



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

ESPECTROS DE RESPUESTA PARA EL DISEÑO DE PUENTES UBICADOS EN LAS REGIONES DE VALPARAÍSO, METROPOLITANA Y BIOBÍO.

Memoria de Título presentada por

Christian Acuña Inzunza

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

Profesor Guía
Ramiro Bazáez

Agosto de 2022



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

TITULO DE LA TESIS:

**ESPECTROS DE RESPUESTA PARA EL DISEÑO DE PUENTES
UBICADOS EN LAS REGIONES DE VALPARAÍSO, METROPOLITANA
Y BIOBÍO.**

AUTOR:

CHRISTIAN ALEXIS ACUÑA INZUNZA

TRABAJO DE MEMORIA, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Nombre Prof. Guía

Ramiro Bazáez

Nombre Miembro 1 Comisión

Cristian Cruz

Valparaíso, Chile, Agosto de 2022

ESPECTROS DE DISEÑO PARA PUENTES UBICADOS EN LAS REGIONES DE VALPARAÍSO, METROPOLITANA Y BIOBÍO.

Christian Acuña Inzunza¹, Ramiro Bazález²

Universidad Técnica Federico Santa María

Resumen

Chile debe su sismicidad principalmente a la subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana, estas convergen aproximadamente a 9 cm/año y convierten a nuestro país en uno de los más sísmicos del planeta. El terremoto del Maule el año 2010 provocó varios cambios en nuestras normativas de diseño incluido el Manual de Carretera donde se encuentran las disposiciones de diseño para puentes en Chile. El cálculo de la amenaza sísmica en nuestro territorio tradicionalmente ha sido realizado mediante análisis determinísticos en desmedro de un análisis probabilístico o PSHA por sus siglas en inglés. Los resultados del PSHA se asocian la probabilidad de exceder una intensidad en un tiempo y permite de forma directa la obtención de espectros de amenaza uniforme o UHS, los cuales son usados como base para el diseño sísmico. Se revisaron tres normativas extranjeras para el diseño de puentes que mostraron preferencia por el PSHA, metodología usada para el cálculo de la amenaza en este trabajo usando OpenQuake, considerando la zonificación de Poulos et al. (2019) y algunas fallas superficiales mostrando niveles de PGA cercanos a 1 g en sectores costeros. La comparación entre el espectro de diseño y los UHS en sitios con puentes gravemente dañados el 2010 mostraron diferencias significativas de 1 g para períodos cortos, diferencias que disminuyen al aumentar el período. Debido a los resultados es recomendado una actualización del nivel de amenaza de la normativa y junto con eso una actualización del espectro de diseño.

Palabras claves: amenaza sísmica, PSHA, UHS, sismos, intensidad

1 Introducción

1.1 Motivación

La sismicidad de nuestro territorio se debe principalmente a la subducción entre las placas de Nazca y Sudamericana, aunque no de forma exclusiva. La interacción entre las placas acumula una gran cantidad de energía ocasionando recurrentemente eventos de gran intensidad. En Chile ocurre en promedio un terremoto de magnitud mayor a 8 cada 10 años y fue el epicentro del evento sísmico más fuerte registrado en la historia, el mega terremoto de magnitud 9.5 Mw en Valdivia el año 1960 lo que pone a nuestro país entre los más sísmicos del mundo. La década pasada en Chile ocurrieron tres terremotos mayores a magnitud 8 Mw, en las ciudades de Coquimbo, Iquique y el más importante el ocurrido en el Maule el año 2010 de magnitud 8.8 Mw, el cual afectó unas 8 regiones y al 80% de la población (Organización Panamericana de la Salud, 2010).

El terremoto del Maule provocó diferentes niveles de daño en las líneas vitales del país, entre ellos algunos puentes. Según el plan de reconstrucción del gobierno (Gobierno de Chile, 2010), poco más de 200 puentes sufrieron graves daños y cerca del 10% colapsaron incluso estando algunos de ellos a más de 300 kilómetros del epicentro, además, provocó entre otras cosas la actualización de las normativas de diseño sísmico del país.

La cuantificación de la amenaza sísmica en las normativas chilenas ha sido usando preferentemente métodos determinísticos, aunque la tendencia mundial muestra una preferencia a un enfoque probabilístico en la cuantificación de la amenaza sísmica (Beltrán, 2016) y el Manual de Carreteras (Dirección de Vialidad, 2020), documento que presenta las disposiciones para el diseño de puentes en Chile no es la excepción. Respecto al diseño sísmico la normativa exige como objetivo tres niveles de desempeño (a) que la estructura resista sin daño movimientos de intensidad moderada, (b) daño limitado

para sismos de mediana intensidad y (c) prevenir el colapso para sismos de intensidad severa, objetivos que lamentablemente mostraron serias deficiencias durante el evento del Maule. Entre las posibles causas Cabrera (2018) menciona que el espectro de diseño entregado por la normativa subestima la demanda sísmica debido a que se pudieron obtener espectros de respuesta con aceleraciones (ver Figura 1) mucho mayor a 0.8 g, el caso más desfavorable entregado por la normativa.

Es importante mencionar que el Manual de Carreteras de ahora en adelante mencionado como MC no entrega herramientas para la medición de los distintos niveles de desempeño que exige, por lo que el único nivel cuantificable es el de colapso, poniendo de manifiesto la brecha existente en el diseño de puentes entre normativas extranjeras y la nacional (Bazález et al., 2019) por lo que un primer paso en el avance de la tendencia mundial es proveer mapas para distintos niveles de amenaza sísmica en nuestro país.

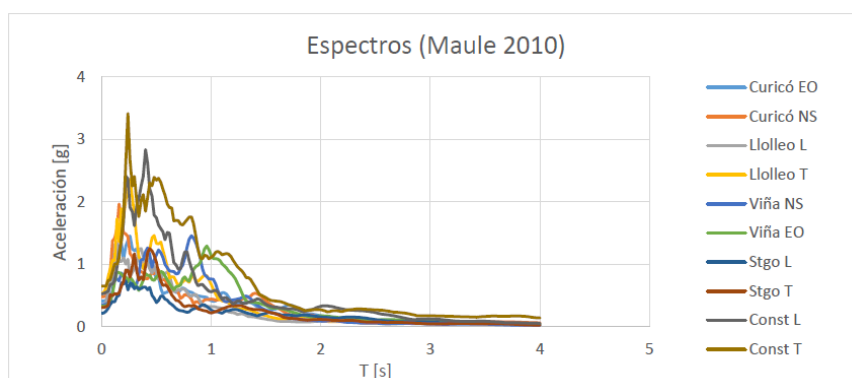


Figura 1: Espectros de respuesta obtenidos para el terremoto del Maule el año 2010. Fuente: Cabrera, 2018.

1.2 Objetivos

Este trabajo tiene por objetivo obtener espectros para el diseño estructural de puentes ubicados en las regiones V, VIII y Metropolitana del país usando un análisis probabilístico de amenaza sísmica.

Objetivos específicos:

- Estudiar las disposiciones de diseño para puentes tanto en Chile como en el extranjero con especial interés en la obtención y uso espectros para el diseño.
- Obtener espectros de amenaza uniforme para períodos de retorno de 475, 975 y 2475 años.
- Seleccionar sitios asociados a puentes dañados por el terremoto del Maule el año 2010 y comparar la demanda del espectro de diseño del MC con los espectros obtenidos en este estudio.

1.3 Metodología

Para poder cumplir con los objetivos propuestos se plantea hacer una revisión bibliográfica durante todo este trabajo, el cual puede ser descrito en 6 actividades, las que se explican a continuación y en la Figura 2.

Primero se revisan distintas normativas de diseño para puentes, se estudia la normativa de Estados Unidos, Canadá y Colombia con especial interés en el diseño sísmico y la obtención de los espectros de diseño.

Posteriormente se realiza un estudio acerca del análisis de la amenaza sísmica para interiorizarse en las distintas metodologías, la de análisis probabilístico de ahora en adelante PSHA y determinístico poniendo especial énfasis en el primero, su origen, supuestos, usos, debate en la academia y en la práctica.

Se estudia y caracteriza la sismología chilena, esto para determinar las propiedades que dan origen a los eventos sísmicos ocurridos en el territorio nacional y que tengan relevancia en el estudio de la amenaza. Se individualizan las distintas fuentes sismogénicas del lugar de estudio, entre las cuales se tienen fuentes superficiales o corticales y la subducción de la placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana, se define ubicación y morfología además de la caracterización de cada una usando la ley de Gutenberg-Richter. Finalmente se seleccionan las ecuaciones de predicción de movimiento de suelo, de ahora en adelante GMPE, que sean consistentes a cada tipo de fuente sísmica, distribución de velocidad de onda de corte en los primeros 30 metros para la zona de estudio, de ahora en adelante V_{s30} y sus rangos recomendados para su uso.

Para el cálculo del PSHA se usa OpenQuake, un programa de acceso libre especializado en el análisis de amenaza y riesgo sísmico, de esta forma se obtienen espectros de amenaza uniforme, de ahora en adelante llamados UHS, para períodos de retorno de 475, 975 y 2475 años, que para el caso chileno corresponden probabilidades de excedencia del 10%, 5% y 2% respectivamente en 50 años, tiempo de vida útil estimada para los puentes en Chile.

En la última parte de este trabajo se seleccionan puentes que resultaron con graves daños debido al terremoto del Maule y se compara la demanda de diseño dada por el espectro del MC y los UHS obtenidos en este estudio.

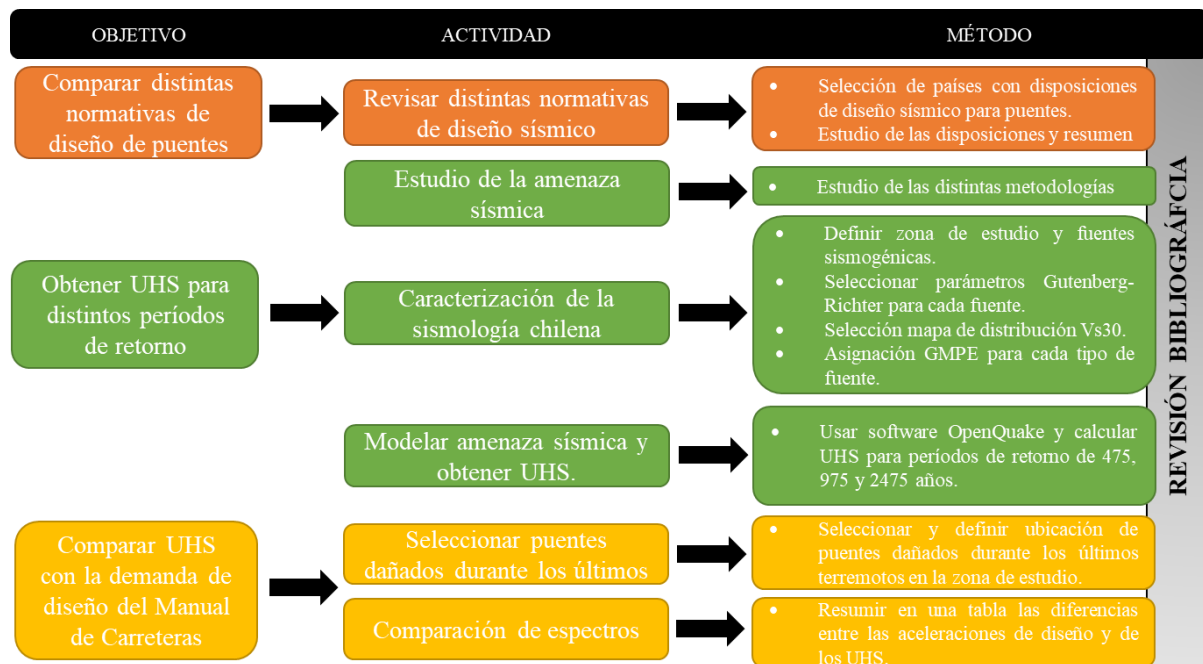


Figura 2: Diagrama de la metodología.

1.4 Plan de trabajo

El plan de trabajo se puede resumir de la siguiente manera:

- Estudio de las normativas de diseño para puentes en Chile, Estados Unidos, Colombia y Canadá con enfoque en la inclusión de la amenaza sísmica en el diseño y cálculo estructural de estas estructuras.
- Discusión y estudio acerca de las metodologías determinísticas y probabilísticas usadas para el análisis de la amenaza sísmica, especialmente acerca del análisis probabilístico elegido para la realización de este trabajo.
- Estudio de la sismología chilena, individualización de las fuentes sísmicas de Chile, caracterización de cada una de ellas mediante las leyes de Gutenberg-Richter y selección leyes

de atenuación de movimiento del suelo que puedan incorporar en su análisis la distribución de onda de corte del suelo.

- Modelación y cálculo de la amenaza sísmica para los distintos períodos de retorno escogidos para la obtención de los espectros de amenaza uniforme, esto usando el OpenQuake, software especializado en el cálculo de la amenaza y riesgo sísmico.
- Selección de puentes dañados debido al terremoto del Maule ocurrido en Chile el año 2010.
- Comparación de las aceleraciones dadas por el espectro de diseño contenido en el MC y los espectros de amenaza uniforme obtenidos en este trabajo para los distintos sitios donde se encontraron los puentes seleccionados.

2 Amenaza Sísmica

2.1 Antecedentes

La amenaza sísmica es el análisis cuantitativo para estimar un nivel de intensidad normalmente la aceleración máxima del suelo o las aceleraciones espectrales debido a un evento sísmico, para su estudio existen dos metodologías, la determinística y probabilística. Las metodologías presentan bastantes similitudes aunque un análisis determinístico selecciona un evento en particular para el cálculo de los niveles de intensidad, dicho evento es conocido como el máximo registrado, el máximo esperado o uno característico de la zona por lo que su elección queda a criterio del experto, en cambio en el PSHA se usa la totalidad de eventos asociados a una fuente sísmica y sus resultados están asociados a una probabilidad de exceder un nivel de intensidad en una cierta cantidad de años, 50 para el caso chileno que corresponde a la vida útil estipulada para las estructuras.

La discusión de la academia acerca del uso y validez de ambas metodologías es variada, las opiniones contrarias al PSHA mencionan que no debiese ser usado para estructuras críticas (Krinitzsky, 2003) y que además, el método en sí mismo añade más incertidumbres en la cuantificación de la amenaza e incluso que es científicamente cuestionable (Wang, 2011). Por otro lado las críticas hacia la metodología determinística se enfocan en la subjetividad que existe al elegir un evento en específico y de comúnmente usar el percentil 84 durante el cálculo de la intensidad para representar el peor escenario (Abrahamson, 2006), además, Abrahamson junto a Bommer (2005) mencionan que aunque el uso del PSHA ha ido en aumento la confusión en la correcta implementación del método aumenta su rechazo. De forma más conservadora McGuire (2001) plantea que ambas metodologías no deberían imponerse entre ellas sino complementarse y ser usadas de tal manera de entregar mayor información al diseñador.

En cuanto a la discusión en el ámbito de la práctica, para el caso chileno la metodología determinística es la que ha sido y sigue siendo usada en todas las normativas de diseño sísmico publicadas a la fecha y no se incluye o menciona de manera explícita algún análisis probabilístico en ninguna de ellas.

2.2 El PSHA

El análisis probabilístico de amenaza sísmica fue propuesto por Carl Allin Cornell (1968) para integrar en la amenaza sísmica las incertidumbres propias del fenómeno y aportar un método para la evaluación del riesgo sísmico de un proyecto en particular y base para un avance en un diseño basado en desempeño. La metodología presenta dos supuestos fundamentales:

- Las fuentes sísmicas son independientes, lo que significa que un evento sísmico originado en una fuente no afecta la probabilidad de ocurrencia de un evento en otra fuente.
- Los eventos sísmicos son independientes, lo que significa que un evento en una fuente no afecta la probabilidad de ocurrencia de otro evento en la misma fuente sísmica.

El cálculo del PSHA se puede resumir en 5 pasos:

1. Definir fuentes sísmicas.
2. Caracterizar la recurrencia de magnitudes de eventos sísmicos asociados a cada fuente.
3. Caracterizar la distribución de distancias de la fuente al sitio de estudio.
4. Seleccionar GMPE.

5. Combinar la información anterior usando probabilidades.

La Ecuación 1 es la expresión que combina los pasos anteriores (Baker, 2013):

$$\lambda(IM > x) = \sum_{i=1}^{n_{fuentes}} \lambda(M_i > m_{min}) \int_{m_{min}}^{m_{max}} \int_0^{r_{max}} P(IM > x|m, r) f_{M_i}(m) f_{R_i}(r) dr dm \quad (1)$$

Donde: $\lambda(IM > x)$ es la tasa de excedencia de una intensidad mayor a x , $\lambda(M_i > m_{min})$ es la tasa de excedencia de sismos mayores a m_{min} para la fuente i , $P(IM > x|m, r)$ es la probabilidad de una intensidad dada una magnitud m y distancia r , $f_{M_i}(m)$ y $f_{R_i}(r)$ caracterizan la distribución de magnitudes y distancias respectivamente.

El inverso de las tasas de excedencias es lo que se conoce como períodos de retorno los cuales son asociados al nivel de amenaza, otra forma de referirse a este nivel de amenaza es la probabilidad de excedencia en una cierta ventana de tiempo para lo cual normalmente se asume el modelo de Poisson mostrado en la Ecuación 2. Este modelo ha mostrado ser consistente con el comportamiento de eventos sísmicos en Chile según los resultados de Poulos et al. (2019), resultados que además fueron usados para el cálculo de la amenaza sísmica en este estudio.

$$P(x) = 1 - e^{-\lambda(IM > x) * t} \quad (2)$$

Donde: $P(x)$ es la probabilidad de excedencia, t es la ventana de tiempo.

Finalmente, para considerar las incertidumbres asociadas durante la modelación se hace el uso de “árboles lógicos”, una representación gráfica de esto se puede ver en la Figura 3. El objetivo de esto es representar la seguridad de cada decisión tomada durante el proceso asignándole un peso de entre 0 y 1. Es importante mencionar que el peso asignado puede ser tema de controversia debido a la posible subjetividad en la que se podría incurrir (Abrahamson y Boomer, 2005).

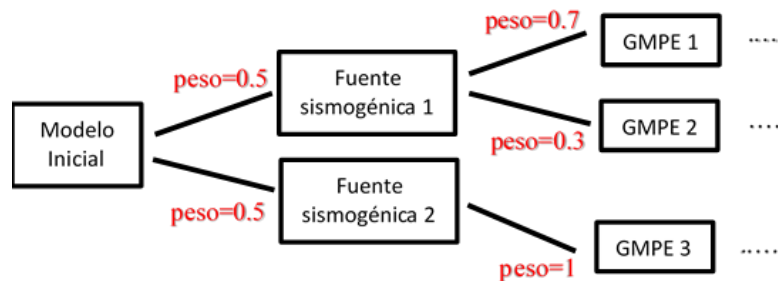


Figura 3: Ejemplo árbol lógico donde se asume dos fuentes sismogénicas con igual peso, para la fuente 1 dos posibles GMPE suponiendo que la primera fue calibrada con datos del lugar y la segunda calibrada para el mismo tipo de fuente, pero en otro sitio, en cuanto a la segunda fuente solo se conoce una GMPE. Fuente: Elaboración propia.

2.2.1 Resultados del PSHA

El uso principal que se le ha dado a este análisis ha sido la obtención de curvas de amenaza sísmica para cuantificar la contribución de cada posible fuente a algún sitio, pueden ser usadas para elaborar mapas que muestren la distribución espacial de intensidades debido a distintas probabilidades de excedencia o períodos de retorno, no son los únicos resultados que se pueden obtener de la metodología, la desagregación de la amenaza para ver el aporte de cada magnitud de un evento a un sitio en particular y los UHS son ejemplo de esto. Los UHS, tema central de este trabajo, pueden ser usados para el diseño estructural e incluso han sido adoptados por algunas normativas extranjeras con ese objetivo, tema del cual se tiene más detalle en el capítulo 3 de este trabajo.

El UHS, debe su nombre a la forma en la que se obtiene, el procedimiento consta en escoger un nivel de amenaza y escoger las aceleraciones espectrales para distintos períodos, la Figura 4 es un ejemplo del procedimiento y puede ser usado para ejemplificar el error asociado al procedimiento. El error se asocia al asumir que al tener dos puntos la misma probabilidad de excedencia estos simultáneamente ocurran con esa probabilidad que es justamente lo que se supone representa el UHS.

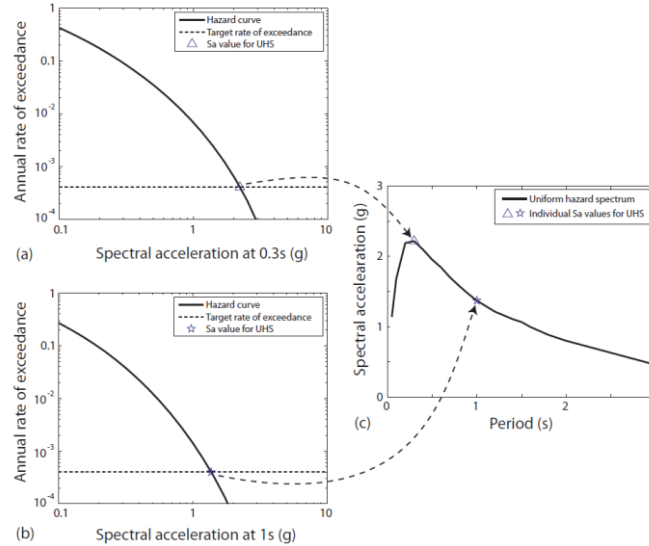


Figura 4: (a) y (b) son las curvas de amenaza asociada a un período de 0.3 y 1 segundo respectivamente de la cual se usa la aceleración espectral (abscisa) dado un nivel de amenaza (ordenada) para construir (c) el UHS. Fuente: Baker, 2013.

Una alternativa más realista al uso del UHS es el espectro de media condicionada, el cual consiste en condicionar o modificar las aceleraciones de un espectro de respuesta según un período estructural de interés. De manera general lo que se hace es comparar cuantas veces sobre o bajo la media de la GMPE se encuentra la aceleración de diseño asociada al período elegido, esta comparación es cuantificada por el valor ϵ . Un ejemplo de la antes mencionada correlación para distintos períodos en eventos interplaca se puede ver en la Figura 5 según un estudio realizado para Chile por Candia et al. (2020), en el cual también se cuantificó esta para eventos intraplaca.

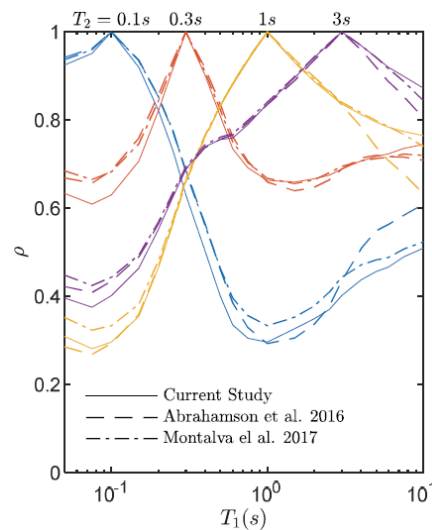


Figura 5: Correlación espectral para eventos interplaca dada por diferentes autores. Fuente: Candia et al., 2020.

Una forma de obtener la magnitud y la distancia para el cálculo de la media de la GMPE es con la desagregación del PSHA, de esta forma escogiendo un nivel de amenaza se puede usar como referencia la aceleración en un período específico del UHS. La expresión del espectro de media condicionada se muestra en la Ecuación 3 y un ejemplo en la Figura 6.

$$\mu_{\ln Sa(T)|\ln Sa(T^*)} = \mu_{\ln Sa}(M, R, T) + \rho(T, T^*)\varepsilon(T^*)\sigma_{\ln Sa}(T) \quad (3)$$

Donde: $\mu_{\ln Sa(T)|\ln Sa(T^*)}$ es el CMS, $\mu_{\ln Sa}(M, R, T)$ es el valor medio del espectro en función de la magnitud, distancia y período, $\rho(T, T^*)\varepsilon(T^*)$ es el valor esperado de épsilon para un período T, dado un período T^* de interés, $\sigma_{\ln Sa}(T)$ es la desviación estándar de la GMPE para el período T.

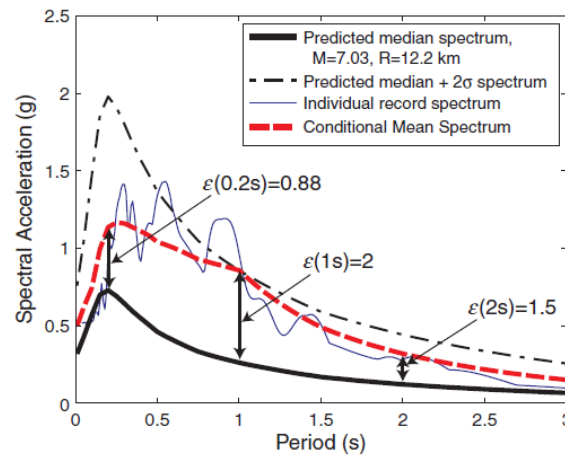


Figura 6: Ejemplo espectro de media condicionado a un período de 1 segundo. Fuente: Baker, 2011.

3 Normativas de diseño sísmico para puentes

3.1 Chile

El volumen 3 del MC (Dirección de Vialidad, 2020) establece en la sección 3.1000 las disposiciones generales para el diseño de puentes con tipología tradicional que tengan luces libres menores a 70 metros. El análisis y el diseño estructural debe ser realizado según las normativas de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), “Standard Specifications for Highway Bridges” (AASHTO, 2002) y “LRFD Bridge Design Specifications” (AASHTO, 2012), de aquí en adelante AASHTO LRFD.

El diseño sísmico se encuentra en la sección 3.1004, establece un diseño basado en fuerzas asociado a un evento de 475 años de período de retorno y toma como referencia el sismo de origen subductivo de magnitud 8.0 M_w ocurrido en Valparaíso el año 1985. Los objetivos del diseño son a) resistir sin daño para movimientos de intensidad moderada, (b) daño limitado para sismos de mediana intensidad y (c) prevenir el colapso para sismos de intensidad severa. Las cargas sísmicas pueden ser determinadas mediante 5 métodos entre los cuales está el Método Modal Espectral, cuyo espectro de diseño se puede ver en la Figura 7, limitando su uso a puentes donde la diferencia de cotas entre la subestructura y el nivel de socavación no supere los 50 metros.

El MC menciona que el espectro de diseño deberá ser reemplazado en caso de que la Dirección de Vialidad considere el puente como uno de tipo especial, para esto, establece el Método Modal Espectral con Estudio de Riesgo Sísmico, de manera que el espectro resultante en el sitio de estudio será el considerado para el diseño. Respecto a esto último mencionado, es importante recalcar que a pesar de

usar el término riesgo sísmico, lo que el MC está exigiendo es un estudio de amenaza sísmica, sin definir el uso de una metodología determinística o probabilística.

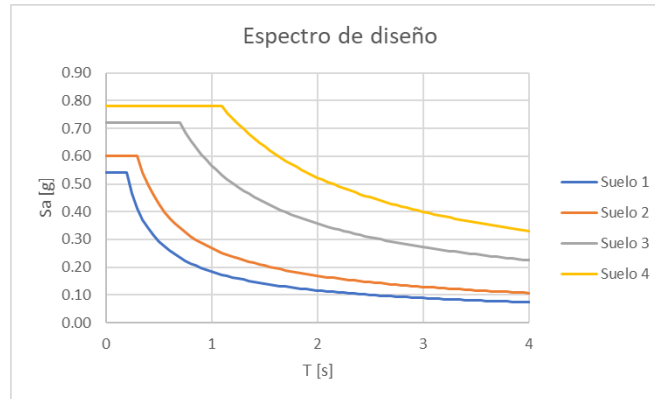


Figura 7: Espectro de diseño para puentes ubicados en el sector costero para los distintos tipos de suelo considerados en el MC. Fuente: Elaboración Propia.

3.2 Estados Unidos

Debido a la particular configuración política Estados Unidos no posee una única normativa para el diseño en su territorio, aunque para el caso de puentes son mayormente usadas normativas entregadas por AASHTO, siendo la más actualizada AASHTO LRFD en su novena edición publicada el año 2020, además del documento “Guide Specification for LRFD Seismic Bridge design” (AASHTO, 2009) como un complemento a AASHTO LRFD en el diseño de puentes convencionales o tradicionales, ambas normativas establecen un nivel de amenaza de 1000 años de período de retorno y su diferencia radica en el enfoque del diseño, el primero está basado en fuerzas y el segundo en desplazamientos.

AASHTO LRFD en la sección 3.10 especifica los requerimientos para el diseño sísmico, entre los que establece su uso para puentes viales convencionales o puentes que no sean colgantes, en arco o con una subestructuras de torres en celosía o de pilares huecos, además, delega la responsabilidad al mandante de ser necesario un cambio o aumento en los requerimientos para el diseño y en caso de hacer uso de dispositivos de aislación sísmica exige ser consistente con las disposiciones del manual “Guide Specifications for Seismic Isolation Design” (AASHTO, 2014). El espectro de diseño corresponde al que se puede ver en la Figura 8, para su cálculo se hace uso de las aceleraciones espectrales de 0.2 y 1 segundos, S_s y S_1 respectivamente y el PGA, valores entregados por los mapas de amenaza sísmica incluidos en la misma normativa, además estas aceleraciones son amplificadas o reducidas para cuantificar los efectos de sitio (F_{pga} , F_v , F_a).

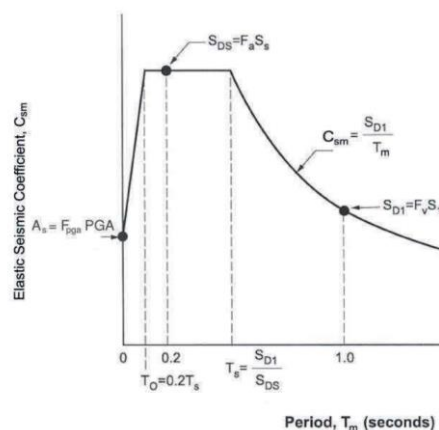


Figura 8: Espectro de diseño. Fuente: AASHTO, 2020

3.3 Colombia

Las disposiciones de diseño se encuentran en la Norma colombiana de diseño de puentes LRFD CCP 14 (INVIAS, 2014), la cual cambió el año 2014 el nivel de amenaza de un 10% en 50 años a un 7% en 75 años. La normativa consta de 15 secciones, está basada en las especificaciones AASHTO LRFD 6th Ed. y 7th Ed, una de las razones por la cual actualizó su nivel de amenaza y establece su uso para el diseño, evaluación y rehabilitación de puentes viales fijos como móviles, similar a lo descrito para Estados Unidos. El diseño sísmico está descrito en la sección 3.10 estableciendo como objetivo del diseño la baja probabilidad de colapso admitiendo daño significativo y posible interrupción del servicio para el nivel de amenaza señalado. El espectro de diseño junto a su procedimiento y cálculo es similar al descrito anteriormente y visto de manera cualitativa en la Figura 8 aunque calibrado con valores de amenaza obtenidos para el territorio colombiano.

3.4 Canadá

El diseño está regulado por el Canadian Highway Bridge Design Code (CSA/ S6, 2019), su uso es para el diseño, evaluación y rehabilitación para puentes viales fijos o móviles, además la normativa contiene disposiciones para el diseño de pasarelas, puentes para el uso exclusivo de bicicletas, muros de contención entre otros. El diseño sísmico se encuentra en la sección 4 estableciendo disposiciones para un diseño basado en fuerzas y en desempeño y en la Tabla 1 presenta los requisitos mínimos para puentes de 2 o más vanos. La normativa presenta 3 niveles de amenaza correspondientes a probabilidades de excedencia del 10%, 5% y 2% en 50 años categorizando sus puentes de acuerdo con su importancia y desempeño sísmico, el cual está dado por el período fundamental de la estructura y las aceleraciones espectrales resultantes de un nivel de amenaza del 2% en 50 años. Los espectros de diseño se pueden ver en la Figura 9 y para su obtención se deben amplificar las aceleraciones espectrales dado el nivel de amenaza según el tipo de suelo.

Tabla 1. Requerimientos para el diseño por fuerzas y desempeño. Fuente: Elaboración Propia.

Categoría Desempeño	Puentes Críticos		Puentes en rutas mayores		Otros Puentes	
	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular
1			No requiere análisis sísmico			
2	DD	DD	DD	DF	DF	DF
3	DD	DD	DD	DD	DD	DF

DD: diseño basado en desempeño, DF: diseño basado en fuerzas.

Además, en la Tabla 2: se encuentran los requisitos mínimos de análisis para puentes con más de 2 vanos.

Tabla 2: Requisitos mínimos para el análisis estructural. Fuente: Elaboración propia.

Categoría Desempeño	Puentes Críticos		Puentes en rutas mayores		Otros Puentes	
	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular
1			No requiere análisis sísmico			
2	ME, PO, TH	ME, PO	ME, PO	EE	ME	EE
3	ME, PO, TH	ME, PO	ME, PO	ME, PO	ME, PO	EE

EE: análisis lineal estático, ME: análisis modal espectral, PO: análisis estático inelástico push-over, TH: análisis no lineal tiempo-historia.

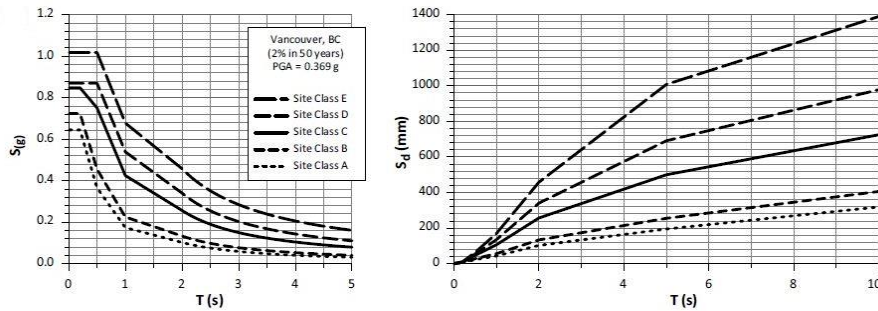


Figura 9: Espectros de diseño para una amenaza del 2% en 50 años y diferentes tipos de suelo en Vancouver. Fuente: CSA, 2019.

4 Sismología chilena

4.1 Antecedentes

Chile debido a su extensión cubre gran parte de una de las zonas sísmicas más del mundo, conocida como el cinturón de Fuego del Pacífico, zona que además presenta una gran actividad volcánica. En la Figura 10 se puede ver como Chile se encuentra en el límite de cuatro placas tectónicas, la de Nazca, la Sudamericana, la de Scotia y la placa Antártica.



Figura 10: Mapa de las placas tectónicas en Sudamérica. Fuente: <https://cutt.ly/tmrgTPM>.

La placa de Nazca se desplaza hacia el este a una velocidad de 6.6 cm/año (Angermann et al., 1999) mientras que la placa Sudamericana hacia el oeste a 3 cm/año (Kendrick et al., 2003), de esta manera la convergencia neta entre estas placas es de aproximadamente de 9 cm/año generando una gran acumulación de energía en el tiempo siendo responsable de la mayor actividad sísmica de nuestro país.

En la parte sur del territorio cambia la predominancia de la subducción de la placa de Nazca y junto con eso la actividad sísmica, cerca de la ciudad de Puerto Aysén nace la convergencia entre la placa Antártica y Sudamericana estimada en una velocidad neta de 2 cm/año y próximo a la ciudad de Punta Arenas aparece el denominado punto triple, lugar de contacto entre las placas Antártica, de Scotia y Sudamericana, donde la convergencia entre las dos primeras es en promedio de 1 cm/año mientras que entre las dos últimas se presenta un desplazamiento lateral estimado en unos 0.7 cm/año (Yamin y Anselmi, 2020).

Los eventos sísmicos pueden ser clasificados según su origen en cuatro zonas. Ver Figura 11.

- a) Sismos Interplaca: Corresponden a la actividad más recurrente del país, ocurren principalmente en la zona de contacto de la placa de Nazca y Sudamericana a profundidades menores a 60 km (Comte y Suárez, 1994), pueden ser designados simplemente como terremotos de subducción o sismos interplaca tipo thrust. Ejemplos de eventos de este tipo son el mega terremoto de Valdivia el año 1960 magnitud 9.5 M_w y el terremoto del Maule el año 2010 de magnitud 8.8 M_w .
- b) Sismos Intraplaca: Es la actividad sísmica que se origina en la placa de Nazca a profundidades mayores a 60 km, también pueden ser designados como sismos de profundidad intermedia. El evento más importante ocurrido en esta zona corresponde al terremoto de Chillán el año 1939 magnitud 7.8 M_w siendo este, el evento que más decesos ha causado en Chile.
- c) Sismos Superficiales: También llamados corticales son eventos originados en la placa Sudamericana a profundidades menores a 40 km y se les atribuye el origen del alzamiento de la Cordillera de los Andes. El terremoto de Curicó ocurrido el año 2004 de magnitud 6.6 M_w es un ejemplo de este tipo de eventos.
- d) Sismos Outer-rise: Ocurren en la placa de Nazca anterior a la zona de contacto entre la placa Sudamericana. Los eventos están delimitados por la fosa oceánica y ocurren a profundidades menores a 30 km. Ejemplo de eventos originados en esta zona es el sismo ocurrido frente a Valparaíso el año 2001 de magnitud 6.7 M_w .

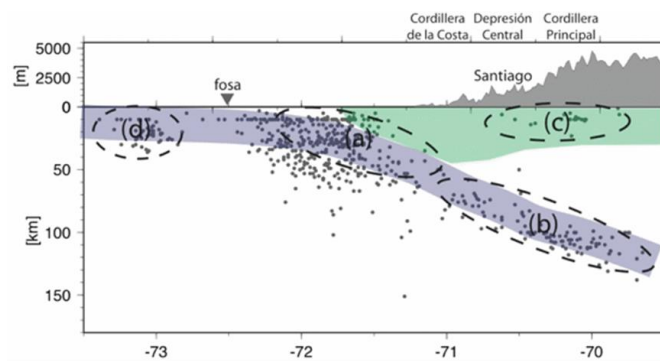


Figura 11: Tipos de sismos en Chile. Fuente: Centro sismológico nacional.

4.2 Zona de Estudio

El área de interés en este trabajo son la zona centro y centro sur del país, específicamente las regiones de Valparaíso, Bío Bío y Metropolitana las cuales según el último censo realizado concentran aproximadamente el 60% de la población del país (INE, 2018). Ver Figura 12.

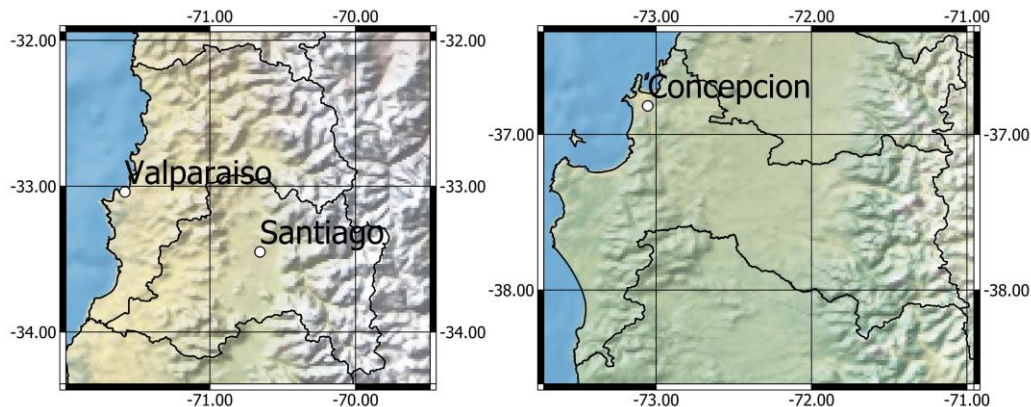


Figura 12: Ubicación geográfica de las regiones de Valparaíso y Metropolitana (Izquierda) y del Bío Bío (derecha). Fuente: Elaboración propia.

4.3 Fuentes sismogénicas consideradas en este estudio

4.3.1 Fuentes de subducción

Se considera en este estudio la sismicidad de origen Interplaca e Intraplaca caracterizada por la subducción de la placa de Nazca descrita por los planos de Wadati-Benioff. La subducción presenta un buzamiento promedio de 25° a lo largo de Chile, pero, existe un cambio importante en la proyección de la dorsal de Juan Fernández hacia el continente convirtiendo a este buzamiento casi horizontal. Pardo et al. (2003) estudió este cambio de la subducción de la placa de Nazca usando datos de estaciones sismológicas ubicadas entre las latitudes -27 y -35 del territorio chileno y argentino. Una morfología más general y extensa para Chile se presenta en la **Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

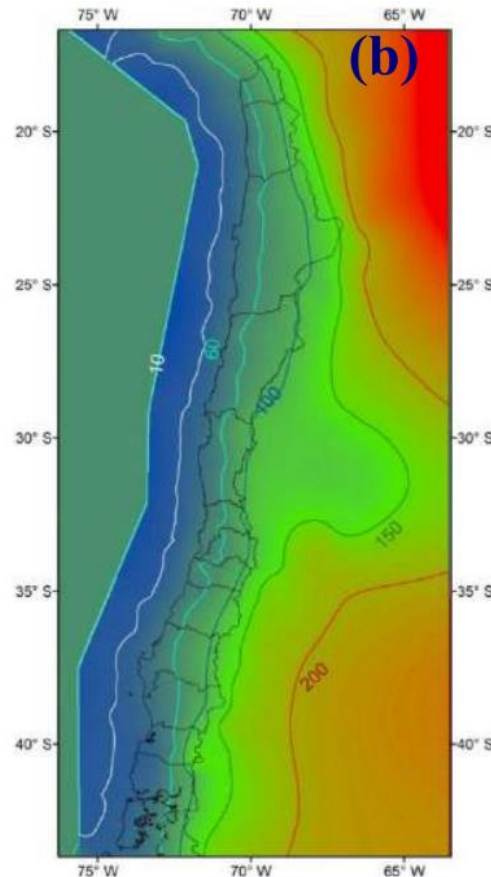


Figura 13: Morfología de la subducción de la placa de Nazca para el territorio nacional. Fuente: Banco Interamericano de Desarrollo, 2016

4.3.2 Fuentes superficiales.

Se tienen en cuenta 4 fuentes superficiales, las cuales se pueden ver en la Figura 14 y se describen a continuación:

- San Ramón: Este sistema está ubicado en el límite de la depresión central y cordillera de los Andes, se extiende entre las latitudes -33 y -34 aproximadamente, Corresponde a una falla inversa, de un buzamiento promedio de entre 40° y 50° hacia el este. Armijo et al. (2010) le asignan una tasa de desplazamiento de 4 mm/año y Estay et al. (2016) estiman un período de recurrencia aproximado del evento característico de 9000 años en un rango de magnitudes de entre 6.2 M_w a 6.7 M_w .

- b) Topocalma: De orientación NS, esta falla se encuentra en la latitud -31.18 y longitud -71.9 y de acuerdo con el departamento de Geociencias de la Universidad Católica de Chile se le estima un evento máximo M_w de 7.3 con un período de recurrencia de 2100 años.
- c) Pichilemu: El terremoto del Maule del 2010 reactivó esta falla y presentó eventos de magnitudes aproximadas de 7 M_w en Marzo del mismo año, presentó rupturas del tipo normal (Lira et al., 2015).
- d) Lanalhue: Ubicada en la región de la Araucanía, esta falla presenta un movimiento inverso sinistral de 8.83 ± 2.27 mm/año según un estudio presentado por Canales y Fuentes (2014). Este sistema interactúa con la Falla de Liquiñe-Ofqui formando un bloque rígido llamado como “Microplaca de Chiloé” y tuvo incidencia en el relieve geográfico de la misma región, su importancia radica en la posible actividad sísmica que podría presentar frente a eventos sísmicos de gran magnitud como fue el mega terremoto de Valdivia en 1960.

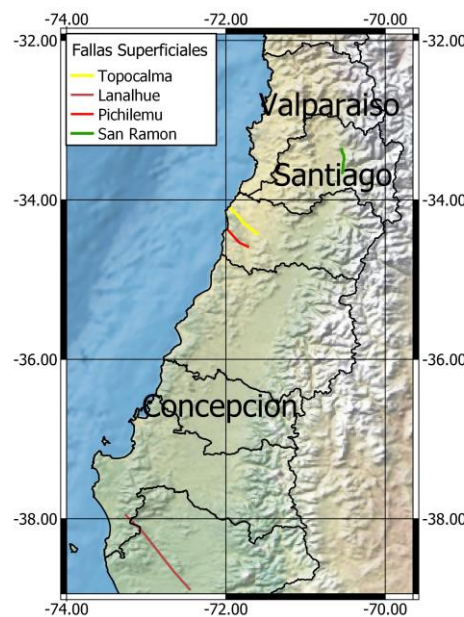


Figura 14: Ubicación geográfica fallas superficiales consideradas. Fuente: Elaboración propia.

4.4 Ley de Gutenberg-Richter

La caracterización de cada fuente sismogénica se puede hacer según la ley de Gutenberg-Richter (1944) expresada en la Ecuación 4, esta muestra la relación frecuencia-magnitud que presenta cierta actividad sísmica en una zona en particular.

$$\log_{10}(N) = a - b * M_w \quad (4)$$

Donde: N es la tasa anual de sismos, a es la tasa de actividad sísmica con magnitudes mayores a cero, b representa la tasa relativa entre la alta y baja actividad sísmica, M_w es la magnitud de momento.

4.4.1 Estimación parámetros de Gutenberg-Richter

El procedimiento para el cálculo de las constantes de la Ecuación 4 consiste en realizar un análisis histórico de la sismicidad junto a estudios geológicos para lo cual es necesario limitar la zona en la cual se pueda asumir una sismicidad homogénea. Los catálogos sísmicos deben ser homogeneizados de tal manera de trabajar con una única magnitud, para esto Leyton et al. (2009) presenta en su estudio relaciones empíricas calibradas en Chile para distintas escalas sismológicas.

Un supuesto importante del PSHA es asegurar que los eventos sísmicos sean independientes por lo que es necesaria la eliminación de la sismicidad dependiente comúnmente conocidas como réplicas. Van Stiphout et al. (2011) resumen en su trabajo una gran variedad de métodos, incluyendo los más famosos de Gardner y Knopoff (1974) y Reasenberg (1985), además, debido al constante aumento de la instrumentación que permite el registro de sismos es necesario realizar lo que se denomina como un análisis de completitud (Stepp, 1972) y así obtener desde que año se puede considerar que se tiene un registro completo de la sismicidad de la zona. Normalmente se asume que la sismicidad de una zona puede ser representada mediante un modelo de Poisson, lo cual debe ser probado de forma independiente ya que un algoritmo de eliminación de réplicas no es suficiente para asegurarlo. Finalmente, las constantes de Gutenberg-Richter pueden ser obtenidas usando algún método estadístico siendo el más utilizado el de máxima verosimilitud.

Ejemplo de trabajos como el descrito anteriormente tenemos el de Poulos et al., (2019), estudio en el cual pudo ser verificado el supuesto de la sismicidad independiente para el territorio nacional. En la Figura 15 se puede ver la zonificación del mencionado estudio junto a las gráficas de recurrencia sísmica las cuales fueron usadas en este trabajo para el cálculo de la amenaza. Trabajos similares son el realizado por la fundación Global Earthquake Model en el contexto del proyecto The South America Risk Assessment conocido como SARA zonificando a Chile en dos zonas, usando como límite el propuesto por Saillard et al (2017) correspondiente a la proyección de la dorsal de Juan Fernández y al Banco Interamericano de Desarrollo (2016) que incluyó en su perfil de riesgo de desastres para el territorio nacional un análisis de amenaza sísmica utilizando una zonificación geográfica similar a Poulos et al. usando el software R-Crisis.

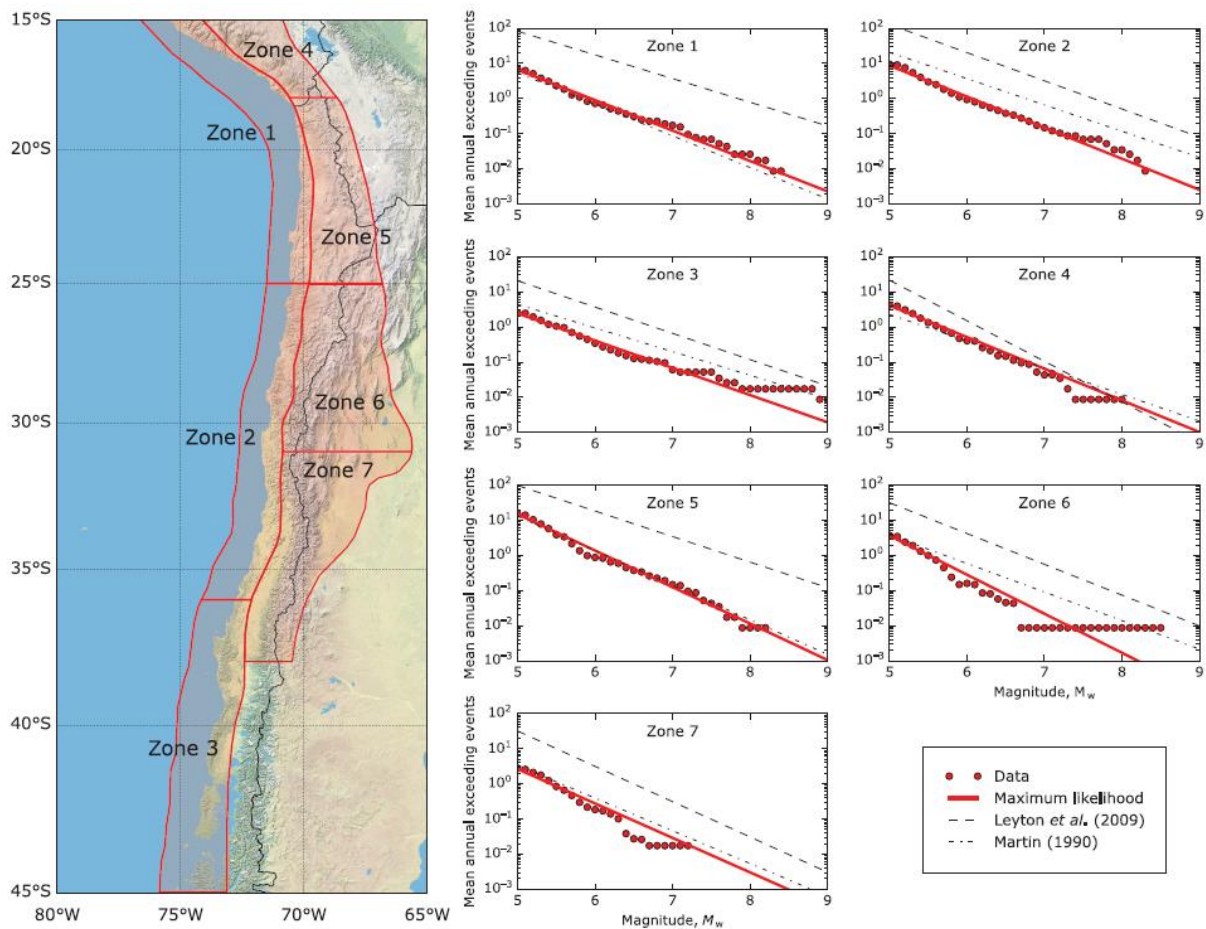


Figura 15: Geometría de las zonas del modelo de recurrencia sísmica y las relaciones de Gutenberg-Richter. Poulos et al., 2019.

4.4.2 Resumen

En la Tabla 3 se muestran los parámetros de Gutenberg-Richter de Poulos et al. (2019) usados para el cálculo de la amenaza en este estudio, además, se incluyen los usados por la fundación Global Earthquake Model, de ahora en adelante GEM, para el cálculo del PSHA en Chile, estas constantes se presentan en la Tabla 4. Finalmente, en la Figura 16 se muestran las tasas de excedencias utilizadas para representar las fallas superficiales consideradas, obtenidas del modelo de GEM.

Tabla 3: Constantes de Gutenberg-Richter usadas para el cálculo del PSHA. Fuente: Poulos et al., 2019.

Zona	a	b	M _w min	M _w max
2	5.36	0.88	5.0	9.3
3	4.26	0.77	5.0	9.6
6	6.12	1.11	5.0	8.4
7	5.32	0.98	5.0	8.5

Tabla 4: Constantes de Gutenberg-Richter usadas por la fundación GEM. Fuente: South America (SAM), GEM Global Mosaic of Hazard Models (openquake.org), 2018.

Zona	Interplaca				Intraplaca			
	a	b	M _w min	M _w max	a	b	M _w min	M _w max
Sur	4.26	0.83	6.5	9.6	5.96	1.13	6.5	8.5
Norte	4.56	0.76	5.0	8.31	6.73	1.12	6.5	8.5

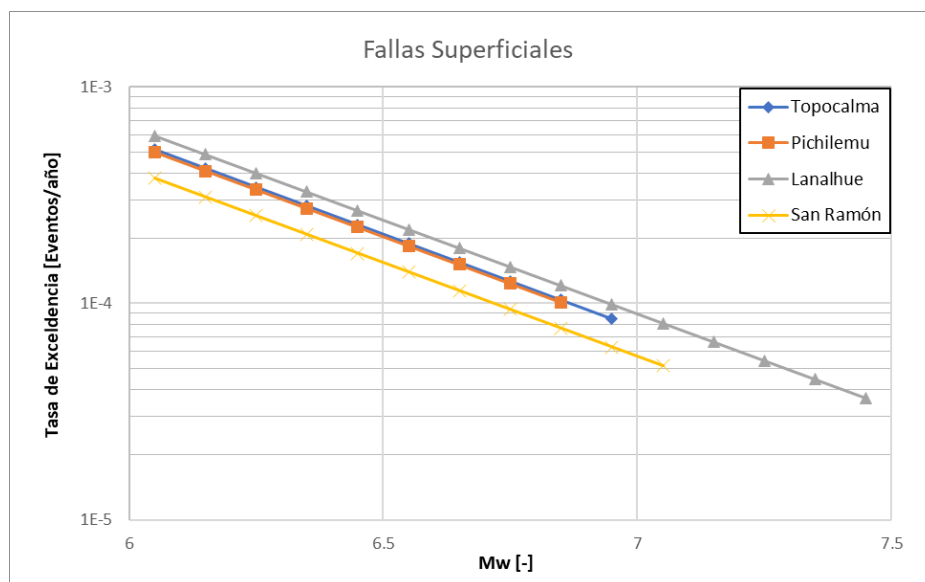


Figura 16: Tasa de excedencia en función de la magnitud M_w para diferentes fuentes superficiales. Fuente: South America (SAM) | GEM Global Mosaic of Hazard Models (openquake.org), 2016.

4.5 GMPE

Son relaciones empíricas que predicen las intensidades o aceleraciones debido a un evento sísmico, comúnmente son calibradas usando un 5% de amortiguamiento y pueden tener como variables para su cálculo la V_{s30} , la distancia a la ruptura, profundidad del evento, magnitud, entre otros. El número de variables incluidas dependerá de cada modelo en específico y del tipo de fuente sísmica para las que son calibradas. Las últimas calibradas en Chile para la fuente de subducción son las de Montalva et al. (2017) e Idini et al. (2017). En la Figura 17

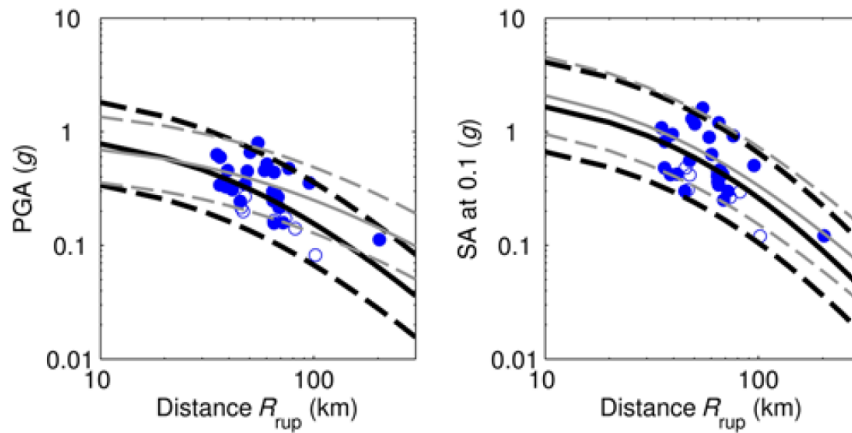


Figura 17 se puede observar un ejemplo de la GMPE de Montalva et al. Donde es posible observar la gran variabilidad que poseen para predecir los niveles de intensidad lo que tiene una relevancia trascendental en los resultados del análisis de la amenaza sísmica. Bommer y Abrahamson (2006) mencionan que es debido a la no inclusión de esta variabilidad, cuantificada por el nivel de truncamiento de la GMPE que para estudios realizados en un mismo sitio usando el PSHA se produjeron notables diferencias. Las ecuaciones usadas en este estudio se resumen en la Tabla 5.

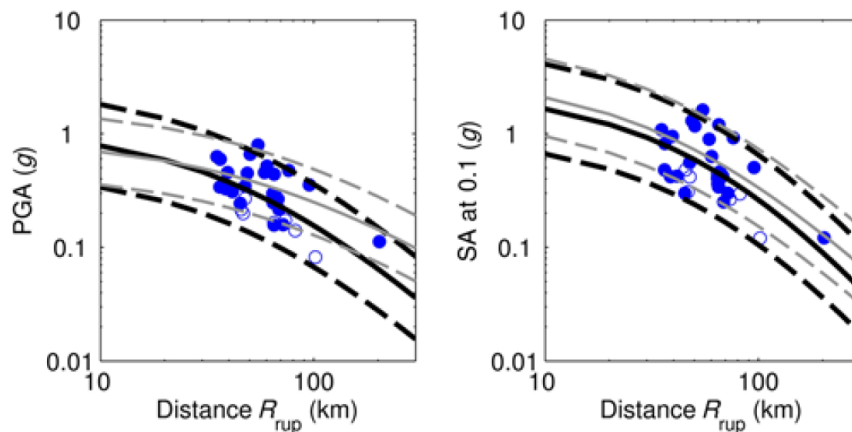


Figura 17: Aceleraciones registradas para el terremoto del Maule el año 2010 y $V_{s30} = 500$ m/s.

La línea continua representa el valor esperado de aceleraciones según la GMPE y las líneas punteadas $\pm$ una desviación estándar con respecto a la media. Fuente: Montalva et al., 2017.

Tabla 5: GMPE usadas en este trabajo. Fuente: Elaboración propia.

GMPE	Fuente sismogénica	Distancia recomendada [km]	Rango Magnitudes	Rango V_{s30} [m/s]
Montalva et al., 2017	Interplaca/Intraplaca	< 300	$5 < M_w < 9$	$100 < V_{s30} < 1000$
Norman A. Abrahamson et al., 2018	Interplaca/Intraplaca	< 300	$5 < M_w < 9$	$V_{s30} < 1000$
B. S. J. Chiou & Youngs, 2014	Superficial	< 200	$3.5 < M_w < 8$	$180 < V_{s30} < 1500$
Akkar et al., 2014	Superficial	< 200	$5 < M_w$	$180 < V_{s30} < 1200$

4.6 Velocidad de onda corte

Para el cálculo de la amenaza usando las GMPE escogidas, es necesario conocer la distribución de la V_{s30} . La página web del U.S Geological Survey presenta una distribución mundial de la V_{s30} , datos que mediante el uso del sistema de información geográfica QGIS (2021) se extrajeron para la zona de estudio. El resultado se puede ver en la Figura 18.

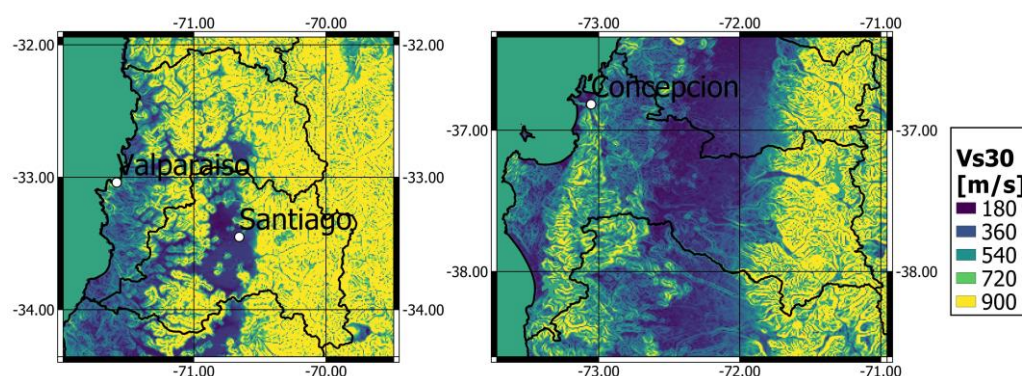


Figura 18: Distribución V_{s30} región Valparaíso y Metropolitana (izquierda), y del Bío Bío (derecha). Fuente: Elaboración propia.

5 Mapas de amenaza sísmica para Chile

Los mapas de amenaza sísmica tienen por objetivo mostrar la distribución espacial de intensidades de una zona y normalmente son usados en las disposiciones para el diseño sísmico de las estructuras de cada país.

5.1 Mapa amenaza sísmica normativas chilenas

Las normativas chilenas dividen al país en tres zonas sísmicas (ver Figura 19), cuya amenaza va en aumento de cordillera a costa. En la Tabla 6 se muestran las aceleraciones máximas (a_0) y efectivas (A_0) para suelo tipo 2 según la clasificación del MC. De manera adicional en la Tabla 7 se muestra el promedio de los valores de PGA obtenidos en este trabajo por zona sísmica para cada región, información también resumida en la Tabla 8, pero, suponiendo un suelo tipo 2 para la zona de estudio.

Para similar nivel de amenaza, 475 años de período de retorno, los valores obtenidos muestran una subestimación de las aceleraciones máximas del suelo, especialmente en la zona costera de la V región dado que los niveles de intensidad en la VIII región son bastante cercanos a los dados por el MC, excepto que no existe una diferencia importante entre la zona sísmica 2 y 3 para dicha región. Para el caso con

V_{s30} constante sucede algo similar para la V región mientras que la VIII región se mantiene en el rango dado por la normativa, aunque con un aumento de las aceleraciones para las zonas sísmicas 1 y 2.

Tabla 6: Aceleraciones de las distintas zonas sísmicas. Fuente: Elaboración propia.

Zona sísmica	a_0 [g]	A_0 [g]
1	0.3	0.2
2	0.4	0.3
3	0.5	0.4

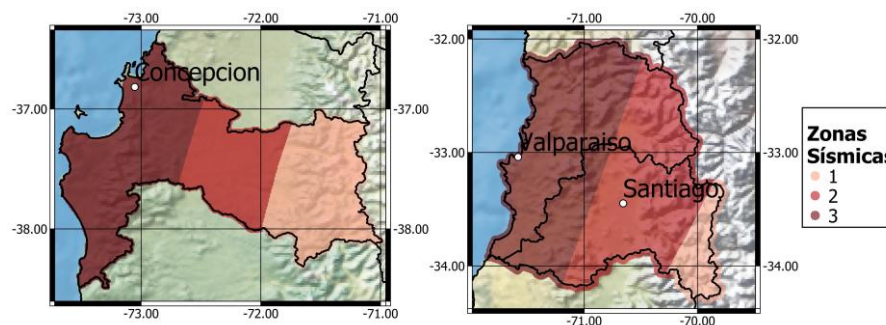


Figura 19: Zonas sísmicas de las actuales normativas de diseño sísmico chileno para la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7: PGA promedio obtenido del PSHA. Fuente: Elaboración Propia

Zona sísmica	V y RM			VIII		
	475 años	975 años	2475 años	475 años	975 años	2475 años
1	0.30	0.39	0.53	0.35	0.46	0.64
2	0.45	0.59	0.81	0.51	0.67	0.9
3	0.67	0.88	1.21	0.53	0.72	1.01

Tabla 8: PGA promedio obtenido del PSHA para un suelo tipo 2 con V_{s30} de 600 [m/s]. Fuente: Elaboración Propia

Zona sísmica	V y RM			VIII		
	475 años	975 años	2475 años	475 años	975 años	2475 años
1	0.34	0.44	0.6	0.37	0.49	0.68
2	0.47	0.62	0.85	0.44	0.59	0.81
3	0.67	0.89	1.23	0.50	0.69	0.99

5.2 Mapas de amenaza sísmica de otros estudios probabilísticos

A modo de comparación se presentan resultados de diversos estudios que usaron el PSHA al calcular la amenaza sísmica en el territorio nacional. En la Figura 20 se presentan los resultados de dos estudios realizados por organismos internacionales mencionados anteriormente en este trabajo, el Banco

Interamericano de Desarrollo (2016) y la fundación Global Earthquake Model (2018). Los resultados presentados corresponden a la distribución espacial del PGA suelo rocoso para Chile usando un período de retorno de 475 años, similar al nivel de amenaza fijado por la normativa chilena. Se puede observar que para las regiones consideradas en este estudio el rango de PGA es ampliamente variable, presentado valores de 0.4 g a 0.6 g en el caso (a) y 0.55 g a 0.90 g en el caso (b).

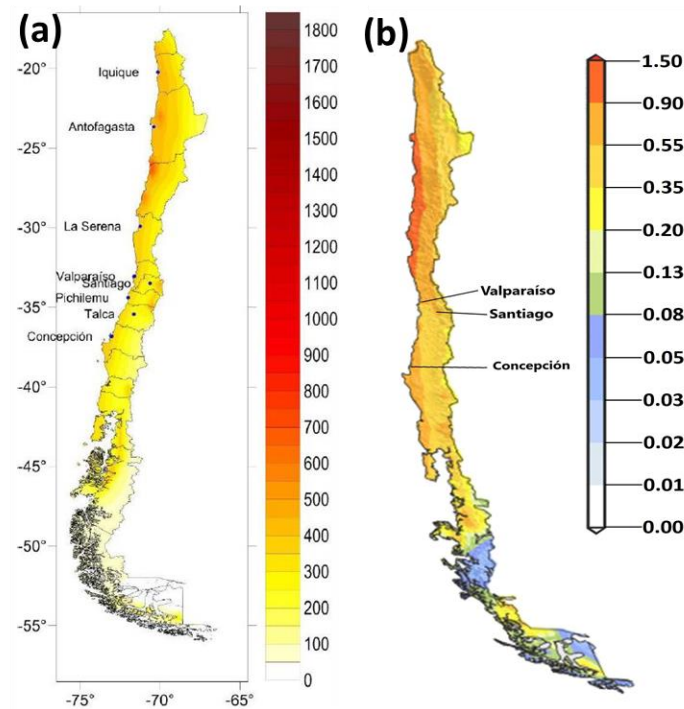


Figura 20: Mapas de amenaza sísmica para Chile dado un período de retorno de 475 años. PGA en gals (a) para un suelo rocoso y en unidades de g para una V_{s30} de 780 m/s (b). Fuente: Banco Interamericano de Desarrollo (a), 2016 y Global Earthquake model (b), 2018.

5.3 Mapa de amenaza de este trabajo

En la Figura 21, se presentan los mapas de amenaza obtenidos en este estudio con el software OpenQuake para los distintos niveles de amenaza propuestos, la información descrita en el capítulo 4 de este trabajo, tomando en consideración como único posible efecto de sitio el tipo de suelo, lo que debido a una falta de un estudio específico es cuantificado de forma aproximada por la V_{s30} , un nivel de truncamiento de 3 para las GMPE y una discretización de puntos cada 1 km. Los mapas obtenidos muestran un comportamiento similar al que se puede encontrar en las normativas chilenas donde el nivel de amenaza crece de cordillera a costa, aunque existen diferencias entre los valores de PGA alcanzados en cada región, siendo 0.9 g y 0.7 g en las regiones V y VIII respectivamente para el menor nivel de amenaza, estas aceleraciones aumentan a casi el doble para el mayor nivel de amenaza calculado correspondiente a los 2475 años de período de retorno o una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años. En la VIII región las intensidades presentan una particularidad, el aumento de aceleraciones no es tan claro entre las zonas sísmicas 2 y 3 del MC, incluso, se puede observar una franja donde disminuyen las intensidades en la zona 3, aunque estas vuelven a aumentar conforme se acerca a la costa, esto se explica principalmente por el gran dominio de suelos con bajas V_{s30} en la zona central de dicha región.

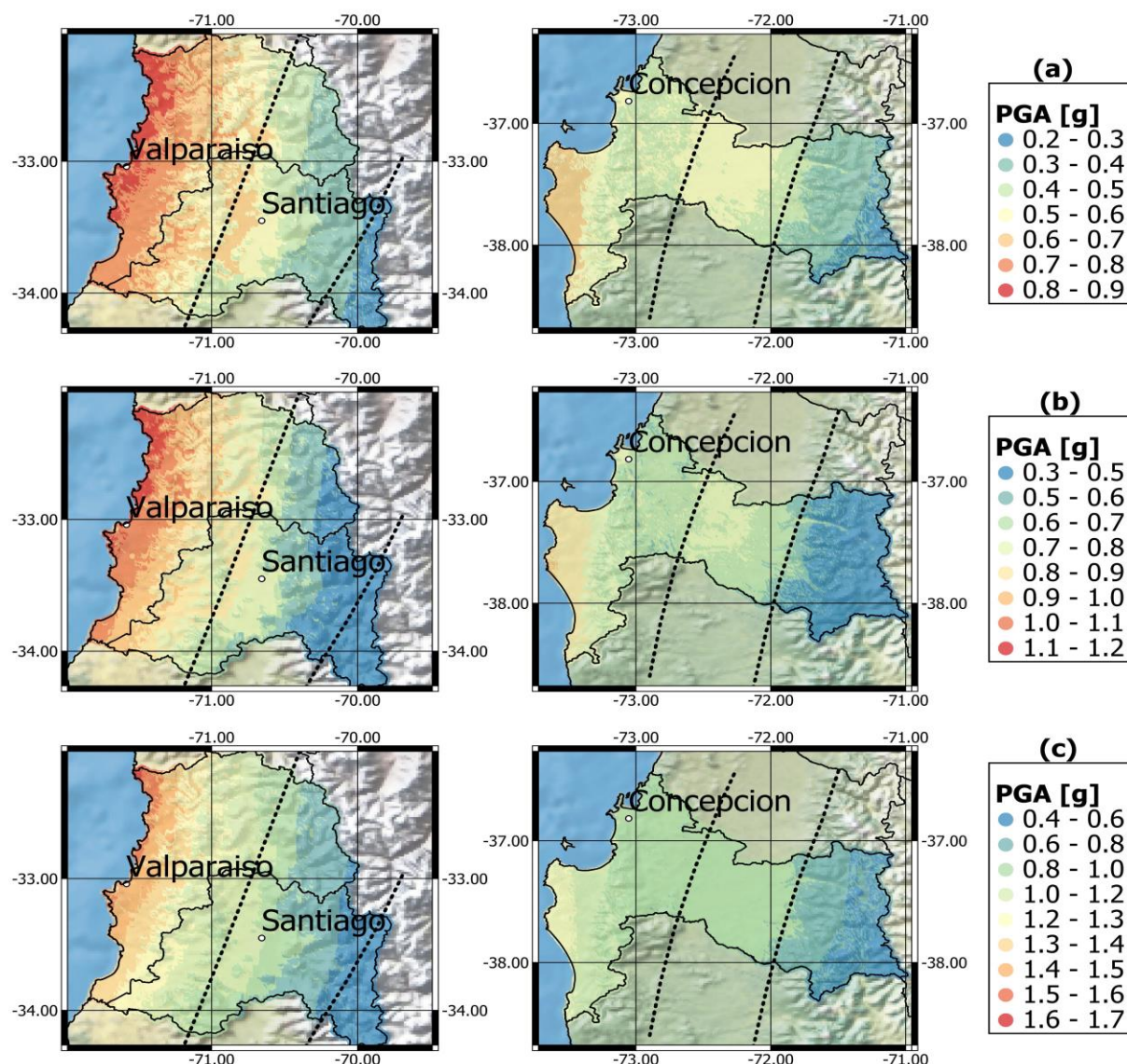


Figura 21: Mapas de amenaza para 475 (a), 975 (b) y 2475 (c) años de período de retorno. En línea punteada los límites de la zonificación sísmica chilena. Fuente: Elaboración Propia.

6 Puentes dañados por el terremoto del Maule

El terremoto del Maule significó un gran impacto para el país, según el catastro levantado por el Gobierno de Chile (2010) el sismo y posterior maremoto produjeron: 521 víctimas fatales, la pérdida del 50% de las camas y pabellones de los hospitales en la región del Maule, graves daños estructurales a distintos tipos de obras en 7 regiones del país, entre ellos 211 puentes cuyo detalle se presenta en la Tabla 9. Las pérdidas totales del terremoto fueron estimadas en 30 mil millones de dólares.

Tabla 9: Detalle de puentes dañados por región durante el terremoto del Maule el año 2010.

Fuente: Gobierno de Chile, 2010.

Región	V	RM	VI	VII	VIII*	IX	XIV
Puentes	14	15	27	88	41	24	2

* Considera las actuales regiones del Bío Bío y Ñuble, VIII y XVI respectivamente.

En la Tabla 10 y Figura 22 se presenta el detalle y ubicación respectiva de los puentes seleccionados, incluyendo las aceleraciones dadas por el espectro de diseño de la norma. El MC clasifica el suelo en 4 tipos, siendo el 1 y 2 los que poseen velocidades de onda corte superior 400 m/s, debido a esto fue considerado como suelo 3 únicamente los sitios con una V_{s30} aproximada (mayor a 390 m/s) al límite mencionado, todos los demás sitios, que corresponden a la gran mayoría de los puentes seleccionados, de manera conservadora fueron clasificados como suelo tipo 4, esto para obtener el espectro de diseño que genere las mayores demandas.

Tabla 10: Puentes dañados en el terremoto del Maule del año 2010. Fuente: Elaboración propia.

Nombre	Región	Longitud	latitud	Zona Sísmica	Tipo Suelo	Vs30 [m/s]	SA0.2s [g]	SA1.0s [g]	SA2.0s [g]
P Yali	V	-71.64	-33.83	3	3	394	0.72	0.57	0.36
PS Lo Echevers	RM	-70.75	-33.38	2	4	274	0.59	0.59	0.39
PI Chada	RM	-70.73	-33.87	2	4	243	0.59	0.59	0.39
P Pintué	RM	-70.88	-33.88	2	4	293	0.59	0.59	0.39
PI Azufraderos	RM	-70.73	-33.88	2	4	244	0.59	0.59	0.39
PS Champa	RM	-70.75	-33.85	2	4	226	0.59	0.59	0.39
PS Hospital	RM	-70.75	-33.86	2	4	237	0.59	0.59	0.39
PI Los Pinos	RM	-70.72	-33.86	2	4	234	0.59	0.59	0.39
P Llacolén	VIII	-73.09	-36.83	3	4	217	0.78	0.78	0.52
P Juan Pablo II	VIII	-73.08	-36.82	3	4	296	0.78	0.78	0.52
P La Mochita	VIII	-73.06	-36.85	3	3	390	0.72	0.57	0.36
P Ramadillas	VIII	-73.27	-37.31	3	3	392	0.72	0.57	0.36
P Raqui II	VIII	-73.44	-37.25	3	2	461	0.60	0.27	0.17
P Tubul	VIII	-73.46	-37.23	3	4	292	0.78	0.78	0.52
P Viejo Bío Bío	VIII	-73.06	-36.84	3	4	291	0.78	0.78	0.52

PI: Paso inferior, PS: Paso superior, P: Puente, SA: Aceleración espectral.

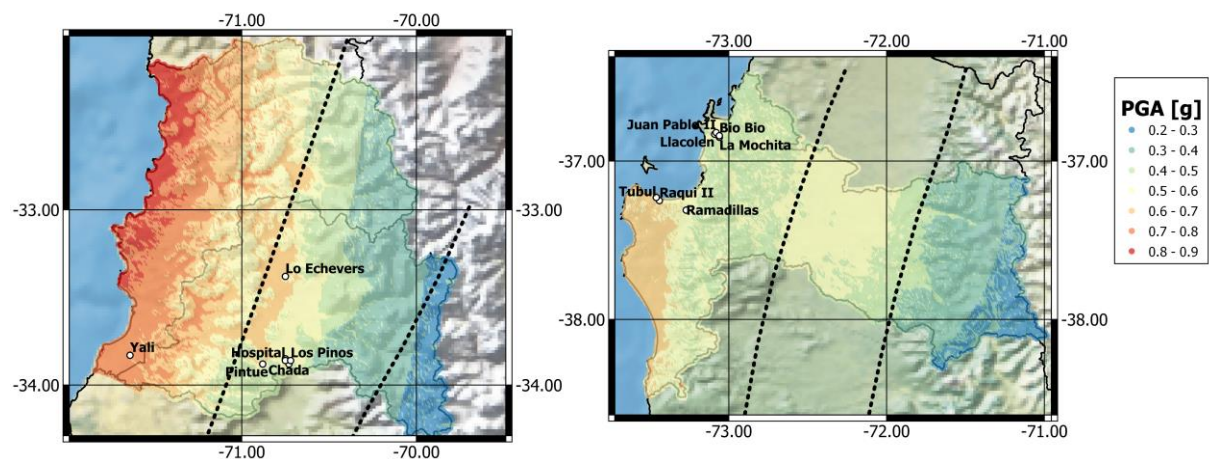


Figura 22: Ubicación geográfica puentes mencionadas en la Tabla 10. Mapa de amenaza 475 años periodo de retorno. Fuente: Elaboración Propia.

6.1 UHS para los sitios de los puentes escogidos

Los UHS mostrados en esta sección son resultado del PSHA para 8 períodos, siendo el máximo de 4 s debido a que corresponde al límite superior dado por la GMPE de Akkar et al., (2014). En todos los casos las mayores aceleraciones espectrales se obtuvieron en el período de 0.2 s, las cuales se encuentran en el rango de 1.16 g a 1.68 g para los 475 años de período de retorno en los puentes La Mochita y Yali respectivamente, ambos ubicados en zona sísmica 3 y V_{s30} aproximada de 400 m/s. Para los otros niveles de amenaza las aceleraciones espectrales máximas aumentan en un 30% y 80% para los 975 años y 2475 años de período de retorno respectivamente, el detalle para estos niveles de amenaza se presenta en las Tabla 11 y Tabla 12.

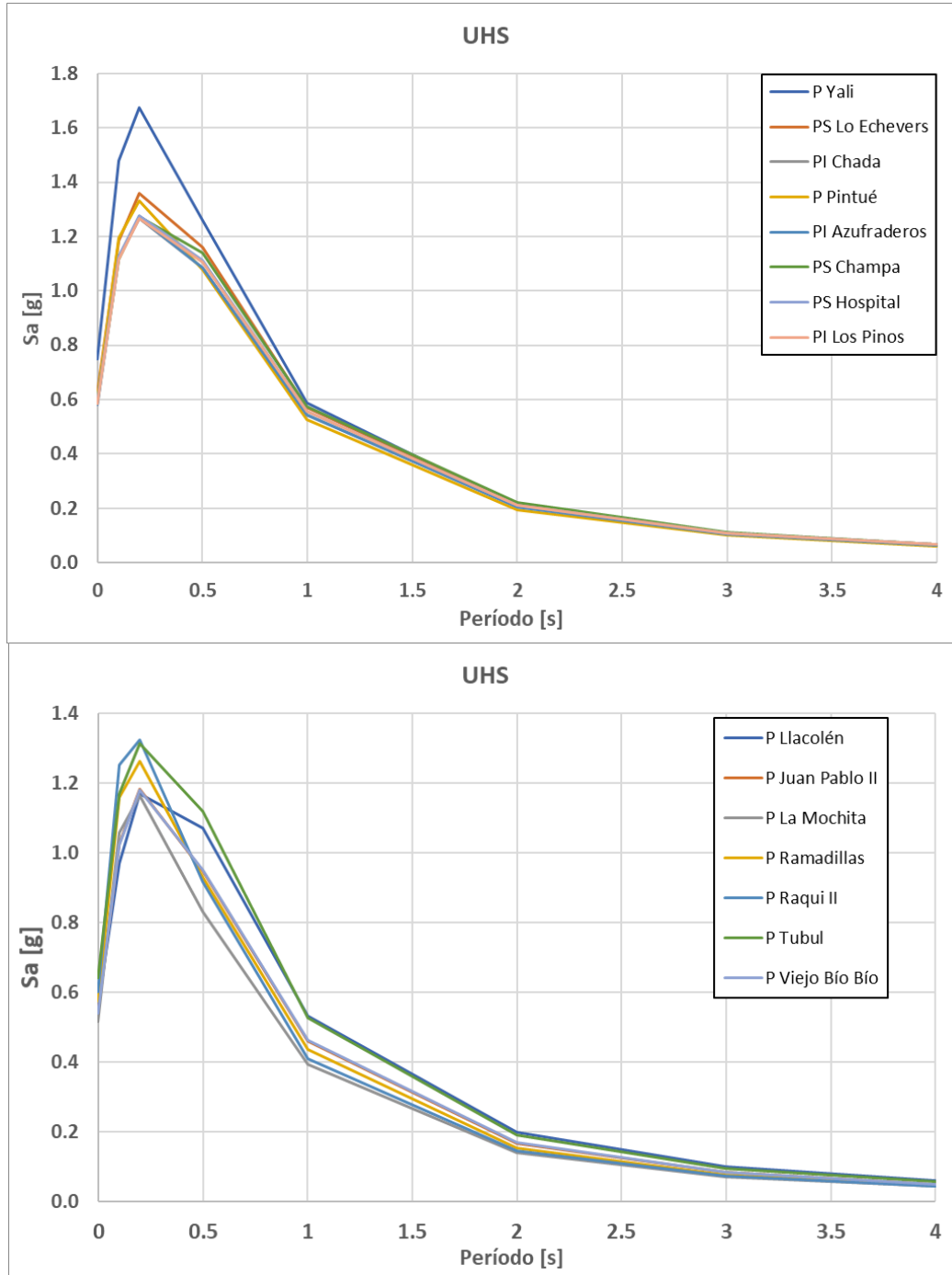


Figura 23: Espectros de amenaza uniforme para 475 años de período de retorno. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11: Ordenadas espectrales en unidades de g para 975 años de período de retorno. Fuente: Elaboración propia.

Nombre	PGA	SA 0.1s	SA 0.2s	SA 0.5s	SA 1.0s	SA 2.0s	SA 3.0s	SA 4.0s
P Yali	0.98	1.98	2.20	1.67	0.79	0.28	0.14	0.08
PS Lo Echevers	0.80	1.52	1.78	1.49	0.76	0.29	0.15	0.09
PI Chada	0.75	1.43	1.62	1.39	0.72	0.28	0.14	0.09
P Pintué	0.78	1.54	1.74	1.40	0.71	0.26	0.13	0.08
PI Azufraderos	0.75	1.43	1.63	1.39	0.72	0.28	0.14	0.09
PS Champa	0.76	1.41	1.63	1.44	0.76	0.30	0.15	0.09
PS Hospital	0.76	1.43	1.64	1.42	0.74	0.29	0.15	0.09
PI Los Pinos	0.75	1.41	1.62	1.41	0.74	0.29	0.15	0.09
P Llacolén	0.73	1.27	1.50	1.39	0.72	0.27	0.13	0.08
P Juan Pablo II	0.72	1.36	1.55	1.28	0.62	0.23	0.11	0.07
P La Mochita	0.70	1.41	1.55	1.15	0.54	0.19	0.10	0.06
P Ramadillas	0.78	1.57	1.73	1.29	0.60	0.21	0.11	0.06
P Raqui II	0.83	1.75	1.85	1.29	0.56	0.20	0.10	0.06
P Tubul	0.85	1.57	1.76	1.50	0.73	0.26	0.13	0.08
P Viejo Bío Bío	0.72	1.35	1.54	1.28	0.62	0.23	0.11	0.07

Tabla 12: Ordenadas espectrales en unidades de g para 2475 años de período de retorno. Fuente: Elaboración propia.

Nombre	PGA	SA 0.1s	SA 0.2s	SA 0.5s	SA 1.0s	SA 2.0s	SA 3.0s	SA 4.0s
P Yali	1.32	2.75	3.07	2.28	1.09	0.38	0.19	0.11
PS Lo Echevers	1.08	2.07	2.38	2.03	1.05	0.41	0.21	0.12
PI Chada	0.99	1.93	2.17	1.88	0.98	0.39	0.20	0.12
P Pintué	1.04	2.08	2.33	1.92	0.96	0.37	0.19	0.11
PI Azufraderos	0.99	1.93	2.17	1.89	0.98	0.39	0.20	0.12
PS Champa	1.00	1.91	2.17	1.94	1.03	0.42	0.21	0.13
PS Hospital	1.00	1.93	2.18	1.92	1.00	0.40	0.21	0.12
PI Los Pinos	0.99	1.91	2.16	1.90	1.00	0.40	0.21	0.12
P Llacolén	0.98	1.74	2.04	1.92	0.99	0.39	0.19	0.11
P Juan Pablo II	0.99	1.91	2.14	1.79	0.87	0.32	0.16	0.10
P La Mochita	0.97	2.01	2.18	1.62	0.77	0.27	0.14	0.08
P Ramadillas	1.11	2.26	2.44	1.87	0.86	0.30	0.15	0.09
P Raqui II	1.19	2.55	2.64	1.89	0.82	0.29	0.14	0.09

P Tubul	1.20	2.24	2.44	2.11	1.04	0.38	0.18	0.11
P Viejo Bío Bío	0.99	1.90	2.13	1.80	0.87	0.32	0.16	0.10

6.2 Comparación UHS y espectro del MC

La comparación de las entre las demandas dadas por los UHS y el espectro de diseño del MC para un nivel de amenaza de 475 años de período de retorno se muestra en la Figura 24. Es común para todos los casos mostrados una subestimación de la demanda dada por el MC en períodos bajos, diferencias que se encuentran en el rango de 0.4 g a 1 g considerando todos los puentes. Este comportamiento no es constante, especialmente para los sitios considerados como tipo 4 donde para períodos mayores a 0.8 s el espectro de diseño del MC muestra ser conservador, esto se acentúa para sitios ubicados en zona sísmica 3 donde los UHS presentan demandas en promedio 0.3 g inferior al MC. Un caso particular muestra el sitio de emplazamiento del puente Raqui II, clasificado como tipo 2 donde el UHS es mayor al espectro del MC hasta los 2 s de período aproximadamente. Para los demás niveles de amenaza las mayores diferencias entre las aceleraciones espectrales en períodos bajos aumentan en un 50% y 140% aproximadamente en los casos más extremos para períodos bajos, además, no es sino hasta los 2475 años de período de retorno donde todos los UHS tienen aceleraciones mayores al espectro de diseño y valores similares en los 2 segundos de período para la mayoría de los puentes escogidos. El detalle para el resto de los niveles de amenaza se presenta en la Tabla 13 para los períodos de 0.2 s, 1 s y 2 s.

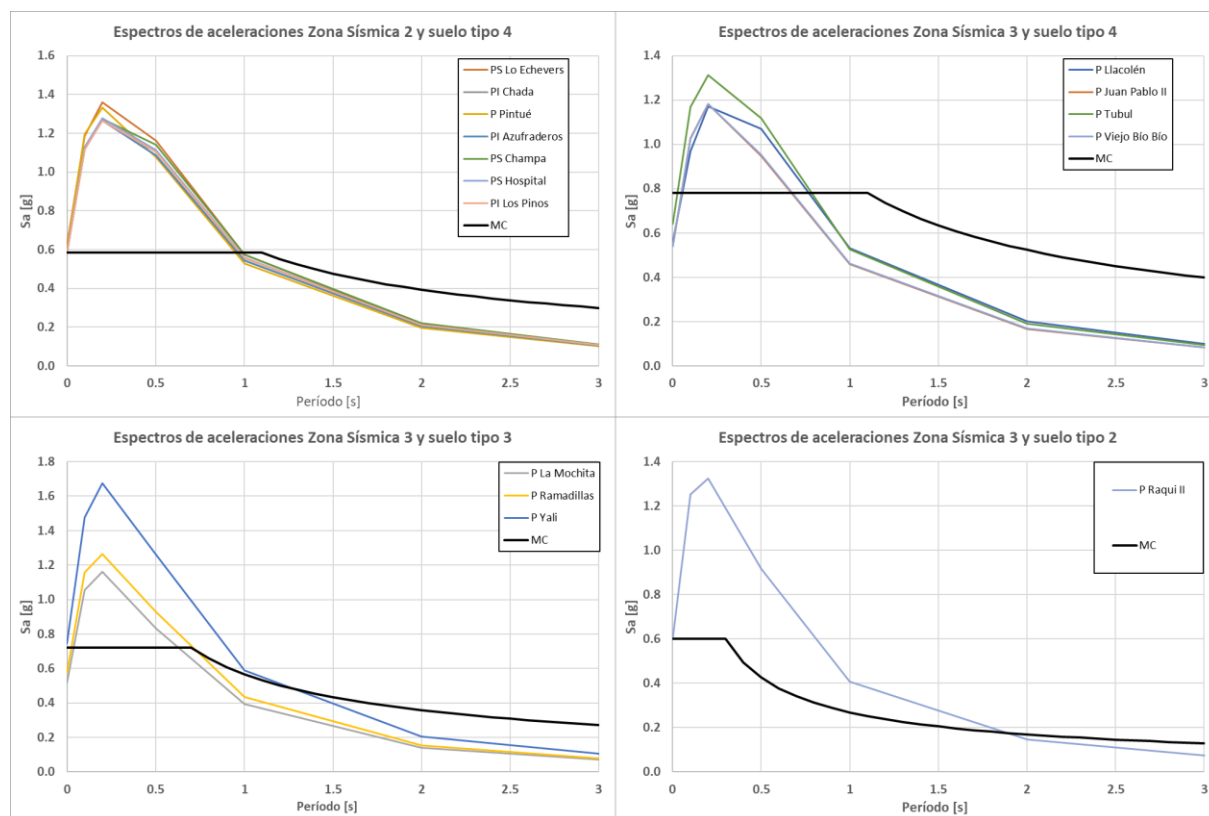


Figura 24: Comparación Espectro del MC y UHS para 475 años de período de retorno. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 13: Comparación aceleraciones de los UHS con las de diseño según el MC. Valores negativos significa que el espectro del MC subestima la demanda. Fuente: Elaboración propia.

PR	975 años			2475 años		
Nombre	$\Delta 0.2s$ [g]	$\Delta 1.0s$ [g]	$\Delta 2.0s$ [g]	$\Delta 0.2s$ [g]	$\Delta 1.0s$ [g]	$\Delta 2.0s$ [g]
P Yali	-1.48	-0.22	0.08	-2.35	-0.52	-0.02
PS Lo Echevers	-1.19	-0.18	0.10	-1.80	-0.46	-0.01
PI Chada	-1.04	-0.14	0.11	-1.58	-0.39	0.00
P Pintué	-1.15	-0.12	0.13	-1.74	-0.38	0.03
PI Azufraderos	-1.04	-0.14	0.11	-1.59	-0.39	0.00
PS Champa	-1.05	-0.17	0.10	-1.59	-0.45	-0.03
PS Hospital	-1.05	-0.16	0.11	-1.60	-0.42	-0.01
PI Los Pinos	-1.03	-0.15	0.11	-1.58	-0.41	-0.01
P Llacolén	-0.72	0.06	0.25	-1.26	-0.21	0.14
P Juan Pablo II	-0.77	0.16	0.30	-1.36	-0.09	0.21
P La Mochita	-0.83	0.03	0.17	-1.46	-0.20	0.09
P Ramadillas	-1.01	-0.03	0.15	-1.72	-0.29	0.06
P Raqui II	-1.25	-0.29	-0.03	-2.04	-0.55	-0.12
P Tubul	-0.98	0.05	0.26	-1.66	-0.26	0.15
P Viejo Bío Bío	-0.76	0.16	0.30	-1.35	-0.09	0.20

PR: Período de retorno.

De forma gráfica desde la Figura 26 hasta la Figura 29 se muestra la proporción entre las demandas del MC y los UHS obtenidos para los períodos de 0.2 s, 1 s y 2 s.

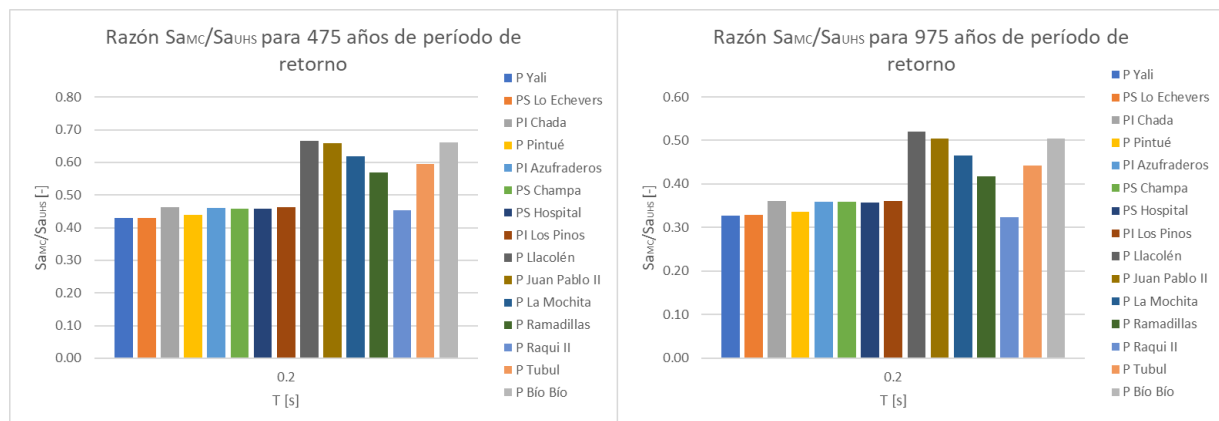


Figura 25: Razón aceleraciones espectrales MC/UHS en 0.2 segundos, 475 y 975 años de período de retorno. Fuente: Elaboración propia.

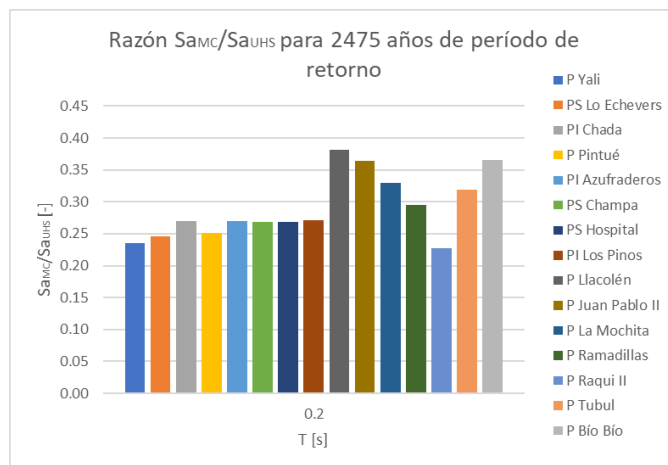


Figura 26: Razón aceleraciones espectrales MC/UHS en 0.2 segundos, 2475 años de período de retorno. Fuente: Elaboración propia.

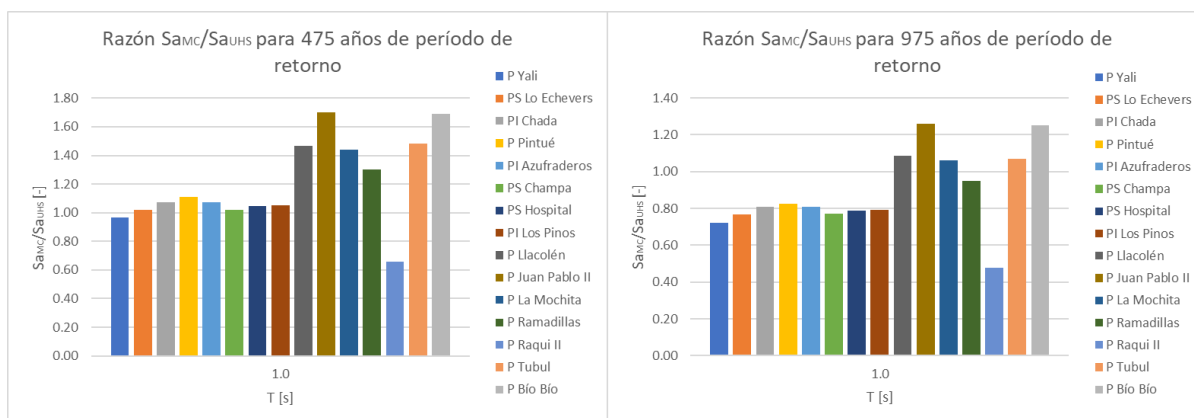


Figura 27: Razón aceleraciones espectrales MC/UHS en 1.0 segundos, 475 y 975 años de período de retorno. Fuente: Elaboración propia.

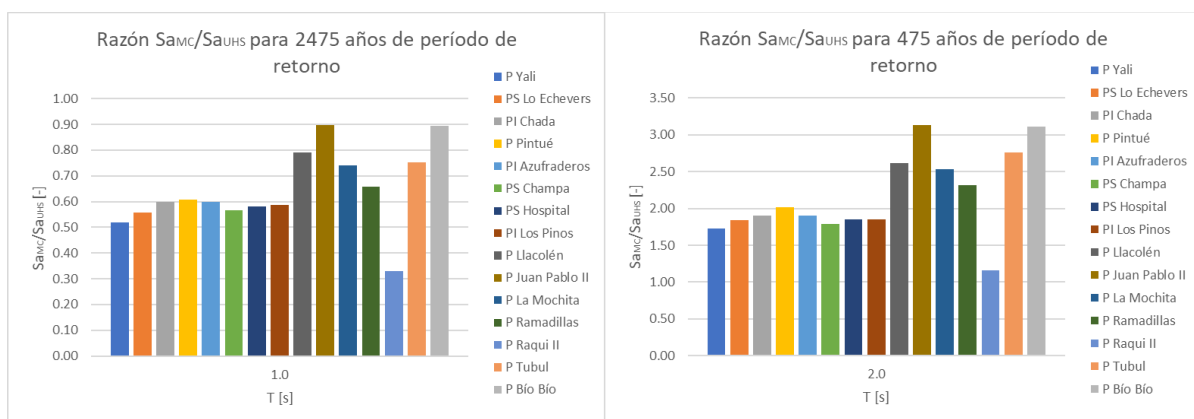


Figura 28: Razón aceleraciones espectrales MC/UHS en 1.0 segundos para un período de retorno de 2475 años (izquierda) y 2.0 segundos para 475 años de período de retorno (derecha). Fuente: Elaboración propia.

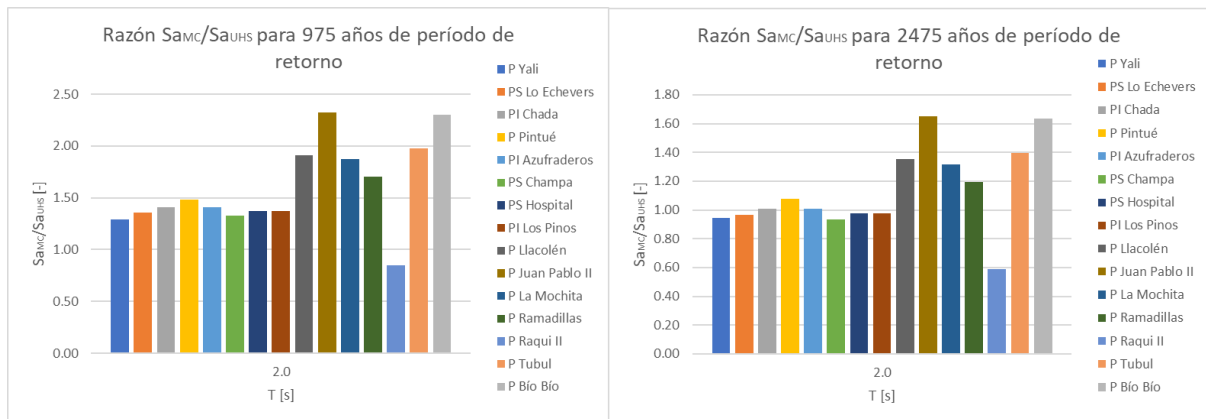


Figura 29: Razón aceleraciones espectrales MC/UHS en 2.0 segundos, 975 y 2475 años de período de retorno. Fuente: Elaboración propia.

6.2.1 Comparación espectros de aceleraciones usando V_{s30} constante

Comúnmente en las normativas se obtiene el espectro de diseño usando un suelo de referencia para posteriormente amplificar las intensidades según el sitio. A modo de evitar esto se realiza el cálculo del PSHA usando una V_{s30} de 1000 m/s y 600 m/s, correspondiente a suelos tipo 1 y 2 respectivamente según el MC, los UHS obtenidos se denominan UHS_{1000} y UHS_{600} . En las Figura 30 y 31 se incluye el espectro de diseño y a los resultados para del PSHA de cada puente. Los espectros obtenidos muestran ser bastante conservadores suponiendo estos tipos de suelo en comparación a lo esperado por el MC.

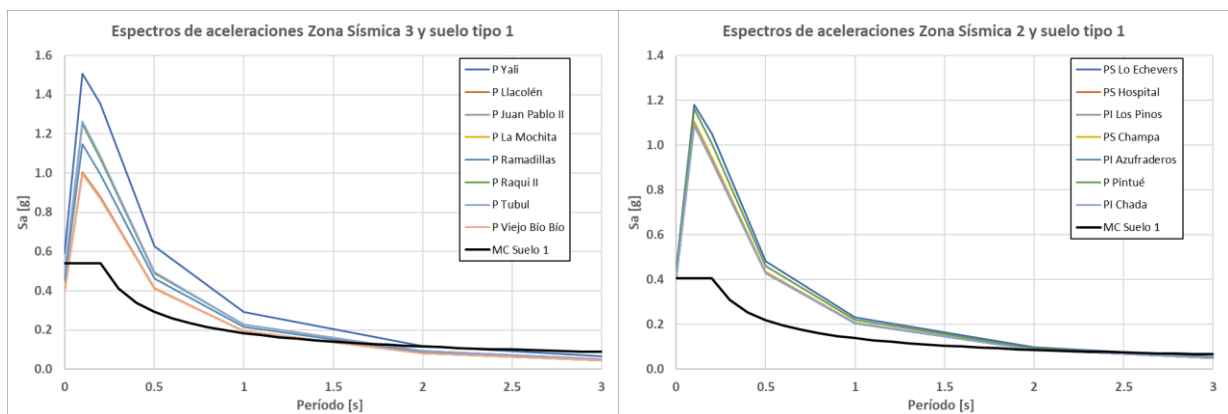


Figura 30: Comparación espectro de diseño y UHS_{1000} para 475 años de período de retorno.

Fuente: Elaboración propia.

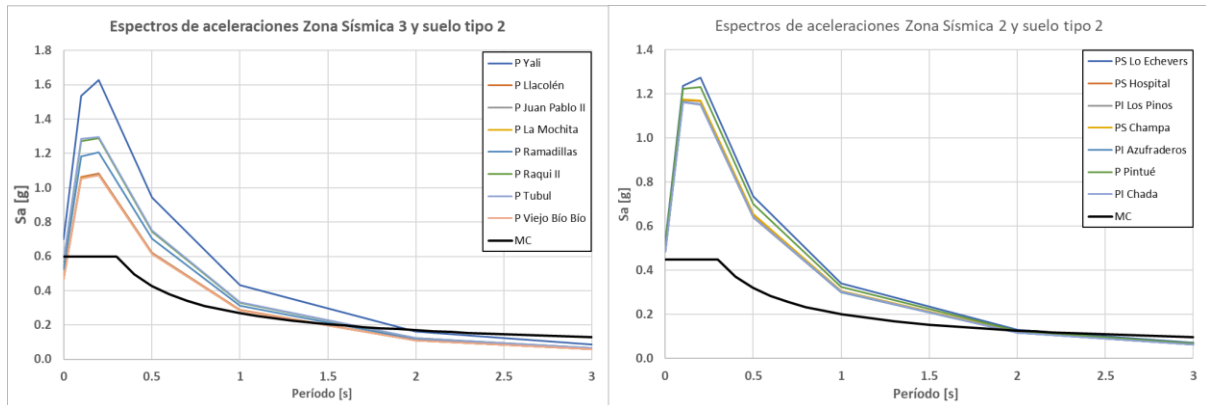


Figura 31: Comparación espectro de diseño y UHS₆₀₀ para 475 años de período de retorno.

Fuente: Elaboración propia.

6.2.2 Caso Puente Águila Norte

Los casos anteriores analizados son bastante conservadores en comparación al espectro de diseño, lo que se mantiene para suelos con V_{s30} menores a 400 m/s en períodos bajos, en cambio para períodos mayores a 0.8 s es el espectro de diseño el conservador, al menos para los 475 años de período de retorno y dado que los efectos de sitio pueden ser bastante perjudiciales en estructuras afectadas por terremotos (Mayoral et al., 2019; Sandoval. M y Saragoni, 2010), es importante poder incorporar estos efectos en el diseño estructural y no subestimar el fenómeno.

El puente Águila Norte está emplazado en un sitio con una V_{s30} aproximada de 300 m/s con período fundamental de 2.13 s. Rafael Castro Aguayo (2020) propone un espectro de diseño e incorpora los efectos de sitio usando la técnica de “spectral matching” añadiendo la amplificación dinámica del suelo con el programa DeepSoil. La metodología está incorporada en la recientemente publicada “Guía para el Análisis Sísmico no Lineal de Puentes Chilenos” (Pastén P et al., 2021).

En la Figura 32 se muestran los UHS para los distintos niveles de amenaza, el espectro de diseño del MC y el del sector del puente Águila Norte, además, se toman como referencia los factores de amplificación correspondiente a un suelo tipo D según AASHTO LRFD para modificar el UHS₁₀₀₀ correspondiente a 975 años de período de retorno en el sitio de emplazamiento. En todos los casos los espectros subestiman las aceleraciones dadas por el que propone Rafael Castro, siendo el más cercano el UHS de 2475 años de período de retorno.

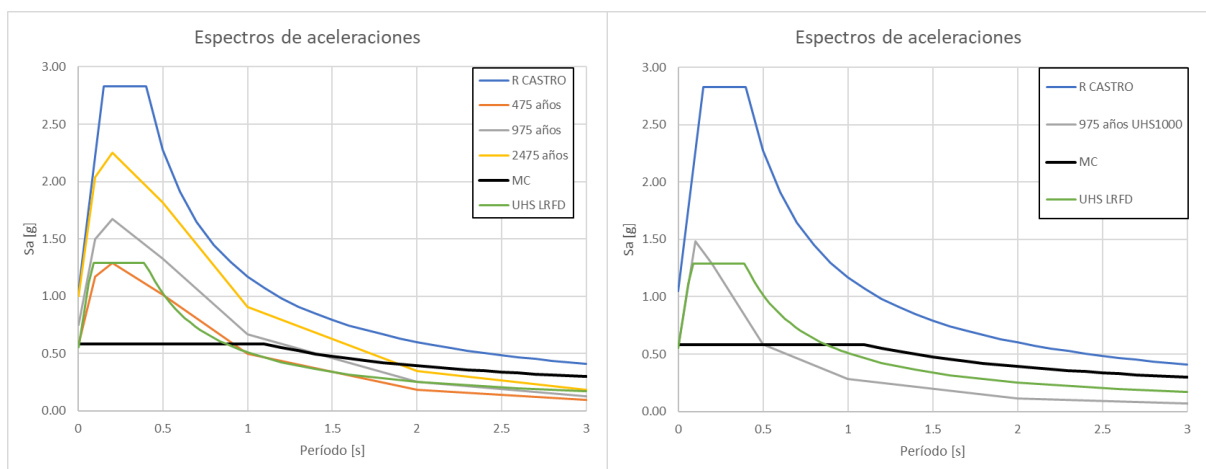


Figura 32: Comparación EDAN, UHS para los distintos niveles de amenaza, el UHS LRFD y el espectro de diseño del MC. Fuente: Elaboración Propia.

7 Conclusiones

Respecto a las distintas normativas de diseño sísmico para puentes revisadas durante este trabajo, el PSHA es utilizado preferentemente en comparación al análisis determinístico de la normativa de diseño sísmico chilena. Por otra parte, el nivel de amenaza usado por AASHTO LRFD, normativa vigente para el cálculo y diseño estructural de puentes en Chile, tiene como referencia un nivel de amenaza un período de retorno de 1000 años en comparación a los 475 años usados en nuestro país.

Se encontraron diferencias en los niveles de amenazas de los diferentes estudios presentados en este trabajo, diferencias que se atribuyen a la modelación, entre las cuales se pueden mencionar, la selección de la GMPE, el uso de la V_{s30} , la morfología de las fuentes sismogénicas con sus respectivas constantes de Gutenberg-Richter. Aunque en los estudios los resultados fueron distintos entre sí, todos mostraron un aumento del nivel de la amenaza en comparación al actual dado por el MC mostrando una clara tendencia en de un aumento del nivel de amenaza hacia la costa del país. La normativa chilena no contempla en el cálculo de la amenaza las fuentes superficiales, el MC menciona que en caso de que existan fallas cercanas al sitio de emplazamiento es necesario un estudio de amenaza específico para el sitio, lo que podría añadir otro desafío debido a que no existen GMPE de fuentes superficiales calibradas en Chile.

El MC menciona en sus disposiciones de diseño sísmico representar intensidades asociadas a una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años o 475 años de período de retorno, dado los resultados de este estudio y los similares mostrados en este trabajo usando el PSHA se puede ver una subestimación en los niveles de intensidad para ese nivel de amenaza.

El espectro dado por el MC mostró serias deficiencias en comparación a los UHS obtenidos para períodos menores o igual a 1 s, incluso en el nivel de amenaza más bajo de 475 años de período de retorno, las diferencias encontradas estaban en el rango de 0.4 g a 1 g. Por otro lado, los UHS mostraron ser deficientes respecto al espectro de diseño para períodos que podríamos considerar altos (mayores a 1 s) donde los efectos de sitio como la amplificación dinámica del suelo comienzan a ser relevante, aunque las diferencias no llegan a ser tan grandes como en períodos cortos. El espectro para el sitio del puente Águila Norte que incluyó de forma explícita este efecto y no aproximada como en este trabajo, muestra superar por mucho no solo al espectro del MC sino también a los UHS, debido a esto se ve necesario una actualización del espectro de diseño, lo que debería ser llevado a cabo primero actualizando el nivel de amenaza sísmica en el territorio e incluso un aumento del período de retorno para ser consecuente con AASHTO LRFD. Es importante mencionar que los UHS obtenidos pueden ser asociados a espectros elásticos con un 5% de amortiguamiento, en este trabajo no se tuvo en cuenta una modificación del UHS debido a la materialidad, algo que el MC si hace en el anexo 3.1000-A al exigir el estudio de amenaza para el sitio en particular.

Resumiendo, los resultados de este trabajo mostraron una subestimación del nivel de amenaza sísmica lo que incluye el espectro de diseño. Dada la tendencia encontrada en las normativas estudiadas es necesaria la incorporación del PSHA en nuestras disposiciones de diseño y una actualización de estas, así poder complementar la metodología determinística predominante en Chile y perfeccionar nuestros diseños estructurales.

7.1 Recomendaciones

Dado que el MC acepta para el cálculo estructural y diseño AASHTO Standard y AASHTO LRFD sería recomendable dejar de lado la primera, no solo son especificaciones que están basadas en metodologías distintas para el diseño, sino que además la primera es una normativa que dejó de tener revisiones hace casi 20 años.

Es necesario una actualización en clasificación del suelo dada por el MC de manera similar al cambio realizado por el Decreto Supremo 61, serviría para unificar las disposiciones de diseño sísmico en Chile.

8 Referencias

- AASHTO. (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges: Vol. 17th Ed.*
- AASHTO, A. A. of state highway and transportation officials. (2009). *AASHTO Guide Specifications for LRFD seismic bridge design.*
- AASHTO, A. A. of state highway and transportation officials. (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (6th Ed).
- AASHTO, A. A. of state highway and transportation officials. (2014). *Guide specifications for seismic isolation design, 4th Edition.*
- AASHTO, A. A. of state highway and transportation officials. (2020). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.*
- Abrahamson, N. (2006). Seismic hazard assessment: problems with current practice and future developments. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, September*, 3–8.
- Abrahamson, N.A., & Boomer, J. J. (2005). Probability and uncertainty in seismic hazard analysis. *Earthquake Spectra*, 21(2), 603–607.
- Abrahamson, Norman A., Kuehn, N., Gülerce, Z., Gregor, N., Bozorgnia, Y., Parker, G. A., Stewart, J. P., Chiou, B., Idriss, I. M., Campbell, K., & Youngs, R. (2018). Update of the BC Hydro Subduction Ground-Motion Model using the NGA-Subduction Dataset. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, 2018, 1–80.
- Akkar, S., Sandikkaya, M. A., & Bommer, J. J. (2014). Empirical ground motion models for point and extended-source crustal earthquake scenarios in Europe and the Middle East. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(1), 359–387. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9461-4>
- Angermann, D., Klotz, J., & Reigber, C. (1999). Space-geodetic estimation of the Nazca-South America Euler vector. *Earth and Planetary Science Letters*, 171(3), 329–334. [https://doi.org/10.1016/S0012-821X\(99\)00173-9](https://doi.org/10.1016/S0012-821X(99)00173-9)
- Armijo, R., Rauld, R., Thiele, R., Vargas, G., Campos, J., Lacassin, R., & Kausel, E. (2010). The West Andean Thrust, the San Ramón Fault, and the seismic hazard for Santiago, Chile. *Tectonics*, 29(2), n/a-n/a. <https://doi.org/10.1029/2008tc002427>
- Baker, J. W. (2011). Conditional Mean Spectrum: Tool for Ground-Motion Selection. *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 322–331. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000215](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000215)
- Baker, J. W. (2013). *Introduction To Probabilistic Seismic Hazard analysis.*
- Banco Interamericano de Desarrollo. (2016). *Perfil de riesgo de desastres. Informe nacional para Chile.* 359. <https://publications.iadb.org/publications/spanish/document/Perfil-de-riesgo-de-desastres-Informe-nacional-para-Chile.pdf>
- Bazález, R., Campos, R., López, Á., Guzmán, M., Seguel, J. L., Dominguez, G., & Hube, M. (2019). *Métodos de Análisis y Diseño Sísmico de Puentes Tradicionales.* 6(April), 1–14.
- Beltrán, F. (2016). Evaluación Probabilista de Peligrosidad Sísmica de Emplazamientos. *42 Reunion Anual Sociedad Nuclear Española, September.*
- Bommer, J. J., & Abrahamson, N. A. (2006). Why do modern probabilistic seismic-hazard analyses often lead to increased hazard estimates? *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(6), 1967–1977. <https://doi.org/10.1785/0120060043>
- Cabrera, R. A. (2018). *Desempeño sísmico en puentes de hormigón armado en Chile.*
- Canales, F., & Fuentes, M. (2014). *Zona de falla geológica de Lanalhue, Región de la Araucanía.* http://www.museoregionalaraucania.cl/642/articles-52985_archivo_01.pdf
- Candia, G., Poulos, A., de la Llera, J. C., Crempien, J. G. F., & Macedo, J. (2020). Correlations of spectral accelerations in the Chilean subduction zone. *Earthquake Spectra*, 36(2), 788–805.
- Castro Aguayo, R. (2020). *Estudio de amenaza sísmica del puente Águila Norte y uso de laponita en su respuesta de sitio.* 2507(1), 1–9.
- Chiou, B. S.-J., & Youngs, R. R. (2014). Update of the Chiou and Youngs NGA Model for the Average Horizontal

- Component of Peak Ground Motion and Response Spectra. *Earthquake Spectra*, 30(3), 1117–1153. <https://doi.org/10.1193/072813EQS219M>
- Comte, D., & Suárez, G. (1994). An inverted double seismic zone in Chile: Evidence of phase transformation in the subducted slab. *Science*, 263(5144), 212–215. <https://doi.org/10.1126/science.263.5144.212>
- Cornell, C. A. (1968). *ENGINEERING SEISMIC RISK ANALYSIS*. 58(5), 1583–1606.
- CSA/ S6. (2019). Canadian Highway Bridge Design Code. In *Csa S6-14*.
- CSA. (2019). Commentary on (CSA S6-19), Canadian Highway Bridge Design Code (CSA S6-19). In *Canadian standards association, Rexdale, Toronto, Ontario: Vol. Canada (Issue 1)*.
- Dirección de Vialidad, M. O. P. (2020). Volumen N°3-Manual de Carreteras “Instrucciones y criterios de diseño.” *MOP-DGOP-Dirección de Vialidad – Chile*, 3.
- Estay, N. P., Yáñez, G., Carretier, S., Lira, E., & Maringue, J. (2016). Seismic hazard in low slip rate crustal faults, estimating the characteristic event and the most hazardous zone: Study case San Ramón Fault, in southern Andes. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 16(12), 2511–2528. <https://doi.org/10.5194/nhess-16-2511-2016>
- Gardner, J. K., & Knopoff, L. (1974). Bulletin of the Seismological Society of America IS THE SEQUENCE OF EARTHQUAKES IN SOUTHERN CALIFORNIA, WITH AFTERSHOCKS REMOVED, POISSONIAN? *Bulletin of the Seismological Society of America*, 64(5), 1363–1367. <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.467.2509&rep=rep1&type=pdf>
- Global Earthquake model. (2018). *Global Seismic Hazard Map* (p. 1). <https://www.globalquakemodel.org/gem-maps/global-earthquake-hazard-map>
- Gobierno de Chile. (2010). *Plan De Reconstrucción Terremoto Y Maremoto Del 27 De Febrero De 2010 resumen ejecutivo*. 1–47.
- Gutenberg, B., & Richter, C. F. (1944). Frequency of earthquakes in California*. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 34(4), 185–188. <https://doi.org/10.1785/BSSA0340040185>
- Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S., & Pastén, C. (2017). Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(5), 1853–1880. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-0050-1>
- INE. (2018). *Síntesis de resultados censo 2017*. 27. <https://www.censo2017.cl/descargas/home/sintesis-de-resultados-censo2017.pdf>
- INVIAS. (2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP14. *Norma Técnica*.
- Kendrick, E., Bevis, M., Smalley, R., Brooks, B., Vargas, R. B., Lauría, E., & Fortes, L. P. S. (2003). The Nazca-South America Euler vector and its rate of change. *Journal of South American Earth Sciences*, 16(2), 125–131. [https://doi.org/10.1016/S0895-9811\(03\)00028-2](https://doi.org/10.1016/S0895-9811(03)00028-2)
- Krinitzsky, E. L. (2003). How to combine deterministic and probabilistic methods for assessing earthquake hazards. *Engineering Geology*, 70(1–2), 157–163. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(02\)00269-7](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(02)00269-7)
- Leyton, F., Ruiz, S., & Sepúlveda, S. A. (2009). Preliminary re-evaluation of probabilistic seismic hazard assessment in Chile: From Arica to Taitao Peninsula. *Advances in Geosciences*, 22, 147–153. <https://doi.org/10.5194/adgeo-22-147-2009>
- Lira, E., Sielfeld, G. G., Bosch, A., Castellón, R., Cumming, D., Figueroa, R., Gottreux, I., Gutierrez, A., Iturrieta, P., Maringue, J., Muñoz, J. J., Pérez, N., Santibañez, I., & Yáñez, G. (2015). Reactivación de fallas de larga vida transversales al orógeno andino. Perspectivas desde la Falla Pichilemu. *Congreso Geológico Chileno*, 382–385. file:///C:/Users/User/Dropbox/Publicaciones/Congresos/___MACOSX/XIV Congreso Geológico Chileno 2015/AT1 Geología Regional y Geodinámica Andina/ST2 Neotectónica, Paleosismología y Sismología/. _At1St2_037_Lira_Sielfeld_etal_Pichilemu.pdf
- Mayoral, J. M., Asimaki, D., Tepalcapa, S., Wood, C., Roman-de la Sancha, A., Hutchinson, T., Franke, K., & Montalva, G. (2019). Site effects in Mexico City basin: Past and present. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 121(September 2018), 369–382. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.02.028>
- McGuire, R. K. (2001). Deterministic vs. probabilistic earthquake hazards and risks. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(5), 377–384. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(01\)00019-7](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(01)00019-7)
- Montalva, G. A., Bastías, N., & Rodríguez-Marek, A. (2017). Ground-motion prediction equation for the Chilean

- subduction zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 107(2), 901–911. <https://doi.org/10.1785/0120160221>
- Organización Panamericana de la Salud. (2010). *El Terremoto y Tsunami del 27 de Febrero en Chile*.
- Pardo, M., Monfret, T., Vera, E., Eisenberg, A., & Yañez, G. (2003). Morfología De La Subduccion Utilizando Datos Locales : Sismotectonica De Chile Central. *10° Congreso Geológico Chileno 2003, August*, 10.
- Pastén P, C., Astroza E, R., Bazáez G, R., Contreras C, N., Grand B, J., Hernández P, F., & Ochoa C, F. (2021). *Guía para el Análisis Sísmico no Lineal de Puentes Chilenos. 1*, 628.
- Poulos, A., Monsalve, M., Zamora, N., y de la Llera, J. C. (2019). An updated recurrence model for chilean subduction seismicity and statistical validation of its poisson nature. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 109(1), 66–74. <https://doi.org/10.1785/0120170160>
- QGIS Development Team. (2021). *QGIS Desktop 3.16 User Guide*. 1335.
- Reasenber, P. (1985). Second-order moment of central California seismicity, 1969-1982. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 90(B7), 5479–5495. <https://doi.org/10.1029/jb090ib07p05479>
- Saillard, M., Audin, L., Rousset, B., Avouac, J. P., Chlieh, M., Hall, S. R., Husson, L., & Farber, D. L. (2017). From the seismic cycle to long-term deformation: linking seismic coupling and Quaternary coastal geomorphology along the Andean megathrust. *Tectonics*, 36(2), 241–256. <https://doi.org/10.1002/2016TC004156>
- Sandoval. M, & Saragoni, G. R. (2010). *ANALISIS DE LA DEMANDA SISMICA EN EL COLAPSO DEL EDIFICIO ALTO RIO Resumen 1 Introducción El terremoto de El Maule del 27 de febrero de 2010 , Mw = 8,8 , causó daños severos en la zona centro- sur de Chile . En particular en la ciudad de Concepción , d. 1*, 1–12.
- Stepp, J. C. (1972). Analysis of completeness of the earthquake sample in the Puget Sound area and its effect on statistical estimates of earthquake hazard. *Proc. of the 1st Int. Conf. on Microzonation*, 2(1), 897–910.
- Van Stiphout, T., Zhuang, J., & Marsan, D. (2011). Theme V – Models and Techniques for Analyzing Seismicity Seismicity Declustering. *Community Online Resource for Statistical Seismicity Analysis, July*, 1–25. <https://doi.org/10.5078/corssa-52382934>.
- Wang, Z. (2011). Seismic hazard assessment: Issues and alternatives. *Pure and Applied Geophysics*, 168(1–2), 11–25.
- Yamin, M. G., & Anselmi, G. (2020). Geología de las placas Scotia y Sandwich. Revisión y mapa geológico. *Instituto de Geología y Recursos Minerales, Servicio Geológico Minero Argentino. Serie Contribuciones Técnicas, Geología N° 8*, 29 pp.