar. 28	7 ½	La Ligua
1966	Dic. 28	8.1	Taltal
1971	Jul. 8	8.1	Valparaíso - La Ligua
1975	May. 10	7.7	Nahuelbuta
1981	Oct. 16	7.5	Costa afuera de Valparaíso
1985	Mar. 3	7.8	Valparaíso - San Antonio. Maremoto menor
1995	Jul. 30	8.0	Antofagasta
2005	Jun. 13	7.8	Tarapacá
2007	Nov. 14	7.7	Tocopilla
2010	Feb. 27	8.5	Centro-Sur (M_W=8.8). Gran maremoto

Numerosos eventos de magnitudes instrumentales mayores que 8 han ocurrido en los últimos 100 años: Vallenar (1922), Talca (1928), Chillán (1939), Illapel (1943), Calama (1950), Valdivia (1960), Taltal (1966), Valparaíso-La Ligua (1971) y Maule (2010). La mayoría de estos eventos corresponden a terremotos interplacas que se producen en el segmento más superficial de la zona de Benioff (Figura 4), a profundidades de hasta aproximadamente 60-65 km. Todos aquellos con epicentros costa afuera han generado maremotos.

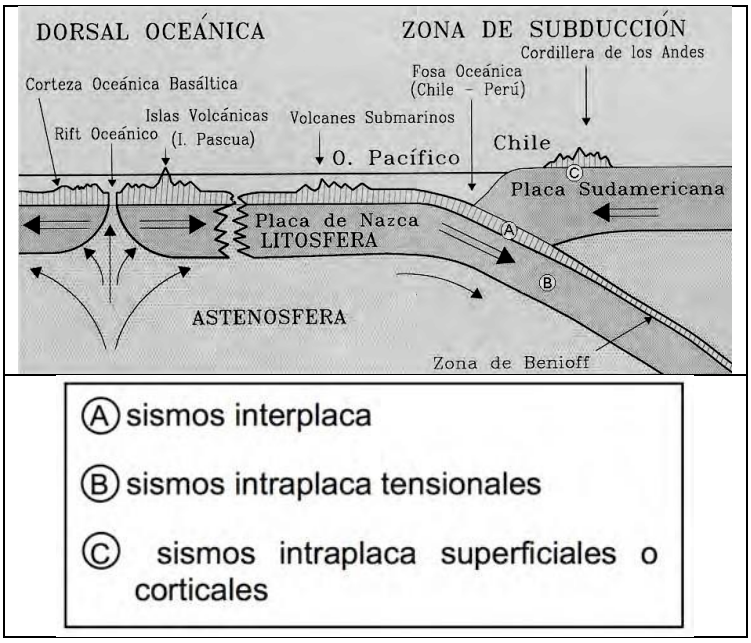


Figura 5-1: Ambiente tectónico

El terremoto de Valdivia (22/05/1960) corresponde al más grande registrado en la historia instrumental del planeta (Mw=9.5), el que se estima comparable al ocurrido en la misma zona en 1575. Las características de la ruptura asociadas al terremoto de 1960, se han estimado en una longitud de 900-1000 km en sentido norte-sur, ancho de 60 a 200 km, y desplazamiento relativo medio entre placas de 22 m. Este terremoto causó un gran maremoto en el Océano Pacífico, con olas de hasta 20 m en Chile, causando cuantiosos daños y más de 2000 muertes; las ondas generadas alcanzaron 15 horas después a Hawaii (olas de 6 m, 61 muertos), y 22 horas después a Japón (olas de 4.5 m, 122 muertos).

La sismicidad principal de la zona del proyecto, como en todo Chile entre los 18º y 46º de latitud Sur, está relacionada al mecanismo de subducción de la placa oceánica de Nazca bajo el continente Sudamericano, convergencia que se desarrolla a una velocidad promedio del orden de 7 cm/año (Cembrano et al, 2007). Esta interacción, que se muestra esquemáticamente en la Figura 4, genera sismos interplacas en el plano de Benioff (zona A), el que puede reconocerse por la ubicación de los hipocentros de eventos ocurridos en un período de tiempo. La gran magnitud que pueden alcanzar los terremotos costeros se explica por la mayor intensidad de la fricción interplacas, lo que permite la acumulación de gran cantidad de energía de deformación.

La actividad más profunda está típicamente relacionada a rupturas asociadas al estado tensional de la placa subducente que se sumerge en la astenósfera (parte superior del manto) generando eventos intraplaca (zona B en la Figura 5-1). Las solicitaciones sobre esta placa son complejas, por una parte existe un potencial estado de tracción por el peso de la porción frontal de la placa y por su eventual arrastre hacia el interior del manto, además, un eventual estado compresional debido a la oposición a sumergirse en un posible encuentro con material de mayor densidad, y finalmente, un estado flexural debido a la curvatura que debe adoptar la placa de Nazca al subductar bajo la placa sudamericana quedando en una condición de voladizo al introducirse en el manto. Eventos de este tipo, de magnitudes importantes, son por ejemplo el terremoto de Chillán de 1939 y el de Calama de 1950 (300 km al este de Antofagasta), estos eventos son menos frecuentes debido a las diferentes condiciones de presión y temperatura, y a las condiciones para la generación de mecanismos diferentes, predominantemente tensionales. Ello indica la necesidad de individualizar fuentes sismogénicas diferentes en las zonas costera y cordillerana.

Actividad cortical (zona C en la Figura 5-1) suele ocurrir en la zona Andina, aunque también puede darse hasta la costa, con frecuencia en este caso en vinculación a un gran evento, como por ejemplo la réplica del terremoto del 27/02/2010 ocurrida a las 11:55 horas del 11/03/2010 19 km al oeste de Pichilemu (Ms=6.4, epicentro 34.45ºS- 72.21ºW, profundidad 31 km).

Para describir la actividad en la zona en estudio, en este informe se utiliza un compilado de los catálogos de actividad sísmica recopilados por el Centro Sismológico Nacional (CSN, 2013), el National Earthquake Information Center del United States Geological Survey (NEIC-USGS, 2013) y el Centro Regional de Sismología para América del Sur (CERESIS, 2013). El compilado contiene eventos ocurridos en Chile desde 1520 a la fecha. Para la zona en estudio reporta 576 eventos sísmicos de magnitud Ms mayor o igual a 5.0, con epicentros entre las latitudes 24.5º y 30.5ºS y las longitudes 67° a 73°W, información que se presenta en la Figura 5-2. La distribución de hipocentros (Figura 5-3) caracteriza una actividad que se profundiza hacia el interior del continente, alcanzando desde aproximadamente 10 km de profundidad en la costa, hasta alrededor de 180 km de profundidad en la longitud 67ºW.

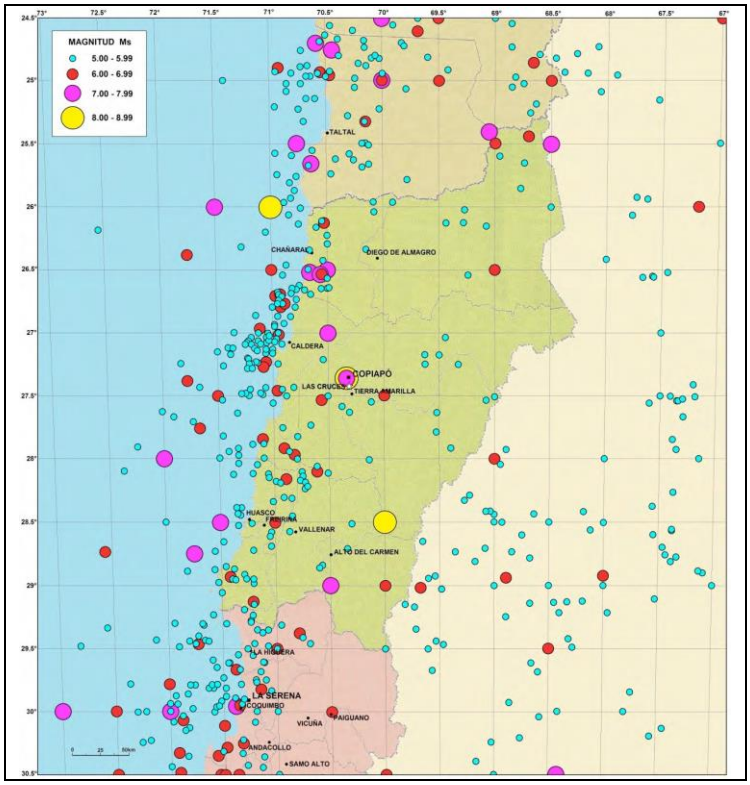


Figura 5-2: Epicentros de eventos sísmicos de magnitud M_S>= 5 según catálogos entre latitudes 24.5° y 30.5ºS y longitudes 67º y 73ºW

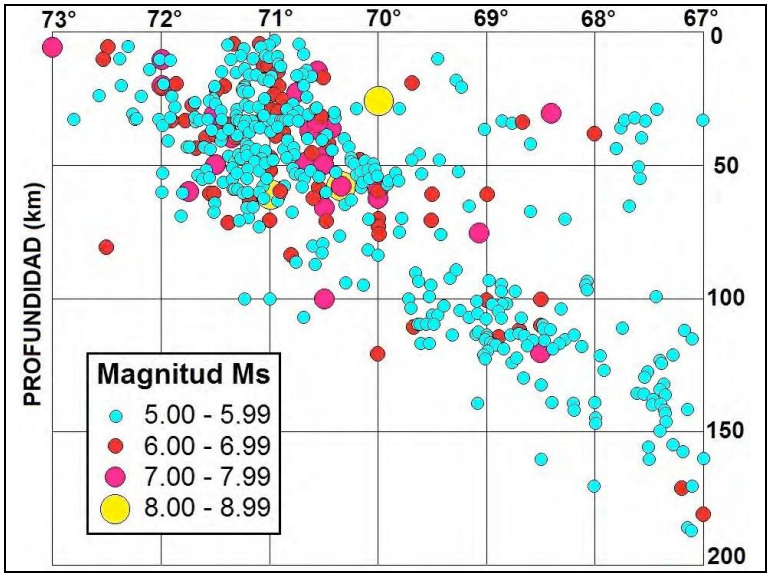


Figura 5-3: Perfil de hipocentros de eventos sísmicos de magnitud M_S>= 5 según catálogos entre latitudes 24.5° y 30.5ºS y longitudes 67º y 73ºW

Se aprecia un muy reducido número de sismos corticales (zona C) en la región del proyecto, en virtud de lo cual no procede caracterizar una fuente sísmica para ellos. Notar que el catálogo CSN reporta un evento cortical muy importante en coordenadas 28.5ºS-70ºW, de

Magnitud Ms=8.5 y profundidad 25 km; sin embargo, dudamos de la precisión de dicha ubicación focal y por ende de su carácter cortical, siendo más probable por su magnitud que se trate de un evento intraplaca, al que correspondería una profundidad de aproximadamente 80 km. En todo caso tal evento no se encuentra rodeado de más actividad que pudiese inducir a considerar una fuente particular, aparte de encontrarse a gran distancia del sitio en estudio (aproximadamente 120 km).

Eventos supuestamente interplacas particularmente relevantes por su proximidad al sitio en estudio, son aquellos en Copiapó, con epicentro en 27.35ºS-70.35ºW, ocurridos en 1796 (Ms=7.7), 1819 (Ms=8.3), y 1859 (Ms=7.6) exactamente bajo la ciudad y a aproximadamente 10 km al norte del sitio en la Quebrada El Gato (ver Figura 5-2), pero sin reporte de profundidad en los catálogos (conforme al perfil sísmico medio sus focos se encontrarían a 57 km). Otro evento relevante ocurrido en la zona es el ubicado al NW de Chañaral, ocurrido el 4 de diciembre de 1918 (26°S-71°W, Ms=8.2, foco a 60 km).

Cabe por otra parte destacar, que varios hipocentros de poca profundidad reportados en el catálogo no necesariamente corresponden a la realidad ya que la práctica de los institutos sismológicos mundiales es asignar una profundidad de 33 km a cualquier evento cuyo foco no se ha podido calcular en forma confiable.

Una visión tridimensional de la actividad sísmica en la zona se presenta en la Figura 5-4.

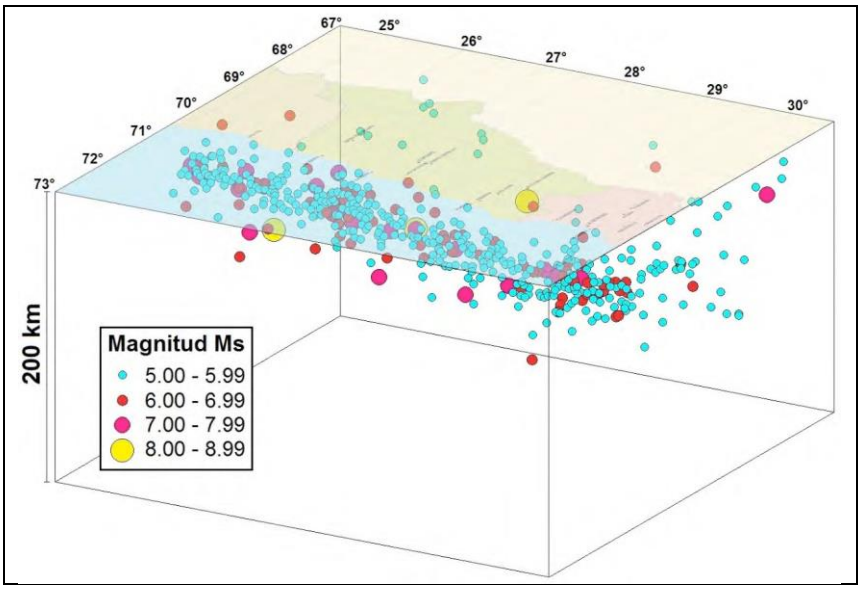


Figura 5-4: Vista tridimensional de los eventos sísmicos en la región (magnitud M_S>= 5 entre latitudes 24.5° y 30.5ºS y longitudes 67º y 73ºW)

5.2 CARACTERIZACIÓN DE LAS FUENTES SÍSMICAS

Se reconoce como fuente sísmica a una región dentro de la cual los sismos se generan en condiciones que permiten distinguirlos de aquellos que ocurren en otras regiones. Estas

condiciones se refieren a la similitud de los mecanismos de generación y a los parámetros que gobiernan las relaciones entre frecuencias de ocurrencia y magnitud de los eventos.

En general, el modelo de recurrencia establece el número relativo de terremotos de diferentes niveles de magnitud. En la mayoría de los casos esta relación se especifica a través de la relación de Gutenberg-Richter, log N = a - bM, donde N es el número de sismos de magnitud mayor o igual a M, y a y b son constantes propias de la fuente considerada.

Como se mencionó anteriormente, las condiciones sismogénicas en la zona más superficial del plano de Benioff son tales que pueden producir, en general, eventos mayores que aquellos generados en la porción que se profundiza hacia el interior del continente y bajo la Cordillera de Los Andes. Este hecho fue primeramente reconocido por Barrientos (1980) que hizo una diferenciación de zonas sísmicas en longitud, denominándolas regiones “costera” y “cordillerana”, respectivamente. Posteriormente, Martin (1990) hizo una reevaluación de la sismicidad del país.

Ambos estudios antes mencionados identifican una serie de regiones sísmicas en Chile, variando de Norte a Sur y de Oeste a Este. El modelo de generación de ondas sísmicas utilizado en este estudio, considera 39 zonas o fuentes (Figura 5-5) cuyos parámetros fueron calibrados según las regiones definidas en el estudio de Martin (1990) y que caracterizan la sismicidad de todo el país. Las características geométricas de las zonas utilizadas en este estudio se resumen en la Tabla 5-2. Naturalmente, sólo las zonas próximas al sitio son las que contribuyen significativamente al nivel de amenaza sísmica. Además, se adoptaron valores de la magnitud de Richter máxima y mínima que puede desarrollarse en cada zona, Ms= 8.5 y Ms= 5.0, respectivamente. El límite inferior de este rango se adopta porque sismos de menor magnitud no son de interés para el cálculo de la amenaza sísmica ni en la respuesta de las estructuras. El límite superior de 8.5 se adopta porque la escala de magnitud Ms (surface wave magnitude) se satura para valores del orden de 8.3, es decir, independientemente de la energía total liberada por eventos de escala tectónica diferente (en cuanto a longitud y área de la zona de ruptura), tal diferencia no se manifiesta en la intensidad local de ondas del movimiento en un sitio ubicado en similar posición relativa al centro de liberación de energía.

Adicionalmente, para una modelación realista de la fuente se consideró la inclinación de la zona de Benioff, la que varía según la latitud (Tabla 5-2). Conforme a las estimaciones de Villablanca y Riddell (1985), se utilizaron inclinaciones promedio para cada una de las fuentes. Estas estimaciones se basan en el estudio de perfiles este - oeste con ubicaciones hipocentrales a lo largo del país.

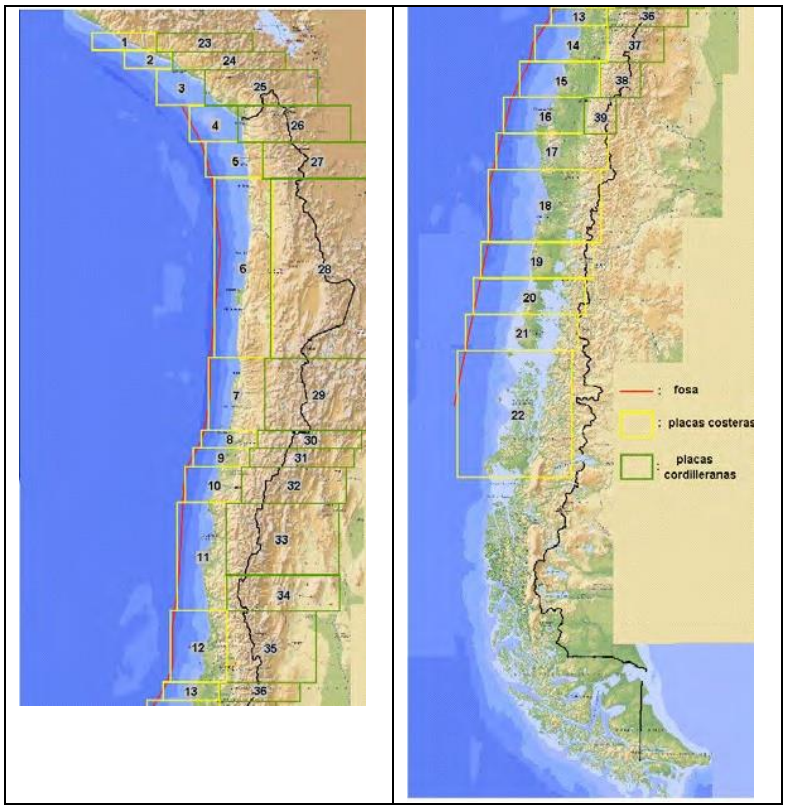


Figura 5-5: Definición de las zonas sísmicas consideradas

Tabla 5-2: Propiedades geométricas de las fuentes definidas en el estudio

Zona	Ubicación Origen[1]		Ancho (° Long. O)	Largo (° Lat. S)	Angulo de Inclinación (º)
	(º Long. O)	(º Lat. S)			
1	75	16.5	2	0.5	22.00
2	74	17	1.5	0.5	22.00
3	73	18	1.5	1	22.00
4	72.00	19	1.5	1	22.00
5	71.50	20	1.75	1	22.00
6	71.25	25	1.75	5	22.00
7	71.50	27	1.75	2	20.90
8	71.75	27.5	1.75	0.5	19.65
9	72.00	28	1.75	0.5	19.30
10	72.25	29	1.75	1	18.73
11	72.50	32	1.5	3	19.21
12	72.75	34	1.75	2	21.82
13	73.00	34.5	1.75	0.5	23.20
14	73.50	35.5	2.25	1	23.83
15	74.00	36.5	2.5	1	24.00
16	74.50	37.5	2.5	1	24.00

[1] El origen de cada placa está ubicado en la esquina sur-poniente de ellas

17	74.75	38.5	3.5	1	24.00
18	75.00	40.5	3.5	2	24.00
19	75.25	41.5	3.5	1	24.00
20	75.50	42.5	3.5	1	24.00
21	75.75	43.5	3.5	1	24.00
22	76.00	47	3.5	3.5	24.00
23	73	16.5	3	0.5	22.00
24	72.5	17	3.5	0.5	22.00
25	71.5	18	3.5	1	22.00
26	70.5	19	3.5	1	22.00
27	69.75	20	3.25	1	22.00
28	69.5	25	3.25	5	22.00
29	69.75	27	3.25	2	20.90
30	70	27.5	3.25	0.5	19.65
31	70.25	28	3.25	0.5	19.30
32	70.5	29	3.25	1	18.73
33	71	31	3.5	2	19.21
34	71	32	3.5	1	19.21
35	71	34	2.75	2	21.82
36	71.25	34.5	2.5	0.5	23.20
37	71.25	35.5	1.75	1	23.83
38	71.5	36.5	1.25	1	24.00
39	72	37.5	1	1	24.00

5.3 LEY DE ATENUACIÓN

Para este estudio se escogió la relación para aceleración horizontal derivada por Martin (1990) ya que ella considera la muestra más completa de datos de terremotos chilenos a la fecha. La ley de atenuación para aceleración horizontal es

$$A = 71.3\, e^{0.83M} (R + 60)^{-1.03} \qquad \left(\sigma_{\ln A} = 0.70\right) \qquad (1)$$

en que A es el valor medio de la aceleración máxima en el sitio, en cm/seg2, a distancia hipocentral R, en km, durante un evento de magnitud M=Ms; y σ es la desviación estándar asociada a la regresión que es importante en la evaluación de las probabilidades de excedencia de la aceleración del suelo en un sitio específico.

Es de interés mencionar que Martin en su estudio concluyó que “prácticamente no hay diferencias en las tendencias de las aceleraciones máximas registradas en suelos aluvionales y fluviales con respecto a los datos registrados en roca”, en consecuencia, la ecuación (1) se aplica independientemente del tipo de suelo. Un afinamiento en este sentido no es posible mientras no se disponga de mayor información de registros sísmicos.

5.4 ANÁLISIS PROBABILÍSTICO

La evaluación probabilística de la amenaza sísmica asume una discretización de todas las fuentes potenciales de generación de eventos sísmicos que producen un efecto significativo sobre la respuesta del suelo en un sitio específico. En el análisis se consideran todas las magnitudes posibles de terremotos que excedan una magnitud mínima, para cada una de las fuentes significativas identificadas, y a todas las posibles distancias del sitio en estudio. El objetivo es determinar la probabilidad de ocurrencia de cada combinación incluyendo efectos tales como la incertidumbre en las relaciones de atenuación.

Por lo tanto, usando un análisis probabilístico de amenaza sísmica se puede diseñar una obra específica sometida a distintos niveles del movimiento del suelo asociados a una determinada probabilidad de excedencia. Como en cualquier modelo, la precisión y utilidad de un análisis de este tipo depende de la calidad de la información; para este caso en particular, factores tales como una selección apropiada y completa de las fuentes potenciales, el uso de relaciones apropiadas de atenuación, y el uso criterioso de información histórica sobre mediciones reales del movimiento del terreno (registros).

A continuación, se describe en forma resumida la metodología utilizada para la determinación de las curvas de aceleración máxima del terreno para el sitio en estudio. Este análisis involucra las siguientes etapas: (1) modelación de las fuentes, (2) establecimiento de las relaciones de recurrencia, (3) distribución de magnitudes y razón media de ocurrencia para cada fuente, (4) selección de una relación de atenuación, y (5) cálculo de las curvas de amenaza. La incertidumbre que acompaña a cada una de estas etapas debe ser incluida en el análisis, de modo de estimar la variabilidad de las solicitaciones generadas y su impacto en la verificación de la obra.

5.4.1 Modelo de la fuente

Cada una de las 39 fuentes (Tabla 5-2), que modelan el plano inclinado de Benioff, fue subdividida en elementos discretos de área con dimensiones 15x15 kilómetros aproximadamente. La sensibilidad de las curvas de amenaza debido a esta discretización ha sido considerada en el análisis y los resultados finales que se presentan a continuación corresponden a una solución para la que existe convergencia; es decir, una discretización más fina de la fuente no produce cambios significativos sobre las curvas de amenaza presentadas.

Para realizar este análisis, la distancia R entre el centro de gravedad de cada uno de estos elementos de área en el plano de Benioff y el sitio, se calculan considerando la geometría tridimensional real del problema. Esto es posible gracias a que en el modelo utilizado el país se encuentra geo-referenciado y se conoce en forma aproximada la geometría de las fuentes.

Es importante aclarar que para este estudio se ha considerado la discretización de todas las fuentes del país. A pesar de que esto significa una carga computacional importante, presenta la ventaja de que se evitan discontinuidades en la solución de las curvas de amenaza sísmica como resultado de las condiciones de borde de las placas. Consecuentemente, las curvas de amenaza incluyen el posible efecto tanto de eventos cercanos como lejanos.

5.4.2 Relaciones de recurrencia, distribución de magnitudes, y tasas de ocurrencia promedio

El modelo de recurrencia utilizado se especifica a través de la relación de Gutenberg- Richter, cuyo uso implica que las magnitudes están distribuidas exponencialmente (Cornell, 1968). La densidad de probabilidad puede ser expresada como

$$f(M) = c\beta e^{-\beta(M-M_{min})} \quad \text{donde} \quad c = \frac{1}{1 - e^{-\beta(M_{max}-M_{min})}} \qquad (2)$$

Dada la ocurrencia de un sismo, se debe calcular la probabilidad de que su magnitud y distancia caigan en los intervalos identificados. Si las áreas de los elementos utilizados en la discretización de una fuente son iguales, existe entonces igual probabilidad de que el sismo ocurra en cualquiera de los segmentos escogidos. En base a esto es posible determinar la función de densidad de probabilidad de las distancias entre la fuente y el sitio. Por otra parte, dada la ocurrencia de un sismo, la probabilidad de que su magnitud caiga dentro del i-ésimo intervalo de magnitud es

$$P(M_i - \frac{\Delta M}{2} \le M \le M_i + \frac{\Delta M}{2}) \approx f(M_i)\Delta M \qquad (3)$$

Como se dijo anteriormente, se utiliza una magnitud mínima, Mmin = 5.0, y una magnitud máxima para las fuentes consideradas Mmax = 8.5, de acuerdo con la información histórica disponible para las fuentes consideradas (Tabla 2). La evaluación de la amenaza resulta especialmente sensible a la magnitud Mmax, y por tanto debe ser evaluada con precaución.
Para efectos del modelo, la tasa de ocurrencia promedio de sismos en la fuente se define como el número promedio de eventos entre Mmin y Mmax, por unidad de tiempo. La tasa de ocurrencia promedio anual de sismos ν se relaciona con la expresión de recurrencia y el tamaño de la fuente a través de la siguiente expresión

$$\nu = \left[N(M_{min}) - N(M_{max})\right] A_0 / A_{ref} \qquad (4)$$

donde A_0 corresponde a la superficie del elemento escogido y A_{ref} es el área sobre la que se miden las estadísticas de número de sismos.

Una vez conocidas e identificadas las fuentes y las relaciones de recurrencia con los respectivos valores de Mmin y Mmax, se deben establecer las relaciones de atenuación. Para tal efecto existen numerosos modelos obtenidos a partir de regresiones no lineales de registros chilenos. La incertidumbre en la relación de atenuación es un punto relevante en la estimación de amenaza sísmica. Su efecto se considera dentro del modelo de amenaza sísmica a través de la desviación estándar σ_{lnA}. Varios modelos de atenuación debieron ser eliminados del estudio debido a que carecen de expresiones para evaluar su variabilidad.

Dada la ocurrencia de un sismo, la probabilidad de que la aceleración en el sitio, PGA (Peak Ground Acceleration), exceda la aceleración de interés A debe ser determinada para cada

combinación de magnitud y distancia en cada uno de los elementos y fuentes identificadas. Esta probabilidad se define como P(PGA > A | sismo :Rj, Mi)

5.4.3 Construcción de la Curva de Amenaza Sísmica

La curva de amenaza sísmica combina la información indicada anteriormente en un gráfico que típicamente muestra el valor de la probabilidad de excedencia para una cierta aceleración A. La probabilidad de excedencia de esta aceleración para la ocurrencia de un sismo en la fuente k se determina como sigue:

$$P_k(PGA > A \mid sismo_k) = \iint P\left(PGA > A \mid sismo_k : M,R\right) f(M)\, f(R)\, dMdR \qquad (5)$$

donde la función de densidad de la magnitud sísmica f(M) corresponde a la distribución exponencial señalada en la Sección 5.4.2, mientras que la función de densidad sobre la distancia focal f(R) corresponde a una distribución uniforme sobre la fuente sísmica correspondiente.

Para evaluar la ocurrencia de eventos en el tiempo, se propone un modelo Poisson (eventos estadísticamente independientes). Para este estudio se asume un modelo homogéneo de Poisson con tasa anual de ocurrencia promedio de sismos, ν, esto es

$$P(n,t) = \frac{(\nu t)^n e^{-\nu t}}{n!} \qquad (6)$$

donde P(n,t) es la probabilidad de tener exactamente "n" eventos en una ventana de tiempo t. Por lo tanto, la probabilidad anual de que la aceleración en el sitio escogido exceda A debido a la ocurrencia de un sismo en la fuente "k" es

$$P_k(PGA > A) = 1 - e^{(-\nu p)_k} \qquad (7)$$

donde "p" es $P_k(PGA > A \mid sismo_k)$. Para combinar las distintas fuentes en la curva de amenaza se utiliza la siguiente relación, que asume independencia entre las distintas fuentes

$$P(PGA > A) = 1 - \prod_k \left\{1 - P_k(PGA > A)\right\} \qquad (8)$$

Por otra parte, la longitud de la ventana de tiempo, junto con la probabilidad de excedencia de la aceleración, se relacionan con el período de retorno promedio del fenómeno mediante la expresión

$$T = \frac{1}{1 - (1 - P_e)^{1/N}} \qquad (9)$$

donde T es el período de retorno en años; N es la ventana de tiempo medida en años y que se asocia con la vida útil de la estructura; y Pe es la probabilidad de excedencia de la

aceleración durante la ventana de tiempo t considerada que se calcula para cada fuente de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P_e\,(PGA > A)_t = \nu_k\, t \cdot P_k\,(PGA > A / sismo_k) \qquad (10)$$

5.4.4 Resultados

Las curvas de probabilidad de excedencia de un cierto nivel de aceleración horizontal para el sitio en estudio se presentan en la Figura 5-6. Cada curva corresponde a un horizonte de tiempo distinto N = 50 y 100 años. De esta figura se desprende que para efectos de diseño basados en una probabilidad de excedencia de un 50% en 50 años (sismo con período de retorno medio de 72 años), 10% en 50 años (sismo con período de retorno medio de 475 años) y 10% en 100 años (sismo con período de retorno medio de 949 años), las aceleraciones máximas del suelo en el sitio son de 0.309g, 0.478g y 0.544g, respectivamente. Estos resultados se resumen en la Tabla 5-3.

Tabla 5-3: Aceleraciones máximas del suelo según nivel sísmico (análisis probabilístico).

Probabilidad de Excedencia	Nivel Sísmico	Período de Retorno (Años)	Aceleración Máxima del Suelo PGA (g)
50% en 50 años	Servicio	72	0.309
10% en 50 años	Diseño	475	0.478
10% en 100 años	Máximo Probable	949	0.544
~1% en 100 años	Máximo Creíble	10000	0.777

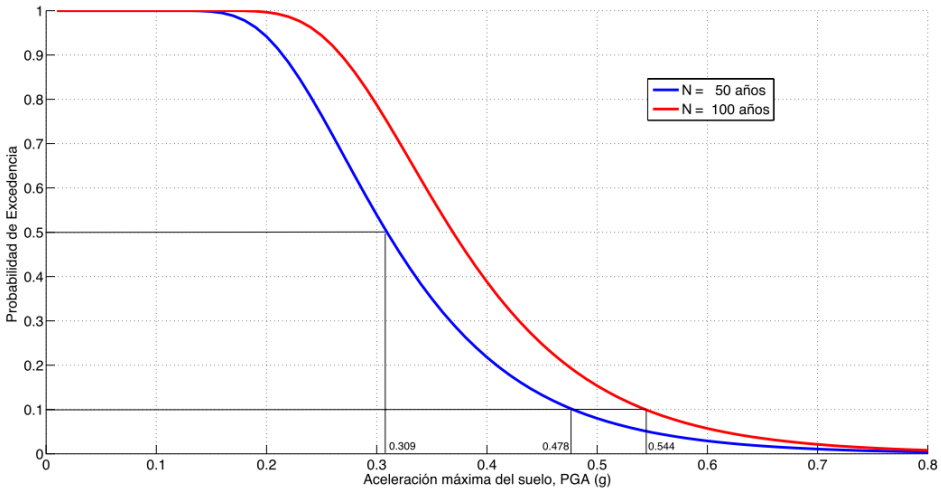
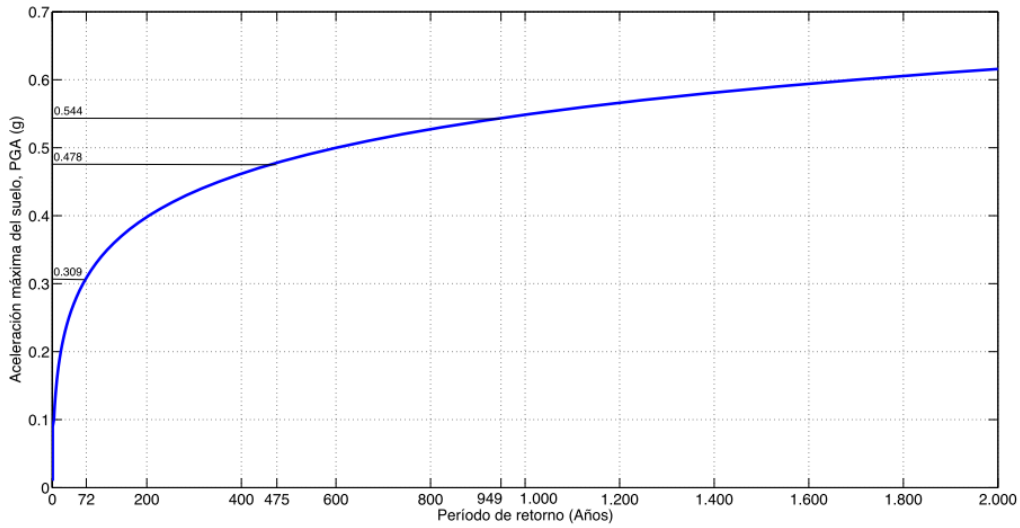
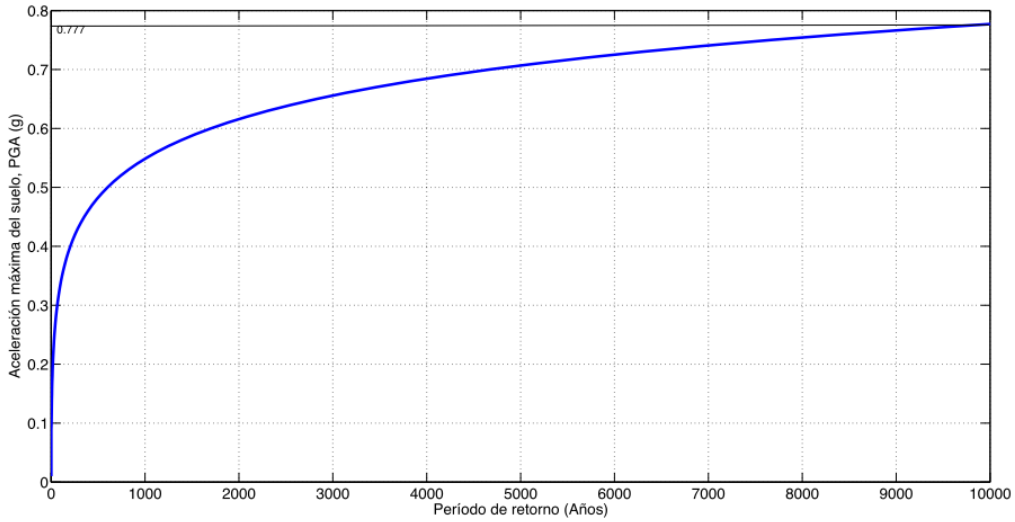


Figura 5-6: Curvas de probabilidad de excedencia del PGA horizontal para el sitio en estudio

A partir de las curvas de probabilidad de excedencia del PGA, y utilizando la Ecuación (9), es posible derivar la curva de período de retorno versus aceleración máxima del suelo que se muestra en la Figura 5-7.



(a) períodos de retorno entre 0 y 2000 años



(b) períodos de retorno entre 0 y 10000 años

Figura 5-7: Curvas de período de retorno para el PGA horizontal

Los sismos con período de retorno de 72 y 475 años se utilizan normalmente para el análisis de estructuras (edificios). El primero se utiliza como criterio de verificación para eventos de alta probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la estructura, y no se acepta la ocurrencia de daños en ella. El segundo corresponde a una probabilidad de ocurrencia típicamente adoptada por las normas de diseño de edificios, y acepta la ocurrencia de daños, aún severos, pero no permite aproximarse a la condición de colapso. **El sismo con período de retorno de 949 años es usualmente utilizado en la verificación del comportamiento de estructuras esenciales, cuya falla puede causar riesgos severos a la vida humana o al medio ambiente.**

Adicionalmente, esta curva permite hacer una estimación del terremoto denominado “máximo creíble” MC[2], que se define como el evento de mayor magnitud que puede ocurrir en una región sismotectónica que causa la mayor intensidad de movimiento en el sitio (FEMA, 2005). El MC puede inferirse probabilísticamente asociado a una muy baja probabilidad de excedencia, e.g., una probabilidad anual de excedencia de orden de 1/10000, i.e. periodo de retorno medio de 10000 años (CIGB/ICOLD, 1995) (*). De la curva, Figura 5-7, se obtiene un valor de PGA de 0.777g. Notar que la extrapolación del modelo probabilístico a 10000 años es discutible cuando se dispone de una historia sísmica de 440 años.

5.5 ANÁLISIS DETERMINÍSTICO

En esta sección del estudio se busca determinar aceleraciones del suelo mediante la recreación de escenarios sísmicos posibles, y/o la selección de sismos históricos que, por su cercanía al sitio en estudio, generan movimientos significativos del suelo.

La definición de escenarios es subjetiva y su propósito es utilizarla como una herramienta de evaluación de los resultados del análisis probabilístico. Se consideran dos enfoques: a) escenarios asociados a una condición de ocurrencia concebible, basada en eventos efectivamente ocurridos en la zona, eventualmente desplazados a posiciones más críticas, y b) un escenario representativo de la condición más desfavorable, o evento “máximo creíble determinístico”, correspondiente a un evento de magnitud máxima con hipocentro a la distancia más corta del sitio (CIGB/ICOLD, 1995).

Como Escenario I se ha considerado el evento histórico de magnitud Ms=8.2 ocurrido en 1918 al nor-oeste de Chañaral, pero modificando su posición epicentral de modo de ubicarlo en la misma latitud (27.4422º S) del sitio en estudio (distancia hipocentral de 90.9 km.). Ver

[2] La denominación “máximo creíble” corresponde a la utilizada por CIGB/ICOLD (1995), no obstante, la probabilidad de ocurrencia señalada podría ser identificada con otra denominación dependiendo del autor.

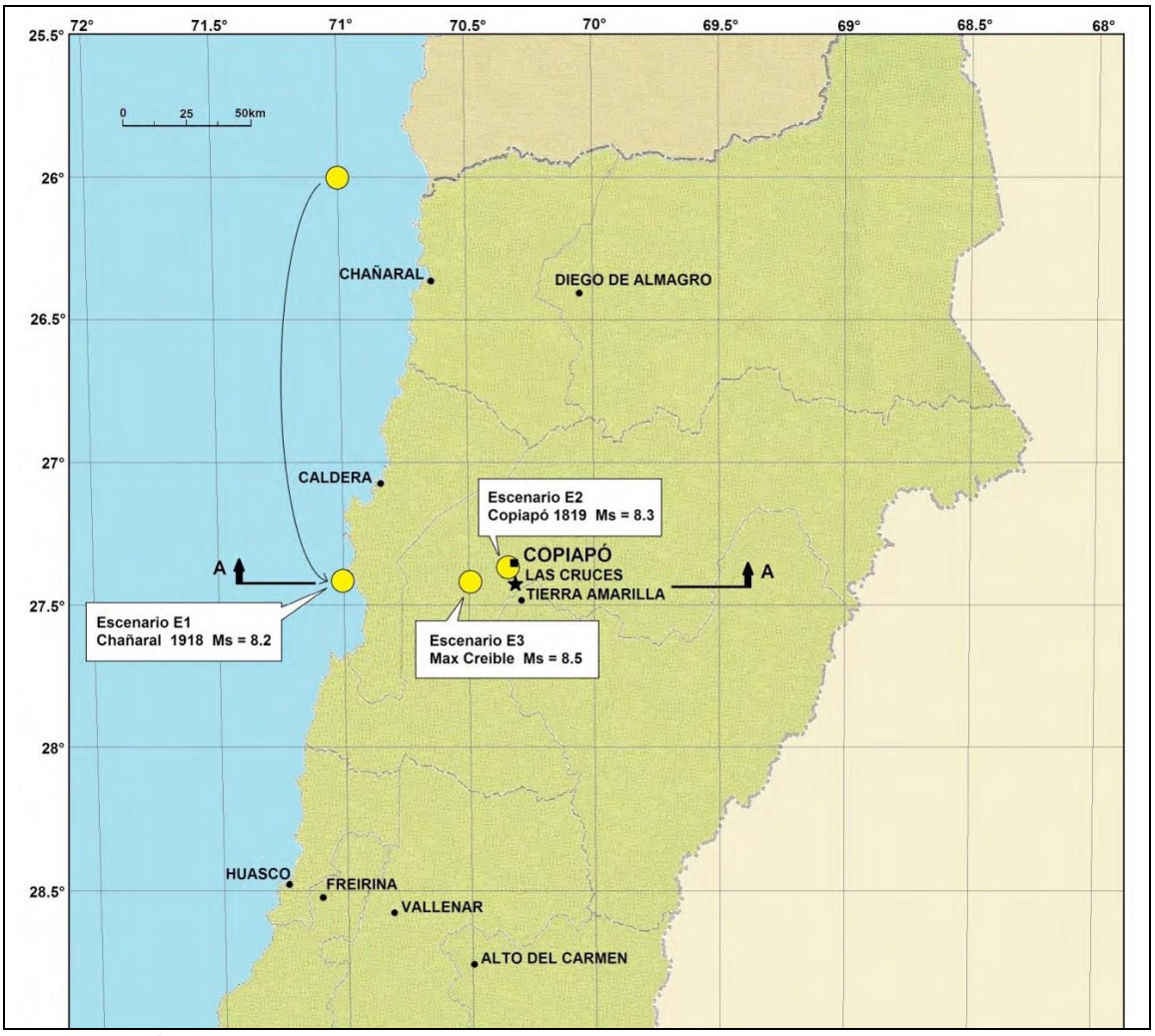


Figura 5-8 y Figura 5-9.

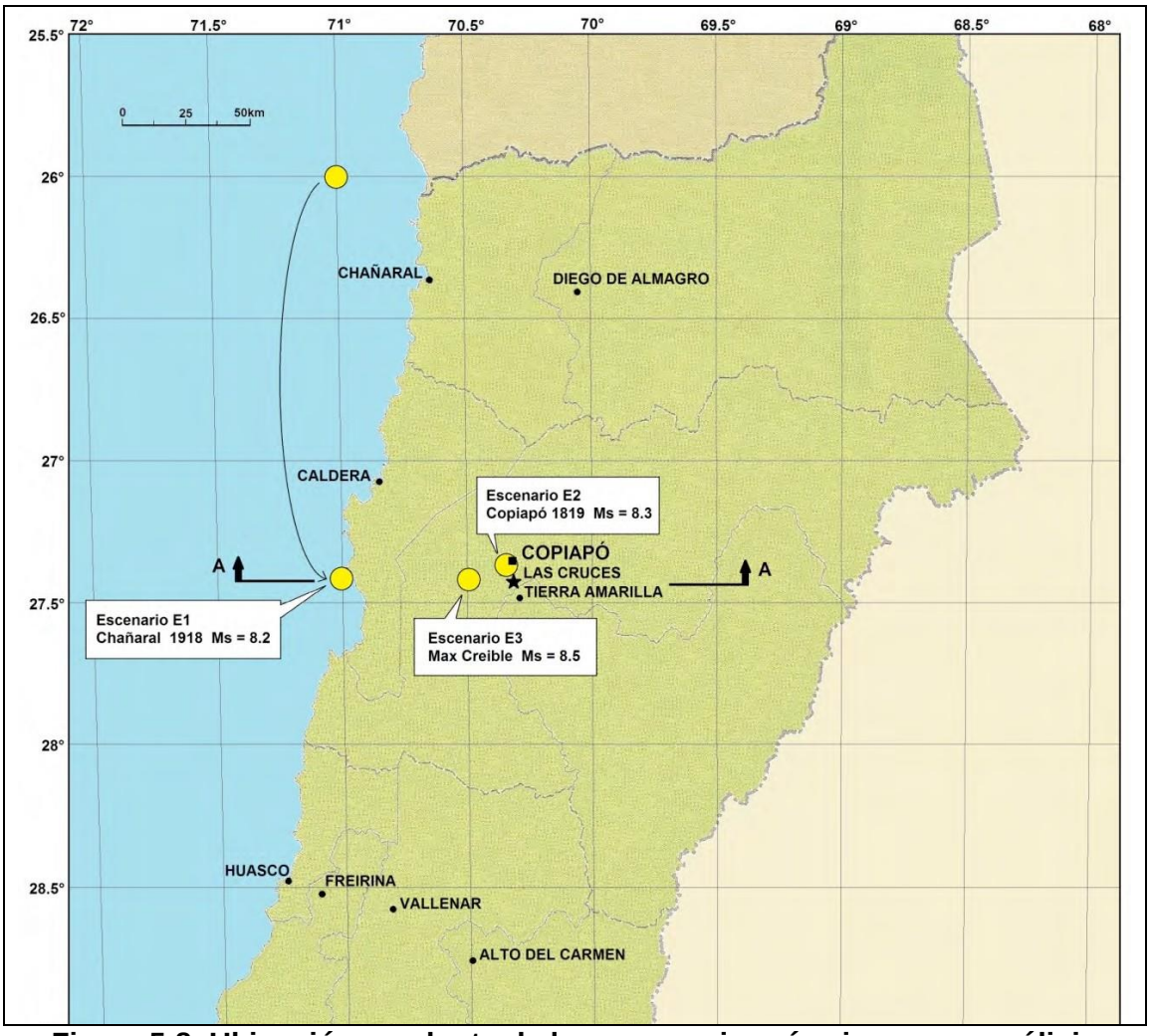
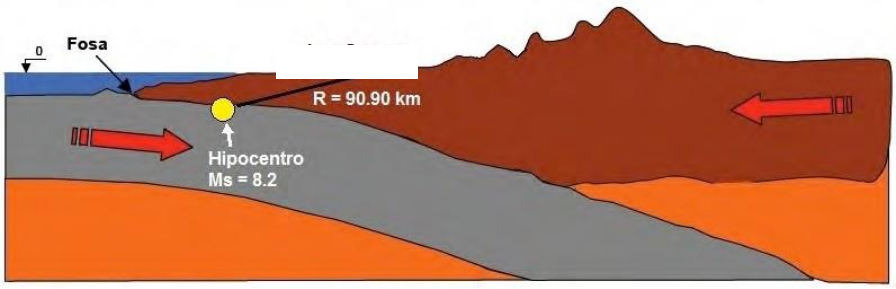
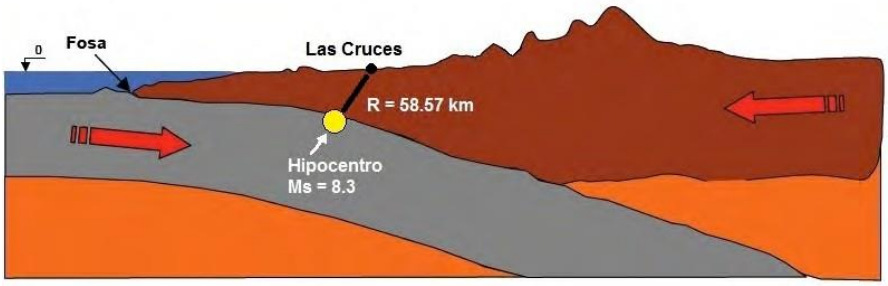


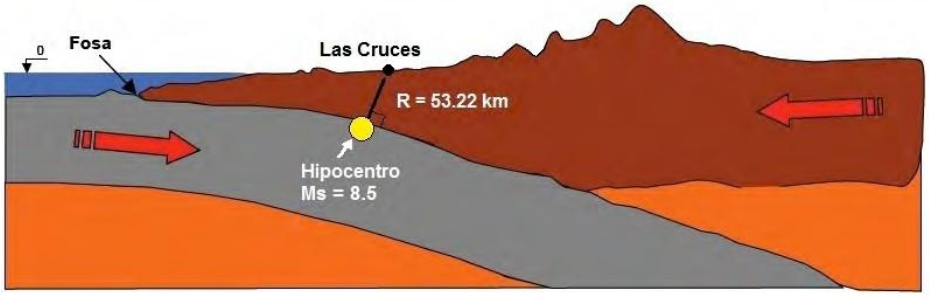
Figura 5-8: Ubicación en planta de los escenarios sísmicos para análisis determinístico.



a) Escenario I (Corte A-A)



b) Escenario II (Corte A-A)



c) Escenario III (Corte A-A)

Figura 5-9: Vista esquemática en corte de los escenarios sísmicos para análisis determinístico

Como Escenario II se ha considerado el terremoto de Copiapó de 1819, según posición epicentral y magnitud (Ms=8.3) reportadas por CSN. La profundidad focal considerada (57 km) es la correspondiente a la profundidad del plano de Benioff en la ubicación epicentral reportada, lo que conduce a una distancia hipocentral de 58.57 km.

Finalmente, en el Escenario III se ha considerado la recreación de un terremoto máximo creíble determinístico que correspondiente a un evento de magnitud Ms=8.5 ubicado a la menor distancia hipocentral posible del sitio en estudio (recta perpendicular al plano de Benioff, que resulta en R=53.22 km).

La Tabla 5-4 resume las características de los 3 escenarios sísmicos señalados. En la Figura 5-8 y Figura 5-9 se muestran en planta y elevación respectivamente las ubicaciones esquemáticas de los escenarios sísmicos escogidos para el análisis determinístico. El análisis de estos escenarios entrega los valores medios de las aceleraciones máximas del suelo que se resumen en la Tabla 5-5.

Como se observa en la Tabla 5-5, la aceleración horizontal del suelo para los escenarios I, II y III es de 0.374g, 0.522g y 0.646g, respectivamente.

Tabla 5-4: Parámetros para los escenarios sísmicos considerados en el análisis determinístico.

Escenario	Tipo	Latitud (º) S	Longitud (º) W	Profundidad (km)[3]	Ms	Distancia Hipocentral (km)
I) NW Chañaral 1918 Latitud	Interplaca	27.4422	71.00	60	8.2	90.90
II) Copiapó 1819	Interplaca	27.3500	70.35	57 (*)	8.3	58.57
III) Recreación Máximo Creíble	Interplaca	27.4422	70.49	49.6	8.5	53.22

Tabla 5-5: Valores medios de la aceleración máxima estimada según el análisis determinístico.

Escenario (Figuras 11 y 12)	Ley de Atenuación	Aceleración Basal (g)
I	Martin (1990) Acel. Horiz.	0.374
II	Martin (1990) Acel. Horiz.	0.522
III	Martin (1990) Acel. Horiz.	0.646

El valor obtenido para el Escenario II presenta excelente consistencia con el valor del análisis probabilístico para el caso del sismo de período de retorno medio de 949 años, reflejando la condición de evento de gran magnitud muy próximo al sitio. El valor obtenido para el Escenario III es un 17% menor que el valor probabilístico para el sismo máximo creíble; esta diferencia se explica porque el análisis probabilístico considera la incertidumbre de la curva de atenuación (desviación estándar) tendiendo para un período de retorno tan extenso (10000 años) a valores que ciertamente exceden la media, mientras el valor determinístico se basa en el valor esperado del peak de aceleración (Ecuación 1), definición que implica que en un

[3] Profundidad calculada de acuerdo a plano de Benioff. Se utilizó un ángulo α=19.56º para plano de subducción como promedio para sector de emplazamiento del proyecto en estudio.

sitio pueden ocurrir peaks mayores o menores a la media. En todo caso la diferencia de 17% confirma que el orden de magnitud de valores es consistente.
El Escenario I presenta buena correlación con los eventos de probabilidad de excedencia de 50% y 10% en 50 años. En efecto, la aceleración asociada al Escenario I (0.374g) es un 21% que aquella del primer nivel de evento (0.309g) y 22% menor que la correspondiente al segundo evento (0.478g). Estas relaciones son lógicas ya que el Escenario I ciertamente representa una amenaza mayor a la condición de servicio por su gran magnitud, mientras corresponde a un valor menor a la amenaza de diseño porque aun teniendo una importante magnitud, se encuentra a buena distancia del sitio (90.9 km).

6 CONCEPTO DE ESPECTRO DE DISEÑO

Se presenta en esta sección una breve explicación de la metodología de derivación de espectros de diseño, como antecedente para la mejor comprensión de las incertidumbres involucradas y las decisiones tomadas en este estudio para generar formas espectrales asociadas a niveles más conservadores que los valores promedio de amplificación, como lo hacen aconsejable las tendencias observadas en la información acelerográfica del sismo del 27/02/2010.

El espectro de diseño involucra la definición de dos factores:

a) Primero, la amenaza sísmica, representada por un índice de intensidad del movimiento del suelo, en particular la aceleración máxima del suelo en el sitio en cuestión, designada por A=PGA (peak ground acceleration). A es esencialmente una variable aleatoria que depende de tres factores: la sismicidad histórica de la región (su distribución espacial definida por diferentes fuentes caracterizadas por la relación de Gutemberg-Richter, la relación de atenuación, y la distribución temporal de eventos sísmicos en el tiempo (modelo de Poisson). En definitiva, A se determina para diferentes probabilidades de excedencia en períodos de tiempo determinados, como se ha evaluado en la Sección 5.

b) Segundo, la amplificación espectral ψ(T), función del período de vibración T de un vibrador simple de un grado de libertad sometido a movimientos sísmicos. Es decir, dado el valor de A, el sistema experimentará una fuerza lateral máxima Fmax=mSa (m=masa de la estructura y Sa=pseudo-aceleración). Dada la complejidad inherente a los movimientos sísmicos, la amplificación ψ(T) es también una variable aleatoria, ya que no corresponde a la respuesta a un sismo especifico sino a una forma suave representativa de una familia de terremotos en una región.

El espectro de diseño se expresa entonces mediante la expresión:

$$Sa(T) = A\ \psi(T) \qquad (11)$$

La forma del espectro de diseño Sa (pseudo-aceleración) es como muestra la Figura 6-1 cuyos detalles de construcción conforme a la metodología de Newmark-Hall (1982) se presentarán en la Sección 8. Esta figura presenta un espectro normalizado a Sa(TN)=A=1g (ya que ψ(TN)=1) y puede simplemente escalarse a valores diferentes de A ponderando sus ordenadas por el valor correspondiente de A para todo el rango de períodos T en abscisas.

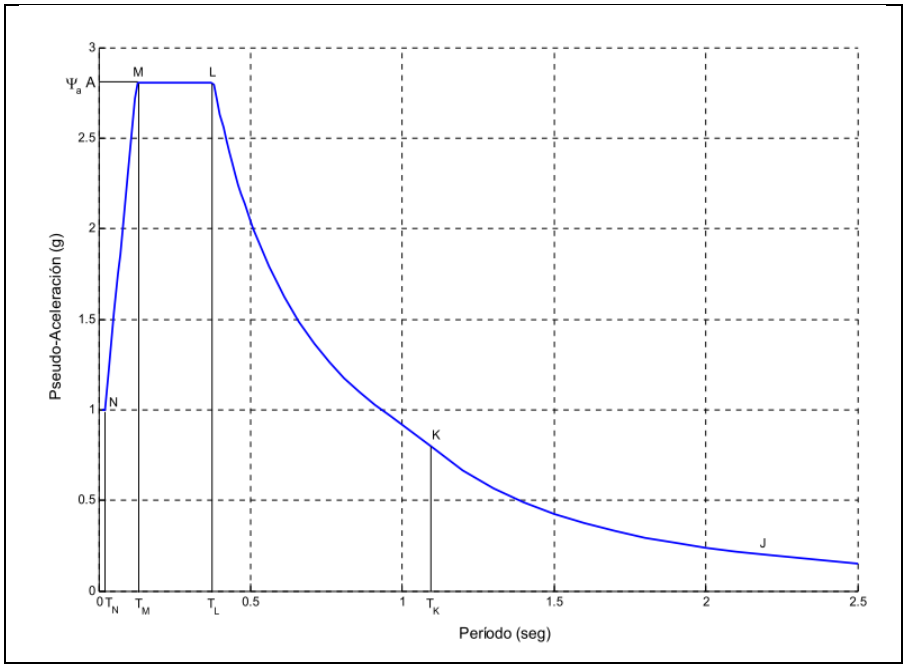


Figura 6-1: Forma general del espectro tipo Newmark y Hall

El aspecto relevante representado por la Ecuación 11 es que Sa(T) es el producto de dos variables aleatorias, de modo que la selección de éstas es crucial desde el punto de vista de no caer en extremos de sub-estimación o sobre-estimación de la demanda sísmica. En efecto, A es un valor estimado para el nivel probabilístico de amenaza escogido (desde "servicio" a "máximo creíble"), es decir, dada la ocurrencia de un evento del nivel de amenaza escogido, la aceleración máxima en el sitio de interés no será exactamente el valor predicho A sino uno mayor o menor a él (como muestra la experiencia observada durante terremotos que exhibe gran variación de PGA en diferentes sitios, aun cuando ellos se encuentren en la misma zona de acuerdo a la Zonificación Sísmica del país y a similar distancia de la fuente). Análogamente, la amplificación ψ(T) puede demostrar amplia dispersión dada la complejidad de las ondas que alcanzan un sitio, fundamentalmente debido a las condiciones del proceso tectónico de propagación de la ruptura, las condiciones de las formaciones estructurales geofísicas entre la fuente y el sitio, y las condiciones tanto topográficas como geotécnicas locales (todos factores que afectan el contenido de ondas en frecuencia y amplitud).

Concentrándonos en ψ(T), que es el objetivo de este estudio, cabe mencionar que los espectros de la Norma NCh433.Of96 (INN, 1996) corresponden aproximadamente a valores promedio de la amplificación espectral. Ello se cumple casi exactamente para los espectros de Suelos Tipos I y II como se observa en la Figura 6-2 que compara los espectros chilenos promedio hasta 1985 (Riddell, 1993, 1995) con la NCh433, todos normalizados (o anclados) a A=1g para período T=0 segundos. En el Suelo III la aproximación es menos satisfactoria, básicamente por la forma de la función espectral adoptada por el profesor Arias quién propuso los espectros de la Norma en forma de cociente de polinomios (factor α de la Ecuación 6.9 de la Norma NCh433) por similitud a las formas funcionales de Kanai-Tajimi (Kanai, 1957; Tajimi, 1960; y otros autores anteriores de otras áreas técnicas), mientras la zona de amplificación máxima real tiende a seguir un plateau (amplificación más bien uniforme o "plana") como

predice la formulación empírica de Newmark-Hall y se observa en la Figura 6-2 para dicho suelo.

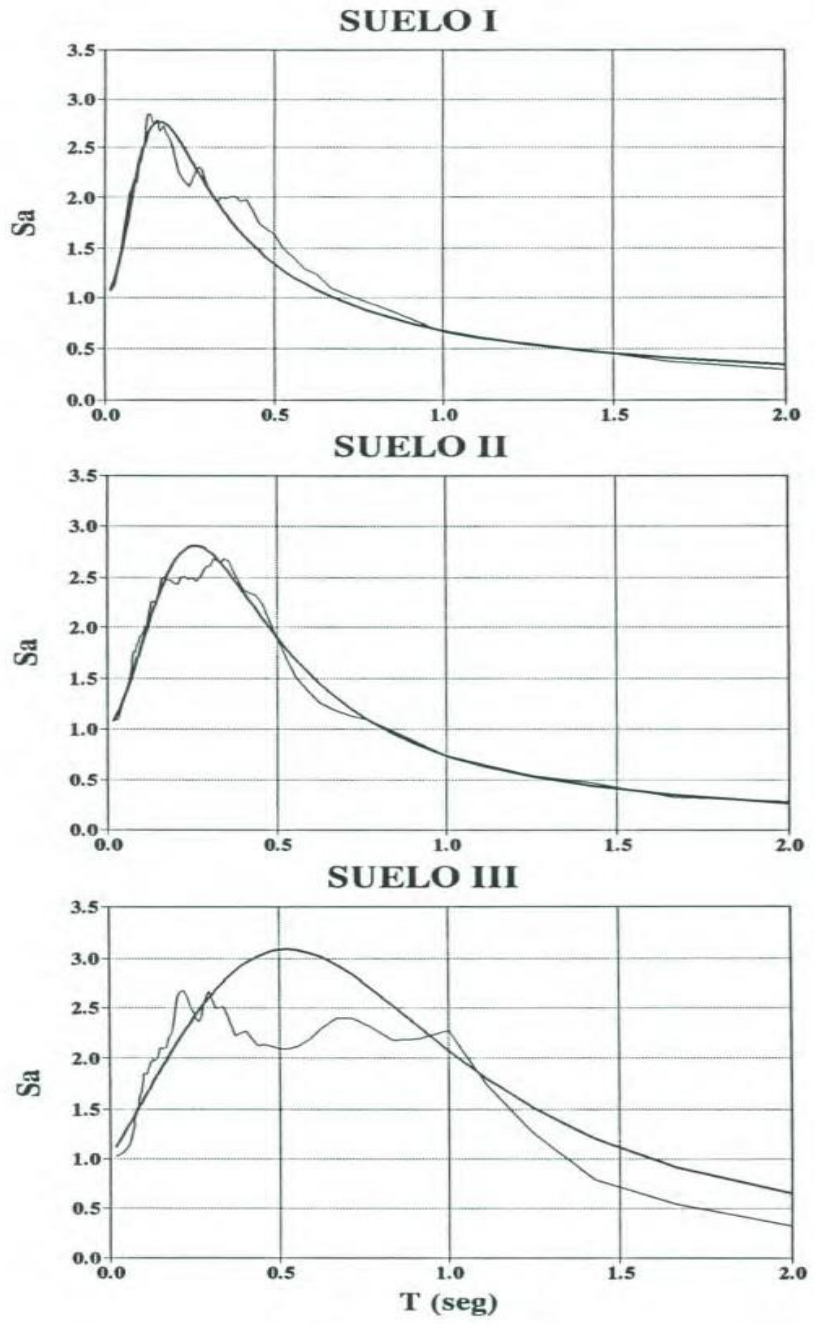


Figura 6-2: Comparación de espectros elásticos promedio de registros reales con la Norma NCh433.Of96 (curvas suaves)

En concordancia con lo anterior, una modificación de las amplificaciones espectrales (objetivo de este estudio) debe ser probabilísticamente consistente, es decir, las ordenadas espectrales

deben estar asociadas a una probabilidad de excedencia uniforme para toda la banda de períodos relevantes. Lo usual es una probabilidad de 50%, o valor medio, como intentaba representar la Norma NCh433 (muy exitosamente al menos para Suelos Tipo I y II). Con el objeto de adoptar un nivel más conservador, a modo de considerar las mayores demandas del terremoto del 27/02/2010, y como se ha usado en el caso de obras especiales, como reactores nucleares, oleoductos, presas y otras, es posible utilizar:

$$\psi_p(T) = \psi_{50\%}(T) + f_p\,\sigma(\psi) \qquad (12)$$

en que ψp(T) es el denominado valor percentil asociado a una cierta probabilidad de ser excedido, y fp es el factor de ponderación de la desviación estándar σ necesaria para alcanzar dicho percentil. Por ejemplo, si fp =0 obtenemos el valor medio ψ50%, mientras fp=1 conduce al percentil 84.1%, es decir ψ84.1% que cubre un 84.1% de la función de distribución acumulada y cuya probabilidad de excedencia es 1- 0.841=0.159. En este último ejemplo, decimos que ψ84.1% corresponde al factor de amplificación asociado a "la media más una desviación estándar". Los valores de fp y los percentiles correspondientes se encuentran en tablas de distribución estándar de probabilidades.

7 INFORMACIÓN DE REGISTROS DEL TERREMOTO DEL 27/02/10

La información disponible sobre registros sísmicos y espectros se comenta en esta Sección. Primero se comentarán tres informes en orden cronológico: un informe preliminar de espectros para algunos registros obtenidos durante el terremoto del 27/02/2010 (Boroschek et al, 2010), los datos presentados en la propuesta de modificación de NCh433 (Boroschek, Contreras, 2010), y la información sobre todos los registros obtenidos en la Red Nacional de Acelerógrafos del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile (Red RENADIC) (Boroscheck, Soto, León, 2010). Finalmente se mencionarán los datos obtenidos por el Servicio Sismológico de la Universidad de Chile (Barrientos, 2010).

El primer informe mencionado presenta 9 registros de aceleración (Tabla 7-1) y sus espectros. Como observación general, se aprecia en el informe que en diversos tramos los espectros exceden las ordenadas del espectro de la Norma Chilena NCh 433 para Suelo Tipo II con él cual se compararon 7 registros. Es esperable que para el terremoto más severo del que se tenga información acelerográfica, y para condiciones tectónicas de ruptura más complejas que en eventos anteriores, los movimientos presenten un contenido de frecuencias más completo y por tanto excedan las amplitudes derivadas fundamentalmente de la información anterior asociada principalmente al sismo del 03/03/1985. Sin embargo, la información reportada es limitada en cantidad, pudiendo además señalarse los siguientes comentarios a ella:

a) El informe no indica la clasificación del suelo en los sitios de los registros, quedando pendiente una caracterización detallada del tipo de suelo.
b) El informe señala la potencial influencia de fenómenos de interacción suelo estructura, lo que por lo menos en un caso estaba siendo revisado.
c) Los registros son de aceleración con línea base no-corregida.
d) El número limitado de registros disponibles no permite formar varios grupos según tipo de suelo y realizar un análisis estadístico de sus espectros.

Tabla 7-1:Aceleraciones máximas registradas el 27/02/10 (Boroschek et al, 2010)

Estación	PGA horizontal (g)	PGA vertical (g)	Coordenadas sitio Latitud – Longitud
U. de Chile, Edificio Ing.	0.17	0.14	33.46ºS –
Metro Mirador Santiago	0.24	0.13	33.44ºS –
CRS Maipú RM	0.56	0.24	33.52ºS –
Hospital Tisné, Peñalolén	0.30	0.28	33.50ºS –
Hospital Sótero del Rio	0.27	0.13	33.58ºS –
Hospital Curicó	0.47	0.20	33.98ºS –
Hospital Valdivia	0.14	0.05	39.82ºS –
Viña del Mar (Marga	0.35	0.26	33.05ºS –
Viña del Mar (Centro)	0.33	0.19	33.03ºS –

El segundo informe mencionado presenta espectros de registros para el período 1985- 2010 agrupados según zona sísmica y tipo de suelo, apreciándose importante excedencia del espectro de la Norma NCh433 particularmente para Suelos Tipo II y III.

Conforme a lo indicado antes en la Sección 3, tal excedencia es naturalmente esperable ya que NCh433 representa fundamentalmente un valor de amplificación medio (ψ50%). Sin embargo, las curvas insinúan la conveniencia de ajustar la forma espectral a una mayor amplitud, ya que la tendencia de los datos sugiere que dicho valor medio sería hoy insuficiente. Este segundo informe tiene algunas limitaciones que impiden una conclusión cuantitativamente más precisa:

a) Los espectros mostrados no están normalizados a un valor Sa(T=0)=PGA común, lo que impide una apropiada valorización de su real nivel de amplificación en comparación con NCh433.
b) La clasificación de suelos se indica como preliminar y sujeta a una gran incertidumbre.
c) Combina registros tanto de 1985, 2010, y posiblemente otros eventos, sin precisar el número de ellos correspondiente a cada sismo.

El tercer informe entrega una lista de los 22 registros obtenidos por RENADIC entre Copiapó y Valdivia (Tabla 7-2), gráficos de aceleración (corregida), velocidad y desplazamiento del suelo de cada registro, y sus espectros de respuesta. Estos registros fueron ya publicados en forma digital (Boroschek, Soto, León, 2012), sin embargo, permanecen sin conocerse las condiciones geotécnicas de los sitios de registro. De hecho, se han realizado a la fecha exploraciones geotécnicas en una decena de dichos sitios (Boroschek et al., 2012). Sin embargo, la clasificación definitiva de los suelos en base a los resultados de la exploración se encuentra pendiente aún, y tampoco cubren la totalidad de los sitios para permitir una agrupación según tipo de suelo y realizar un estudio estadístico de los espectros en un futuro próximo. El tema clasificación de suelos se está discutiendo permanentemente en comisión de la Sociedad Chilena de Ingeniería Geotécnica, en consideración de diversos aspectos que

podrían afectar los criterios definidos en el Decreto 61 del MINVU, publicado en el Diario Oficial del 13 de Diciembre de 2011, decreto que fija el diseño sísmico de edificios modificando la Norma NCh433.

Tabla 7-2: Aceleraciones máximas no-corregidas (g) de registros del 27/02/2010, red RENADIC (Boroscheck, Soto, León, 2010)

Estación	Comp. NS or L	Comp. EW or T	Vertical
Copiapó	0.016	0.030	0.008
Vallenar	0.019	0.020	0.010
Papudo	0.295	0.421	0.155
Viña del Mar, Marga-	0.351	0.338	0.261
Viña del Mar, Center	0.219	0.334	0.186
Valparaíso, UTFSM	0.224	0.266	0.146
Valparaíso, Almendral	0.137	0.304	0.080
Llolleo	0.319	0.564	0.702
Santiago, U. de Chile	0.165	0.163	0.138
Santiago, Center	0.218	0.309	0.182
Santiago, Maipú	0.561	0.478	0.240
Santiago, Peñalolén	0.295	0.293	0.280
Santiago, Puente Alto	0.265	0.263	0.130
Santiago, La Florida	0.236	0.165	0.130
Matanzas	0.342	0.308	0.234
Hualañé	0.389	0.461	0.390
Curicó	0.470	0.409	0.198
Talca	0.477	0.424	0.244
Constitución	0.552	0.640	0.352
Concepción	0.402	0.284	0.398
Angol	0.928	0.681	0.281
Valdivia	0.092	0.138	0.051

El Servicio Sismológico de la Universidad de Chile obtuvo registros en diez sitios. Las aceleraciones máximas no corregidas se muestran en la (Tabla 7-3). No se dispone de las coordenadas precisas de cada sitio ni su clasificación geotécnica.

Tabla 7-3: Aceleraciones máximas no-corregidas (g) de registros del 27/02/2010, obtenidos por el Servicio Sismológico (Barrientos, 2010)

Estación	Comp. NS	Comp. EW	Vertical
Colegio San Pedro, Concepción	0.65	0.61	0.58
Cerro Calán, Santiago	0.20	0.23	0.11
Campus Antumapu, Santiago	0.23	0.27	0.17
Cerro El Roble	0.19	0.13	0.11
Melipilla	0.57	0.78	0.39
Olmué	0.35	0.25	0.15
Casablanca	0.29	0.33	0.23
San José de Maipo	0.47	0.48	0.24
Colegio Las Américas	0.31	0.23	0.16
Cerro Santa Lucía, Santiago	0.24	0.34	0.24

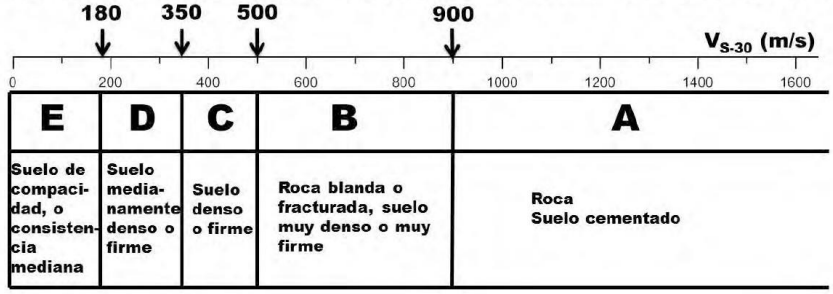
8 CARACTERIZACIÓN DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO

Según el conocimiento del sitio del nuevo depósito de relaves filtrados, a ubicar en el sector bajo de la quebrada El Gato, comuna de Copiapó, descrito al inicio de este estudio, el depósito a construir en terrazas se apoyaría sobre las unidades sedimentarias marinas estratificadas y rocas volcano-sedimentarias del Cretácico inferior, además de depósitos aluviales no consolidados a semiconsolidados del Mioceno-Pleistoceno al Holoceno. Los depósitos no consolidados a semiconsolidados constituyen el relleno sedimentario de la Quebrada El Gato, mientras que las rocas estratificadas conforman los rasgos litológicos de los cerros y del basamento de la misma Quebrada. No se dispone de datos para clasificar el aluvial sísmicamente, estimándose que corresponde a suelo Tipo C según la clasificación del antes referido Decreto 61.

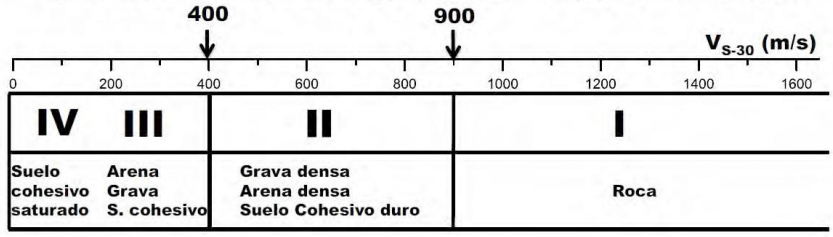
En esta Sección se derivan primero espectros de diseño para Suelos Tipo II y III de NCh433, los que son aproximadamente equivalentes a los suelos Tipo B y D del Decreto 61 del MINVU; ver Tabla 8-1 de comparación de las clasificaciones de suelos (Verdugo, 2012). Los espectros se derivan en base a un criterio más conservador según la información comentada en la Sección 6, aunque sin disponer de una cuantificación estadística precisa de los datos del 27/02/2010 por las razones antes señaladas. Finalmente se combinan los dos espectros señalados para representar el nuevo suelo Tipo C que se incorporó en el Decreto 61 como uno “intermedio” entre los Tipos B y D, el que se designará aquí como suelo Tipo II-III.

Tabla 8-1: Comparación de clasificaciones suelos según Decreto 61 y NCh433 según Verdugo (2012)

CLASIFICACIÓN SÍSMICA DS 61 Modificado



CLASIFICACIÓN SÍSMICA NCh433.Of96



Se proponen en este estudio formas espectrales basadas en factores de amplificación de respuesta obtenidos en el análisis estadístico de la información existente hasta 1985, utilizando factores correspondientes a los valores promedio más un 100% de la desviación estándar para Suelos Tipo II y III. El factor de amplificación espectral corresponde a una probabilidad de 15.9% de ser excedido (percentil o nivel de confianza de 84.1%). Esta recomendación, se basa en que el terremoto del 27/02/2010 implica mayores demandas en general. El criterio es dar un paso en el sentido conservador, pero sin exagerar en el sentido que los márgenes conservadores se multipliquen: utilización de una amenaza sísmica (riesgo) de nivel A mayor a los usuales de la zonificación sísmica para el diseño de edificaciones corrientes, y utilización de una amplificación espectral ψ(T) más alta, lo que se combina con los habituales factores de seguridad implícitos en el diseño. Adicionalmente a lo anterior, una modificación de las ordenadas espectrales en asociación a una probabilidad de excedencia uniforme para toda la banda de períodos es probabilísticamente consistente.

Se utilizaron dos grupos de registros constituidos por 32 registros en Suelo Tipo II y 18 en Suelo Tipo III, obtenidos en su gran mayoría en el terremoto del 3 de Marzo de 1985. La forma del espectro de diseño a ajustar se basa en la metodología de Newmark y Hall (1982) adaptada específicamente a las condiciones chilenas en base al estudio estadístico de los espectros asociados a la familia de registros sísmicos chilenos hasta 1985 (Riddell et al, 1992; Riddell 1993, 1995).

Los espectros de diseño generados consideran la respuesta de estructuras elásticas con razón de amortiguamiento interno de ξ=5%. Su aplicación a sistemas con amortiguamiento mayor es conservadora, sin embargo, en caso contrario necesitan amplificarse como se indica al final de esta Sección.

La forma general de los espectros de diseño se muestra en la Figura 6-1. La línea NM del espectro representa la transición hasta el plateau ML, que corresponde a la banda de aceleración constante, definida por el factor de amplificación ψ_a que se aplica al valor A de la aceleración del suelo que corresponda al nivel de amenaza sísmica escogido. Según se indica en la Tabla 8-2 y Tabla 8-3, ψa tiene los valores 3.181 y 3.059 para los Suelos Tipo II y III respectivamente. Como es usual, los valores son próximos entre sí, adoptándose definitivamente ψ_a=3.2 para ambos.

Tabla 8-2: Factores de amplificación de respuesta para espectro de diseño Suelo Tipo II.

Zona Espectral	Valor medio φ	Desviación Standard σ	ψ = φ + σ
Aceleración	2.440	0.741	3.181
Velocidad	2.241	0.858	3.099
Desplazamiento	1.835	0.698	2.533

Tabla 8-3: Factores de amplificación de respuesta para espectro de diseño Suelo Tipo III.

Zona Espectral	Valor medio φ	Desviación Standard σ	ψ = φ + σ
Aceleración	2.381	0.678	3.059
Velocidad	3.046	0.868	3.914
Desplazamiento	2.300	0.998	3.298

En el estudio de Riddell (1995) se encontró apropiado definir el período de corte TM igual a 0.125 y 0.167 para los Suelos Tipo II y III respectivamente, los que se consideró posteriormente conveniente ajustar a 0.15 y 0.18 que se utilizan en este informe. El período TL de transición entre las zonas de amplificación constante de aceleración y velocidad, se determina mediante la relación:

$$T_L = (2\pi \psi_v V)/(\psi_a A) \qquad (13)$$

Dónde ψ_v es el factor de amplificación de velocidad en la banda correspondiente, el que según la Tabla 8-2 y Tabla 8-3 es de 3.099 y 3.914 para los Suelos Tipo II y III respectivamente. V es la velocidad máxima del suelo de diseño.
Disponiéndose de una intensidad del movimiento de diseño definida sólo por la aceleración A, V puede determinarse del valor promedio de la razón V/A, que para registros chilenos resultó igual a 64 y 94 cm/s/g para los suelos Tipo II y III respectivamente. La curva LK, de la Figura 6-2, que corresponde a S v =ψ v o zona de velocidad del espectro, queda entonces dada por:

$$S_a = \omega S_v = 2\pi \psi_v V/T \qquad (14)$$

para TL<T<TK. La zona de desplazamiento constante, o curva KJ de la Figura 6-2 corresponde a S d =ψ d D, es decir

$$S_a = \omega^2 S_d = 4\pi^2 \psi_d D/T^2 \quad (15)$$

en la que ψ_d es el factor de amplificación de desplazamiento en la banda correspondiente, con valores de 2.533 y 3.289 para Suelos Tipo II y III respectivamente (Tabla 8-2 y Tabla 8-3), y D es el desplazamiento máximo del suelo de diseño. D puede determinarse del valor medio de la razón adimensional AD/V2, la cual resultó igual a 3.1 y 2.4 para registros chilenos en Suelos Tipo II y III respectivamente. El período TK de transición entre las zonas de amplificación constante de velocidad y desplazamiento, se determina mediante la relación:

$$T_K = (2\pi \psi_d D)/(\psi_v V) \quad (16)$$

La formulación general anterior se modificó en la zona de desplazamiento del espectro con el objeto de tener valores más razonables de las ordenadas espectrales en dicha zona, ya que la información existente conducía a valores anormalmente bajos. Cabe notar que tal inconsistencia puede atribuirse al proceso de filtrado de las señales originales para la emisión de los registros, él que produce una fuerte atenuación de las ondas de período largo y valores poco realistas del desplazamiento. Por ello, se modificó el exponente de caída del espectro en la zona de desplazamiento, utilizándose la expresión

$$S_a = \alpha/T^{4/3} \text{ para } T>T_K \quad (17)$$

en reemplazo de la Ecuación 15, con

$$\alpha = 4\pi^2 \psi_d D/(T_K)^{2/3} \quad (18)$$

Las zonas espectrales y las ordenadas correspondientes de los nuevos espectros construidos de acuerdo a lo anterior se resumen en la Tabla 8-4 y Tabla 8-5 para Suelos Tipo II y III. Estos espectros están normalizados a A=1g. Para su uso con cualquiera de los niveles sísmicos definidos en la Tabla 5-3 deben multiplicarse por el valor de A (aceleración máxima) correspondiente indicado en dicha tabla.

Tabla 8-4: Ordenadas espectrales S_a normalizadas para Suelo Tipo II.

Zona espectral	Rango de períodos T (seg)	Espectro normalizado S_a/A
NM	0 ≤ T ≤ 0.15	1 + 14.67 T
ML	0.15 < T ≤ 0.4	3.2
LK	0.4 < T ≤ 1.04	1.271 / T
KJ	1.04 < T	$1.287 / T^{1.33}$

Tabla 8-5: Ordenadas espectrales S_a normalizadas para Suelo Tipo III.

Zona espectral	Rango de períodos T (seg)	Espectro normalizado Sa/A
NM	0 ≤ T ≤ 0.18	1 + 12.22 T
ML	0.18 < T ≤ 0.74	3.2
LK	0.74 < T ≤ 1.22	2.357 / T
KJ	1.22 < T	$2.518 / T^{1.33}$

En la Figura 8-1 y Figura 8-2 se comparan los nuevos espectros de diseño propuestos para el proyecto en Suelos Tipo II y III con los espectros del Decreto 61 para los tipos de suelo respectivos (Tipos B y D).

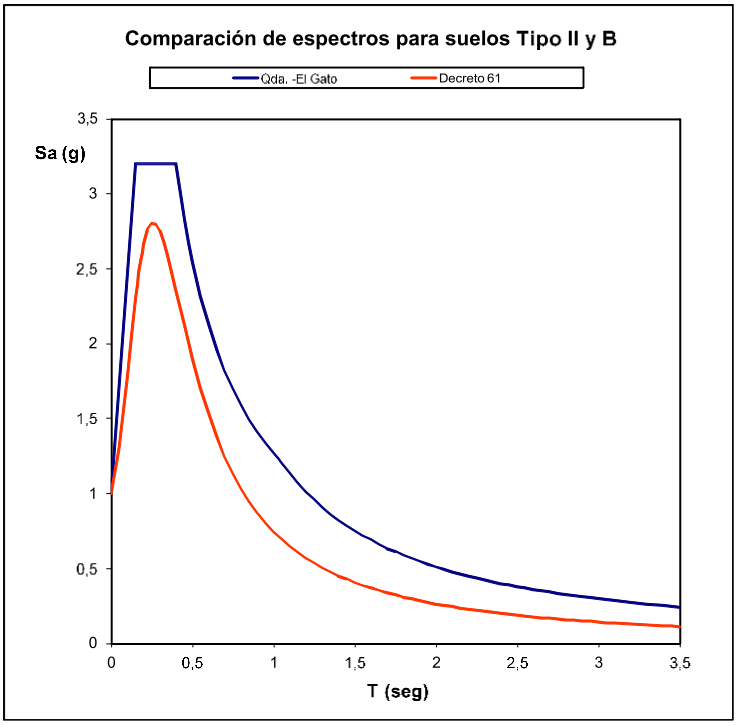


Figura 8-1: Espectro de diseño propuesto para la Quebrada El Gato para Suelo Tipo II comparado con suelo Tipo B del Decreto 61, ambos para A=1g.

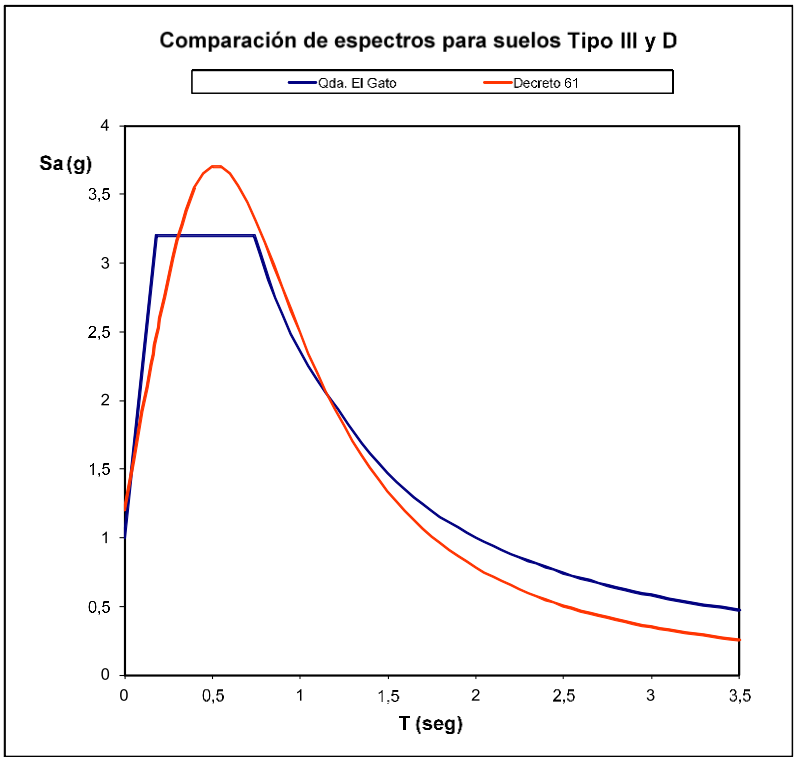


Figura 8-2: Espectro de diseño propuesto para la Qda. El Gato para Suelo Tipo III comparado con suelo Tipo D del Decreto 61, ambos para A=1g.

La forma del espectro definido por la norma sísmica NCh433 es la siguiente:

$$S_a(T) = \frac{1 + 4.5\left(T/T_0\right)^p}{1 + \left(T/T_0\right)^3} \qquad (19)$$

donde los valores correspondientes para T_0 y p son 0.30 y 1.5 para Suelo Tipo II, y 0.75 y 1.0 para Suelo Tipo III. El Decreto 61 mantiene estos valores para suelos B y D respectivamente, pero aplica a la forma espectral dada por Ecuación 19 el factor S con valores de 1.0 para Suelo Tipo B, y 1.2 para Suelo Tipo D. En este estudio se ha mantenido la designación de suelos según los tipos de NCh433 ya que la clasificación de suelos disponible para los sitios de los registros utilizados corresponde a la clasificación de suelos según esa norma; por otra parte, la mantención de la designación en números romanos evita confusión en las comparaciones con los espectros del Decreto 61 referidos en forma literal por B, C, D (equivalentes respectivamente a los Tipos II, II-III, y III).

El espectro para el suelo designado como Tipo II-III se ha obtenido considerando valores de los parámetros del suelo V (velocidad), D (desplazamiento) y factores de amplificación ψ_a, ψ_v y ψ_d (amplificaciones espectrales en zonas de aceleración, velocidad y desplazamiento) equivalentes a un promedio de los valores estadísticos disponibles para los suelos Tipo II y

III. Las ordenadas espectrales para el suelo Tipo II-III se presentan en la Tabla 8-6, y la Figura 8-3 presenta una comparación de dicho espectro con el de suelo Tipo C del Decreto 61.

Tabla 8-6: Ordenadas espectrales S_a normalizadas para Suelo Tipo II-III.

Zona espectral	Rango de períodos T (seg)	Espectro normalizado S_a/A
NM	$0 \leq T \leq 0.165$	$1 + 13.333\ T$
ML	$0.165 < T \leq 0.56$	3.2
LK	$0.56 < T \leq 1.172$	$1.797 / T$
KJ	$1.172 < T$	$1.895 / T^{1.33}$

En la Figura 8-4 se comparan los tres espectros de diseño para la quebrada El Gato en suelos II, II-III y III.

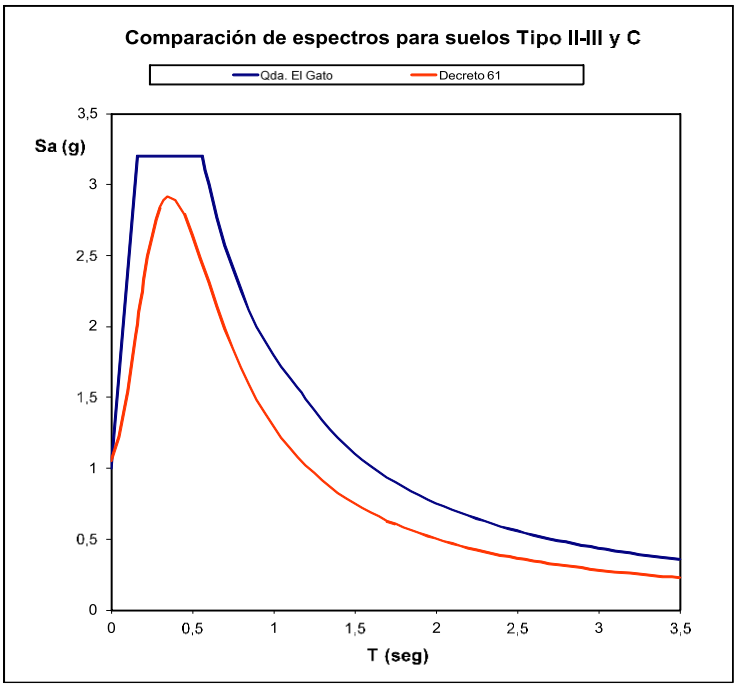


Figura 8-3: Espectro de diseño propuesto para la Qda. El Gato para Suelo Tipo II-III comparado con suelo Tipo C del Decreto 61, ambos para A=1g

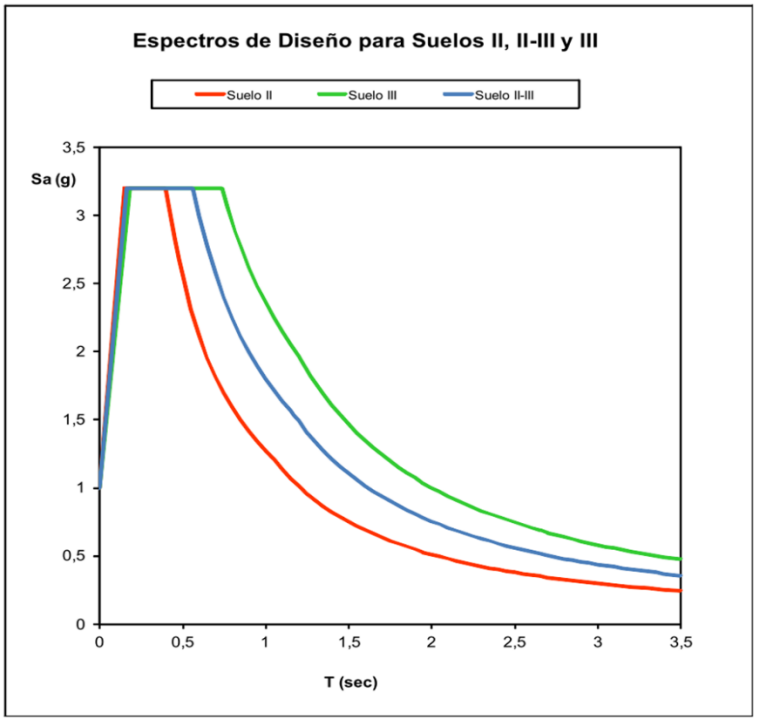


Figura 8-4: Comparación de espectros de diseño propuestos para la Qda. El Gato para Suelos Tipo II, II-III y III, normalizados a A=1g.

De utilizarse los espectros derivados en este estudio para edificios comunes (regidos ahora por el Decreto 61) deberá comprobarse que sean más exigentes que los que especifica el Decreto, caso contrario deberá utilizarse este último. La misma consideración vale para estructuras industriales acogidas a NCh2369.Of2003 (INN, 2003).

En el caso de requerirse ordenadas espectrales para factores de amortiguamiento distintos de ξ=5% los espectros de diseño propuestos pueden corregirse mediante el factor $(5/\xi)^{0.3}$ (con $2\% < \xi < 10\%$) para $T > T_M$. Este factor se basa aproximadamente en los resultados del estudio de espectros para amortiguamiento entre 2% y 10% de Hall et al (1975). Para $T<T_M$ debe unirse mediante una línea recta la ordenada espectral en T_N o T=0 (que permanece constante en el valor de A independientemente de ξ) con la ordenada espectral corregida en el período T_M.

Finalmente, en caso de requerirse espectros para excitación sísmica vertical, se recomienda utilizar ¾ de los propuestos para movimiento horizontal.

9 RESUMEN Y CONCLUSIONES

El presente estudio de riesgo sísmico para el lugar de emplazamiento del tranque de relaves El Gato arroja las siguientes conclusiones:

1) El valor medio de las aceleraciones máximas correspondientes al sismo con probabilidad de excedencia de 50% en 50 años (período de retorno de 72 años) es de 0.309g para la aceleración horizontal en el sitio en estudio. Por otra parte, el valor medio de las aceleraciones máximas correspondientes al sismo con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años (período de retorno de 475 años) es de 0.478g para la aceleración horizontal. Finalmente, el valor medio de las aceleraciones máximas correspondientes al sismo con probabilidad de excedencia de 10% en 100 años (período de retorno de aproximadamente 949 años) es de 0.544g para la aceleración horizontal.

   La amenaza correspondiente al sismo con periodo de retorno de 475 años se aplica a obras en general, acogibles a las normas NCh.433-1996 y/o NCh.2369- 2003. El sismo de período de retorno de 72 años es una herramienta de verificación de tales obras, las que no deben experimentar daños estructurales y no-estructurales frente a él, ni interrumpir su condición operacional. Obras especiales como una presa de relaves pueden diseñarse utilizando la amenaza correspondiente al sismo con período de retorno de 949 años.

   No obstante, como se ha explicado en el presente informe, la obra proyectada corresponde a un depósito de relaves filtrados (muy secos), autosostenida, sin posibilidad de fluidez y, por lo tanto, sin muro de confinamiento para los relaves. Para su diseño la amenaza correspondiente al sismo aún no ha sido suficientemente analizada, no obstante, el de retorno debiera ser bastante menor.

   Las Tabla 5-3 y Tabla 5-5 indican el PGA correspondiente al evento “máximo creíble” (MC) (0.777g probabilístico y 0.646g determinístico); para este nivel de terremoto se acepta algún daño en la presa siempre que se mantenga su estabilidad e integridad previniendo el derrame de su contenido (CIGB/ICOLD, 1995). En todo caso, el objetivo de este informe no es especificar el criterio de diseño de la presa sino entregar los distintos niveles de amenaza. En definitiva, el diseño debe regirse por códigos y regulaciones aplicables nacionales (mandante, autoridad competente) e internacionales (experiencia y práctica observada) las que pueden exigir mayor o menor conservatismo basadas entre otros aspectos en el impacto o consecuencia de una potencial falla.

2) El análisis determinístico se basó en 3 escenarios posibles que condujeron a aceleraciones horizontales máximas de 0.374g para el Escenario I, 0.522g para el Escenario II, y 0.646g para el Escenario III. La aceleración máxima obtenida para el Escenario II, presenta excelente consistencia con el valor probabilístico para el evento con período de retorno de 949 años. La aceleración obtenida para el Escenario III, siendo un 17% menor a la estimación probabilística del nivel máximo creíble, se estima razonable por las diferencias metodológicas que se explicaron en 5.5. Se concluye en todo caso que los valores del análisis determinístico sirven de respaldo o comprobación de la adecuación de los valores probabilísticos.

3) Este estudio propone espectros de diseño elástico correspondientes a una razón de amortiguamiento de 5% para suelos Tipo II, II-III y III, equivalentes a los Tipo B, C y D del Decreto 61. Los espectros de diseño fueron derivados de valores promedio más una desviación estándar de los espectros de respuesta obtenidos durante el sismo del 3 de marzo de 1985. Se recomienda utilizar estos espectros en el análisis dinámico de las estructuras del sitio en estudio. Confirmar en todo caso que el amortiguamiento indicado sea aplicable a las estructuras que se consideren, en caso contrario aplicar la fórmula de corrección indicada en 8.

   En el caso de estructuras gobernadas por NCh.433-1996 y/o NCh.2369-2003, deberá verificarse que las ordenadas espectrales aquí propuestas no resulten inferiores a lo prescrito por dichas normas.

4) **En caso de requerirse espectros para movimiento vertical se recomienda aplicar un factor de ¾ a los horizontales correspondientes.**