



UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**MAPAS DE POTENCIAL DE LICUACIÓN  
EN SUELOS DE LA REGIÓN METROPOLITANA**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**JUAN PABLO VILLAGRÁN BOLÍVAR**

PROFESORA GUÍA:  
YOLANDA ALBERTO HERNANDEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
CÉSAR PASTÉN PUCHI  
RICARDO MOFFAT COVARRUBIAS

SANTIAGO DE CHILE  
2021

## **MAPAS DE POTENCIAL DE LICUACIÓN EN SUELOS DE LA REGIÓN METROPOLITANA**

La licuación de suelos puede producir riesgos importantes tanto a las estructuras como a la vida de las personas. Este fenómeno se caracteriza por reducir de manera súbita la resistencia o rigidez del suelo (dependiendo si se trata de licuación por falla de flujo o por movilidad cíclica respectivamente), generando que el suelo se comporte como un fluido viscoso y que existan deformaciones de gran magnitud.

En el sismo de Maule de 2010, de  $M_w = 8.8$ , se generó licuación en diversos sitios del país. González (2015) señala al sur de la Región Metropolitana como una de las zonas con gran concentración de suelos licuados. Así, conocer la respuesta específica de los suelos de la región ante sismos resulta importante para futuros análisis de riesgo, además de poder prever futuros daños en infraestructura crítica.

Se realizan mapas de potencial de licuación con medidas de intensidad como LPI (Iwasaki 1984), LSN (Tonkin & Taylor 2013) y asentamientos (Ishihara y Yoshimine 1992). Los factores de seguridad se obtienen mediante Idriss y Boulanger (2014) y Kayen et al. (2013) según disponibilidad de ensayos geotécnicos (SPT y perfil  $V_s$ ). Las aceleraciones del suelo se estiman mediante Idini et al. (2017) y Montalva et al. (2017). Además, se realizan mapas de deformación de corte a partir del índice de vulnerabilidad  $K_g$  propuesto por Nakamura (1996).

Estos mapas se elaboran de manera determinística, considerando parámetros del terremoto de 2010 obtenidos mediante GMPE, y probabilística, con simulación de Montecarlo. La generación de escenarios sísmicos se realiza con los parámetros de la Ley de Gutenberg-Richter propuestos por Poulos et al. (2019) para Chile.

Los resultados obtenidos a partir de ensayos de penetración SPT tienen un mejor ajuste al compararlos con la evidencia. En cambio, el uso de perfil de velocidades  $V_s$  subestima considerablemente las medidas de intensidad, y no se adecúa a los sitios con suelos licuados.

El uso de la deformación de corte a partir de  $K_g$ , a pesar de no tener una directa relación con licuación, entrega resultados coherentes con la evidencia. Sin embargo, una correcta interpretación de los resultados requiere contar con más información sobre el suelo (Herrera et al. 2018).

*A mi familia, con especial cariño  
a mi esforzada madre Ana María,  
mi abuelita Rosa y mi amada Josefina.*

# Agradecimientos

En primer lugar, mis eternos agradecimientos a mi familia y a mis padres que siempre me han acompañado y apoyado. A mi madre, siempre has sido y serás mi mayor ejemplo en la vida, infinitas gracias por tu amor, dedicación y contención durante toda mi vida. A mi papá, gracias por tu preocupación y cariño que han sido fundamentales para mi. A todos mis abuelos, que sin ellos no sería la persona que soy hoy, hubiese deseado tenerlos conmigo en este momento.

A mi amada Josefina, gracias por tu amor y apoyo incondicional durante todos estos años, gracias por permitirme disfrutar todos los días de tu maravillosa compañía y poder caminar la vida junto a ti. A Jaime, Matías y Diego por tantos años de verdadera amistad, que a pesar de las distancias nunca hemos dejado de acompañarnos. A mis amigos Migue, Bea, Tami, Benja, Gino y tantos más, con quienes la universidad se volvió un mejor lugar, gracias por las risas, los buenos momentos y las extensas conversaciones. Gracias a todos con quienes compartí a lo largo de estos años, al grupo *GeoRisk&Resilience* y a Claudia, por su buena onda y colaboración en todo.

Un agradecimiento a mi comisión, al Profesor Ricardo Moffat y César Pastén por sus valiosos comentarios, ayudas en este proyecto, y por siempre hacerlo con una excelente disposición. Quiero agradecer a todos los docentes que han hecho parte de mi formación universitaria, y en especial a mi profesora guía Yolanda Alberto, muchísimas gracias por confiar en mi, por estar disponible cada vez que necesité ayuda y ser siempre un apoyo importantísimo, ha sido un enorme honor poder compartir con tan destacada profesional y aun mejor persona.

# Tabla de Contenido

1.	Introducción . . . . .	1
1.1.	Motivación . . . . .	1
1.2.	Objetivos . . . . .	1
1.2.1.	Objetivo principal . . . . .	1
1.2.2.	Objetivos específicos . . . . .	1
1.3.	Organización de la memoria . . . . .	2
2.	Marco teórico . . . . .	3
2.0.1.	Falla de flujo . . . . .	3
2.0.2.	Movilidad cíclica . . . . .	5
2.1.	Metodologías para estimar susceptibilidad a la licuación . . . . .	7
2.1.1.	Método simplificado con ensayos de penetración . . . . .	8
2.1.1.1.	Ensayos SPT . . . . .	9
2.1.1.2.	Determinación de factor de seguridad mediante Idriss y Boulanger (2014) . . . . .	10
2.1.2.	Método simplificado con $V_s$ . . . . .	15
2.1.2.1.	Obtención de $V_s$ . . . . .	17
2.1.2.2.	Determinación de factor de seguridad mediante Kayen et al. (2013) . . . . .	19
2.1.3.	Método geofísico con espectros H/V . . . . .	22
2.1.3.1.	Espectros H/V . . . . .	22
2.1.3.2.	Consideraciones para la medición y procesamiento de espectros H/V . . . . .	24
2.1.3.3.	Índice de vulnerabilidad del suelo $K_g$ . . . . .	26
2.2.	Medidas de intensidad . . . . .	29
2.2.1.	Índice de potencial de licuación LPI . . . . .	29
2.2.2.	Asentamientos post licuación . . . . .	29
2.2.3.	Número de severidad de la licuación LSN . . . . .	30
2.2.4.	Deformación de corte $\gamma$ . . . . .	31
3.	Casos históricos de licuación . . . . .	33
3.1.	Champa . . . . .	34
3.2.	Abrantes . . . . .	35
3.3.	Pintué . . . . .	36
3.4.	Aculeo . . . . .	37
3.5.	Cardonal . . . . .	37
3.6.	Paso Superior Hospital . . . . .	38
3.7.	Paso Superior Champa . . . . .	39
3.8.	Paso Inferior Chada . . . . .	40
3.9.	Paso Inferior Los Pinos . . . . .	41

3.10.	Paso Inferior Azufraderos . . . . .	42
4.	Caracterización de los suelos de la región . . . . .	44
4.1.	Caracterización geológica e hidrológica . . . . .	44
4.1.1.	Geología . . . . .	44
4.1.1.1.	Basamento rocoso . . . . .	44
4.1.1.2.	Relleno cuaternario . . . . .	44
4.1.2.	Mapa geológico . . . . .	46
4.1.3.	Hidrología . . . . .	48
4.1.3.1.	Principales cuerpos de agua . . . . .	48
4.1.3.2.	Nivel freático . . . . .	49
4.2.	Recopilación de datos . . . . .	51
4.3.	Interpolación de parámetros mediante kriging . . . . .	53
4.4.	Caracterización geotécnica . . . . .	56
4.4.1.	Nivel freático . . . . .	56
4.4.2.	Contenido de finos . . . . .	57
4.5.	Caracterización geofísica . . . . .	59
4.5.1.	Velocidad de onda de corte $V_{s30}$ . . . . .	59
4.5.2.	Amplitud fundamental en espectros H/V . . . . .	59
4.5.3.	Frecuencia fundamental en espectro H/V . . . . .	61
5.	Metodología determinística . . . . .	63
5.1.	Ecuaciones de predicción de movimiento de suelo GMPE . . . . .	63
5.2.	Estimación de potencial de licuación basada en esfuerzos . . . . .	65
5.3.	Basada en espectros H/V . . . . .	66
6.	Metodología Probabilística . . . . .	69
6.1.	Modelo de recurrencia de Gutenberg-Richter . . . . .	69
6.2.	Distribución de distancias . . . . .	69
6.3.	Análisis de escenarios sísmicos . . . . .	70
7.	Resultados y discusión . . . . .	72
7.1.	Terremoto de Maule 2010 . . . . .	72
7.2.	Curvas de amenaza . . . . .	84
7.3.	Mapas según períodos de retorno de 72 años . . . . .	88
7.4.	Mapas según períodos de retorno de 475 años . . . . .	91
7.5.	Mapas según períodos de retorno de 2475 años . . . . .	96
7.6.	Análisis de sensibilidad por contenido de finos . . . . .	102
7.7.	Consideraciones sobre mapas y metodologías . . . . .	104
8.	Conclusiones . . . . .	108

**Bibliografía** **109**

**A. Características de los suelos que afectan a la licuación** **113**

Confinamiento . . . . .	113
Densidad relativa . . . . .	113
Contenido de finos y su plasticidad . . . . .	114
Magnitud de carga . . . . .	115
Edad de los suelos . . . . .	116
Fábrica . . . . .	116

**B. Códigos Python** **118**

<b>C. Ubicación de los datos y aceleraciones utilizadas</b>	<b>119</b>
<b>D. Kriging</b>	<b>134</b>

# Índice de Tablas

2.1.1.	Valores típicos para $C_E$ según tipo de martillo. Fuente: Idriss y Boulanger (2008). . . . .	10
2.1.2.	Valores para $C_B$ . Fuente: Idriss y Boulanger (2008). . . . .	10
2.1.3.	Valores para $C_R$ . Fuente: Idriss y Boulanger (2008). . . . .	11
2.1.4.	Valores para $C_S$ . Fuente: Idriss y Boulanger (2008). . . . .	11
2.2.1.	Clasificación de riesgo según LPI. Fuente: Modificado de Iwasaki et al. (1984)	29
2.2.2.	Clasificación de daños según asentamientos post-licuación. Fuente: Modificado de Ishihara y Yoshimine (1992). . . . .	30
2.2.3.	Clasificación de riesgo según LSN. Fuente: Modificado de Tonkin and Taylor (2013). . . . .	31
4.4.1.	Contenido de finos propuesto para completar base de datos. . . . .	58
5.1.1.	Clasificación de sitio según el período $T_0$ o frecuencia $f_0$ predominante. Fuente: Modificado de Idini et al. (2017). . . . .	64
7.1.1.	Umbral de licuación propuestos para deformación de corte, $\gamma_{liq}$ . . . . .	83
C.0.0.1.	Ubicaciones de ensayos SPT . . . . .	120
C.0.0.2.	Aceleraciones utilizadas en ensayos SPT . . . . .	121
C.0.0.3.	Ubicaciones perfiles $V_s$ . . . . .	122
C.0.0.4.	Aceleraciones utilizadas en perfiles $V_s$ . . . . .	123
C.0.0.5.	Ubicaciones espectros H/V . . . . .	124
C.0.0.6.	Ubicaciones espectros H/V (continuación) . . . . .	125
C.0.0.7.	Ubicaciones espectros H/V (continuación) . . . . .	126
C.0.0.8.	Ubicaciones espectros H/V (continuación) . . . . .	127
C.0.0.9.	Ubicaciones espectros H/V (continuación) . . . . .	128
C.0.0.10.	Aceleraciones espectros H/V . . . . .	129
C.0.0.11.	Aceleraciones espectros H/V (continuación) . . . . .	130
C.0.0.12.	Aceleraciones espectros H/V (continuación) . . . . .	131
C.0.0.13.	Aceleraciones espectros H/V (continuación) . . . . .	132
C.0.0.14.	Aceleraciones espectros H/V (continuación) . . . . .	133



# Índice de Ilustraciones

2.0.1.	Diagrama de zonas de comportamiento contractivo ( $A_c$ ) y de comportamiento dilatante ( $A_d$ ). Fuente: Verdugo e Ishihara 1996. . . . .	4
2.0.2.	Comportamiento monótono no drenado en una muestra de arena consolidada isotrópicamente. Fuente: Kramer 1996. . . . .	5
2.0.3.	Mecanismo que desencadena una falla de flujo mediante la acción de una carga cíclica. Fuente: Kramer 1996. . . . .	5
2.0.4.	Trayectoria de tensiones y degradación del módulo de corte $G$ para arenas sueltas y densas. Fuente: Ishihara 1985. . . . .	6
2.0.5.	Esfuerzo de corte aplicado, deformación angular y exceso de presión de poros en función de los ciclos de carga. Fuente: Ishihara 1996. . . . .	7
2.1.1.	Método de evaluación del potencial de licuación. Fuente: Seed e Idriss (1971). . . . .	8
2.1.2.	Elementos de los martillos para ensayos SPT: (a) martillo de seguridad y (b) martillo donut. Fuente: Seed et al. (1985). . . . .	9
2.1.3.	Determinación de $\tau_{max}$ y $r_d$ . Fuente: Seed e Idriss (1971). . . . .	13
2.1.4.	Tipos de ondas sísmicas. Fuente: Modificado de Athanasopoulos (2000). . .	16
2.1.5.	Ensayos invasivos para obtener $V_s$ . Fuente: Kramer (1996). . . . .	17
2.1.6.	Velocidad de fase y curva de dispersión para: suelo homogéneo (izquierda) y suelo heterogéneo (derecha). Fuente: Humire et al. (2015). . . . .	18
2.1.7.	Relación entre las velocidades de las ondas P, ondas S y ondas Rayleigh, según el coeficiente de Poisson $\nu$ del suelo. Fuente: Athanasopoulos (2000). . . . .	18
2.1.8.	Métodos de ondas superficiales, (a) Continuous Surface Wave o CSW, (b) Spectral Analysis of Surface Wave o SASW, (c) Multichannel Analysis of Surface Waves o MASW (activo), (d) Multichannel Analysis of Surface Waves o MASW (pasivo) y (e) Refraction Microtremmor o ReMi. Fuente: Pelekis y Athanasopoulos (2011). . . . .	19
2.1.9.	Curvas de CSR corregido, junto con puntos con evidencias de licuación. Fuente: Kayen et al. (2013). . . . .	21
2.1.10.	Comparación de curvas de CSR con distintos contenidos de finos. Fuente: Kayen et al. (2013). . . . .	21
2.1.11.	Espectro de la razón de las componentes horizontal y vertical en el depósito de suelo, para el área de Tabata y Kamonomiya. Fuente: Nakamura (1989). . . . .	24
2.1.12.	Ejemplo de selección de ventanas para análisis de espectros H/V. Fuente: Pastén (2007). . . . .	25
2.1.13.	Ejemplo de proceso para el cálculo de espectro H/V. Fuente: Pastén (2007). . . . .	26
2.1.14.	Deformación horizontal del depósito de suelos. Fuente: Nakamura (1996). . . . .	27
2.1.15.	Índice de vulnerabilidad $K_g$ para la Bahía de San Francisco, luego del sismo de Loma Prieta en 1989. Fuente: Nakamura (1996). . . . .	28

2.1.16.	Deformación angular del suelo y los fenómenos asociados. Fuente: Modificado de Ishihara (1996). . . . .	28
2.2.1.	Gráfico para determinar la deformación volumétrica en función del factor de seguridad. Fuente: Ishihara y Yoshimine (1992). . . . .	30
2.2.2.	Relación entre el factor de seguridad a la licuación y la máxima deformación de corte. Fuente: Ishihara y Yoshimine (1992). . . . .	31
3.0.3.	Evidencias de licuación fuera de zona de estudio. Fuente: González (2015) .	33
3.0.4.	Evidencias de licuación para el terremoto de Maule de 2010. Datos extraído de Gonzalez (2015). . . . .	34
3.1.1.	Daños en escuela Elías Sánchez Ortúzar en Champa. Fuente: Moffat y Ruz (2018). . . . .	35
3.2.1.	Evidencias de licuación en localidad de Abrantes. Fuente: González (2015) .	36
3.3.1.	Evidencias de licuación en localidad de Pintué. Fuente: Brantt (2011) . . . .	36
3.4.1.	Evidencias de licuación en cercanías de Laguna de Aculeo. Fuente: Brantt (2011) . . . . .	37
3.5.1.	Evidencias de licuación en Cardonal. Fuente: González (2015) . . . . .	38
3.6.1.	Evidencias de licuación en Paso Superior Hospital. Fuente: González (2015)	39
3.7.1.	Daños producidos por licuación en Paso Superior Champa. Fuente: González (2015) . . . . .	40
3.8.1.	Daños producidos por licuación en Paso Inferior Chada. Fuente: González (2015) . . . . .	41
3.9.1.	Daños en Paso Inferior Los Pinos. Fuente: González (2015). . . . .	42
3.10.1.	Daños producidos por licuación en Paso Inferior Azufraderos. Fuente: González (2015) . . . . .	43
4.1.1.	Mapa geológico de Buin y Paine. Fuente: Brantt 2011. . . . .	47
4.1.2.	Imágenes satelitales de Laguna de Aculeo entre 2010 y 2019. Fuente: Venegas- Quiñones et al. (2020). . . . .	49
4.1.3.	Profundidad de nivel freático. Fuente: Iriarte (2003), tomado de Brantt (2011). . . . .	50
4.1.4.	Mapa de riesgo de inundación. Fuente: Plan Regulador Comunal de la Ilustre Municipalidad de Paine (2009), tomado de Brantt (2011). . . . .	50
4.2.1.	Ubicación de información geotécnica disponible en la zona de estudio. . .	52
4.2.2.	Ubicación de información geotécnica disponible en la zona de estudio, acercamiento a lugar de intersección Ruta 5 Sur con Acceso Sur. . . . .	53
4.3.1.	Ejemplo de variograma y distribución espacial de los puntos. Fuente: Pokhrel 2012. . . . .	54
4.4.1.	Interpolación con método de kriging universal de la profundidad del nivel freático en la Región Metropolitana, utilizando estadística de niveles de pozos de DGA. . . . .	56
4.4.2.	Interpolación con método de kriging ordinario de la profundidad del nivel freático en zona de estudio, utilizando registros en torno al año 2010. . . .	57
4.5.1.	Interpolación con método de kriging ordinario de Vs30 en la Región Metropolitana. . . . .	59
4.5.2.	Amplitud de espectros H/V en frecuencia predominante en la Región Metropolitana. . . . .	60
4.5.3.	Amplitud de espectros H/V en frecuencia predominante en zona de estudio.	60
4.5.4.	Frecuencia predominante de espectros H/V en la Región Metropolitana. . .	61

4.5.5.	Frecuencia predominante de espectros H/V en zona de estudio. . . . .	61
5.1.1.	Zona de ruptura de terremoto de Maule 2010. Cuadro rojo indica la ubicación de la zona de estudio. Fuente: Modificado de Idini (2016). . . . .	63
5.1.2.	Análisis de GMPE. . . . .	64
5.2.1.	Diagrama de flujo sobre la estimación de potencial de licuación utilizando metodologías basadas en esfuerzos. . . . .	66
5.3.1.	Diagrama de flujo sobre la estimación de potencial de licuación con $K_g$ . . .	68
6.1.1.	Zonificación propuesta para estimar función de recurrencia de Gutenberg-Richter. Fuente: Poulos et al. (2019). . . . .	69
6.2.1.	Distribuciones de distancias resultantes para análisis probabilístico. . . . .	70
6.3.1.	Diagrama de flujo sobre la metodología probabilística. . . . .	71
7.1.1.	Mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017) . . . . .	72
7.1.2.	Mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017). . . . .	73
7.1.3.	Mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017). . . . .	73
7.1.4.	Mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017). . . . .	74
7.1.5.	Mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017). . . . .	74
7.1.6.	Mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017). . . . .	75
7.1.7.	Mapa de deformación de corte mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017). . . . .	75
7.1.8.	Mapa de deformación de corte mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017). . . . .	76
7.1.9.	Mapa de LPI mediante perfil $V_{sr}$ , con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017). . . . .	77
7.1.10.	Mapa de asentamientos mediante perfil $V_{sr}$ , con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017).. . . . .	78
7.1.11.	Mapa de LSN mediante perfil $V_{sr}$ , con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017).. . . . .	78
7.1.12.	Mapa de deformación de corte mediante perfil $V_{sr}$ , con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017).. . . . .	79
7.1.13.	Índice de vulnerabilidad $K_g$ en la Región Metropolitana. . . . .	80
7.1.14.	Índice de vulnerabilidad $K_g$ en zona de estudio. . . . .	81
7.1.15.	Mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con PGA en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017), en la Región Metropolitana. . . . .	81
7.1.16.	Mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con PGA en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017), en la zona de estudio. . . . .	82
7.1.17.	Mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017), en la Región Metropolitana. . . . .	82

7.1.18.	Mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017), en la zona de estudio.	83
7.2.1.	Curva de amenaza de LPI utilizando ensayos SPT y GMPE Idini et al. (2017).	84
7.2.2.	Curva de amenaza de asentamientos post-licuación utilizando ensayos SPT y GMPE Idini et al. (2017).	85
7.2.3.	Curva de amenaza de LSN utilizando ensayos SPT y GMPE Idini et al. (2017).	85
7.2.4.	Curva de amenaza de LPI utilizando perfil de $V_s$ y GMPE Idini et al. (2017).	86
7.2.5.	Curva de amenaza de asentamientos post-licuación utilizando perfil de $V_s$ GMPE Idini et al. (2017).	86
7.2.6.	Curva de amenaza de LSN utilizando perfil de $V_s$ GMPE Idini et al. (2017).	87
7.2.7.	Curva de amenaza de deformación de corte utilizando aceleración espectral $S_a$ .	88
7.3.1.	Mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).	89
7.3.2.	Mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).	89
7.3.3.	Mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).	90
7.3.4.	Mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).	91
7.4.1.	Mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).	92
7.4.2.	Mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).	93
7.4.3.	Mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).	93
7.4.4.	Mapa de LPI mediante perfil $V_s$ , con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).	94
7.4.5.	Mapa de asentamientos mediante perfil $V_s$ , con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).	95
7.4.6.	Mapa de LSN mediante perfil $V_s$ , con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).	95
7.4.7.	Mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).	96
7.5.1.	Mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).	97
7.5.2.	Mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).	98
7.5.3.	Mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).	98
7.5.4.	Mapa de LPI mediante perfil $V_s$ , con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).	99
7.5.5.	Mapa de asentamientos mediante perfil $V_s$ , con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).	100

7.5.6.	Mapa de LSN mediante perfil $V_{s,r}$ con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017). . . . .	100
7.5.7.	Mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017). . . . .	101
7.6.1.	Análisis de sensibilidad de contenido de finos para ensayos SPT para distintas medidas de intensidad. . . . .	102
7.6.2.	Análisis de sensibilidad de contenido de finos para perfiles $V_s$ para distintas medidas de intensidad. . . . .	103
7.7.1.	Detalle en Paso Superior Hospital. . . . .	105
7.7.2.	Relación entre índice de vulnerabilidad $K_g$ y frecuencia predominante $f_0$ , en escala logarítmica. . . . .	106
A.0.0.1.	Criterio para determinar susceptibilidad a la licuación por falla de flujo, en función del estado inicial del suelo. Fuente: Kramer 1996. . . . .	114
A.0.0.1.	Resistencia cíclica en función de $(N_1)_{60}$ , para suelos con distinto contenido de finos. Fuente: Seed 1985. . . . .	114
A.0.0.2.	Resistencia cíclica en arenas con diferente contenido de finos no plásticos. Fuente: Verdugo y Troncoso 1985. . . . .	115
A.0.0.3.	Influencia de finos plásticos en la resistencia cíclica. Fuente: Ishihara 1996. . . . .	115
A.0.0.1.	Aceleración máxima estimada de sismos en Niigata. Fuente: Seed y Idriss 1971. . . . .	116
A.0.0.1.	Diferencia de resistencia entre probetas inalteradas y remodeladas. Fuente: Verdugo 2005. . . . .	117
D.0.0.1.	Interpolación del promedio de nivel freático entre 2011 y 2020: (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	134
D.0.0.2.	Interpolación del promedio de nivel freático entre 2011 y 2020: variograma y correlación cruzada. . . . .	135
D.0.0.3.	Interpolación del de nivel freático en 2010: (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	136
D.0.0.4.	Interpolación del de nivel freático en 2010: variograma y correlación cruzada. . . . .	136
D.0.0.5.	Interpolación de $V_{s30}$ : (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	137
D.0.0.6.	Interpolación de $V_{s30}$ : variograma y correlación cruzada. . . . .	137
D.0.0.7.	Interpolación de $f_0$ : (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	138
D.0.0.8.	Interpolación de $f_0$ : Variograma y correlación cruzada. . . . .	138
D.0.0.9.	Interpolación de $A_0$ : (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	139
D.0.0.10.	Interpolación de $A_0$ : Variograma y correlación cruzada. . . . .	139
D.0.0.11.	Interpolación de $K_g$ : (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	140
D.0.0.12.	Interpolación de $K_g$ : Variograma y correlación cruzada. . . . .	140
D.0.0.13.	Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	141

D.0.0.14. Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	141
D.0.0.15. Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	142
D.0.0.16. Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	142
D.0.0.17. Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	143
D.0.0.18. Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	143
D.0.0.19. Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	144
D.0.0.20. Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	144
D.0.0.21. Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	145
D.0.0.22. Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	145
D.0.0.23. Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	146
D.0.0.24. Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	146
D.0.0.25. Kriging de mapa de deformación de corte mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	147
D.0.0.26. Kriging de mapa de deformación de corte mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	147
D.0.0.27. Kriging de mapa de deformación de corte mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	148
D.0.0.28. Kriging de mapa de deformación de corte mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	148

D.0.0.29. Kriging de mapa de LPI mediante perfil $V_{s,r}$ con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	149
D.0.0.30. Kriging de mapa de LPI mediante perfil $V_{s,r}$ con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.	149
D.0.0.31. Kriging de mapa de asentamientos mediante perfil $V_{s,r}$ con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	150
D.0.0.32. Kriging de mapa de asentamientos mediante perfil $V_{s,r}$ con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	150
D.0.0.33. Kriging de mapa de LSN mediante perfil $V_{s,r}$ con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	151
D.0.0.34. Kriging de mapa de LSN mediante perfil $V_{s,r}$ con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.	151
D.0.0.35. Kriging de mapa de deformación de corte mediante perfil $V_{s,r}$ con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	152
D.0.0.36. Kriging de mapa de deformación de corte mediante perfil $V_{s,r}$ con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	152
D.0.0.37. Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con PGA en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	153
D.0.0.38. Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con PGA en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	153
D.0.0.39. Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	154
D.0.0.40. Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	154
D.0.0.41. Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	155
D.0.0.42. Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	155
D.0.0.43. Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	156

D.0.0.44. Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	156
D.0.0.45. Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	157
D.0.0.46. Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	157
D.0.0.47. Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	158
D.0.0.48. Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	158
D.0.0.49. Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	159
D.0.0.50. Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	159
D.0.0.51. Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	160
D.0.0.52. Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	160
D.0.0.53. Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	161
D.0.0.54. Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	161
D.0.0.55. Kriging de mapa de LPI mediante perfil $V_{st}$ con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	162
D.0.0.56. Kriging de mapa de LPI mediante perfil $V_{st}$ con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	162
D.0.0.57. Kriging de mapa de asentamientos mediante perfil $V_{st}$ con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	163
D.0.0.58. Kriging de mapa de asentamientos mediante perfil $V_{st}$ con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	163



D.0.0.59. Kriging de mapa de LSN mediante perfil $V_{s,r}$ , con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	164
D.0.0.60. Kriging de mapa de LSN mediante perfil $V_{s,r}$ , con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	164
D.0.0.61. Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	165
D.0.0.62. Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	165
D.0.0.63. Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	166
D.0.0.64. Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	166
D.0.0.65. Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	167
D.0.0.66. Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	167
D.0.0.67. Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	168
D.0.0.68. Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	168
D.0.0.69. Kriging de mapa de LPI mediante perfil $V_{s,r}$ , con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	169
D.0.0.70. Kriging de mapa de LPI mediante perfil $V_{s,r}$ , con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	169
D.0.0.71. Kriging de mapa de asentamientos mediante perfil $V_{s,r}$ , con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	170
D.0.0.72. Kriging de mapa de asentamientos mediante perfil $V_{s,r}$ , con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	170
D.0.0.73. Kriging de mapa de LSN mediante perfil $V_{s,r}$ , con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	171

D.0.0.74. Kriging de mapa de LSN mediante perfil $V_s$ , con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	171
D.0.0.75. Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos. . . . .	172
D.0.0.76. Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad $K_g$ y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada. . . . .	173

# **1. Introducción**

## **1.1. Motivación**

La licuación es uno de los fenómenos que más puede afectar a las infraestructuras, tanto si se trata de infraestructuras de gran altura, superficiales o incluso infraestructura subterránea. Se puede definir como el fenómeno donde un suelo pierde resistencia o rigidez debido a la acción de una carga cíclica externa, lo que se traduce en grandes deformaciones en los depósitos de suelos. Esto hace necesario hacer un correcto diagnóstico de dónde y cuándo sucederá.

Después del sismo de Maule de 2010, el estudio de la licuación tomó una gran importancia en Chile. Se realizó un catastro de sitios con evidencias de licuación (González 2015), y se encontraron algunas zonas con alta concentración de suelos licuados como las comunas de Retiro y Parral, Concepción y la zona sur de la Región Metropolitana.

En el caso particular de la Región Metropolitana, los daños a infraestructura crítica fueron cuantiosos. Los Pasos Superior Hospital e Inferior Los Pinos quedaron completamente destruidos afectando a la conectividad de la Ruta 5 Sur y del Acceso Sur, al igual que la vía férrea. Otros pasos carreteros como Azufraderos, Chada y Champa resultaron con daños considerables. Infraestructura como escuelas, iglesias, comisarías y puentes también resultaron con daños por licuación.

En este contexto, es relevante desarrollar herramientas que permitan determinar el potencial de licuación de la zona. Al conocer características del lugar y poder cuantificar los efectos negativos mediante medidas de intensidad (LPI, LSN o asentamientos post licuación) se pueden lograr mejores análisis de riesgo para desarrollar infraestructura más resiliente ante sismos futuros.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo principal**

El objetivo principal de este trabajo es la elaboración de mapas de potencial de licuación para la Región Metropolitana, buscando ser una herramienta útil para análisis de riesgo tanto en estructuras superficiales como estructuras subterráneas.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

- Realizar una caracterización geológica, sísmica y geotécnica de los suelos de la Región Metropolitana.
- Emplear metodologías tradicionales basadas en esfuerzos para determinar la susceptibilidad a la licuación, como lo son el método simplificado de Idriss y Boulanger

(2014) con ensayos SPT, y el método de Kayen et al. (2013) con velocidades de onda de corte.

- Comparar los resultados de dichas metodologías con los obtenidos con el método no invasivo de espectros H/V propuesto por Nakamura (1996).
- Comparar y analizar los resultados de las distintas metodologías con los sitios donde hubo licuación en el terremoto de Maule 2010.
- Estimar posibles daños que generarían sismos futuros, mediante análisis probabilístico.

### **1.3. Organización de la memoria**

El presente trabajo de título se divide en nueve capítulos. El primero de ellos introduce el tema con la motivación y los objetivos.

En el segundo capítulo se realiza una revisión bibliográfica acerca de la licuación, y se hace un repaso de las metodologías que permiten determinar la susceptibilidad de los suelos a esta.

En el tercer capítulo se recopila información sobre las evidencias históricas de licuación en la Región Metropolitana, y los daños que causaron.

El cuarto capítulo describe la caracterización geológica, hidrológica, geotécnica y geofísica de la región. Esto se hace con revisión de bibliografía y recopilación de estudios de suelos desde fuentes públicas.

En el quinto capítulo se presenta la metodología a seguir para determinar la susceptibilidad a la licuación con un enfoque determinístico. Este enfoque se realiza tanto con métodos basados en esfuerzos (SPT y  $V_s$ ), a través de medidas de intensidad como el LPI (Iwasaki 1984), asentamientos post-licuación (Ishihara y Yoshimine 1992) y LSN (Tonkin Taylor 2013); como con espectros H/V y el índice de vulnerabilidad  $K_g$  (Nakamura 1996).

En el sexto capítulo se muestra la metodología para el análisis probabilístico, con simulación de Montecarlo.

En el séptimo capítulo se presentan todos los mapas generados, describiendo sus principales características. También se discute sobre los resultados obtenidos, analizando y comparando críticamente las implicaciones de todos los métodos empleados considerando las ventajas e inconvenientes de cada uno. Se estudia la efectividad de los métodos para los suelos estudiados.

El octavo capítulo finaliza con las conclusiones más importantes de la investigación, junto con las recomendaciones para futuros trabajos en esta área.

## 2. Marco teórico

La licuación de suelos es sumamente relevante para la ingeniería civil debido a sus implicancias en todo tipo de estructuras. El comienzo de la investigación de este fenómeno se puede remontar a Casagrande en 1936 (Braja Das, 2010), sin embargo, el nombre de licuación se le atribuye a Mogami y Kubo en 1953 (Kramer, 1996). En 1964, dos grandes sismos (9.2 Mw Alaska y 7.5 Mw Niigata) provocaron importantes eventos de licuación en los suelos, lo que motivó el comienzo de un estudio a mayor profundidad con cada vez mejor entendimiento de las causas y los efectos.

Youd e Idriss (2001) definen la licuación como el fenómeno de transformación de un material granular desde un estado sólido a un estado licuado, como consecuencia de un aumento en las presiones de poros y su consiguiente reducción de las tensiones efectivas. Suelos susceptibles son los que tienen importante presencia de material granular con baja o nula cohesión, poca capacidad de drenaje, y generalmente, escaso grado de compactación. Otro requisito fundamental es la que se trate de un suelo parcial o completamente saturado, y que las condiciones de drenaje en el sitio permitan que se desarrolle un comportamiento no drenado, todo esto para que se pueda generar el exceso de presiones de poros y la consiguiente pérdida de presiones efectivas que desencadena todos los tipos de licuación.

El estado del arte actual habla de la existencia de dos principales tipos de licuación: *falla de flujo* y *movilidad cíclica*. Las características diferenciales de cada una se detallarán más adelante, pero en grandes rasgos la *falla de flujo* representa una pérdida abrupta en la resistencia al corte del suelo lo que le genera un comportamiento más cercano a un fluido; y la falla por *movilidad cíclica* es la pérdida de rigidez del suelo sometido a cargas cíclicas externas, con cada ciclo se disminuyen los esfuerzos efectivos y aumentan las deformaciones.

La licuación se puede expresar generalmente mediante tres diferentes maneras. Cuando hay movilidad cíclica se generan deformaciones en los suelos producidos por el drenaje de aguas cuando se disipan los excesos de presiones de poros, también es común encontrar *volcanes de arena* o *sand boils* que son lugares donde se disipan las presiones, quedando erupciones de agua y material granular. En el caso que el suelo tengo una cierta pendiente no muy pronunciada se podría producir *lateral spreading*, que corresponde al desplazamiento horizontal de importantes bloques de suelo superficial originados por la licuación de depósitos de suelo más profundos (Youd 1993). Finalmente, cuando se tienen esfuerzos de corte estáticos importantes (por ejemplo grandes taludes en tranques de relave), un material licuable puede presentar una falla de flujo donde el suelo falla comportándose como un fluido arrastrando grandes masas de suelo.

### 2.0.1. Falla de flujo

La falla de flujo, también llamada licuación verdadera, corresponde a la pérdida repentina de resistencia en la masa de suelo provocada por cargas que induzcan una respuesta no

drenada, esto genera que el suelo presente un comportamiento contractivo hasta llegar al estado último, lo que significa que el suelo solo queda con la resistencia al corte residual o resistencia última no drenada. Para que ocurra falla de flujo tiene que cumplirse que la tensión de corte estático del suelo sea mayor a la resistencia al corte residual, esta característica está fuertemente relacionada con suelos que presentan grandes taludes o que soportan estructuras con grandes cargas estáticas como presas de tierra o depósitos de relave.

Para que un suelo susceptible a licuar genere licuación debe cumplirse que las condiciones iniciales de índice de vacío ( $e_0$ ) y de confinamiento efectivo ( $p'_0$ ) se encuentren sobre la línea de estado último LEU en el gráfico  $e$  vs  $p'$ . Cuando las condiciones iniciales se encuentran en dicha zona, el suelo tendrá un comportamiento contractivo. Mientras más alejado esté ( $e_0, p'_0$ ) de la LEU, el suelo desarrollaría una mayor pérdida de resistencia.

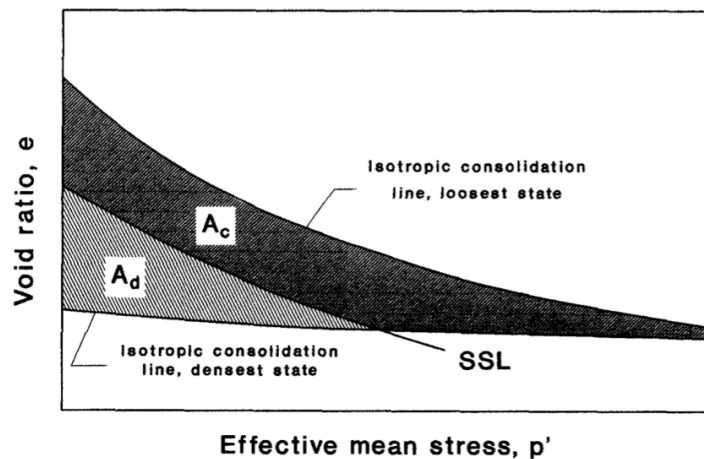


Figura 2.0.1: Diagrama de zonas de comportamiento contractivo ( $A_c$ ) y de comportamiento dilatante ( $A_d$ ). Fuente: Verdugo e Ishihara 1996.

Una vez se llega a la resistencia residual, el suelo deja de comportarse como un sólido granular y adopta un comportamiento cercano al de un fluido, es esto lo que genera catástrofes mayores ya que el gran volumen de la masa de suelo en este estado puede recorrer kilómetros.

La licuación por falla de flujo se puede desencadenar tanto con una carga cíclica como con una carga estática. Esto es debido a que el fenómeno comienza cuando la curva de comportamiento del suelo interseca a la curva de comportamiento monótono no drenado, lo que puede ocurrir en el primer ciclo de carga (caso estático) como en cualquier ciclo posterior (caso cíclico). Incluso se puede desencadenar una falla de flujo con un cambio en el nivel freático que permita que el desarrollo de tensiones alcance el comportamiento monótono no drenado, y así la resistencia del suelo baje rápidamente a la resistencia residual.

En la figura 2.0.2 se observa el comportamiento monótono para una muestra de arena isotrópicamente consolidada bajo un régimen no drenado. En el punto B se alcanza el esfuerzo de corte máximo, desde ahí la resistencia cae fuertemente hacia el punto C donde

el suelo queda con la resistencia residual (figuras 2.0.2(a) y 2.0.2(b)). En el punto C se llega a las presiones de poros máximas (figura 2.0.2(c)). También se puede apreciar que el estado inicial de la muestra en el plano  $e$  vs  $p'$  (figura 2.0.2(d)) se encuentra alejado de la LEU, esto explica la importante disminución en la resistencia al corte entre los estados B y C.

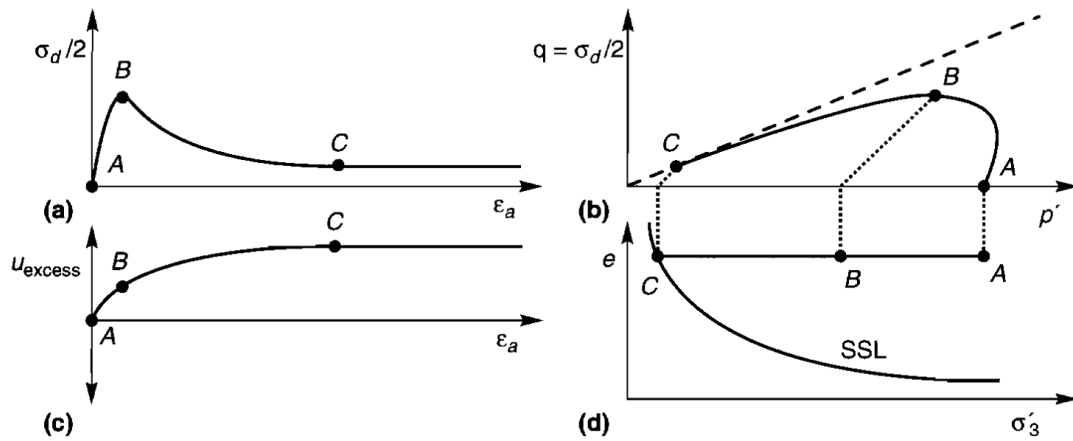


Figura 2.0.2: Comportamiento monótono no drenado en una muestra de arena consolidada isotrópicamente. Fuente: Kramer 1996.

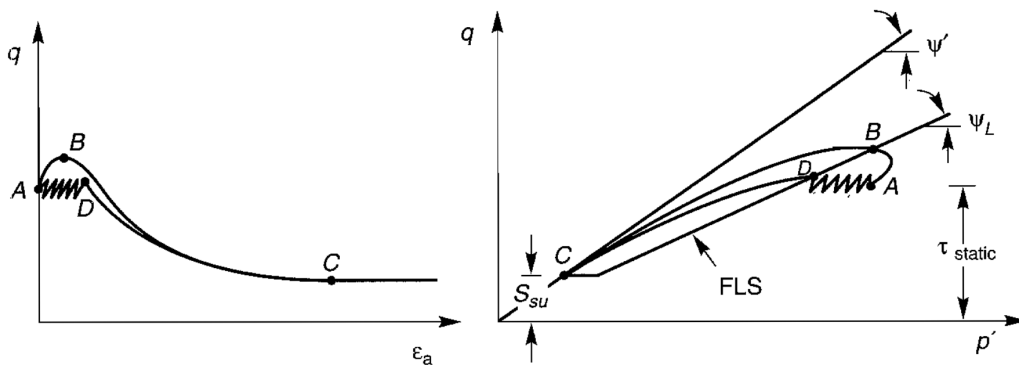


Figura 2.0.3: Mecanismo que desencadena una falla de flujo mediante la acción de una carga cíclica. Fuente: Kramer 1996.

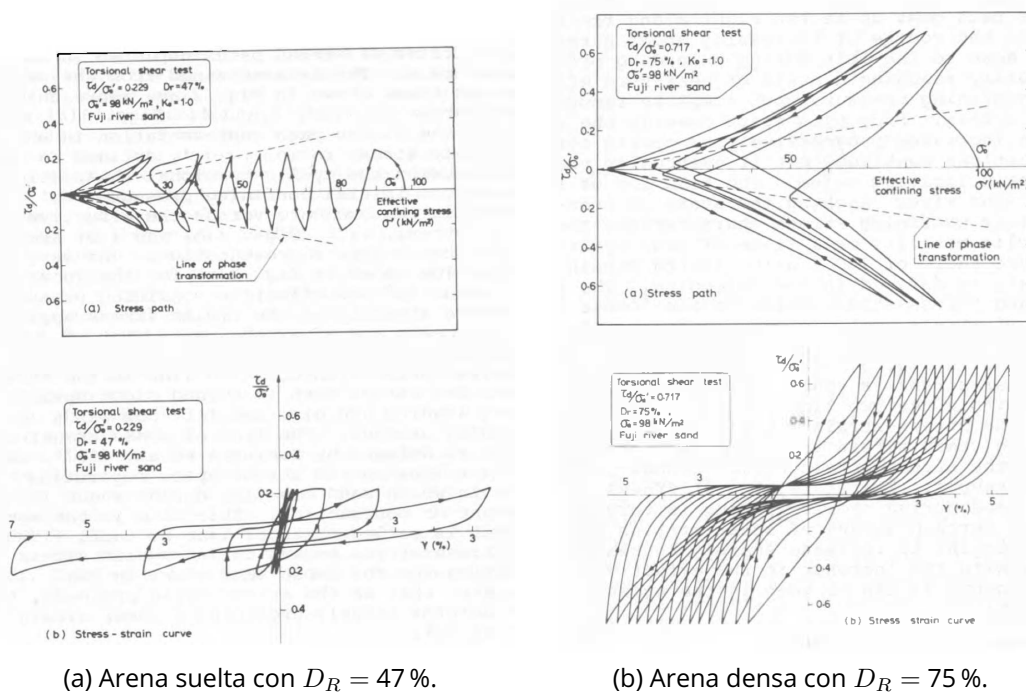
## 2.0.2. Movilidad cíclica

Se entiende por movilidad cíclica o licuación dinámica al tipo de licuación donde el suelo pierde rigidez luego de la aplicación de carga cíclica, lo que lo lleva a desarrollar deformaciones de gran magnitud. La movilidad cíclica tiene como condición que el esfuerzo de corte estático al que está sometido el suelo previo a la carga cíclica sea menor que la resistencia al corte residual del suelo, por lo que generalmente la movilidad cíclica ocurre en terrenos planos o de baja pendiente.

Cuando un suelo licuable recibe una carga cíclica que desencadene la respuesta no drenada, la tensión intersticial aumenta en cada ciclo de carga generando exceso de presión

de poros y disminuyendo la tensión efectiva. Existen diversos criterios, pero en términos generales se considera que un suelo está licuando cuando el exceso de presión de poros iguala al confinamiento inicial, resultando una tensión efectiva nula que deja al suelo sin confinamiento, es este el momento donde las deformaciones se disparan. En la figura 2.0.4 se puede observar en el gráfico  $q$  vs  $p'$  cómo con cada ciclo el suelo va perdiendo confinamiento efectivo.

Con los primeros ciclos de carga, el módulo de corte  $G$  del suelo se mantiene relativamente sin cambios, sin embargo, cuando el número de ciclos aumenta comienza una degradación progresiva del módulo de corte. Esta disminución del módulo  $G$  se traduce que a una misma magnitud de esfuerzos cortantes, el suelo presenta deformaciones cada vez mayores. Es interesante notar de la figura 2.0.4, que la degradación de  $G$  ocurre de manera más rápida en suelos sueltos con baja densidad relativa  $D_R$ .



(a) Arena suelta con  $D_R = 47\%$ .

(b) Arena densa con  $D_R = 75\%$ .

Figura 2.0.4: Trayectoria de tensiones y degradación del módulo de corte  $G$  para arenas sueltas y densas. Fuente: Ishihara 1985.

Como se mencionó anteriormente, la licuación dinámica o por movilidad cíclica, se trata de pérdida de rigidez y no de resistencia. Esto se explica en el hecho que en el momento en que el confinamiento es nulo, el corte también lo es, y apenas se vuelve a aplicar esfuerzo de corte el exceso de presión de poros disminuye y por ende el confinamiento aumenta, este fenómeno se aprecia con mayor claridad en la figura 2.0.5. De lo anterior se desprende que, como la resistencia del suelo se mantiene constante, las deformaciones inducidas por la pérdida de rigidez se detienen una vez que la carga cíclica termina.



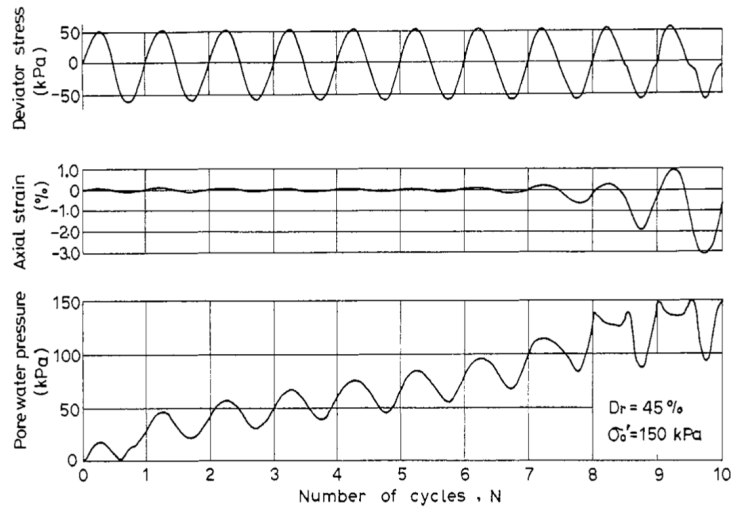


Figura 2.0.5: Esfuerzo de corte aplicado, deformación angular y exceso de presión de poros en función de los ciclos de carga. Fuente: Ishihara 1996.

## 2.1. Metodologías para estimar susceptibilidad a la licuación

A lo largo de la segunda mitad del siglo XX, ciertos autores han desarrollado distintos métodos e índices que permiten estimar la susceptibilidad a la licuación en un sitio específico. Estas metodologías han ido mejorando constantemente con el paso de los años gracias al mejor entendimiento sobre los mecanismos que provocan la licuación, así como también debido a los distintos movimientos sísmicos que permiten aumentar el registro de zonas que han presentado licuación. En ese sentido, es interesante notar que la licuación es difícil de cuantificar, las observaciones que se puedan realizar en la superficie pueden no presentar evidencias sobre el desarrollo de licuación en estratos más profundos, es decir, un suelos pudo haber licuado en profundidad sin haber presentado ninguna señal en superficie como asentamientos, volcanes de arena o desplazamientos laterales.

Se han utilizado distintos enfoques para determinar la susceptibilidad a la licuación. El más utilizado ha sido el enfoque de esfuerzos cíclicos, que se basa en comparar los esfuerzos cortantes que genera un sismo con la resistencia cíclica que tienen los suelos, que también se expresa en función de los esfuerzos cortantes cíclicos (Seed e Idriss 1971). Se espera que ocurra licuación en profundidades donde los esfuerzos producidos por un terremoto sean superiores a la resistencia del suelo.

Otro enfoque es el enfoque de deformaciones, donde se estudia la deformación cíclica en lugar de los esfuerzos cíclicos. Se basa en la evidencia experimental que indica que la densificación de una muestra de suelo es controlada por el nivel de deformaciones, no así por los esfuerzos aplicados y declara la existencia de un umbral de deformación volumétrica a partir del cual comienza dicha densificación. Además, la tendencia de una arena a densificarse cuando está seca está directamente relacionada con su tendencia a desarrollar exceso de presiones de poros cuando está saturada (Kramer 1996).

También es utilizado, aunque en mucha menor medida, el enfoque de energía. Este enfoque encuentra sustento en la energía disipada para medir la resistencia a la licuación de

un suelo. Tiene como ventajas que se relaciona tanto con las deformaciones cíclicas como con los esfuerzos cíclicos, y toma en cuenta las características estocásticas de los sismos.

En este documento se trabaja con enfoques basados en esfuerzos, mediante la metodología simplificada de Idriss y Boulanger (2014) para ensayos SPT y CPT, y con la metodología basada en velocidad de onda de corte  $V_s$  de Kayen et al. (2013). Otro punto importante de este documento es el uso de la metodología basada en resultados geofísicos, que utiliza espectros H/V y el parámetro  $K_g$  propuesto por Nakamura (1996).

### 2.1.1. Método simplificado con ensayos de penetración

Los métodos simplificados son los más extendidos en la práctica ingenieril por su fácil aplicación, por lo mismo son la primera aproximación al análisis de riesgo de licuación. Seed e Idriss (1971) diseñaron un método simplificado para evaluar el potencial de licuación para el fenómeno de movilidad cíclica, utilizando un enfoque de esfuerzos. Entonces, la licuación ocurre en un determinado estrato del depósito cuando los esfuerzos de corte inducidos por el sismo en  $N$  ciclos son mayores a los que producen licuación en la misma cantidad de ciclos. Así, la metodología simplificada evalúa el potencial de licuación determinando la capa crítica del suelo, es decir, la capa donde es más posible que se desarrolle la licuación y donde esta produciría un mayor daño. Esto se puede apreciar en la figura 2.1.1.

Este método simplificado ha ido evolucionando con los años, principalmente gracias a la creciente base de datos de sismos y de lugares con licuación. Todas las actualizaciones que ha tenido el método, tiene en común que están basadas en la utilización de los conceptos de sollicitación cíclica inducida por un sismo (CSR) y la resistencia cíclica del suelo (CRR).

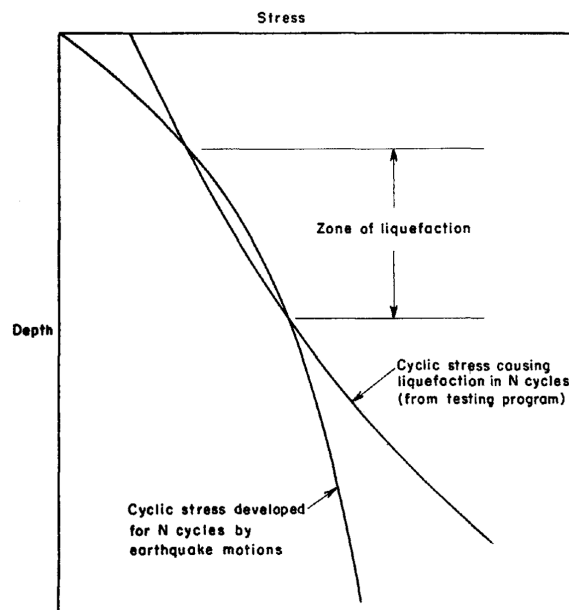


Figura 2.1.1: Método de evaluación del potencial de licuación. Fuente: Seed e Idriss (1971).

### 2.1.1.1. Ensayos SPT

De las metodologías simplificadas más extendidas son la que hacen uso del ensayo SPT para estimar el potencial de licuación. El SPT es un ensayo común y de extenso uso en el mundo, por la misma razón se han desarrollado correlaciones de este ensayo con distintas propiedades de los suelos.

El ensayo consiste en contar el número de golpes ( $N_{spt}$ ) hechos por un martillo de 63.5 kg cayendo desde una altura de 0.76 m que se necesitan para que un muestreador de cuchara normalizada penetre el estrato de suelo desde 15 cm de profundidad hasta los 45 cm (este recorrido se subdivide en dos tramos de 15 cm cada uno). La penetración desde los 0 cm hasta los 15 cm se descarta por considerarse de acomodamiento. El levante del martillo con el cual se realiza el golpe se puede hacer de manera manual con sistema de cuerda y polea, o de manera automática. El número de golpes es directamente proporcional a la rigidez o resistencia del suelo, es decir, mientras más rígido un suelo mayor es el número de golpes, y viceversa, un suelo suelto o débil presenta un  $N_{spt}$  menor.

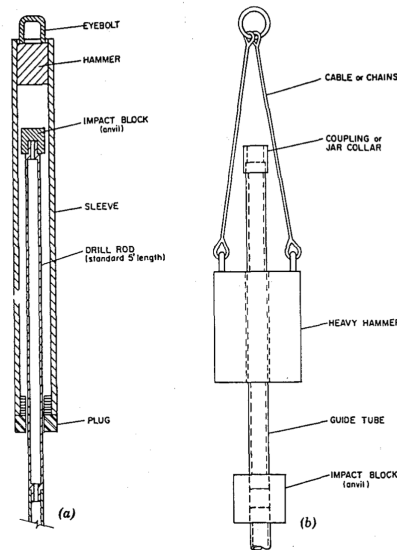


Figura 2.1.2: Elementos de los martillos para ensayos SPT: (a) martillo de seguridad y (b) martillo donut. Fuente: Seed et al. (1985).

### 2.1.1.2. Determinación de factor de seguridad mediante Idriss y Boulanger (2014)

En primer lugar se corrigen los valores de los ensayos SPT acorde al confinamiento así como acorde a otros criterios relacionados con la ejecución del ensayo, con lo que se consiguen valores normalizados. Luego se calculan factores de corrección por confinamiento  $K_\sigma$  y por magnitud del sismo MSF, para finalmente calcular la resistencia cíclica CRR, la sollicitación cíclica CSR y el factor de seguridad FS.

#### Correcciones para obtención de $N_{60}$

Seed et al. (1985), Youd e Idriss (2001), entre otros han propuesto correcciones que deben aplicarse al número de golpes  $N_{spt}$  para tener resultados homogéneos para el cálculo de la susceptibilidad a la licuación. Estas correcciones son por energía del martillo, por diámetro de la perforación, por largo de la barra de perforación y por muestrador con o sin liner.

$$N_{60} = C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \cdot N_{spt} \quad (2.1.1)$$

Seed et al. (1985), luego de estudiar la aplicación del ensayo en Estados Unidos, Japón, China y Argentina, propone utilizar como estándar una energía del 60% de la máxima teórica. Para llegar a esa medida estándar se utiliza el coeficiente  $C_E$ .

Tabla 2.1.1: Valores típicos para  $C_E$  según tipo de martillo. Fuente: Idriss y Boulanger (2008).

Tipo de Martillo	Rango del factor de corrección $C_E$
Donut	0.5 - 1.0
Seguridad	0.7 - 1.2
Donut con recorrido automático	0.8 - 1.3

El factor  $C_B$  responde a una corrección que se realiza dependiendo del diámetro de la perforación donde se realiza el ensayo.

Tabla 2.1.2: Valores para  $C_B$ . Fuente: Idriss y Boulanger (2008).

Diámetro de perforación [mm]	Factor de corrección $C_B$
65-115	1.00
150	1.05
200	1.15

El factor  $C_R$  se emplea cuando la barra de perforación tiene una longitud menor a 10 m.

Tabla 2.1.3: Valores para  $C_R$ . Fuente: Idriss y Boulanger (2008).

Largo de barra de perforación [m]	Factor de corrección $C_R$
< 3	0.75
3 - 4	0.80
4 - 6	0.85
6 - 10	0.95
10 - 30	1.00

Finalmente se corrige según presencia o no presencia de liner en el muestreador. El muestreador es un elemento que se ubica en la punta de la barra de perforación, se encarga de recoger las muestras de suelo para su futura evaluación en laboratorio. Hay muestreadores que recogen la muestra libremente, y otros que permiten colocar un liner o encamisado que ayuda a mantener la ubicación de posibles subestratos. Es común que, aunque el muestreador permita un liner, este no se utilice y por esto se debe emplear el factor de corrección  $C_S$ .

Tabla 2.1.4: Valores para  $C_S$ . Fuente: Idriss y Boulanger (2008).

Muestreador estándar	Factor de corrección $C_S$
Sin lugar para liner	1.0
Con lugar para liner, con liner	1.0
Con lugar para liner, sin liner	1.1 para $(N_1)_{60} \leq 10$
	$1 + \frac{(N_1)_{60}}{100}$ para $10 \leq (N_1)_{60} \leq 30$
	1.3 para $(N_1)_{60} \geq 30$

### Corrección por confinamiento con $C_N$

Los ensayos de penetración arrojan una resistencia mayor a medida que aumenta la presión de confinamiento. Esto impide que valores de  $N_{60}$  y  $q_c$  puedan ser directamente comparables con ensayos realizados a distintas profundidades o ubicaciones. El coeficiente de corrección por confinamiento  $C_N$  busca homogeneizar los resultados como si estos hubieran sido obtenidos con una presión de 1 atm.

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} \quad (2.1.2)$$

Donde  $N_{60}$  es el resultado del ensayo SPT y  $C_N$  es el coeficiente de corrección por confinamiento.

Idriss y Boulanger (2014) permiten utilizar la fórmula propuesta por Liao y Whitman (1986) para determinar  $C_N$ , ya que no necesita de un proceso de iteración y entrega una aproximación razonable en el rango entre 0.5 y 2.0 atm, que es el utilizado en la mayoría de aplicaciones prácticas.

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vc}} \right)^{0.5} \leq 1.7 \quad (2.1.3)$$

### Corrección por contenido de finos

Con  $(N_1)_{60}$  se realiza una corrección por contenido de finos, ya que las curvas de CRR fueron desarrolladas en arenas limpias, es decir, con un contenido de finos FC igual o menor a 5 %. Estas correcciones se realizaron con datos históricos de licuación.

La formulación para ensayo SPT es la siguiente.

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (2.1.4)$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left( 1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left( \frac{15.7}{FC + 0.01} \right)^2 \right) \quad (2.1.5)$$

### Razón de resistencia cíclica CRR

La actualización de la metodología propuesta por Idriss y Boulanger (2014) mantiene la misma formulación de la curva CRR de la edición de 2008 para ensayos SPT.

Se propone la siguiente correlación para SPT para un sismo de referencia de magnitud  $M = 7.5$ , un esfuerzo y efectivo de confinamiento de  $\sigma'_{vc} = 1$  atm.

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1} = \exp \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right) \quad (2.1.6)$$

### Razón de sollicitación cíclica CSR

Para comenzar con este método simplificado es importante definir conceptos, uno de ellos es la razón de esfuerzos cíclica llamada CSR por sus siglas en inglés (cyclic stress ratio). La razón de sollicitación sísmica del suelo, CSR por sus siglas en inglés (cyclic stress ratio), corresponde a la razón entre el esfuerzo de corte cíclico uniforme y el confinamiento efectivo inicial.

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_i} \quad (2.1.7)$$

El método simplificado para calcular el  $\tau_{cyc}$ , y por ende, el CSR, se ha mantenido en uso desde que Seed e Idriss lo publicaran en 1971.

Para estimar el  $\tau_{max}$ , primero se asume un comportamiento del suelo como sólido rígido, donde la aceleración superficial  $a_{max}$  se propaga de manera lineal en profundidad. Debido a la naturaleza de los materiales granulares, este comportamiento no se aprecia en la realidad, por esto se propone un factor de reducción  $r_d$ .

$$(\tau_{max})_{rigid} = \frac{\gamma \cdot z}{g} \cdot a_{max} = \sigma_v \cdot a_{max} \quad (2.1.8)$$

$$(\tau_{max})_{def} = r_d \cdot (\tau_{max})_{rigid} \quad (2.1.9)$$

En la ecuación 2.1.8,  $\gamma$  es el peso unitario del suelo,  $z$  es la profundidad de la capa evaluada,  $g$  es la aceleración de gravedad,  $a_{max}$  es la aceleración sísmica en la superficie y  $\sigma_v$  es el esfuerzo vertical total.

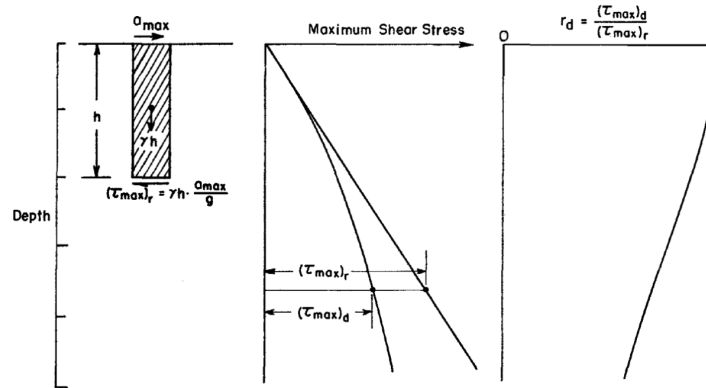


Figura 2.1.3: Determinación de  $\tau_{max}$  y  $r_d$ . Fuente: Seed e Idriss (1971).

No hay que dejar de lado que los esfuerzos cortantes inducidos por un sismo varían su magnitud en los distintos ciclos de carga, y que los daños producidos en los suelos dependen tanto de la magnitud del movimiento como del número de ciclos. Los esfuerzos cíclicos irregulares producidos por un movimiento telúrico pueden representarse mediante una magnitud de esfuerzo cíclico uniforme con un cierto número equivalente de ciclos. Así, Seed e Idriss (1971) estipularon como esfuerzo uniforme individual representativo el 65 % de  $\tau_{max}$ . Esta elección se realiza estudiando distintos registros sísmicos y, si bien la elección de este 65 % podría no tener un importante sustento teórico, en la práctica ha sido largamente utilizado y todas las adecuaciones que ha tenido la metodología simplificada a lo largo del tiempo se han ajustado a este valor. Así, finalmente el CSR queda expresado de la siguiente manera:

$$CSR = 0.65 \cdot \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vc}} = 0.65 \cdot \frac{\sigma_{vc}}{\sigma'_{vc}} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot r_d \quad (2.1.10)$$

Donde  $\sigma$  y  $\sigma'$  son los esfuerzos totales y efectivos respectivamente,  $a_{max}$  es el PGA,  $g$  es la aceleración de gravedad y  $r_d$  es el coeficiente de reducción.

El coeficiente  $r_d$  se determina con las siguientes ecuaciones.

$$r_d = \exp(\alpha(z) + \beta(z) \cdot M) \quad (2.1.11)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \quad (2.1.12)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \quad (2.1.13)$$

Donde  $z$  es la profundidad del punto a evaluar y  $M$  es la magnitud del sismo.

Matemáticamente, las ecuaciones 2.1.11, 2.1.12 y 2.1.13, son aplicables hasta los 34 metros de profundidad, sin embargo, la incertidumbre aumenta con la profundidad, por lo que no se recomienda el uso para profundidades mayores a 20 m.



## Factor de corrección por confinamiento $K_\sigma$

Al igual como ocurre con  $(N_1)_{60}$ , el CSR y/o CRR se deben ajustar a un valor de confinamiento efectivo de 1 atm. El parámetro  $K_\sigma$  se define como:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \cdot \ln \left( \frac{\sigma'_{vc}}{P_a} \right) \leq 1.1 \quad (2.1.14)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \cdot \sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0.3 \quad (2.1.15)$$

Donde  $\sigma'_{vc}$  es el confinamiento efectivo y  $P_a$  es la presión atmosférica.

## Factor de escala de magnitud del sismo MSF

El factor MSF ajusta al CSR y/o CRR a una cierta magnitud de momento  $M$ . Este ajuste es necesario ya que el CRR depende del número de ciclos de carga, y el número de ciclos, a su vez, depende de la magnitud  $M$ . MSF depende tanto de la magnitud del evento sísmico como de los valores de los ensayos SPT.

El factor MSF se determina con las siguientes ecuaciones.

$$\text{MSF} = 1 + (\text{MSF}_{max} - 1) \cdot \left( 8.64 \cdot \exp \left( \frac{-M}{4} \right) - 1.3251 \right) \quad (2.1.16)$$

$$\text{MSF}_{max} = 1.09 + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{31.5} \right)^2 \leq 2.2 \quad (2.1.17)$$

## Factor de seguridad FS

Finalmente, con los parámetros CSR, CRR,  $K_\sigma$  y MSF se puede determinar el factor de seguridad a la licuación en cada estrato del perfil de suelo. Este factor es menor a 1 en los estratos potencialmente licuables.

$$\text{FS}_{liq} = \frac{\text{CRR}_{M,\sigma'_{vc}}}{\text{CSR}_{M,\sigma'_{vc}}} = \frac{\text{CRR}_{M=7.5,\sigma'_{vc}=1}}{\text{CSR}_{M,\sigma'_{vc}}} \cdot \text{MSF} \cdot K_\sigma \quad (2.1.18)$$

### 2.1.2. Método simplificado con $V_s$

Para métodos simplificados, se ha trabajado principalmente metodologías basadas en ensayos de penetración, como SPT o CPT, y otras basadas en la velocidad de onda de corte  $V_s$  en el suelo. Estas últimas comenzaron con correlaciones entre  $V_s$  y SPT, para determinar CSR. Luego, la metodología ha tenido grandes avances en los primeros años del siglo como los presentados por Andrus y Stokoe (2000) con una base de datos mayor de sitios con evidencias de licuación y sus valores de  $V_s$ . Una característica de los métodos con velocidad de onda de corte es que es un método que utiliza una propiedad fundamental del

suelo.

La velocidad de ondas S o de corte,  $V_s$ , es una propiedad del suelo que relaciona el módulo de corte para pequeñas deformaciones  $G_{max}$  con la densidad de la masa de suelo  $\rho$ .

$$V_s = \sqrt{\frac{G_{max}}{\rho}} \quad (2.1.19)$$

### Tipos de ondas sísmicas

En el estudio de ondas sísmicas existen las ondas de cuerpo y las ondas superficiales. Las primeras son ondas que se propagan por el interior de la masa de suelo, y pueden ser de dos tipos:

- **Ondas P o primarias:** son ondas compresionales que generan un movimiento de partícula paralelo a la dirección de propagación, desarrollando compresiones y extensiones y por ende, deformación volumétrica. Este movimiento es más eficiente desde el punto de vista mecánico, por lo que las velocidades de onda P son notablemente mayores a las velocidades de ondas S.
- **Ondas S o secundarias:** son ondas de corte que provocan un movimiento de partícula perpendicular a la dirección de propagación, produciendo deformación angular. Tienen una componente horizontal y vertical.

Las ondas superficiales, como su nombre lo indica, se propagan principalmente por la superficie del suelo. Se generan por la interacción de las ondas de cuerpo con la superficie (Pastén 2007). Pueden ser de dos tipos:

- **Ondas Love:** son la expresión superficial de las ondas S horizontales, por lo tanto, generan un movimiento de partícula perpendicular a la dirección de propagación.
- **Ondas Rayleigh:** son la combinación superficial de las ondas P y las ondas S verticales. Desarrolla un movimiento de partícula elíptico.

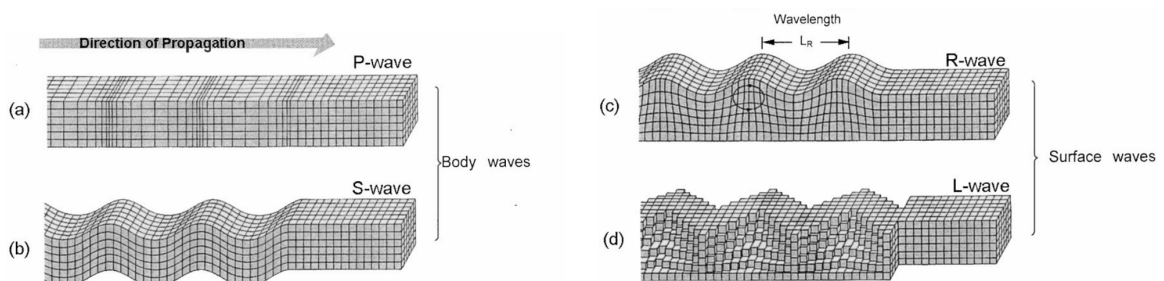


Figura 2.1.4: Tipos de ondas sísmicas. Fuente: Modificado de Athanopoulos (2000).

### 2.1.2.1. Obtención de $V_s$

Existen diversas maneras de determinar la velocidad de onda de corte con ensayos invasivos y no invasivos. Los ensayos invasivos logran obtener directamente la velocidad de corte mediante el uso de las ondas de cuerpo S, mientras que los métodos no invasivos utilizan ondas superficiales para estimar  $V_s$ , principalmente las ondas de tipo Rayleigh.

#### Métodos invasivos

Uno de los invasivos es el down-hole, que es un ensayo donde se baja un sensor por un sondaje, el cual recibe las vibraciones que produce un golpe en la superficie, y mediante el estudio de los tiempos que tarda la onda en llegar al sensor, determina  $V_s$ . La implementación de este ensayo esta normada según la norma ASTM D7400-08.

Otro de los ensayos invasivos es el ensayo cross-hole, que tiene un funcionamiento similar al anterior. Sin embargo, requiere de dos sondajes a poca distancia entre sí. En uno de los sondajes se ubica un martillo que se utiliza como fuente de la señal, y en el otro sondaje se ubica el receptor, como se tiene registrado el tiempo de viaje de la onda y la distancia entre los aparatos, se determina  $V_s$ . Su implementación también está normada según ASTM D4428-07.

El ensayo SCPTU también es utilizado, corresponde a un ensayo CPT donde el cono dispone de un geófono o acelerómetro, que permite medir las ondas que se generan por el golpe en la superficie. Su funcionamiento es similar al ensayo down-hole, con la diferencia de no necesitar un sondaje. Está normado por ASTM D3441 y D5778.

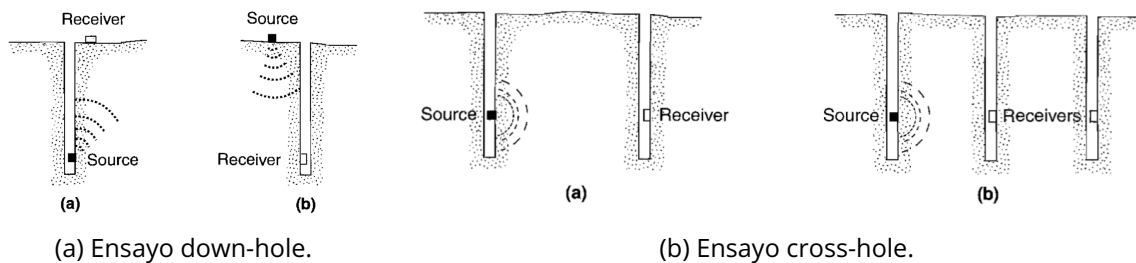


Figura 2.1.5: Ensayos invasivos para obtener  $V_s$ . Fuente: Kramer (1996).

#### Métodos no invasivos

Últimamente, debido al mejor entendimiento del comportamiento de ondas, se ha comenzado a utilizar métodos superficiales para determinar  $V_s$ . Estos métodos utilizan las ondas tipo Rayleigh, estas ondas se rigen por la ecuación 2.1.20 que relaciona la longitud de onda ( $\lambda$ ) con la velocidad de fase ( $c$ ) y la frecuencia ( $f$ ).

$$\lambda = \frac{c}{f} \quad (2.1.20)$$

Cuando se está en presencia de un medio homogéneo, la velocidad de fase de estas ondas se mantiene constante. Sin embargo, cuando el medio es heterogéneo, como podría ser

un suelo estratificado, la velocidad de la onda va a depender de la frecuencia o longitud de onda (Humire et al. 2015). La profundidad que puedan alcanzar las ondas Rayleigh va a depender de su frecuencia. Para una onda con una alta frecuencia o longitud de onda corta, su velocidad dependerá de los estratos más superficiales, y para una onda con una frecuencia baja o longitud de onda larga, la velocidad dependerá tanto de los estratos superficiales como de los más profundos. Siguiendo esto, se puede generar una curva que relacione cada frecuencia de la onda con una cierta velocidad de fase, a esta curva se le llama curva de dispersión y es el resultado que entregan los distintos métodos.

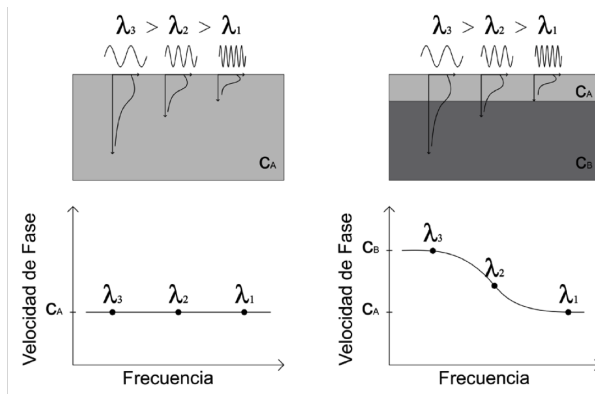


Figura 2.1.6: Velocidad de fase y curva de dispersión para: suelo homogéneo (izquierda) y suelo heterogéneo (derecha). Fuente: Humire et al. (2015).

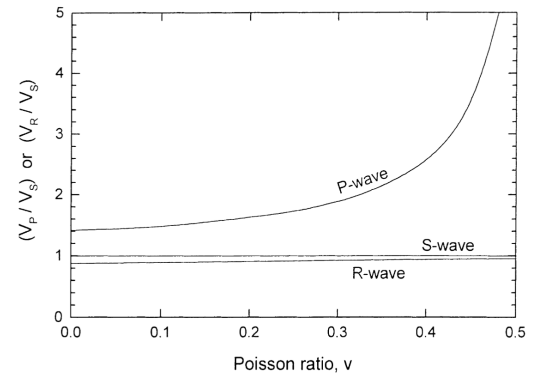


Figura 2.1.7: Relación entre las velocidades de las ondas P, ondas S y ondas Rayleigh, según el coeficiente de Poisson  $\nu$  del suelo. Fuente: Athanasopoulos (2000).

La utilización de las ondas superficiales de tipo Rayleigh se sustenta en el hecho que la velocidad de estas ondas  $V_R$  y la velocidad de onda de corte  $V_s$  tiene un comportamiento similar, con una razón entre ellas cercana a 1, como se puede apreciar en la figura 2.1.7.

El último paso antes de encontrar el perfil de velocidades de corte es la inversión. A grandes rasgos, el proceso de inversión corresponde a la búsqueda mediante métodos iterativos de un modelo estratigráfico cuya curva de dispersión tenga el mejor ajuste con la curva de dispersión encontrada en terreno. El modelo encontrado será confiable hasta una profundidad máxima, que está relacionada con la máxima longitud de onda que los métodos de onda superficiales pudieron rescatar en el sitio de estudio (Humire et al. 2015).

Pelekis y Athanasopoulos (2011) muestra cinco métodos de ondas superficiales: Continuous Surface Wave o CSW es el primer método con ondas superficiales, utiliza una fuente oscilante que genera solo una frecuencia a la vez; Spectral Analysis of Surface Wave o SASW ya permite trabajar con fuentes que tengan muchas frecuencias a la vez, como el golpe de un martillo; Multichannel Analysis of Surface Waves o MASW que es una evolución de SASW, ya que cuenta con un arreglo de 12 o más geófonos permitiendo estudiar un mayor rango de frecuencias, cuenta con una modalidad activa con golpe de martillo y pasiva con microvibraciones ambientales; y el último método es Refraction Microtremmor o ReMi, que es básicamente un MASW pasivo con arreglos lineales de sensores.

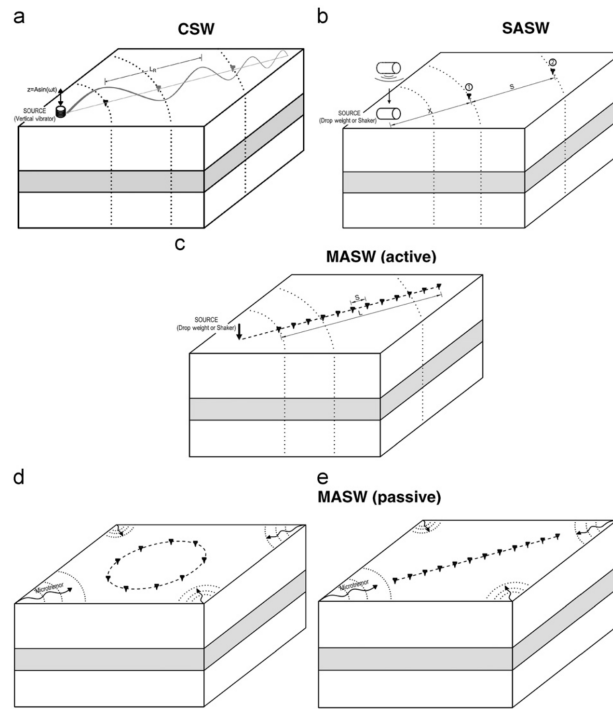


Figura 2.1.8: Métodos de ondas superficiales, (a) Continuous Surface Wave o CSW, (b) Spectral Analysis of Surface Wave o SASW, (c) Multichannel Analysis of Surface Waves o MASW (activo), (d) Multichannel Analysis of Surface Waves o MASW (pasivo) y (e) Refraction Microtremmor o ReMi. Fuente: Pelekis y Athanasopoulos (2011).

### 2.1.2.2. Determinación de factor de seguridad mediante Kayen et al. (2013)

Kayen et al. (2013) desarrollaron una metodología para calcular CRR de un suelo mediante los datos de la velocidad de onda de corte  $V_s$ . El uso de metodologías con  $V_s$  permiten evaluar la susceptibilidad a la licuación en suelos donde resulta difícil hacer ensayos de penetración, además resultando en prospecciones menos costosas. Sin embargo, tienen algunas desventajas como tener una baja precisión para caracterizar suelos estratificados ya que se estiman  $V_s$  promedios en grandes volúmenes de suelo, no permitir la extracción de muestras y el hecho que  $V_s$  es menos sensible a  $D_R$  o contenido de finos que ensayo SPT o CPT (Idriss y Boulanger 2008). Además, como  $V_s$  es un parámetro relacionado con pequeñas deformaciones y no con la resistencia, no tiene una fuerte relación con la licuación, no obstante, se puede relacionar con la compacidad del suelo, lo que sí afecta a la licuación (González 2015).

De los mayores inconvenientes que se tenía al desarrollar metodologías con  $V_s$  es la poca cantidad de datos en sitios con evidencias de licuación. Para la elaboración de esta metodología se realizaron mediciones de  $V_s$  durante 11 años, en 301 nuevos casos históricos de licuación en distintas partes del mundo. Estos registros se suman a los realizados por otros autores anteriormente, formando un catálogo de 422 sitios con  $V_s$ . La gran mayoría de los sitios documentados con evidencias de licuación tenían ensayos SPT y CPT, de los cuales más de 400 no contaban con información sobre  $V_s$ .

Para obtener las  $V_s$  se utilizó el método no invasivo SASW, debido a que en las capas más superficiales de suelo es donde más resolución tiene este método, y es precisamente donde es más factible que ocurra licuación. Para limitar los efectos de ruido externo, se utiliza una fuente de vibración electromecánica para generar las frecuencias. Las mediciones se realizaron idealmente en el mismo lugar donde se había hecho anteriormente algún ensayo de penetración, ya que  $V_s$  puede variar entre cortas distancias.

### Determinación de CRR

El parámetro  $V_s$  es normalizado a un confinamiento efectivo igual a la presión atmosférica como se muestra en la ecuación 2.1.21. En estratos superficiales se recomienda utilizar  $C_{V_s} = 1.5$ .

$$V_{s1} = V_s \cdot C_{V_s} = V_s \cdot \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (2.1.21)$$

Luego, teniendo los parámetros de  $V_{s1}$ , magnitud del sismo  $M$ , esfuerzo efectivo  $\sigma'_v$  y contenido de finos FC, se pueden calcular los valores de CRR y la probabilidad de licuación  $P_L$  utilizando la función de distribución normal acumulada  $\Phi$ .

$$P_L = \Phi \left( - \frac{(0.0073 \cdot V_{s1})^{2.8011} - 1.946 \cdot \ln(\text{CSR}) - 2.6168 \cdot \ln(M) - 0.0099 \cdot \ln(\sigma'_v) + 0.0028 \cdot \text{FC}}{0.4809} \right) \quad (2.1.22)$$

$$\text{CRR} = \exp \left( \frac{(0.0073 \cdot V_{s1})^{2.8011} - 2.6168 \cdot \ln(M) - 0.0099 \cdot \ln(\sigma'_v) + 0.0028 \cdot \text{FC} - 0.4809 \cdot \Phi^{-1}(P_L)}{1.946} \right) \quad (2.1.23)$$

Los autores proponen utilizar la probabilidad  $P_L = 15\%$  para realizar una aproximación determinística del fenómeno. El uso de este límite permite un análisis un tanto conservador.

La presencia de finos no plásticos aumenta la densidad relativa  $D_R$ , y con eso se disminuye la contractancia de un suelo granular suelto. Además, se reduce la resistencia en los ensayos de penetración, debido a que la menor permeabilidad disminuye los esfuerzos efectivos, así, la penetración responde más como un comportamiento no drenado que como uno drenado, propio de las arenas limpias (Kayen et al. 2013), por esto se corrigen los resultados de SPT y CPT por contenido de finos.

En cambio, la obtención de  $V_s$  con métodos no invasivos no presenta este inconveniente, por lo que estas mediciones son relativamente insensibles al contenido de finos. Con 109 sitios de  $V_s$  donde se tiene información acerca del contenido de finos, se observó solo una pequeña influencia positiva del FC en la resistencia CRR.

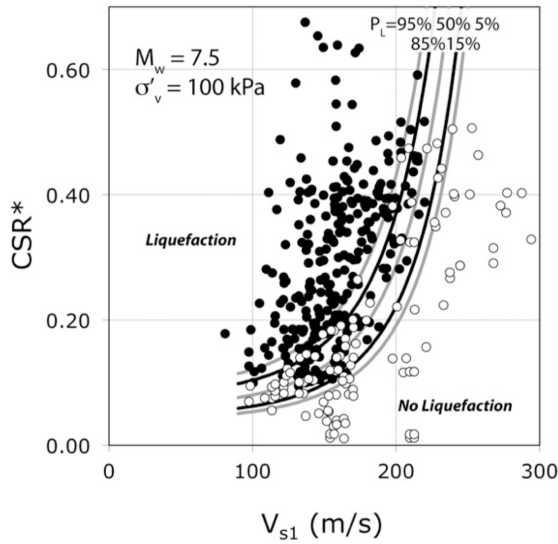


Figura 2.1.9: Curvas de CSR corregido, junto con puntos con evidencias de licuación. Fuente: Kayen et al. (2013).

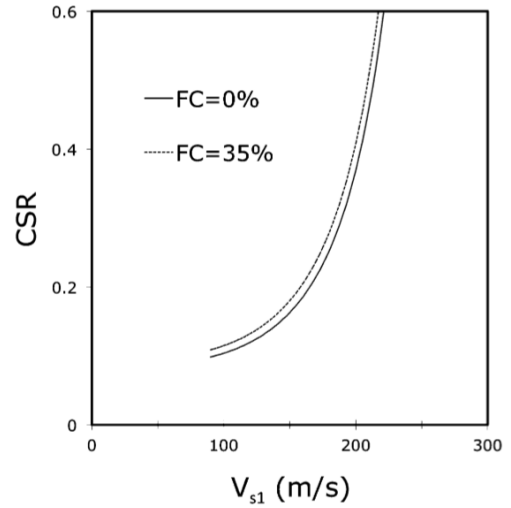


Figura 2.1.10: Comparación de curvas de CSR con distintos contenidos de finos. Fuente: Kayen et al. (2013).

Como conclusión, se estima que el proceso de inferencia bayesiana permite resultados con baja incertidumbre en comparación con propuestas anteriores. Es importante destacar que estas nuevas mediciones mejoran considerablemente el modelamiento ante sismos con CSR alto, y también se determinó que no existe fundamento empírico para el límite de  $V_{s1} = 215$  m/s que se tenía anteriormente como umbral máximo para eventos de licuación.

### Determinación de CSR

Para el CSR se utiliza la fórmula descrita por Seed e Idriss (1971).

$$CSR = 0.65 \cdot \frac{\sigma_{vc}}{\sigma'_{vc}} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot r_d \quad (2.1.24)$$

Donde  $\sigma$  y  $\sigma'$  son los esfuerzos totales y efectivos respectivamente,  $a_{max}$  es el PGA,  $g$  es la aceleración de gravedad. La diferencia con el método de Idriss y Boulanger (2014) es la utilización de un coeficiente de reducción  $r_d$  estimado a partir de un modelo estadístico realizado por Cetin et al. (2004). Este modelo determina  $r_d$  a partir de la distancia en metros ( $d$ ), la magnitud de momento del sismo ( $M$ ), la aceleración máxima del suelo ( $a_{max} = \text{PGA}$ ) y la velocidad de onda de corte de los 12 m superficiales.

$$r_d = \frac{\left(1 + \frac{-23.013 - 2.949 \cdot \text{PGA} + 0.999 \cdot M + 0.0525 \cdot V_{s12}}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341 \cdot (-d + 0.0785 \cdot V_{s12} + 7.586)}}\right)}{\left(1 + \frac{-23.013 - 2.949 \cdot \text{PGA} + 0.999 \cdot M + 0.0525 \cdot V_{s12}}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341 \cdot (0.0785 \cdot V_{s12} + 7.586)}}\right)} \pm \sigma_{erd} \quad (2.1.25)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{erd}(d) &= d^{0.850} \cdot 0.0198 & d < 12.2 \text{ m} \\ \sigma_{erd}(d) &= 12.2^{0.850} \cdot 0.0198 & d \geq 12.2 \text{ m} \end{aligned} \quad (2.1.26)$$

### Factores de corrección

Al igual como ocurre con el CRR obtenido mediante el ensayo SPT o CPT, este se debe corregir

por confinamiento, por magnitud del sismo y por contenido de finos. Con los modelos utilizados, el factor de corrección por confinamiento  $K_\sigma$  varía entre 0.95 y 1.0, por lo que se fijó  $K_\sigma=1$ .

El factor de corrección por magnitud del sismo MSF, también conocido como factor de corrección por duración del sismo DWF, se obtiene mediante una fórmula elaborada por Kayen et al. (2013). Es importante mencionar que este factor de corrección se emplea solo cuando el valor de CRR se calcula considerando una magnitud  $M = 7.5$  Mw.

$$DWF = 15 \cdot M^{-1.342} \quad (2.1.27)$$

## Factor de seguridad FS

Finalmente, el factor de seguridad se define con las siguientes fórmulas.

$$FS_{liq} = \frac{CRR_{P_L=15\%}}{CSR} = \frac{CRR_{M=7.5, P_L=15\%}}{CSR} \cdot DWF \quad (2.1.28)$$

### 2.1.3. Método geofísico con espectros H/V

Desde que se desarrolló en 1989, el método de Nakamura o de espectros H/V se ha vuelto cada vez más popular debido a su fácil implementación y sencillez, que permite que sea aplicado en lugares de difícil acceso o donde se requieran métodos no invasivos. A partir de este método se ha investigado su aplicabilidad en distintas áreas de la ingeniería geotécnica, entre las cuales se incluye el fenómeno de licuación. Nakamura (1996) desarrolló el índice de vulnerabilidad del suelo,  $K_g$ , para ser utilizado en sistemas de mitigación de riesgo sísmico. Luego Huang y Tseng (2002) relacionaron este índice con evidencias de licuación para un sismo ocurrido en Taiwán en 1999, donde resultó ser un buen predictor.

#### 2.1.3.1. Espectros H/V

El método de Nakamura describe la razón espectral entre las componentes horizontal y vertical de los movimientos en la superficie del suelo, relacionando la forma de vibrar del suelo con distintas frecuencias o períodos. A partir de esto, Nakamura (1989) propone que es posible obtener un estimador de la función de transferencia de un depósito de suelo mediante el estudio de microvibraciones ambientales en la superficie, con lo que se puede obtener el factor de amplificación y la frecuencia fundamental.

Las microvibraciones ambientales se refieren a cualquier vibración generada por el ambiente natural, ya sea por efecto de las mareas o los vientos, a la que pueda estar expuesto un depósito de suelo de manera constante en el tiempo. También se agrega el efecto de vibraciones de origen artificial como ruidos de vehículos, personas, entre otras.

Si vemos estas microvibraciones ambientales en la dimensión de la frecuencia, se puede observar que las vibraciones que provienen de fuentes naturales tienden a tener mayor energía y se consideran aleatorias, es decir, presentan un contenido de frecuencias relativamente homogéneo. Es por esto que si en el espectro de frecuencias obtenido se aprecia una frecuencia o períodos predominante, este correspondería al propio del depósito de suelos. Por otro lado, las vibraciones artificiales presentan menor energía y generalmente tienen períodos largos, lo que afecta solo a las capas superficiales.



Nakamura considera que las vibraciones horizontales podrían ser amplificadas dentro del depósito principalmente a través de la multi-reflexión de ondas S, y que la componente vertical de las microvibraciones se amplifica con la multi-reflexión de ondas P. Sin embargo, las ondas P tiene generalmente una velocidad de propagación superior a 1000 m/s, por lo que para las frecuencias de 10 Hz o menos su influencia en la amplificación vertical es baja, entonces se considera que la componente vertical de las vibraciones no es amplificada por el depósito de suelos.

Por otro lado, las microvibraciones artificiales se propagan principalmente como ondas superficiales del tipo Rayleigh, por lo que es fundamental eliminar el efecto que estas provocan para que los resultados expresen correctamente la respuesta del suelo. El efecto de las ondas Rayleigh se presenta principalmente en la componente vertical y se puede determinar comparando los movimientos verticales entre la superficie y el basamento rocoso.

Luego de estos conceptos, se define la función de transferencia como:

$$S_T = \frac{S_{HS}}{S_{HB}} \quad (2.1.29)$$

Donde  $S_{HS}$  y  $S_{HB}$  son los espectros de la componente horizontal del movimiento en la superficie y del movimiento en la roca basal respectivamente.

Como se mencionó en los párrafos anteriores, las ondas Rayleigh producidas por las microvibraciones artificiales podrían afectar a  $S_{HS}$ . Asumiendo que los movimientos verticales no se amplifican en el depósito, el efecto se puede estimar según el siguiente parámetro:

$$E_S = \frac{S_{VS}}{S_{VB}} \quad (2.1.30)$$

Donde  $S_{VS}$  y  $S_{VB}$  son los espectros de la componente vertical del movimiento en la superficie y del movimiento en la base del depósito respectivamente. Este parámetro  $E_S$  es proporcional al efecto que producen las ondas Rayleigh en la superficie, será igual a 1 cuando no existan ondas Rayleigh y tomará valores mayores a 1 cuando estas ondas estén presentes.

Luego, asumiendo que el efecto de las ondas Rayleigh son idénticos en la vertical y en la horizontal, se corrige la función de transferencia tal que:

$$S_{TT} = \frac{S_T}{E_S} \quad (2.1.31)$$

Ahora se definen los parámetros  $R_S$  y  $R_B$ , que corresponden a las divisiones entre el espectro horizontal y el espectro vertical de superficie y de la roca basal respectivamente.

$$R_S = \frac{S_{HS}}{S_{VS}} \quad (2.1.32)$$

$$R_B = \frac{S_{HB}}{S_{VB}} \quad (2.1.33)$$

Con esto, se puede escribir la nueva función de transferencia de la siguiente manera:

$$S_{TT} = \frac{R_S}{R_B} \quad (2.1.34)$$

Según lo que se puede extraer desde la figura 2.1.11, el valor de  $R_B$  es cercano a 1 en un amplio rango de frecuencias. Con lo que se puede inferir que en la base del depósito los espectros horizontales y verticales son prácticamente idénticos.

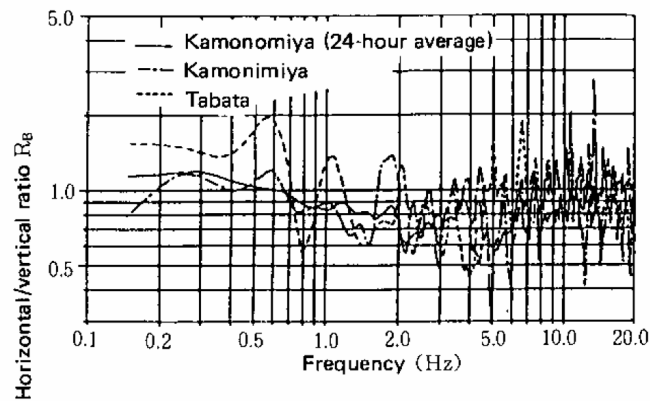


Figura 2.1.11: Espectro de la razón de las componentes horizontal y vertical en el depósito de suelo, para el área de Tabata y Kamonomiya. Fuente: Nakamura (1989).

Es por esto que finalmente la función de transferencia queda expresada solamente con las componentes verticales y horizontales de las ondas que se miden en superficie. Es importante recordar que, por la naturaleza del método, los datos sobre la amplificación y frecuencia fundamental son los de todo el espesor del depósito de suelos, desde el basamento rocoso hasta la superficie.

$$S_{TT} = R_S \quad (2.1.35)$$

$$S_{TT} = \frac{S_{HS}}{S_{VS}} \quad (2.1.36)$$

### 2.1.3.2. Consideraciones para la medición y procesamiento de espectros H/V

Según lo estipulado por Nakamura, la utilización de este método no está restringido a ventanas horarias donde el ruido artificial sea menor, es decir, la medición se puede realizar en cualquier momento del día. Sin embargo, es deseable disminuir este ruido artificial, entonces es recomendable realizar mediciones por un espacio de tiempo más largo que con otros métodos activos, usualmente entre 15 a 20 minutos, lo que implica la utilización de sistemas de almacenamiento de datos de mayor capacidad.

Otra característica de las microvibraciones ambientales es que estas llegan a los sensores desde cualquier dirección, por lo que se deben emplear arreglos de sensores acordes a este contexto. Es común la utilización de arreglos lineales en más de una dirección, como por ejemplo en dirección Norte-Sur y Este-Oeste.

Las mediciones se realizan con instrumentos que permitan obtener los movimientos de la superficie en los tres ejes, dos horizontales y uno vertical. Además, como las microvibraciones ambientales tienen una menor amplitud que las ondas utilizadas métodos activos, se requieren instrumentos que tengan una mayor precisión. En la práctica habitual, uno de los más utilizados es el *Tromino*.

Una vez obtenidos los registros de movimiento en función del tiempo, se hace un análisis de las amplitudes para así ir eliminando comportamientos no permanentes que puedan alterar el estudio.

Esto se realiza mediante una subdivisión de los registros en ventanas de tiempo reducido, luego se seleccionan las ventanas que estén compuestas mayormente por vibraciones estacionarias, eliminando la parte transiente de la onda. El proceso de selección de las ventanas se hace con criterios que comparan amplitudes promedio con valores límite definidos por el usuario. En la figura 2.1.12 se aprecia un registro de microvibraciones con las ventanas seleccionadas, que corresponden a los segmentos de la onda donde las amplitudes se mantienen relativamente estable.

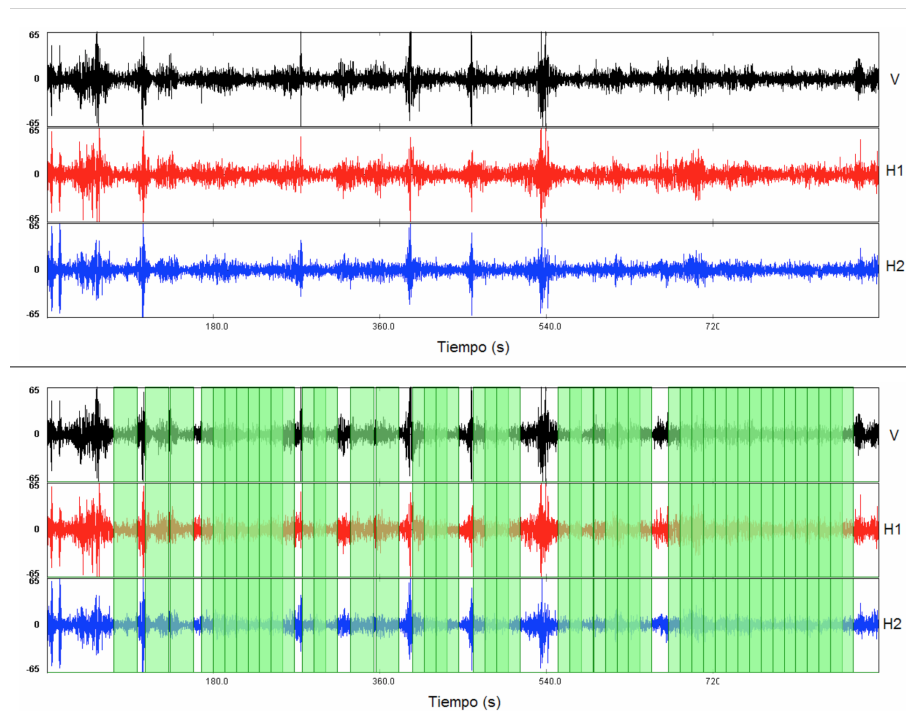


Figura 2.1.12: Ejemplo de selección de ventanas para análisis de espectros H/V. Fuente: Pastén (2007).

Luego, con cada ventana, se calcula la transformada de Fourier de los registros de las tres componentes espaciales. Ya con los espectros de frecuencias obtenidos, se combinan los dos espectros de la componente horizontal. Así se tienen los espectros horizontal y vertical necesarios para calcular la función de transferencia. La figura 2.1.13 muestra de manera ilustrativa el proceso de obtención del espectro H/V de cada ventana.

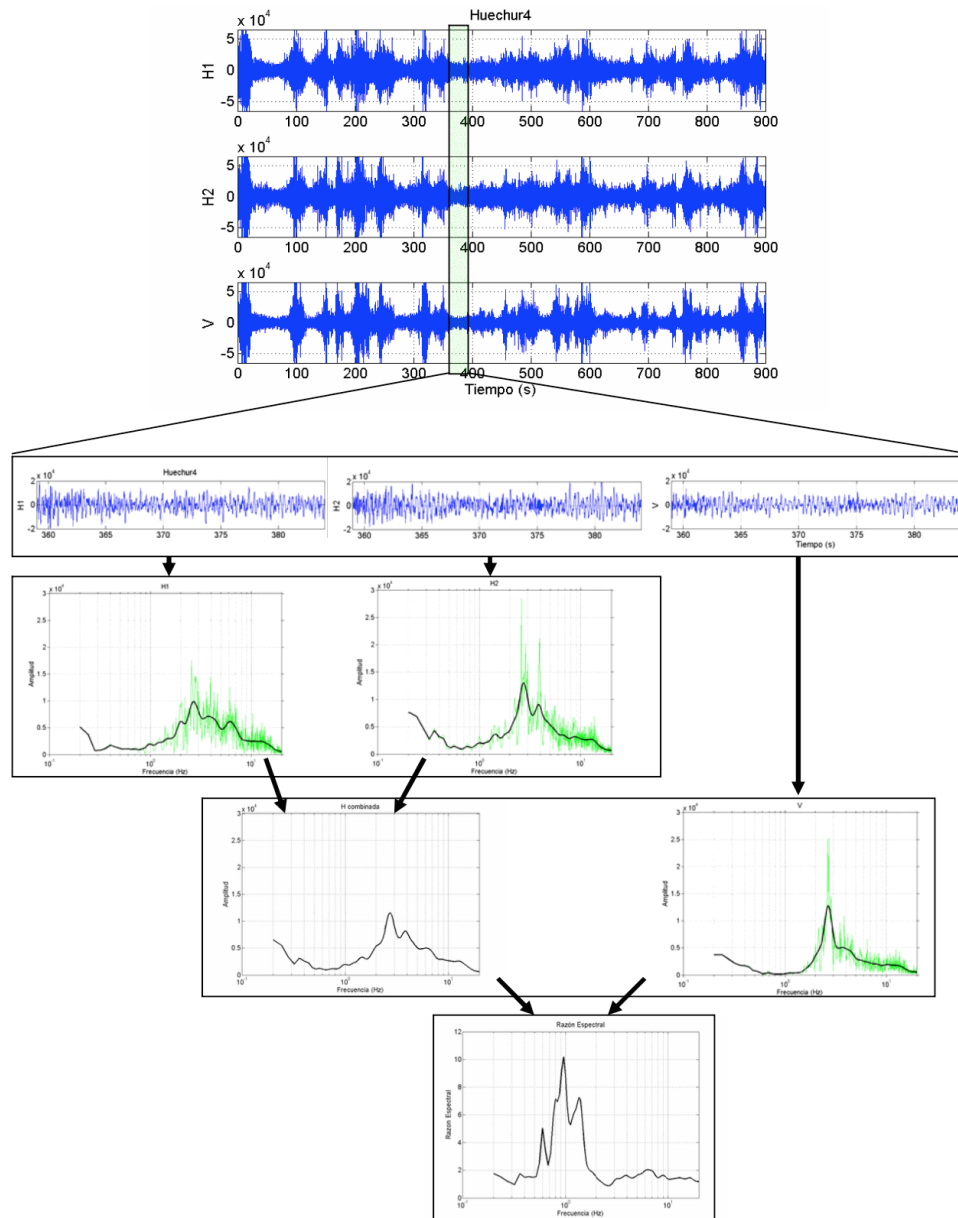


Figura 2.1.13: Ejemplo de proceso para el cálculo de espectro H/V. Fuente: Pastén (2007).

Para finalizar, se realiza un promedio para la razón espectral de todas las ventanas, con lo que se obtiene el espectro definitivo con su correspondiente frecuencia fundamental y amplitud.

### 2.1.3.3. Índice de vulnerabilidad del suelo $K_g$

Nakamura (1996), en el marco de desarrollo de sistemas de mitigación de riesgo sísmico en tiempo real, propuso el índice de vulnerabilidad  $K$  para suelos y para estructuras para estimar de mejor manera los daños provocados por terremotos. Este trabajo se centra en el índice de vulnerabilidad aplicado a suelos  $K_g$ .

Para comenzar, se considera la deformación angular  $\gamma$ . Nakamura utiliza la simplificación mostrada en la figura 2.1.14 con lo que la deformación angular promedio queda expresada de la siguiente manera:

$$\gamma = \frac{A \cdot d}{H} \quad (2.1.37)$$

Donde  $A$  corresponde al factor de amplificación del depósito de suelo,  $H$  corresponde al espesor del estrato y  $d$  es el desplazamiento sísmico del basamento rocoso.

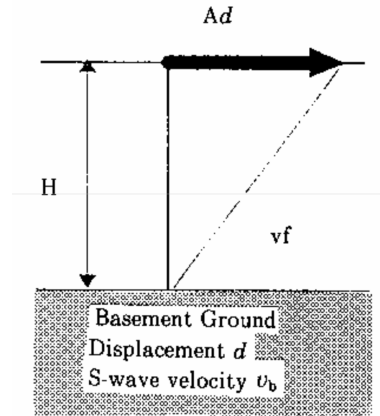


Figura 2.1.14: Deformación horizontal del depósito de suelos. Fuente: Nakamura (1996).

Si asumimos que la velocidad en la roca basal es  $v_b$ , podemos estipular la frecuencia fundamental del depósito de suelo como en la ecuación 2.1.38. La aceleración en el basamento queda expresada en la ecuación 2.1.39.

$$F = \frac{v_b}{4 \cdot H \cdot A} \quad (2.1.38)$$

$$a = (2\pi \cdot F)^2 \cdot d \quad (2.1.39)$$

Con estas fórmulas definidas, se puede reescribir la deformación angular  $\gamma$  tal que:

$$\gamma = \frac{A \cdot a}{(2\pi \cdot F)^2} \cdot \frac{4 \cdot A \cdot F}{v_b} \quad (2.1.40)$$

$$\gamma = \frac{A^2}{F} \cdot \frac{a}{\pi^2 \cdot v_b} \quad (2.1.41)$$

$$\gamma = C \cdot K_g \cdot a \quad (2.1.42)$$

Donde  $C$  se define como una constante que depende de la velocidad de corte en el basamento rocoso. También se define el índice de vulnerabilidad del suelo  $K_g$ .

$$C = \frac{1}{\pi^2 \cdot v_b} \quad (2.1.43)$$

$$K_g = \frac{A^2}{F} \quad (2.1.44)$$

Se hizo un estudio de microvibraciones ambientales en la Bahía de San Francisco luego del sismo de Loma Prieta de 1989. En este estudio se pudo determinar que aquellos suelos que presentaron un índice de vulnerabilidad  $K_g$  mayor a 20 licuaron, mientras que valores inferiores no tuvieron daños importantes, como se aprecia en la figura 2.1.15.

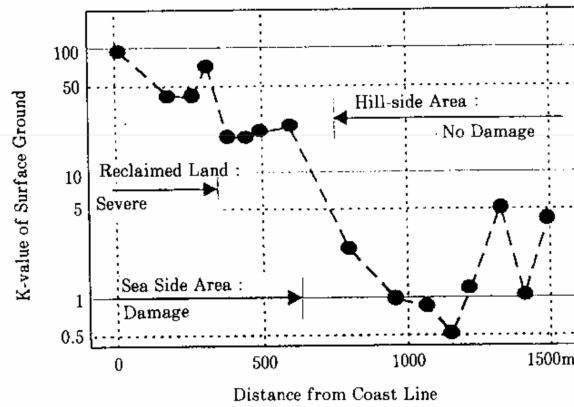


Figura 2.1.15: Índice de vulnerabilidad  $K_g$  para la Bahía de San Francisco, luego del sismo de Loma Prieta en 1989. Fuente: Nakamura (1996).

Para el sismo de Chi-Chi de  $M_w=7.6$  ocurrido en 1999 en Taiwán, se presentaron importantes daños en gran parte del país, principalmente por el fuerte movimiento que se generó en la zona central así como también producto de licuación de suelos en muchos lugares. Uno de los sitios más afectados por este último fenómeno fue la zona de Yuan-Lin. En ese contexto, los investigadores taiwaneses Huey-Chu Huang y Yung-Sheng Tseng (2002) también estudiaron la relación entre espectros H/V realizados en el área de Yuan-Lin con las evidencias de licuación que se presentaron como volcanes de arena y colapsos de viviendas.

Mediante el empleo del índice de vulnerabilidad  $K_g$ , se volvió a corroborar que en sitios con un  $K_g$  alto son propensos a desarrollar licuación. En el caso particular de Yuan-Lin, se encontró que los suelos licuados tienen frecuencias fundamentales bajas entre 0.7 y 1.0 Hz, junto con altos factores de amplificación por sobre 2.5. Por otro lado, las zonas que no presentaron licuación mostraron frecuencias predominantes por encima de los 1.5 Hz, y menores factores de amplificación (cerca de 2).

El estudio concluyó que en general, existe una correlación entre  $K_g$  y las evidencias de licuación encontradas. Las zonas con  $K_g > 10$  presentaron licuación, las zonas con  $K_g$  menor responden a zonas cercanas a montañas.

El índice de vulnerabilidad del suelo  $K_g$  se puede asociar a la facilidad para generar deformación del suelo, un valor  $K_g$  alto es más propenso a deformarse que un  $K_g$  menor. Ishihara (1996) muestra la relación entre la deformación angular y distintos fenómenos que le ocurren al suelo, lo que se muestra en la figura 2.1.16, así, cuando ocurren desangulaciones de suelo superiores a  $\gamma = 1 \cdot 10^{-2}$  se producirían deslizamientos, compactación de suelos y licuación. Este hecho permite relacionar directamente las aceleraciones producidas por un sismo y su índice de aceleración  $K_g$  con la ocurrencia de licuación.

Magnitud de Deformación $\gamma$	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$
Fenómeno	Onda, Vibración		Agrietamiento, Asentamiento		Deslizamientos, Compactación, Licuación	
Propiedades Dinámicas	Elasticidad		Elasto-Plasticidad		Colapso	
					Efecto de Repetición, Efecto de Velocidad de Carga	

Figura 2.1.16: Deformación angular del suelo y los fenómenos asociados. Fuente: Modificado de Ishihara (1996).

## 2.2. Medidas de intensidad

Las metodologías basadas en esfuerzos entregan como resultado un factor de seguridad a la licuación por cada estrato evaluado. Esto es útil para saber qué capa del suelo es más propensa a licuar, sin embargo, no es una variable fácil de visualizar en mapas de riesgo. Por esto se utilizan índices o medidas de intensidad que permiten incorporar en un único valor la influencia de los estratos en profundidad.

### 2.2.1. Índice de potencial de licuación LPI

El Índice de Potencial de Licuación LPI fue desarrollado por Iwasaki et al. (1984) y busca estimar el grado de severidad de licuación en un sitio dado. El LPI es la integral desde los 0 m hasta los 20 m de profundidad del parámetro  $F$  por una función  $W(z)$  que depende de la profundidad de cada estrato, como se muestra en la ecuación 2.2.1.

$$\text{LPI} = \int_0^{20} F \cdot W(z) dz \quad (2.2.1)$$

$$\begin{aligned} F &= 1 - \text{FS} & \text{FS} &\leq 1.0 \\ F &= 0 & \text{FS} &> 1.0 \end{aligned} \quad (2.2.2)$$

$$W(z) = 10 - 0.5 \cdot z \quad (2.2.3)$$

Donde FS es el factor de seguridad a la licuación en cada estrato, y  $z$  es la profundidad.

Iwasaki et al. (1984) comparan el LPI obtenido de mediciones *in-situ* con la presencia de licuación en los suelos, y propone la siguiente clasificación.

Tabla 2.2.1: Clasificación de riesgo según LPI. Fuente: Modificado de Iwasaki et al. (1984)

LPI	Riesgo
0	Muy bajo
$0 < \text{LPI} \leq 5$	Bajo
$5 < \text{LPI} \leq 15$	Alto
$15 < \text{LPI}$	Muy alto

### 2.2.2. Asentamientos post licuación

Con los factores de seguridad por estrato y el  $N_1$ , Ishihara y Yoshimine (1992) proponen un gráfico con el cual se estima la deformación volumétrica  $\epsilon_v$  que desarrollaría un suelo con determinado FS.

Teniendo la deformación volumétrica  $\epsilon_v$  en cada estrato, solo resta multiplicar por el espesor y sumar dichos valores en toda la profundidad estudiada. Así, se obtienen los asentamientos totales post-licuación. Ishihara y Yoshimine (1992) propone una clasificación de daños en función del asentamiento, la que se muestra en la figura 2.2.2.

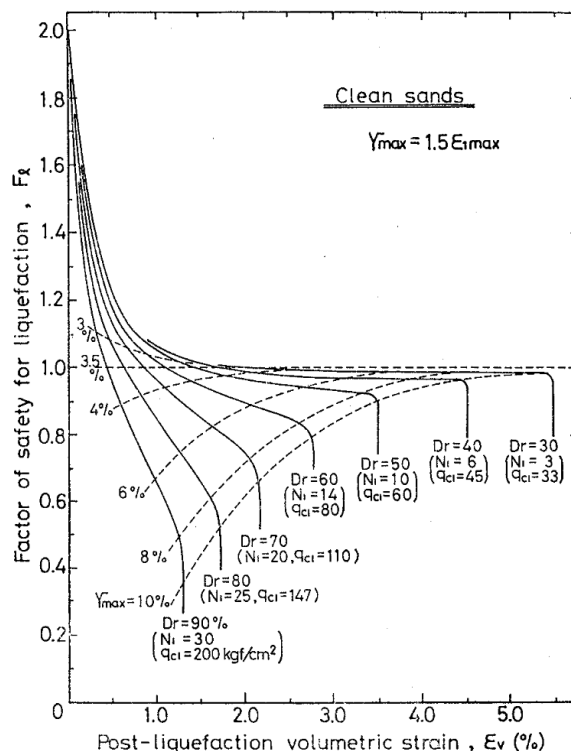


Figura 2.2.1: Gráfico para determinar la deformación volumétrica en función del factor de seguridad. Fuente: Ishihara y Yoshimine (1992).

Tabla 2.2.2: Clasificación de daños según asentamientos post-licuación. Fuente: Modificado de Ishihara y Yoshimine (1992).

Extensión del daño	Asentamiento [m]	Fenómeno en superficie
Ligero a No Daño	0 - 0.1	Grietas menores
Daño Medio	0.1 - 0.3	Grietas menores y pequeños rastros de agua en arenas
Daño Extenso	0.3 - 0.7	Grietas grandes, salidas de agua en arenas, desplazamientos laterales

### 2.2.3. Número de severidad de la licuación LSN

El número de severidad de la licuación LSN es un índice que se relaciona con las deformaciones volumétricas de los estratos, propuesto por Tonkin and Taylor (2013).

$$LSN = 1000 \cdot \int \frac{\epsilon_v}{z} dz \quad (2.2.4)$$

Donde  $\epsilon_v$  es la deformación volumétrica del estrato y  $z$  es la profundidad del mismo.

El estudio se basó en los episodios de licuación vistos tras el terremoto de Canterbury en 2011. En Nueva Zelanda está más extendido el uso de CPT, por lo que se propone el uso de la deformación volumétrica  $\epsilon_v$  obtenida según Zhang et al. (2002). Sin embargo, para este trabajo se utiliza  $\epsilon_v$  según



la metodología de Ishihara y Yoshimine (1992) que permite relacionarlo con ensayos SPT.

En la tabla 2.2.3 se muestra la clasificación de daños propuesta por la consultora.

Tabla 2.2.3: Clasificación de riesgo según LSN. Fuente: Modificado de Tonkin and Taylor (2013).

LSN	Comportamiento predominante
0 - 10	Pequeña a nula expresión de licuación, efectos menores
10 - 20	Expresiones menores de licuación, algunos volcanes de arenas
20 - 30	Expresiones moderadas de licuación, volcanes de arenas y algunos daños estructurales
30 - 40	Expresiones moderadas a severas de licuación, asentamientos que pueden causar daños estructurales
40 - 50	Expresiones mayores de licuación, ondulaciones y daño en la superficie del suelo, asentamientos severos totales y diferenciales que causan daños en estructuras
50 <	Daños severos, extensa evidencia de licuación en superficie, asentamientos totales y diferenciales severos afectando a estructuras, daño a servicios

#### 2.2.4. Deformación de corte $\gamma$

Para poder tener un parámetro comparable directamente con los resultados que se obtienen del análisis con H/V, se calcula la deformación de corte promedio que desarrollaría el suelo en función del factor de seguridad.

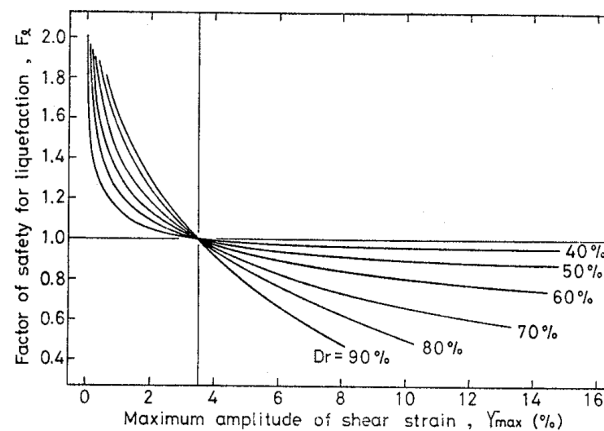


Figura 2.2.2: Relación entre el factor de seguridad a la licuación y la máxima deformación de corte. Fuente: Ishihara y Yoshimine (1992).

La deformación de corte  $\gamma$  se obtiene del gráfico propuesto por Ishihara y Yoshimine (1992) que relaciona  $\gamma_{max}$  con el factor de seguridad y la densidad relativa del suelo, esta última se estima según la fórmula propuesta en Idriss y Boulanger (2014). Luego, se calcula un promedio de  $\gamma_{max}$  ponderado por los espesores de las capas.

Yi (2010) propone una fórmula para calcular la deformación de corte mediante  $V_{st}$ , adaptando la formulación original de Ishihara y Yoshimine (1992)

### 3. Casos históricos de licuación

Gonzalez (2015) recopiló evidencias de licuación desde distintas fuentes para sismos desde 1570 para todo Chile. Para la Región Metropolitana, los primeros registros son del año 1647 donde el obispo de Santiago envía una carta al Presidente de Las Indias comentando que el sismo abrió grietas en plazas y caminos, expulsando aguas malolientes y grandes cantidades de arena. Hechos similares retrató el historiador Benjamín Vicuña Mackenna en 1869.

Ya en tiempos más actuales, el terremoto de Valparaíso de 1985 de  $M_w$  7.8 generó importantes daños en los puertos de Valparaíso y San Antonio, donde se vieron asentamientos en varias estructuras y volcanes de arenas debido al aumento de presiones de poro. En la Región Metropolitana, el Paso Superior Hospital presentó importantes daños.

El terremoto de Maule de 2010 tuvo una magnitud de  $M_w$  8.8 y es el que ha generado mayores daños por licuación en la región. Se registraron colapsos en Paso Superior Hospital, Paso Superior Champa, Paso Inferior Los Pinos, Paso Inferior Azufraderos, Paso Inferior Chada. También se vieron daños en estructuras como comisarías, escuelas, casas y puentes menores en la zona sur de la región. En la zona de Lampa se registró un levantamiento de estanques de gasolina (figura 3.0.3a); y en la comuna de Alhué se generaron fallas rotacionales en los muros de un tranque de relaves, además de evidencia de licuación en lamas y parte basal del muro (figura 3.0.3b) (González 2015).



(a) Flotación de estructura enterrada en Lampa.



(b) Volcanes de arena en tranque de relave en Alhué.

Figura 3.0.3: Evidencias de licuación fuera de zona de estudio. Fuente: González (2015)

Teniendo en cuenta estos eventos, se puede apreciar una importante concentración de zonas con licuación en la comuna de Paine y en el sector sur de la comuna Buin. Esta zona resulta de interés por la presencia de importantes infraestructuras críticas como pasos bajo nivel y sobre nivel de carreteras que conectan con la capital Santiago. Por esta razón, se determina como zona de estudio en la presente memoria. En la figura 3.0.4, se presentan los detalles de las evidencias de licuación presentes en la zona de estudio.

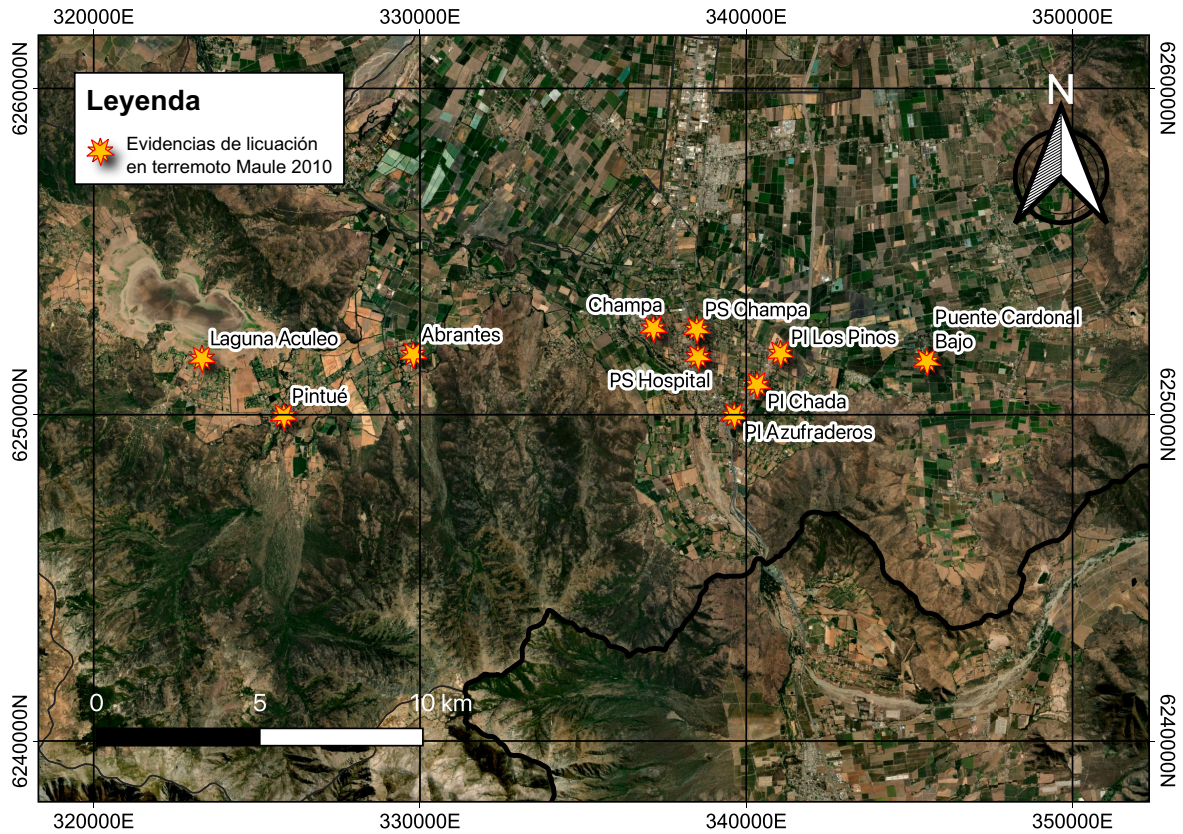


Figura 3.0.4: Evidencias de licuación para el terremoto de Maule de 2010. Datos extraído de Gonzalez (2015).

### 3.1. Champa

En la localidad de Champa se generó una grieta con sentido suroriente-norponiente con profundidad de 5 m y 20 cm de ancho. Esta grieta destruyó casas, torres de agua, caminos, entre otros.

Una de las estructuras más dañadas fue la escuela Elías Sánchez Ortúzar (figura 3.1.1), donde la grieta mencionada previamente ingresó a la estructura destruyendo sobrecimientos, fundaciones, muros, vigas y radieres, y generando asentamientos diferenciales. Al cabo de algunos días el edificio se inclinó alcanzando un descenso de 20 cm. Moffat y Ruz (2018) mencionan la presencia de un volcán de arena en las cercanías de la escuela.

Estudios de mecánica de suelos presentados a la municipalidad, indican la presencia de material fino arcilloso hasta los 3 m de profundidad, seguido por una capa de arena limosa con espesor entre 1 m a 3 m (González 2015). Lo anterior se reafirma con la estratigrafía encontrada por Moffat y Ruz (2018) mediante ensayos CPT y SPT, que revelan estratos intercalados de arena limosa y arcillas. Un estrato de arena limosa entre 2.5 m y 3 m aproximadamente, tiene una baja resistencia de punta de  $q_c \approx 4$  MPa. El nivel freático se aprecia entre 2 m y 2.4 m de profundidad. Cerca de los 11 m se alcanza un estrato de grava arenosa.



Figura 3.1.1: Daños en escuela Elías Sánchez Ortúzar en Champa. Fuente: Moffat y Ruz (2018).

Moffat y Ruz (2018) realizaron además mediciones para conocer la velocidad de onda de corte del suelo, ensayos down-hole, MASW y correlaciones con ensayo CPT. En todos los resultados se aprecia una velocidad de alrededor de 180 m/s en los primeros 12 m, luego de esa profundidad, los ensayos MASW indican velocidades entre 420 m/s y 550 m/s aproximadamente. La velocidad en los 30 m superficiales es  $V_s = 245$  m/s.

Las mediciones de Nakamura entregan un peak en torno a los 0.5 Hz de frecuencia o 2 s de período, que podría indicar una profundidad del basamento de 130 m (Moffat y Ruz 2018). Este peak tiene una amplitud cercana a 3.

## 3.2. Abrantes

Casas particulares construidas usualmente con adobe presentaron importantes daños y grietas (figura 3.2.1a). Estos daños también fueron vistos en calles y tendido eléctrico. Galpones industriales de la compañía *Champiñones Abrantes* sufrieron graves daños. La iglesia del lugar resultó con asentamiento en sus fundaciones en aproximadamente 50 cm, lo que provocó gran destrucción en la estructura (figura 3.2.1b).

González (2015) además señala que vecinos del sector detectaron salidas de vapor y agua a través de las grietas durante el sismo.



(a) Casa con fisuras y grietas en suelos.



(b) Iglesia con asentamientos.

Figura 3.2.1: Evidencias de licuación en localidad de Abrantes. Fuente: González (2015)

Brantt (2011) indica la presencia de depósitos aluviales formados por arenas y material fino, también se indica un nivel freático con profundidades menores a 5 m.

Mediciones de espectros H/V muestran frecuencias predominantes de alrededor de 0.5 Hz con una amplitud considerable cercana a 5.5 (Contreras 2011). Otro punto, cercano a fábrica Champiñones Abrantes entrega un peak ancho iniciando en 0.5 Hz y llegando hasta los 5 Hz aproximadamente (Contreras 2011) (Brantt 2011).

### 3.3. Pintué

Brantt (2011) indica numerosos daños en la localidad de Pintué, agrietamiento de caminos y daños es estructuras de adobe y albañilería. Se presentaron asentamientos en casas y agrietamientos en suelos que se podrían explicar con eventos de licuación (figura 3.3.1a). Comisaría de Pintué quedó completamente destruida (figura 3.3.1b).



(a) Casa con asentamientos.



(b) Comisaría totalmente destruída.

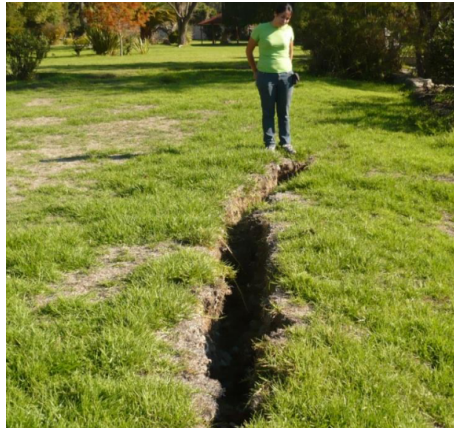
Figura 3.3.1: Evidencias de licuación en localidad de Pintué. Fuente: Brantt (2011)

Al igual que en el sector de Abrantes, Brantt (2011) indica que el sector se encuentra principalmente constituido por arenas y sedimentos finos, y se presenta una profundidad de nivel freático menor a 5 m.

Mediciones de Nakamura entregan una frecuencia predominante entre 1 Hz y 2 Hz y amplitudes entre 3 y 4 (Contreras 2011) (Brantt 2011).

### 3.4. Aculeo

Se presentaron grietas en el suelo en sector cercano a condominio Alto Laguna, a metros de distancia de la laguna. Estas grietas tienen direcciones norte-sur y este-oeste, profundidad de aproximadamente 1 m (figura 3.4.1). Se relacionarían con un evento de *lateral spreading*.



(a) Agrietamiento, fotografía con orientación hacia el oeste.



(b) Agrietamiento, fotografía con orientación hacia el suroeste.

Figura 3.4.1: Evidencias de licuación en cercanías de Laguna de Aculeo.  
Fuente: Brantt (2011)

Brantt (2011) describe la zona donde hubo licuación como depósitos de limos orgánicos con algunos horizontes de arenas medias a finas. Moffat y Pastén (2014) realizaron ensayos CPT, MASW activo y mediciones de razones espectrales H/V en un sitio cercano. En dicho lugar también se encontraron intercalaciones de limos arcillosos con arenas y arenas limosas, y un nivel freático a 6 m de profundidad aproximadamente. Se encontraron Algunos estratos de suelos rígidos a una profundidad de 15 m, 20 m, 24 m y 27 m.

La velocidad de onda de corte aumenta a medida que se incrementa la profundidad, comienza con valores en torno a 150 m/s en superficie hasta valores cercanos a 400 m/s a una profundidad de 30 m. La velocidad en los 30 m superficiales es  $V_{s30} = 230$  m/s (Moffat y Pastén 2014).

Registros de razones espectrales H/V muestran una frecuencia predominante cercana a  $f_0 = 0.58$  Hz. Se destaca una gran amplitud de este peak alcanzando un valor de 10, pudiéndose inferir un fuerte contraste de impedancia entre el basamento rocoso y los sedimentos (Moffat y Pastén 2014). Otras mediciones cercanas, realizadas por Brantt (2011) y procesadas por Contreras (2012), indican frecuencias de  $f_0 = 0.93$  Hz con amplitudes menores de 2.03.

### 3.5. Cardonal

El puente Cardonal presentó severos daños en sus accesos, se generaron profundas grietas y asentamientos del terraplén de hasta 50 cm. Además, se dañaron tramos de la ruta perdiendo rectitud debido a la aparición de grietas. Algunos postes de la red eléctrica sufrieron inclinación (figura 3.5.1).



(a) Daños en el camino e inclinación de poste de tendido eléctrico.



(b) Grietas profundas en el acceso de puente.

Figura 3.5.1: Evidencias de licuación en Cardonal. Fuente: González (2015)

Contreras (2012) midió en este sector razones espectrales H/V. En dos registros se encontraron frecuencias fundamentales de  $f_0 = 0.5$  Hz y  $f_0 = 0.6$  Hz, y amplitudes de 2.8 y 5.8 respectivamente.

### 3.6. Paso Superior Hospital

Se trata de un paso superior de la Ruta 5 Sur, que cruza la línea férrea en el kilómetro 48.6. Está formado por dos estribos transparentes y una cepa central. El tablero está compuesto por dos tramos de 28 m y 35.4 m respectivamente, con apoyos simples en ambos terraplenes de acceso y losa continua en la cepa central. El sistema de fundaciones se basa en pilotes preexcavados de 1.5 m de diámetro (González 2015).

Producto del terremoto de 2010, los tableros cayeron y hubo desplazamientos horizontales de los estribos hacia la cepa central (figura 3.6.1a). Se llegaron a medir 73 cm en promedio de corrimiento en el estribo de entrada y 33.5 cm en el de salida, estos estribos además presentaron asentamientos de 13 cm y 10 cm respectivamente. También hubo levantamiento del terreno al pie de los terraplenes (figura 3.6.1b) (González 2015).

Para el terremoto de 1985, este paso sobre nivel sufrió daños de la misma naturaleza que los producidos en 2010, según indica el profesor Pedro Ortigosa (González 2015). En 1985 no se le atribuyeron esos daños al fenómeno de licuación sino a una degradación del suelo de fundación, sin embargo, en estudios posteriores se detectaron lentes de arena que habrían provocado los deslizamientos de terraplenes.





(a) Caída de tablero sobre línea férrea.



(b) Deslizamiento de terraplén.

Figura 3.6.1: Evidencias de licuación en Paso Superior Hospital. Fuente: González (2015)

Distintos sondajes realizados en 1985, 1999 y en 2010 muestran tres materiales: gravas en superficie y en profundidad; suelos finos hasta aproximadamente 17 m de profundidad, compuestos por limos, limos arcillosos de media a baja plasticidad y algunos lentes de arcillas y arcillas limosas de baja plasticidad; finalmente se encuentran arenas limosas encapsuladas por material fino (González 2015). Los lentes de arenas mencionados tienen generalmente valores de  $N_{SPT}$  menores a 20.

Grand y Pastén (Comunicación directa 2020), mediante mediciones en terreno, indican que en cercanías del Paso Superior Hospital se tiene una velocidad de ondas de corte creciente al aumentar la profundidad con valores de 116 m/s en los primeros 1.4 m, 227 m/s e hasta los 13.8 m y velocidades superiores a 300 m/s desde los 13.8 m. La velocidad en los 30 m superficiales es  $V_{s30} = 255$  m/s.

Contreras (2011) determinó, con razones espectrales H/V, una frecuencia predominante de  $f_0 = 0.45$  Hz y una amplitud de 3.51.

### 3.7. Paso Superior Champa

Este paso superior cruza la línea de ferrocarril en camino de acceso a Colonia Kennedy. Es una estructura de 41.8 m, con estribos transparentes y una cepa central formada por 3 columnas de 1 m de diámetro, tiene un tablero continuo de dos tramos. Su sistema de fundación se compone por pilotes preexcavados de 1.5 m, cuatro para cada estribo con profundidad de 23.5 m y 3 para la cepa central con 20 m de profundidad.

Se produjeron grandes desplazamientos y deformaciones en los estribos (figura 3.7.1), además de corrimientos laterales en las vigas del tablero.

Luego del terremoto de Maule 2010 se realizaron dos sondajes con ensayos SPT. En ambos se ven estratos de arcillas y limos arenosos, junto con lentes de arenas saturadas sueltas y de baja resistencia a 1.8 m y 5.5 m de profundidad, con un valor de SPT menores a 5 golpes/pie (González 2015).



Figura 3.7.1: Daños producidos por licuación en Paso Superior Champa.  
Fuente: González (2015)

El perfil de velocidad de onda de corte va desde los 173 m/s hasta los 244 m/s en los 17 m superficiales, llegando hasta 552 m/s hasta 30 m de profundidad. Velocidad en los primeros 30 m es  $V_{s30s} = 301$  m/s (Grand y Pastén, comunicación directa 2020).

Grand y Pastén (Comunicación directa 2020) indican una frecuencia predominante de  $f_0 = 0.4$  y amplitud de 3, en el mismo sitio del perfil de velocidades.

### 3.8. Paso Inferior Chada

El paso inferior Chada Se ubica en el kilómetro 43.3 de la autopista de acceso Sur a Santiago. Estaba formado por dos estribos transparentes y una cepa central apoyada sobre tres columnas circulares de 1 m de diámetro. El tablero está compuesto por dos tramos de 28 m cada uno. El sistema de fundaciones para los estribos corresponde a pilotes preexcavados de 1.5 m de diámetro y una profundidad de 23.2 m, por otra parte la cepa central está fundada sobre tres pilotes de 17 m de profundidad (González 2015).

El daño más importante fue el giro del tablero en sentido antihorario, desplazándose 64 cm y 78 cm cada estribo respectivamente (figura 3.8.1a). Se produjo un descenso de ambos terraplenes entre 80 cm y 1 m. Deslizamientos en los terraplenes de acceso, al pie de los taludes. Asentamiento del relleno del trasdós de estribo transparente, a raíz de un desplazamiento del relleno alrededor del pilote (figura 3.8.1b) (González 2015).



(a) Rotación de tablero.



(b) Separación de columna.

Figura 3.8.1: Daños producidos por licuación en Paso Inferior Chada. Fuente: González (2015)

Contreras (2012) señala que la estratigrafía del paso Chada es similar a la encontrada en el Paso Superior Hospital, tratándose de un depósito tipo lagunar de material fino compuesto de arcillas, arcillas limosas y limos de plasticidad media a baja en los primeros 7 m, la consistencia de estos suelos va aumentando hasta alcanzar el estrato de grava compacta cercano a los 17.5 m de profundidad. Se identifican lentes de arena a una profundidad de 2.3 m y 6 m de baja resistencia ( $N_{SPT} = 4$  golpes/pie), en los cuales se habría desarrollado licuación.

A escasos metros del paso, el perfil de velocidades entrega valores 127 m/s los primeros 2 m de profundidad, 217 m/s hasta una profundidad de 16.6 m y 475 m/s hasta los 30 m. El valor de  $V_{s30} = 270$  m/s (Grand y Pastén, comunicación directa 2020).

Mediciones de H/V hechas en dos sitios cercanos al paso Chada arrojan una frecuencia predominante del suelo en torno a los 0.45 Hz y 0.48 Hz, con amplitudes de 2.3 y 4.8 respectivamente (Grand y Pastén, comunicación directa 2020) (Contreras 2012).

### 3.9. Paso Inferior Los Pinos

Se ubica en el kilómetro 42 del acceso sur a Santiago. El paso cuenta con estribos transparentes y una cepa central de tres columnas. Tablero continuo de dos tramos de 29.5 m cada uno. El sistema de fundaciones es de 4 pilotes preexcavados de 1.5 m de diámetro con una profundidad de 15.7 m para los estribos, y de cuatro pilotes preexcavados de 1 m de diámetro con 11 m de profundidad para la cepa central (González 2015).

Luego del terremoto de 2010, el paso sufrió deslizamientos y giro de los tableros, los cuales cayeron sobre la carretera. Vigas resultaron agrietadas. También se observaron asentamientos en los terraplenes de acceso (figura 3.9.1).



Figura 3.9.1: Daños en Paso Inferior Los Pinos. Fuente: González (2015).

En el caso del Paso Inferior Los Pinos no se realizaron sondajes, sin embargo, se puede proyectar la información de un sondaje realizado a 800 m al norte en el puente Cardonal. Dicho sondaje indica la presencia de arena en los primeros 1.5 m, arena gravosa hasta los 11 m, luego grava hasta los 13 m, arcilla limosa de 13 m hasta 15 m y finalmente, arenas hasta los 20 m. Contreras (2011) comentó depósitos de arenas y gravas compactas intercaladas por suelos finos de consistencia alta, además se indicó la existencia de lentes de arenas limosas de compacidad baja.

El perfil de velocidades de onda de corte encontrado en el lugar muestra 106 m/s en los primeros 1.5 m, 246 m/s hasta 9 m de profundidad y por último, 309 m/s hasta los 30 m. La velocidad ponderada de los 30 m superficiales es  $V_{s30} = 264$  m/s (Grand y Pastén, comunicación directa 2020).

Resultados de espectros H/V del lugar indican una frecuencia predominante de 0.43 Hz y 0.38 Hz, con 5 y 1.6 de amplitud respectivamente (Grand y Pastén, comunicación directa 2020) (Contreras 2012).

### 3.10. Paso Inferior Azufraderos

Se ubica en el kilómetro 44.6 del acceso sur a Santiago. Los estribos son transparentes y una cepa central con tres columnas de 1 m de diámetro. El tablero es continuo con dos tramos de 24 m. Las fundaciones en los estribos son dos pilotes preexcavados de 1.5 m de diámetro con 15 m de profundidad, en la cepa se tiene un pilote de 1.5 m de diámetro con una profundidad de 17 m.

Se produjeron desplazamientos transversales en los tableros, deslizamientos superficiales y asentamientos en los taludes de los terraplenes de acceso y corrimientos horizontales locales entre el pavimento y la berma (figura 3.10.1) (González 2015).

La estratigrafía es similar al resto de los pasos carreteros del sector, con arcillas de consistencia baja hasta los primeros 6 m, el siguiente estrato es de arenas finas limosas de alta compacidad hasta 7.6 m, luego un estrato de grava arenosa hasta los 14 m intersectado por una capa de 60 cm de suelo fino a 9 m de profundidad, sigue un estrato de arena limosa hasta los 15 m para finalizar con arcillas limosas con arenas hasta los 20 m (Contreras 2012).



(a) Descenso en terraplén de acceso oriente.



(b) Asentamiento en terraplén.

Figura 3.10.1: Daños producidos por licuación en Paso Inferior Azufraderos.  
Fuente: González (2015)

Las velocidades de onda de corte son 124.5 m/s en 1.6 m iniciales, 221 m/s hasta 11.2 m, y finalmente llegar a velocidades sobre 300 m/s hasta los 30 m de profundidad. La velocidad de los primeros 30 m es  $V_{s30} = 260$  m/s (Grand y Pastén, comunicación directa 2020).

Grand y Pastén (comunicación directa 2020) y Contreras (2012) indicaron una frecuencia predominante de  $f_0 = 0.63$  Hz y amplitud en torno 3.5.

## 4. Caracterización de los suelos de la región

### 4.1. Caracterización geológica e hidrológica

Como muestra la evidencia, la zona más propensa a desarrollar licuación es la zona sur de la Región Metropolitana, abarcando principalmente a la comuna de Paine y el sector sur de la comuna de Buin. Brantt (2011) realizó una completa caracterización geológica e hidrológica de dicha zona a partir de estudios en terreno e investigaciones anteriores. A continuación se presentan los aspectos más relevantes para los objetivos de la presente investigación.

#### 4.1.1. Geología

La zona de Buin y Paine corresponde en su mayoría a sedimentos del abanico del río Maipo, que provienen principalmente de zonas cordilleranas.

##### 4.1.1.1. Basamento rocoso

La roca basal por rocas intrusivas y rocas estratificadas como volcánicas y sedimentarias. La profundidad puede llegar hasta los 400 m. Existen franjas de afloramientos volcano-sedimentarios: la primera bordeando la Laguna Aculeo, de edad cretácica y orientación norte-sur; y la segunda en el sector oriental de la cuenca, de edad oligocena-miocena.

##### 4.1.1.2. Relleno cuaternario

Brantt (2011) clasificó los rellenos teniendo en cuenta las características del material y, en menor medida, según la geomorfología que es de alguna manera responsable de la granulometría.

Se encontró una importante similitud entre las características de los suelos de la zona y la clasificación propuesta por Leyton et al. (2010), por lo que se trabajó con esta clasificación. Sin embargo, Brantt (2011) definió una nueva unidad (unidad **IIIc**) para una mejor caracterización, quedando finalmente las unidades **II, IIIa, IIIc, IV, Va, VI, VII y VIII**.

#### **Unidad II - Gravas asociadas a abanicos aluviales**

Es la unidad más presente en la zona de estudio, se asocia con abanicos aluviales de los ríos Maipo, Clarillo, Peuco y de los esteros El Escorial y El Ajial y estero Huiticalán.

Según Milovic (2000), la unidad está constituida por ripios y gravas, medianamente redondeados y de baja a regular esfericidad, con matriz generalmente, arena limosa o arena limo arcillosa, normalmente subordinada a la fracción gruesa. El régimen de sedimentación hidrodinámico genera estratificación y una lenticularidad entre materiales de distintas granulometrías. El tamaño de las partículas disminuye de forma gradual desde el ápice de los abanicos hasta la zona distal, pudiéndose observar material fino con mayor frecuencia.

El basamento rocoso en esta unidad llega a los 400 m en su zona más profunda, disminuyendo hacia el sector de Valdivia de Paine, donde se ubican afloramientos rocosos.

#### **Unidad IIIa - Gravas angulosas en matriz arena arcillosa, asociadas a depósitos aluvio coluviales**

Esta unidad se asocia a quebradas distribuidas por toda la zona. Corresponde a zonas apical, intermedia y distal de depósitos transportados por acción hídrica y gravitacional, con participación ocasional de flujos torrenciales de alta pendiente (10 % a 20 %) (Milovic 2000). Los materiales de esta unidad presentan una alta variabilidad de granulometría dependiendo de la ubicación del cono, con mayor contenido de finos en zonas distales y mayor tamaño en ápices.

### **Unidad IIIc - Arenas, arcillas y limos, asociados a depósitos distales de conos de deyección**

Se ubica en la localidad de Rangue, en el sector oriente de la Laguna de Aculeo. Se relaciona con bajas pendientes (1 % a 3 %) en las zonas finales de las laderas de cerros. Así, se diferencia de la unidad IIIa por su elevado contenido de material fino.

### **Unidad IV - Bloques en matriz soportante de arcilla, asociadas a depósitos de remoción en masa**

Comprende únicamente la quebrada del estero El Escorial. Tiene granulometría irregular con clastos muy angulosos, alterados (de origen volcánico e intrusivo), inmersos en matriz soportante arcillosa. La matriz arcillo arenosa es cerca del 80 % del total del depósito (Milovic 2000).

### **Unidad Va - Arenas y gravas en matriz areno limosa y material fino, asociada al abanico aluvial del río Angostura**

Corresponde a depósitos del abanico aluvial del río Angostura, incorporando también depósitos distales del abanico del río Maipo.

En esta unidad se encuentran principalmente arenas limosas y sedimentos finos. En determinados sectores existen gravas y bolones de hasta 30 cm, en matriz areno arcillosa. Es usual observar lentes de arenas y delgados horizontes de gravilla y arenas de hasta 1 m de espesor (Milovic 2000).

La topografía del lugar es deprimida, por esto cuenta con gran cantidad de redes de drenaje y napa freática poco profunda (menor a 3 m). Se genera un contexto ideal para inundaciones, que permiten depositación de sedimentos finos.

Debido a las características presentadas, principalmente el nivel freático somero y granulometría de los depósitos, esta unidad geológica reúne las condiciones para desarrollar licuación. En efecto, la gran mayoría de evidencias de licuación estudiadas por González (2015) para el terremoto de Maule de 2010 se encuentran en esta unidad.

### **Unidad VI - Ceniza volcánica, asociada a depósitos piroclásticos**

Unidad está emplazada en salida sur de Angostura de Paine. Se asocia a lomas de ceniza volcánica, proveniente de flujos piroclásticos del volcán Diamante depositados hace aproximadamente 450000 años.

### **Unidad VII - Arenas finas, limos y arcillas, asociada a depósitos lagunares**

Se trata de depósitos en zonas con bajo relieve y drenaje restringido, solo se observa en orillas de Laguna de Aculeo.

Sedimentos son limos orgánicos, existen horizontes fluviales de arenas media a finas, relacionadas con depósitos aluviales de los esteros Abrantes y Pintué. En la zona este de la laguna se pueden provocar anegamientos temporales, debido a que la presencia de depósitos lacustres finos junto

con fluviales arenosos genera acuíferos semiconfinados e impermeables (Milovic 2000).

También se registró evidencia de licuación en esta unidad geológica en el terremoto de 2010 (González 2015).

#### **Unidad VIII - Bloques, bolones, gravas y/o arenas, no consolidados, asociados a depósitos fluviales**

Corresponde a materiales emplazados en lechos de ríos y esteros, y niveles aterrizados de la mayoría de las redes de drenaje. Esto engloba a los ríos Maipo, Mapocho, Clarillo, San Francisco, Angostura y Peuco, esteros El Escorial, estero el Ajial y drenajes menores.

Sedimentos de cauces tienen nula coherencia y granulometría en relación con el tamaño de los ríos. En río Maipo se presentan bolones, ripios y gravas con una matriz arenosa, a veces inapreciable debido al reacarreo de menor energía (Milovic 2000). Ríos de menor envergadura como Peuco, Angostura y El Escorial cuentan con abundantes bloques y bolones, con ripios y gravas en matriz arenosa subordinada. Esteros más pequeños como Abrantes, están compuestos principalmente de arenas.

Depósitos en terrazas fluviales se componen de materiales no consolidados como bolones (10 % a 15 %), ripios y gravas (60 % – 70 %) y arenas (20 % – 25 %) hasta lugares con finos que no superan el 5 % (Milovic 2000).

#### **4.1.2. Mapa geológico**

En la figura 4.1.1 se muestra la distribución espacial de las distintas unidades geológicas expuestas por Brantt (2011).



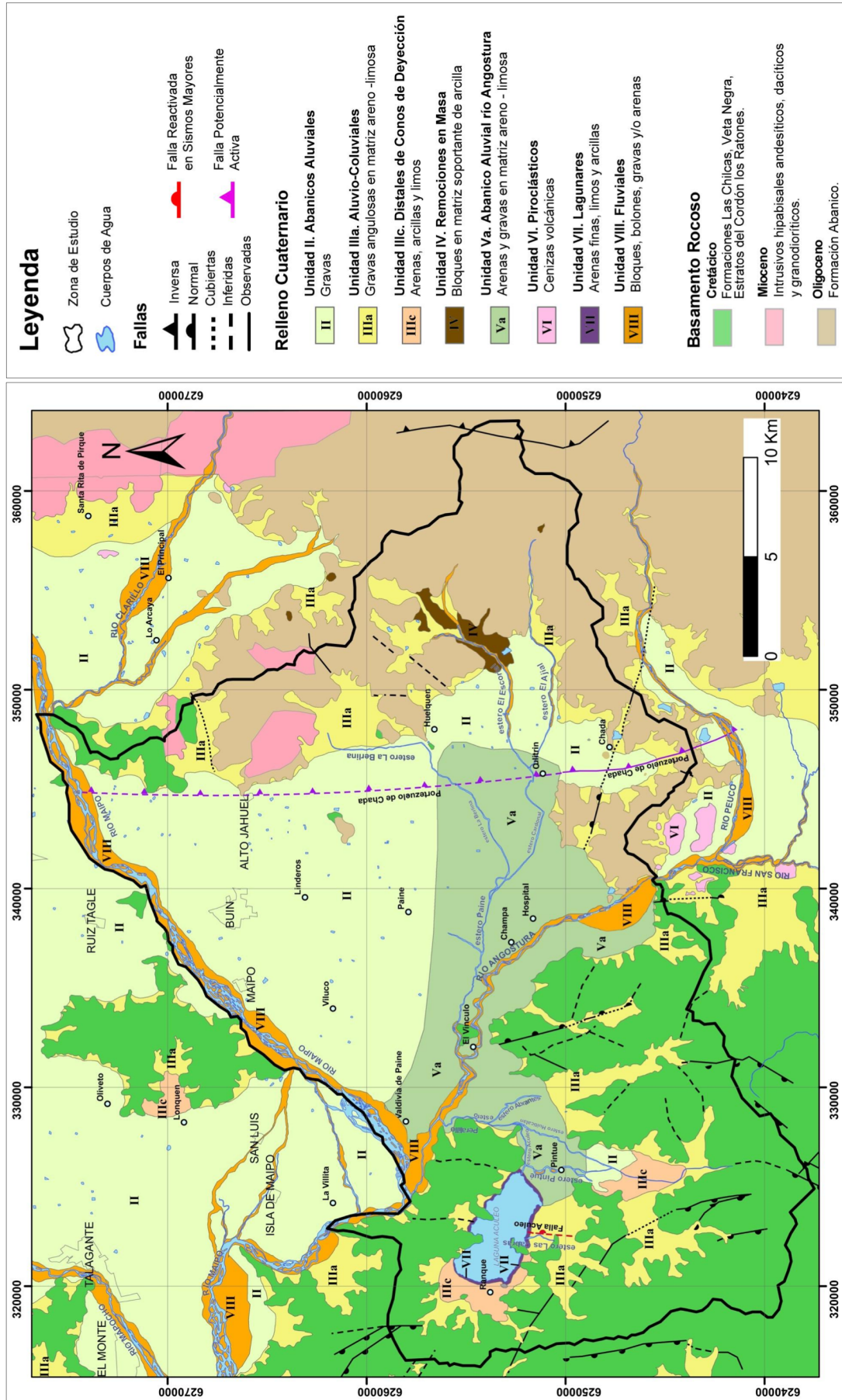


Figura 4.1.1: Mapa geológico de Buin y Paine. Fuente: Brantt 2011.

### **4.1.3. Hidrología**

Brantt (2011) recopiló información hidrológica sobre la zona de estudio, la cual se presenta a continuación.

#### **4.1.3.1. Principales cuerpos de agua**

##### **Río Angostura**

Este río tiene una superficie de aproximadamente 812 km<sup>2</sup>. Sus afluentes más importantes son esteros Paine y Peralillo. Antes de confluir con estero Paine, el río Angostura tiene un régimen pluvionival con un alto caudal los meses de diciembre, julio y agosto. En el sector cercano a la desembocadura del río Maipo, el régimen pasa a ser pluvial, con caudales máximos en julio y agosto.

##### **Río Maipo**

Tiene una hoya hidrográfica de 15380 km<sup>2</sup>. Nace a los pies del volcán Maipo, en la Cordillera de Los Andes. Su afluente cordillerano principal es el río Colorado. Se incorpora a la Depresión Central en Puente Alto, y luego, al llegar a la Cordillera de la Costa en Valdivia de Paine se junta con el río Angostura. Más al oeste se encuentra con el río Mapocho. Sus caudales máximos se registran en diciembre y enero, y los mínimos en julio y agosto.

##### **Laguna de Aculeo**

Se trata de un cuerpo de agua de 12 km<sup>2</sup> y profundidad máxima de 6 m (Centro EULA-Chile 2004). El drenaje natural de la laguna es el estero Aculeo, afluente del río Angostura. Los caudales que drenan hacia la laguna tienen niveles máximos entre junio y agosto, y los menores entre febrero y abril, donde incluso algunos no presentan escurrimiento superficial.

Los alrededores de la laguna tienen pendientes abruptas, permitiendo que importantes cantidades de sedimentos se depositen en la laguna, disminuyendo su profundidad. Procesos antrópicos también generan sedimentación por modificaciones de terreno. Estas sedimentaciones consisten principalmente en arenas, limos y arcillas.

Es relevante el hecho que la Laguna de Aculeo se ha secado por completo en esta última década (figura 4.1.2), junto con un aumento sistemático de las profundidades del nivel freático. Venegas-Quiñones et al. (2020) identifican que estos cambios tienen orígenes tanto climáticos como antropogénicos, debido a que las variaciones de precipitaciones y temperatura no explican por sí solas el fenómeno. Este hecho afecta directamente al desarrollo de licuación, disminuyendo su probabilidad de ocurrencia. Cabe mencionar que en los bordes de la laguna se evidenció licuación en 2010.

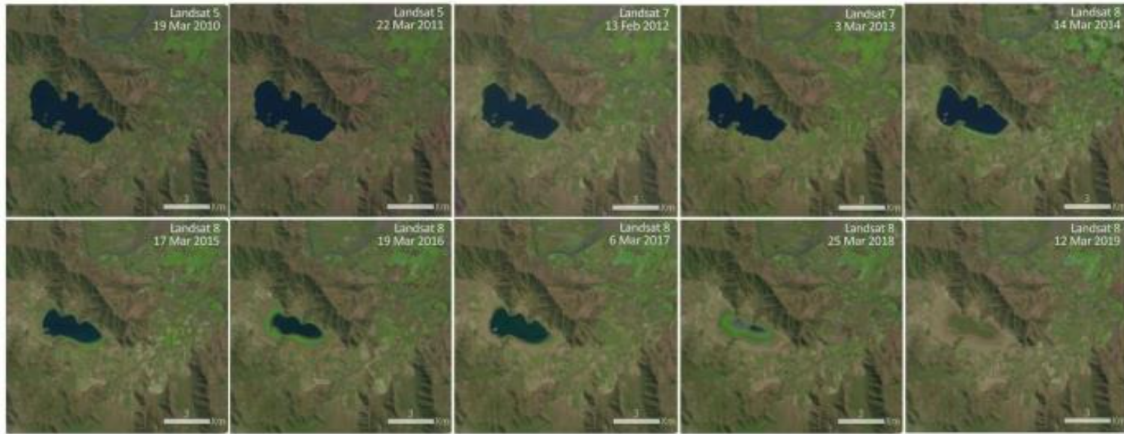


Figura 4.1.2: Imágenes satelitales de Laguna de Aculeo entre 2010 y 2019.  
Fuente: Venegas-Quiñones et al. (2020).

#### 4.1.3.2. Nivel freático

Según Falcón et al. (1967), durante meses de diciembre y enero se producen afloramientos periódicos de agua subterránea, generando zonas pantanosas en suelos que generalmente se encuentran secos o poco saturados. La explicación a esto se relaciona con las precipitaciones invernales que saturan parcialmente estos suelos para que luego, a principios de verano cuando el río Maipo tiene mayor caudal, se terminen de saturar elevando el nivel de la napa.

En la zona de estudio se definen zonas de recarga y zonas de descarga. Las primeras son zonas que tienen un nivel freático de más de 3 a 5 m de profundidad que proviene de infiltración de aguas superficiales. Las zonas de descarga son las que tienen un nivel freático somero con profundidades menores a 3 m, principalmente ubicadas en terrenos bajos y llanos. Estas zonas de descarga se ubican en la zona sur de la cuenca, donde la profundidad del basamento es baja, disminuyendo la capacidad de escurrimiento subterráneo y propiciando afloramientos de napa (Milovic 2000). Las profundidades estimativas de nivel freático se pueden ver en la figura 4.1.3. Considerando este contexto, el Plan Regulador Comunal de Paine estipula que en zonas de descarga existe un **moderado a alto peligro de ascenso de napa freática**, como se aprecia en la figura 4.1.4.



## 4.2. Recopilación de datos

Tener una amplia base de datos es crucial para generar mapas de amplias zonas con un buen grado de precisión. Por ende, se realizó una extensa recopilación de información geotécnica y geofísica. Analizando todos los antecedentes geológicos, hidrológicos y de evidencias anteriores de licuación, se determina como zona de estudio la comuna de Paine, y sectores de la comuna de Buin. Sin embargo, datos de razones espectrales H/V se estudian en toda la Región Metropolitana.

La información geotécnica fue en gran medida rescatada desde fuentes públicas como bases de datos en línea, información de gobierno, memorias y distintos artículos de investigación. A su vez, se tuvo acceso a los datos de investigaciones en desarrollo.

Los ensayos SPT están restringidos a exploraciones realizadas en infraestructura vial que presentó algún grado de daños en el terremoto de 2010. Estos ensayos se obtuvieron desde Grand (2019), González (2015), Contreras (2012) y González (2015).

Registro de perfiles de velocidad de onda de corte de los suelos se han extraído desde Grand (2019), Informe de Mecánicas de Suelo de Proyecto Habitacional Conquistas de Paine III tomado desde Servicio de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA), Moffat y Ruz (2018), Moffat y Pastén (2014), y finalmente, gran parte de los perfiles desde Grand y Pastén (comunicación directa 2020). Las velocidades de onda de corte de los 30 m superficiales  $V_{s30}$  se calcularon a partir de los perfiles mencionados, y añadiendo valores desde base de datos de Digital Environment for Enabling Data-Driven Science (DEEDS)<sup>1</sup> y campañas de caracterización en estaciones sísmicas como Leyton et al. (2018).

Es importante mencionar que, si bien las mediciones de perfiles de  $V_s$  son en su mayoría realizadas con métodos superficiales, al usar la metodología de Kayen et al. (2013) es fundamental saber la estratigrafía del lugar a través de exploraciones invasivas como sondajes o pozos. En la mayoría de los sitios con perfil de  $V_s$  no se tiene información del suelo en profundidad. Para solventar este problema, se reúnen todas las estratigrafías disponibles en la zona de estudio, a modo de utilizar para el análisis de licuación la más cercana a cada sitio de ensayo, siempre que se encuentre en la misma unidad geológica (véase figura 4.1.1).

La base de datos para espectros de H/V se elaboró principalmente con trabajos de título y publicaciones científicas, sin embargo, algunos sitios se obtuvieron mediante las mecánicas de suelos. Los trabajos utilizados fueron de Brantt (2011) y Contreras (2012) para espectros en las comunas de Buin y Paine; Lezana (2014) y Leyton et al. (2018) presentan mediciones de H/V en estaciones sísmicas; Gálvez (2012) se focaliza en H/V del sector norponiente y Pastén (2007) con espectros en distintos puntos de la Región Metropolitana. Importantes son los datos de razones espectrales facilitados por Grand y Pastén (comunicación directa 2020). Finalmente, se tienen 526 puntos medidos, de los cuales más de 215 son útiles para motivos de este trabajo, ya que los restantes no cuentan claramente con la amplificación de la frecuencia fundamental  $f_0$ . La figura 4.2.1 muestra las ubicaciones de las mediciones.

Para estimar la profundidad del nivel freático se emplearon los niveles de pozos de la Dirección General de Aguas, para así contar con una estadística que permita tener parámetros más confiables. La red de pozos en la región está formada por 94 pozos profundos que entregan mediciones mensualmente. Mediante la página de estadísticas hidrológicas del Banco Nacional de Aguas <sup>2</sup>, se

<sup>1</sup> [https://datacenterhub.org/dataviewer/view/nees\\_datastore\\_1087:db/chile\\_motion/](https://datacenterhub.org/dataviewer/view/nees_datastore_1087:db/chile_motion/)

<sup>2</sup> <https://snia.mop.gob.cl/BNAConsultas/reportes>

obtuvieron las profundidades del nivel freático de los últimos 10 años.

Sumado a las profundidades de los 10 últimos años, se realiza una interpolación solo del dato de profundidad de nivel freático de fecha más cercana a febrero de 2010. A estos últimos datos se le suman los extraídos desde los sondeos hechos en la zona de Buin y Paine en ese mismo año.

La información de contenido de finos se pudo extraer desde ensayos realizados en exploraciones geotécnicas de infraestructura vial, tomadas de González (2015) y desde distintos Informes de Mecánicas de Suelos tomadas desde SEIA. Es importante mencionar que no todos los sitios tienen el contenido de finos de todos los estratos en profundidad.

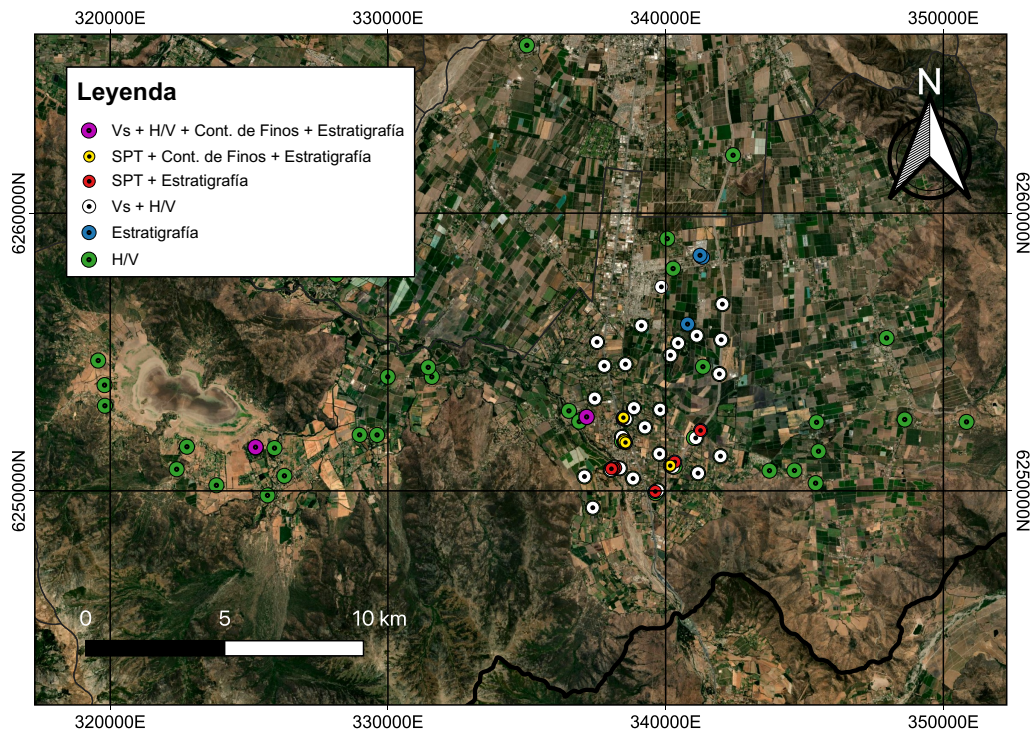


Figura 4.2.1: Ubicación de información geotécnica disponible en la zona de estudio.



Figura 4.2.2: Ubicación de información geotécnica disponible en la zona de estudio, acercamiento a lugar de intersección Ruta 5 Sur con Acceso Sur.

Los registros de los distintos ensayos recopilados para la Región Metropolitana se ordenan en tres planillas en formato csv: la primera con las ubicaciones geográficas de los sitios, la segunda con la estratigrafía y la tercera con los resultados del ensayo.

En algunos sitios, principalmente relacionados con ensayos SPT y H/V, no se tenía completa certeza de las coordenadas geográficas, sin embargo, correlacionando información con tablas, figuras y sistemas de posicionamiento se pudo determinar las ubicaciones aproximadas de los ensayos.

El peso específico  $\gamma$  no es un parámetro siempre disponible para los distintos estratos en la base de datos. En los casos donde no se tenga este parámetro, se utiliza simplemente el promedio de los  $\gamma$  cercanos según tipo de suelo. Esto se justifica por la baja variabilidad de este valor en el espacio.

Caso similar ocurre con el contenido de finos, el cual no está disponible en todos los sitios ni en todos los estratos. En el capítulo 4.4.2 se explica el procedimiento llevado a cabo para completar este parámetro en los sitios requeridos.

Luego de tener toda la información geotécnica, mediante rutinas elaboradas con lenguaje de programación de código abierto Python, se extraen los datos de las planillas y se realizan los cálculos respectivos para las distintas metodologías.

### 4.3. Interpolación de parámetros mediante kriging

Infortunadamente, muchos de los estudio no presentan todos los parámetros necesarios para realizar los análisis, lo que hace importante la interpolación para determinar los datos faltantes. En ese sentido, se emplea la técnica de Kriging Orginario o Kriging Universal según corresponda.

El kriging es un método de interpolación con un fuerte fundamento estadístico. El primer paso de la interpolación es la determinación del variograma empírico, que se trata de una curva que relaciona la distancia entre puntos con la diferencia cuadrada de los valores interpolados. El variograma se define con la siguiente ecuación.

$$\gamma(h) = \frac{1}{2 \cdot N(h)} \cdot \sum_{i=1}^{N(h)} (z(x_i) - z(x_i + h))^2 \quad (4.3.1)$$

Donde  $\gamma(h)$  es el valor de la semivarianza para la distancia  $h$ ,  $N(h)$  es la cantidad de pares de puntos que se encuentran a una distancia  $h$  entre sí, y  $(z(x_i) - z(x_i + h))^2$  es la diferencia cuadrada entre los valores de los puntos seleccionados. La fórmula 4.3.1 genera una nube de puntos, los cuales se promedian en ciertos rangos de distancias con el fin de obtener un variograma empírico fácil de visualizar.

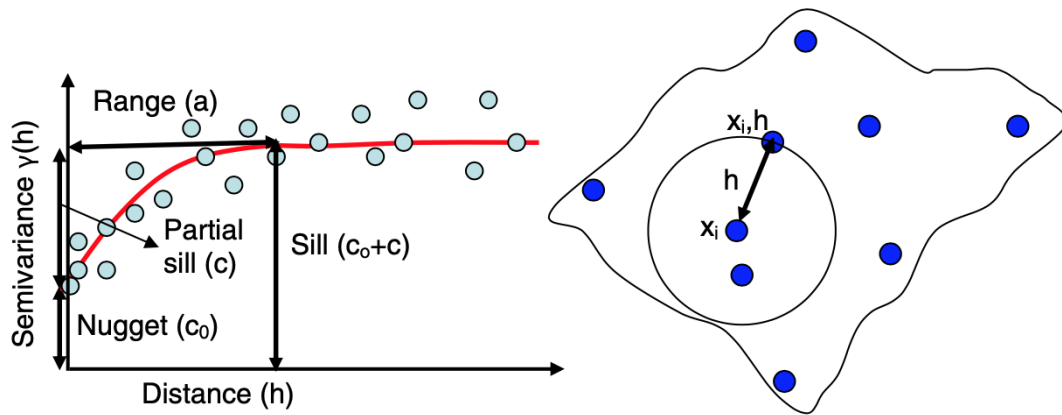


Figura 4.3.1: Ejemplo de variograma y distribución espacial de los puntos.  
Fuente: Pokhrel 2012.

El siguiente paso es ajustar una curva a los puntos obtenidos, para poder abarcar todas las distancias de la superficie, y no solo en las cuales hay datos empíricos. Para estimar la curva se tienen distintos modelos como el gaussiano, lineal, exponencial, esférico, entre otros. Todos ellos común ciertos parámetros: el nugget, el umbral, el umbral parcial y el rango. El nugget se define como la intersección de la curva modelo con el eje de las ordenadas, siempre es óptimo mantener este valor lo mas bajo posible, lo que generalmente implica un menor error asociado. El umbral y el rango son las coordenadas  $x$  e  $y$  del punto donde la curva del variograma se vuelve estable, lo que significa que la semivarianza a partir de este punto deja de depender de la distancia. El umbral parcial es la diferencia entre el umbral y el nugget.

De los modelos de variograma que entregan mejores resultados, está el modelo esférico que se muestra a continuación.

$$\begin{aligned} \gamma(d) &= c \cdot \left( \frac{3 \cdot d}{2 \cdot a} - \frac{d^3}{2 \cdot a^3} \right) + c_0 & d < a \\ \gamma(d) &= c + c_0 & d \geq a \end{aligned} \quad (4.3.2)$$



Donde  $c$  es el umbral parcial,  $c_0$  es el nugget,  $a$  es el rango y  $d$  es la distancia.

Otro modelo de variograma utilizado es el modelo gaussiano, el cual comparte características con el modelo esférico. Su ecuación es la siguiente.

$$\gamma(d) = c \cdot \left( 1 - \exp\left(-\frac{d^2}{a^2}\right) \right) + c_0 \quad (4.3.3)$$

En el kriging ordinario (KO) se desconoce la media real de la variable, lo que da pie a la posibilidad de que la media varíe entre distintas zonas del espacio. Sin embargo, el KO tiene como condición que la media sea constante al menos en la vecindad de los puntos, es decir, las variables interpoladas no presentan ninguna tendencia clara. Caso contrario es el de el kriging universal (KU), en el cual la variable sí presenta tendencia espacial en la media.

La elección del tipo de kriging a utilizar va a responder a los valores de la variable en el espacio. En casos de interpolación, como los de este trabajo, cuando se tiene una importante cantidad de puntos los resultados de KO y KU suelen ser similares (Muñoz, 2015), por lo que en muchos casos conviene utilizar simplemente un kriging ordinario por su menor costo computacional.

La implementación de ambos tipos de kriging se realiza con la librería *PyKrige*<sup>3</sup> en el lenguaje de programación Python.

En algunos casos, con los datos disponibles, el algoritmo no reconoce un variograma. En esos casos es necesario realizar una transformación logarítmica a los datos para encontrar relaciones entre ellos. La librería *PyKrige* no permite realizar dicho proceso, y en esos casos se emplea el software de código abierto *SAGA GIS*<sup>4</sup>.

<sup>3</sup> <https://geostat-framework.readthedocs.io/projects/pykrige/en/stable/index.html>

<sup>4</sup> <http://www.saga-gis.org/en/index.html>

## 4.4. Caracterización geotécnica

### 4.4.1. Nivel freático

Con los datos de profundidad promedio del nivel freático de los últimos 10 años, se realiza una interpolación mediante Kriging Universal (KU) con una tendencia lineal y un modelo de variograma esférico. El resultado se presenta en la figura 4.4.1. A su vez, se realiza una interpolación con Kriging Ordinario (KO) con las profundidades del nivel freático con fecha cercana a la ocurrencia del terremoto de Maule 2010. Como se mencionó, esta interpolación añade niveles de napa encontrados en sondajes. El resultado se enmarca en la zona de estudio y se muestra en la figura 4.4.2.

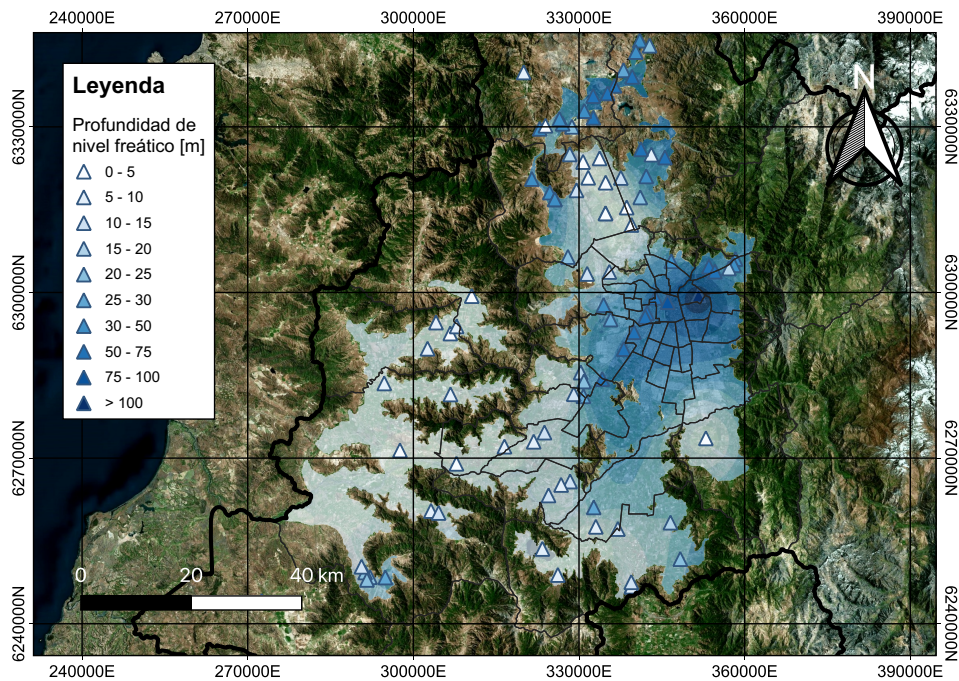


Figura 4.4.1: Interpolación con método de kriging universal de la profundidad del nivel freático en la Región Metropolitana, utilizando estadística de niveles de pozos de DGA.

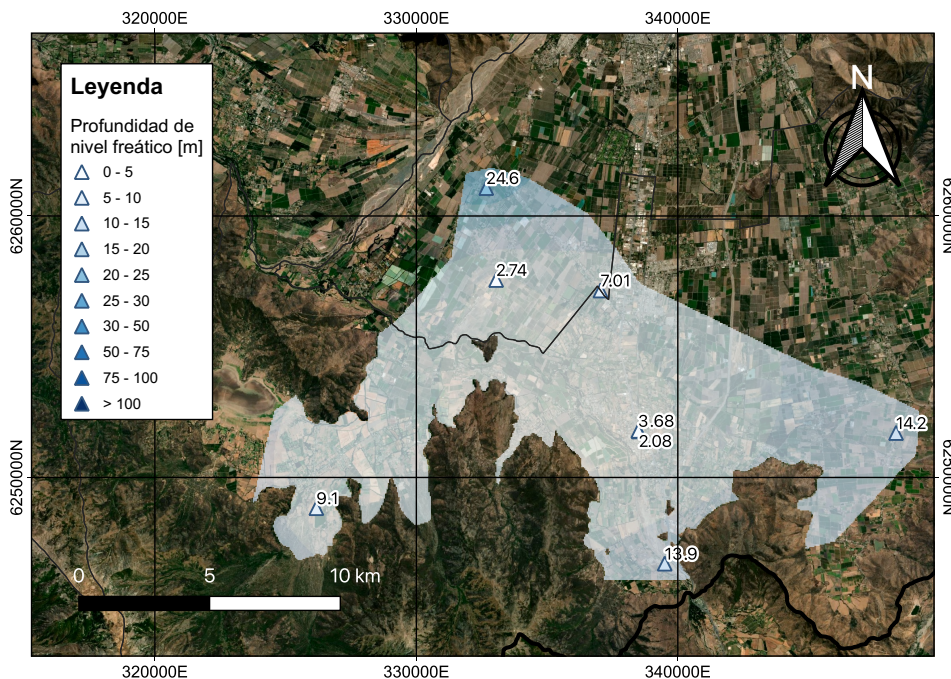


Figura 4.4.2: Interpolación con método de kriging ordinario de la profundidad del nivel freático en zona de estudio, utilizando registros en torno al año 2010.

En la figura 4.4.1 se puede apreciar grandes diferencias de profundidades entre las distintas zonas de la región. En la zona urbana de Santiago se observan las mayores profundidades, llegando hasta un valor de 130 m en las cercanías del cerro San Cristóbal. Luego se tiene una tendencia a profundidades menores hacia el sur-oeste, llegando a mínimos de 3 m en Melipilla. En la zona norte destacan profundidades de 3 m a 7 m en Quilicura y Batuco. En la zona de mayor interés de este trabajo, Buin y Paine, se tiene en promedio una profundidad de nivel freático entre 7 m y 13 m.

En la figura 4.4.2, la incorporación de las medidas puntuales de algunos sondajes permiten evidenciar que en la zona de Hospital y Champa en 2010 el nivel freático estaba cercano a 3 m de profundidad, lugar donde precisamente se presentaron los mayores efectos de licuación. Este sitio es el que presenta mayor diferencia con los niveles promedios de los últimos 10 años, principalmente por la falta de pozos de monitoreo en ese sector para generar estadística.

El uso de la interpolación de niveles promedios de los últimos 10 años tiene el inconveniente de carecer de datos en sitios clave con evidencia de licuación (intersección entre Ruta 5 Sur y Acceso Sur), lo que genera una importante diferencia de profundidad del nivel freático al comparar con los niveles presentes en 2010. Además, los valores de la interpolación con niveles de 2010 arroja profundidades menores, entregando un análisis conservador. Por estas razones, se emplea la interpolación con valores de 2010 para análisis determinístico y probabilístico.

#### 4.4.2. Contenido de finos

El contenido de finos es un parámetro que no está disponible para todos los lugares, ni para todos los estratos. En ese contexto se hace necesario asumir valores para completar las bases de datos.

La poca cantidad de datos disponibles no permite realizar una interpolación representativa, por esto se decide usar un promedio simple.

Los promedios se realizan en tres rangos de profundidades: entre 0.5 m y 7 m (rango 1), entre 7 m y 14 m (rango 2), y entre 7 m y 21 m (rango 3). No se consideran los primeros 50 cm de profundidad ya que el posible aumento de presión de poros de podría disipar fácilmente hacia la superficie. Si en cada rango se tiene más de un porcentaje de finos por tipo de suelo, estos valores se promedian para obtener un solo valor representativo en cada rango.

En cada rango de profundidad, se clasifican los suelos en finos, arenas y gravas. El hecho de reunir arcillas y limos en un solo tipo de suelo se fundamenta en que se puede asumir que las arcillas presentes tienen una baja plasticidad y desarrollarían un comportamiento similar al de los limos, este supuesto se basa en que los finos de baja plasticidad aumentan el potencial de licuación, y por lo tanto, la alta concentración de suelos licuados en esta zona durante el terremoto de Maule de 2010 indicaría la presencia de material fino no plástico o de baja plasticidad. La alta concentración de sitios licuados también podría ser señal de un contenido de finos bajo, sin embargo, las granulometrías disponibles indican presencia de material fino en arenas en torno a un 25 %.

En el rango 2 de 7 m - 14 m no se tienen datos de contenido de finos en gravas, por lo tanto, se utiliza el mismo porcentaje que en los rangos 1 y 3.

Finalmente, los porcentajes de contenido de finos propuestos para completar las bases de datos son los mostrados en la tabla 4.4.1.

Tabla 4.4.1: Contenido de finos propuesto para completar base de datos.

	Rango 1 [0.5m - 7m]	Rango 2 [7m - 14m]	Rango 3 [14m - 21m]
Suelos finos	68.17 %	77.94 %	89.17 %
Arenas	24.43 %	30.50 %	21.17 %
Gravas	4 %	4 %	4 %

## 4.5. Caracterización geofísica

### 4.5.1. Velocidad de onda de corte $V_{s30}$

La velocidad de onda de corte de los 30 m más superficiales es un parámetro de entrada para las GMPE de Montalva et al. (2017) y la de Idini et al. (2017). De los 90 datos utilizados, solo 4 se obtuvieron mediante ensayos invasivos (down-hole), la gran mayoría se realizó con métodos superficiales.

Se realiza un kriging ordinario con transformación logarítmica en el software *SAGA GIS*, en la figura 4.5.1 se presentan los resultados divididos según la clasificación de suelo de la norma chilena NCh433.

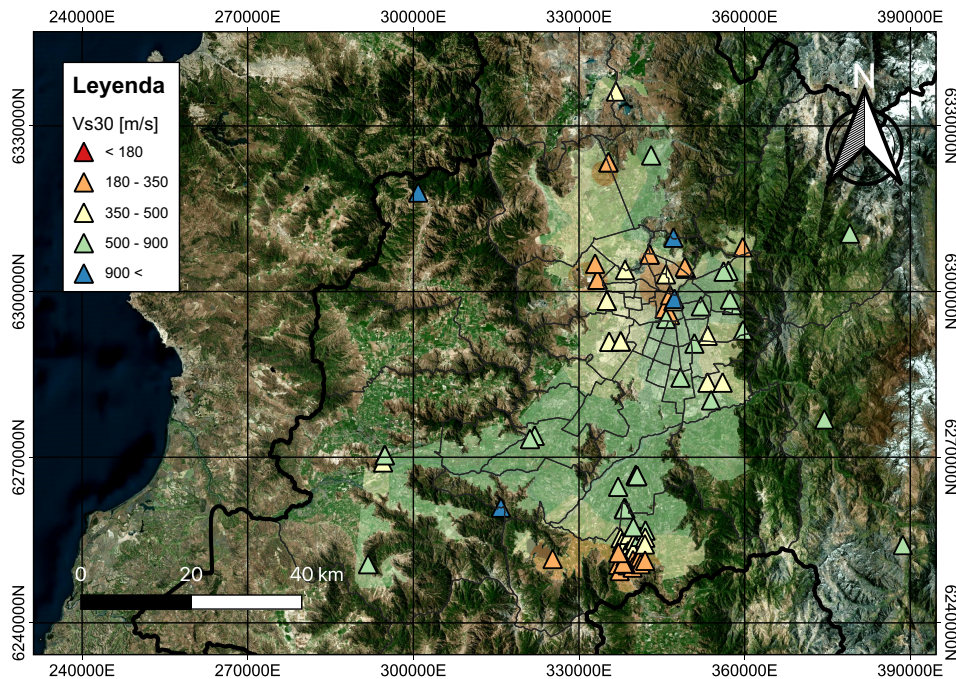


Figura 4.5.1: Interpolación con método de kriging ordinario de  $V_{s30}$  en la Región Metropolitana.

De la figura 4.5.1 se extrae que en la región pertenecen principalmente a suelos tipo B (500 m/s - 900 m/s) y tipo C (350 m/s - 500 m/s). En el sector de Paine, se presentan suelos con una velocidad de onda de corte entre 180 m/s - 350 m/s que corresponde a suelos tipo D.

### 4.5.2. Amplitud fundamental en espectros H/V

De los espectros H/V se registra la amplitud del peak a menor frecuencia. En los espectros planos se impone un valor de cero. Con lo anterior, se puede generar la figura 4.5.2.

En la misma figura, se observa que la grava de Santiago presente en la zona urbana presenta casi en su totalidad amplitudes menores a 2. Lo anterior cambia en suelos más débiles como los suelos finos del norte de la región y arenas sueltas como en Paine, lo que implica un mayor contraste de impedancia entre esos suelos y el basamento rocoso.

Ahora, si nos centramos en la zona de estudio, se tiene que las mayores amplitudes se tienen en la laguna de Aculeo, Pintué, intersección entre Ruta 5 Sur y Acceso Sur, Cardonal Bajo y Culitrin,

todos sectores donde hubo evidencias de licuación. Lo que se puede ver en la figura 4.5.3.

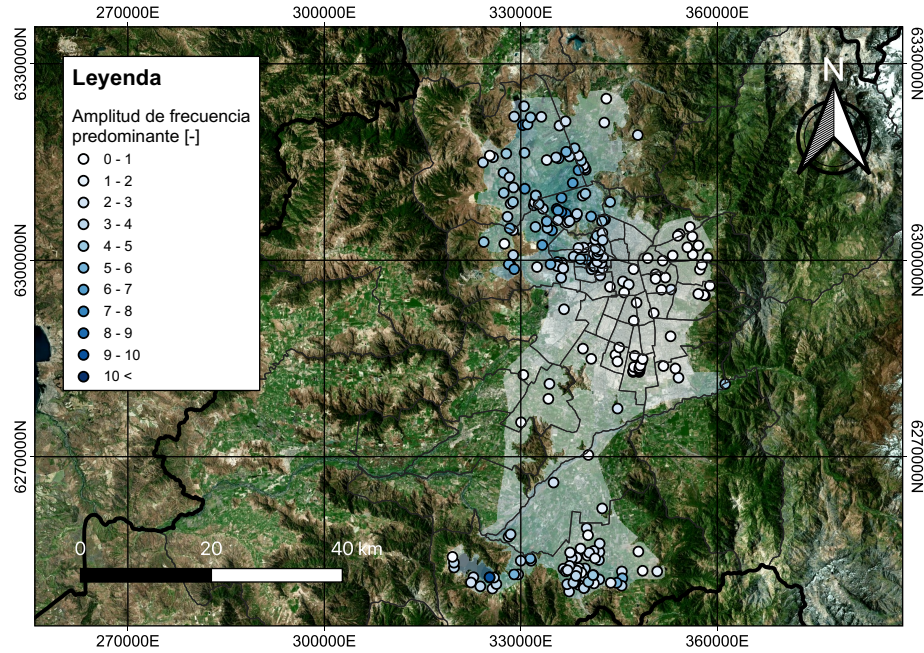


Figura 4.5.2: Amplitud de espectros H/V en frecuencia predominante en la Región Metropolitana.

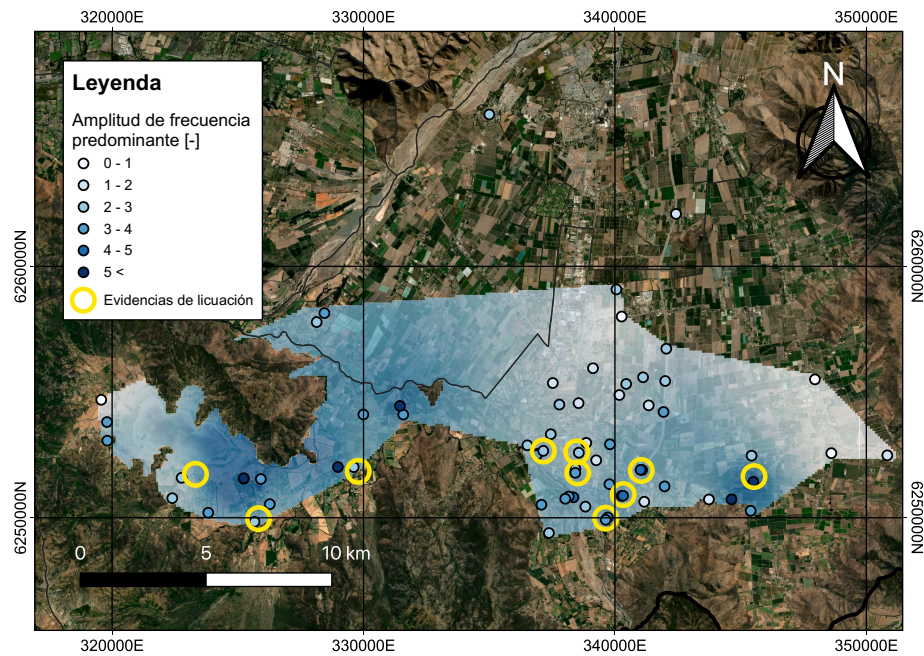


Figura 4.5.3: Amplitud de espectros H/V en frecuencia predominante en zona de estudio.

### 4.5.3. Frecuencia fundamental en espectro H/V

Al igual que con la amplitud, se estudian la frecuencias fundamentales. En este caso, los registros plano no fueron considerados. En la figura 4.5.4 y 4.5.5 se muestran los resultados.

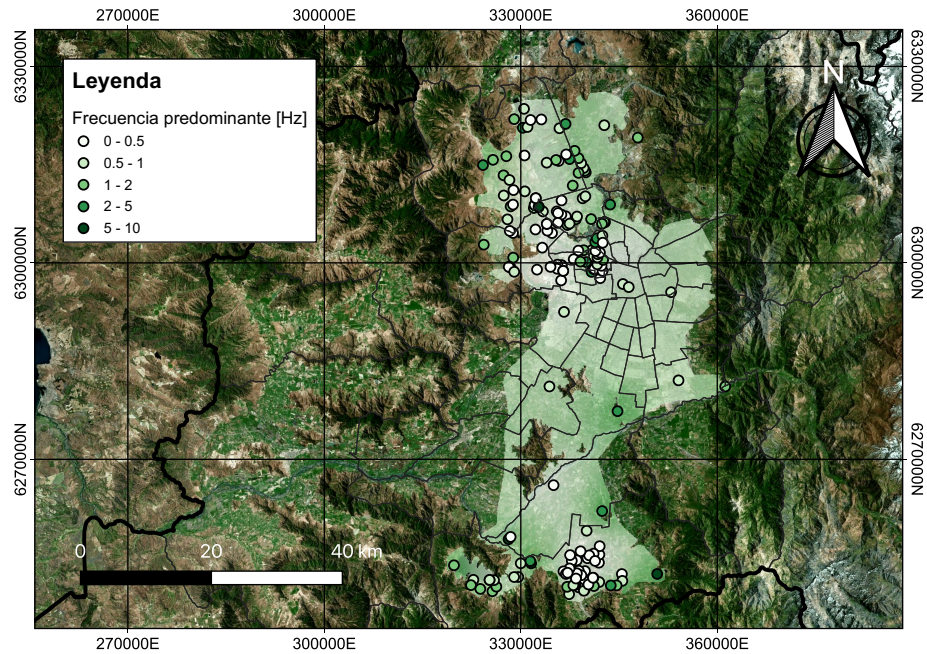


Figura 4.5.4: Frecuencia predominante de espectros H/V en la Región Metropolitana.

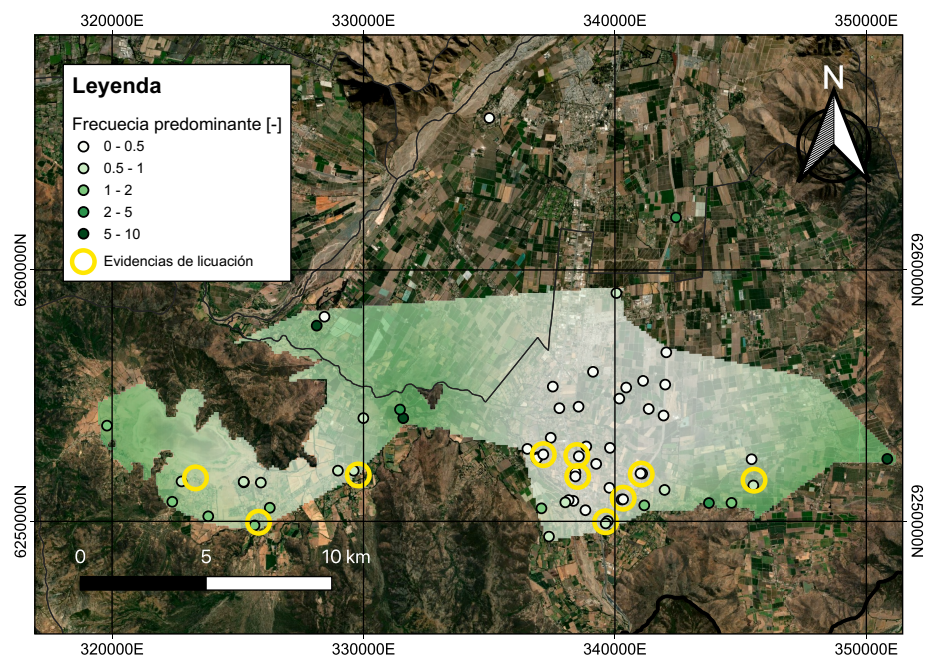


Figura 4.5.5: Frecuencia predominante de espectros H/V en zona de estudio.

En la zona norponiente de la región y en la zona sur las frecuencias tienden a ser menores a 1 Hz,

lo que estaría asociado a sedimentos finos como limos o arcillas con algunas posibles intercalaciones de gravas o arenas (Brantt 2011). Por otro lado, lugares más cercanos a afloramientos rocosos presentan frecuencias mayores.

En la figura 4.5.5 se muestran las frecuencias predominantes en la zona de estudio. Los puntos con frecuencias bajo 1 Hz se concentran en la Unidad Va de arenas y gravas en matriz de material fino, con algunas excepciones de sitios cercanos al río Angostura (Unidad VIII).



## 5. Metodología determinística

### 5.1. Ecuaciones de predicción de movimiento de suelo GMPE

Para determinar las aceleraciones del suelo se utilizan dos distintas GMPE, propuestas por Montalva et al. (2017) y por Idini et al. (2017).

El modelo de Montalva et al. (2017) utiliza  $V_{s30}$  para definir la respuesta de sitio, e Idini et al. (2017) utiliza  $V_{s30}$  y el período predominante  $T$ , el que puede obtenerse a partir de razones espectrales H/V. En sismos intraplaca ambas utilizan la distancia hipocentral, y en sismos interplaca se utiliza la distancia más cercana al plano de ruptura, con la salvedad que Idini et al. (2017) utiliza la distancia hipocentral para sismos interplaca con  $M_w < 7.7$ .

El terremoto de Maule 2010, al ser un movimiento telúrico interplaca con  $M_w = 8.8$ , se emplea la menor distancia al plano de falla en ambas GMPE. Se utiliza el plano de ruptura propuesto por Idini (2016), que considera los planos propuestos por diversos autores. La distancia se calcula con una rutina en *Python*.

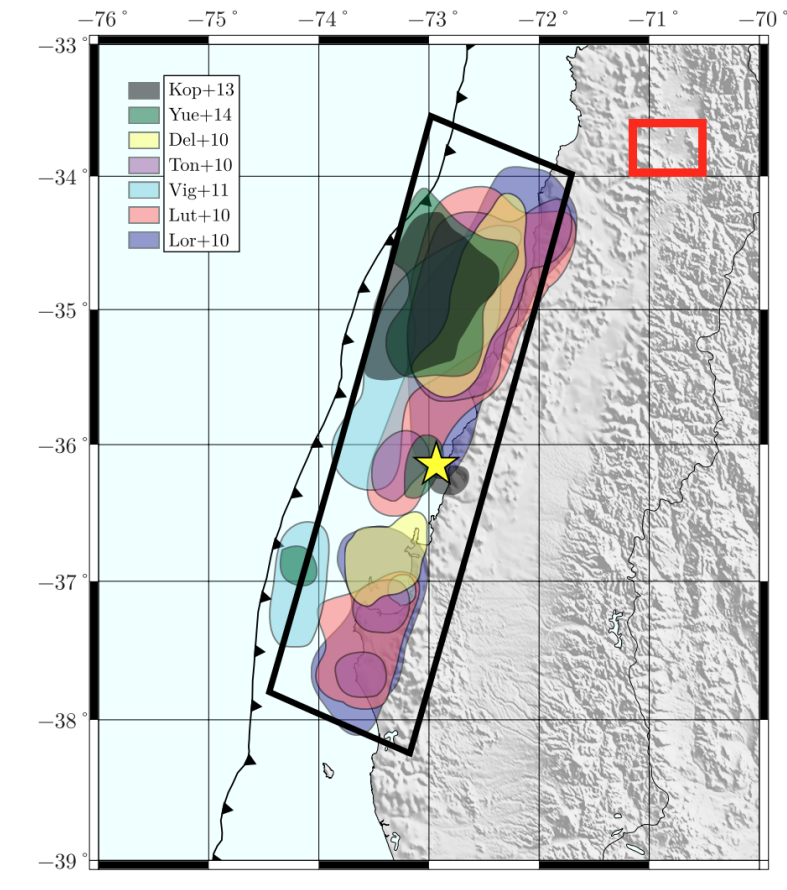


Figura 5.1.1: Zona de ruptura de terremoto de Maule 2010. Cuadro rojo indica la ubicación de la zona de estudio. Fuente: Modificado de Idini (2016).

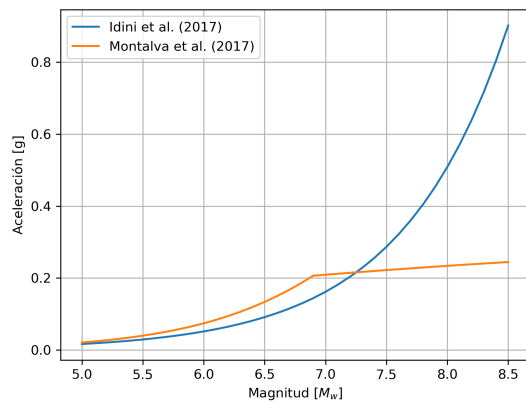
La clasificación de sitio según el período predominante  $T$  se realiza siguiendo lo expuesto en la

tabla 5.1.1. La amplificación y la frecuencia se extraen de las interpolaciones mostradas en las figuras 4.5.2 y 4.5.4 respectivamente. Se asume que en todos los espectros H/V se presenta una sola frecuencia predominante, por lo tanto, la clasificación  $s_{IV}$  no se considera.

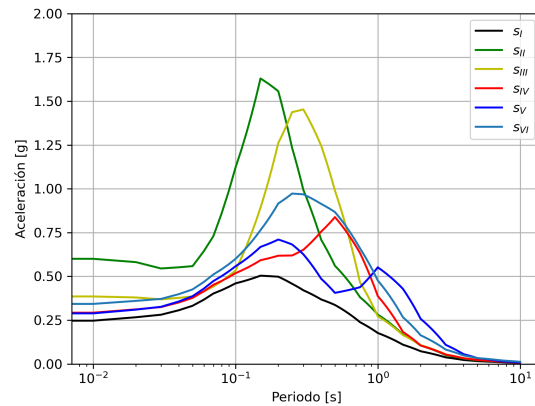
Tabla 5.1.1: Clasificación de sitio según el período  $T_0$  o frecuencia  $f_0$  predominante. Fuente: Modificado de Idini et al. (2017).

Clasificación	Período $T_0$ [s]	Frecuencia $f_0$ [Hz]
$s_I$	No identificable, $A_0 \leq 2$	
$s_{II}$	$T_0 \leq 0.2$	$5 < f_0$
$s_{III}$	$0.2 < T_0 \leq 0.4$	$2.5 < f_0 \leq 5$
$s_{IV}$	$0.4 < T_0 \leq 0.8$	$1.25 < f_0 \leq 2.5$
$s_V$	$0.8 < T_0$	$f_0 \leq 1.25$
$s_{VI}$	No identificable, peak ancho o dos peaks	

Si se comparan los resultados de PGA, generalmente la GMPE de Idini et al. (2017) arroja aceleraciones mayores cuando se consideran sismos superiores a  $M_w > 7.3$  aproximadamente en sismos intraplaca, como muestra la figura 5.1.2a. En la figura 5.1.2b se muestran las aceleraciones espectrales obtenidas con Idini et al. (2017) en los distintos tipos de suelos clasificados según la tabla 5.1.1, se puede apreciar que los peaks son menores a medida que el suelo transita de una clasificación  $s_{II}$  a una  $s_V$  (aumenta  $T_0$  o disminuye  $f_0$ ).



(a) Comparación de PGA según GMPE, utilizando como parámetros  $R=100$  km, sismo tipo intraplaca con  $H=70$  km y  $V_{s30}=280$  m/s. Para Idini et al. (2017) se utiliza suelo tipo  $s_V$ .



(b) Aceleraciones según período  $T_0$  en las distintas categorías de suelos propuestas por Idini et al. (2017). Se considera  $M_w=8.8$ ,  $V_{s30}=280$  m/s y  $R=90$  km.

Figura 5.1.2: Análisis de GMPE.

## 5.2. Estimación de potencial de licuación basada en esfuerzos

Lo primero que se necesita es tener ordenada la información de ensayos (SPT y  $V_s$ ), de estratigrafías, pesos específicos y contenido de finos.

La ejecución de ensayos SPT permite conocer la estratigrafía del lugar, por lo tanto, ese dato se tiene de manera directa. La  $V_s$  se mide generalmente con métodos superficiales, por lo que no se tiene información sobre la estratigrafía. En estos casos, se utiliza la estratigrafía disponible más cercana, siempre considerando que se encuentre en la misma unidad geológica.

En estratos de suelo que no tengan pesos específicos asociados, se utiliza el peso específico promedio de los datos disponibles, según tipo de suelo. Cuando esto ocurre con el contenido de finos, se estima el porcentaje según tipo de suelo y profundidad del estrato en cuestión, como se explica en la sección 4.4.2.

El siguiente paso es extraer  $V_{s30}$ , la frecuencia predominante y la amplitud del espectro H/V en dicha frecuencia para un sitio en concreto. Estos parámetros son necesarios para obtener el PGA mediante las GMPE de Montalva et al. (2017) e Idini et al. (2017).

Luego, la profundidad del nivel freático se obtiene desde la interpolación mostrada en la sección 4.4.1.

Finalmente, con todos los datos ordenados, se puede calcular el factor de seguridad a la licuación en el perfil de suelo mediante Idriss y Boulanger (2014) para SPT, y mediante Kayen et al. (2013) para  $V_s$ . A partir de estos resultados, se obtienen las distintas medidas de intensidad como LPI, LSN, asentamientos post-licuación y deformación de corte.

Como resumen, se presenta a continuación un diagrama de flujo que explica el flujo de trabajo para la estimación de potencial de licuación basadas en esfuerzos.

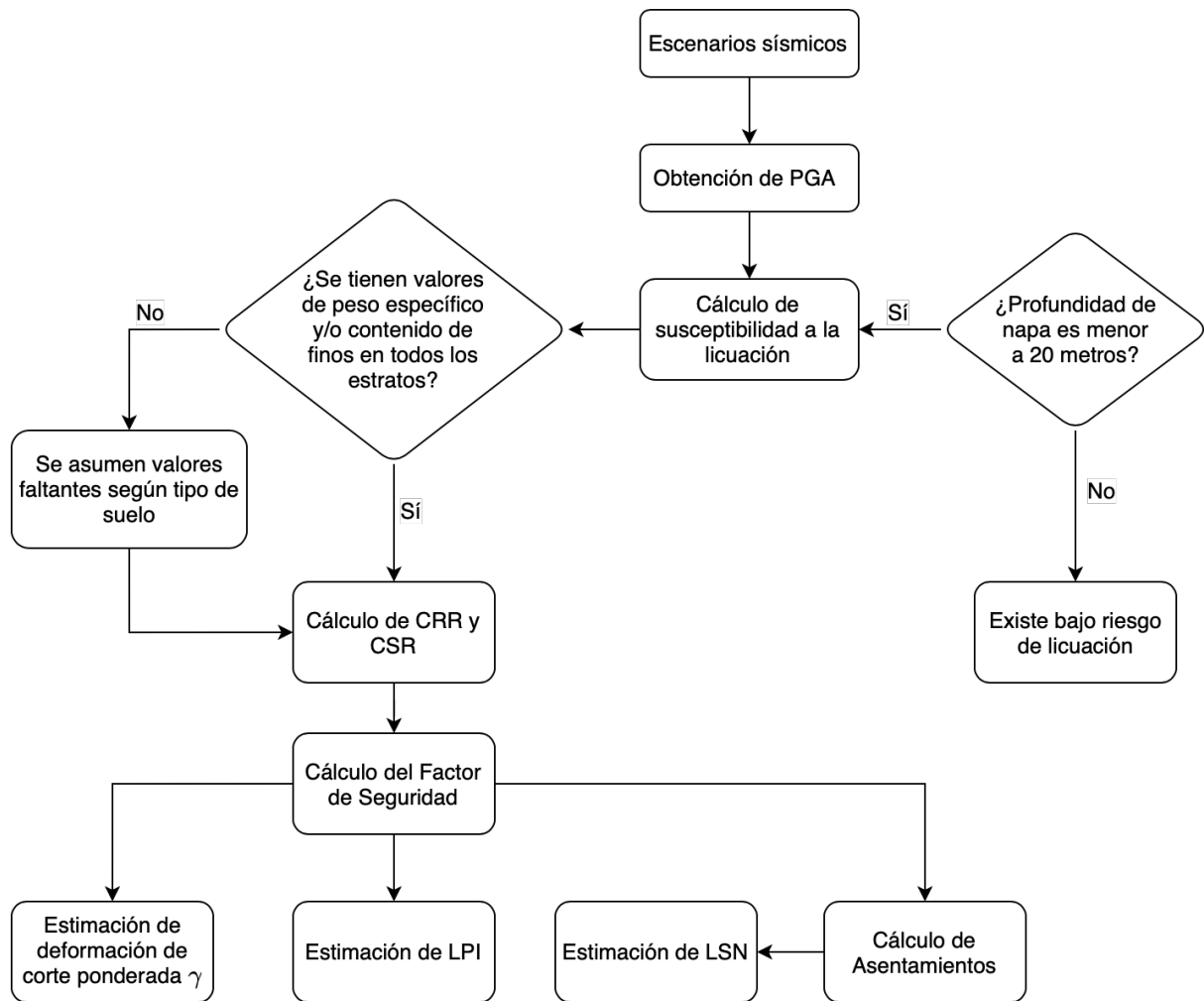


Figura 5.2.1: Diagrama de flujo sobre la estimación de potencial de licuación utilizando metodologías basadas en esfuerzos.

### 5.3. Basada en espectros H/V

La metodología con espectros H/V tiene un cierto enfoque de deformaciones, ya que permite comparar la deformación de corte del suelo con umbrales donde se evidencia licuación. La formulación de Nakamura (1996) se basa en el cálculo de la vulnerabilidad del suelo, para esto propone un índice  $K_g$ .

La recopilación de datos sobre espectros H/V fue ingresada a una base de datos en formato csv. Los datos registrados son la ubicación planimétrica de las mediciones, las frecuencias fundamentales  $f_0$ , las amplificaciones de esas frecuencias fundamentales  $A_0$  y el tipo de espectro según ciertos criterios.

Para efectos de este trabajo, resultan adecuados los criterios descritos por Pastén (2007):

- **Tipo 1.** Razones espectrales donde se puede identificar claramente la frecuencia fundamental  $f_0$ .
- **Tipo 2.** Razones espectrales donde se identifican al menos dos frecuencias preponderantes,  $f_0$  y  $f_1$ .

- **Tipo 3.** Razones espectrales donde es difícil identificar la frecuencia fundamental, a pesar de tener amplitudes mayores a uno, pero que en algunos casos se pueden identificar peaks a mayores frecuencias.
- **Tipo 4.** Razones espectrales de baja amplitud cercana a uno, sin frecuencias fundamentales.

Como se muestra en la clasificación anterior, existen registros que muestran más de un peak, es decir, el suelo presenta más modos preferentes de vibración, que se explican por altos contrastes de impedancia entre los distintos estratos. En esos casos, también se registran las frecuencias y amplificaciones de los modos armónicos.

El  $K_g$  depende de la amplitud y frecuencia del suelo, sin embargo, no siempre está claro qué peak del espectro usar para determinar este índice de vulnerabilidad. Nakamura (1996) y (1997) no aborda directamente esta problemática. En este trabajo se propone utilizar los peaks de la frecuencia fundamental del suelo, principalmente debido a que la relación entre  $K_g$  y  $\gamma$  que requiere información acorde al basamento rocoso (aceleración  $\alpha$  y velocidad de onda de corte  $v_b$ ), y generalmente el contraste de impedancia entre la roca basal y el suelo es el que produce el peak a menor frecuencia. Se evaluó el uso de peaks secundarios en lugar del peak a menor frecuencia y los resultados no ajustaban con la evidencia.

### Deformación de corte $\gamma$

La deformación de corte  $\gamma$  se calcula de la siguiente manera.

$$\gamma = \frac{1}{\pi \cdot v_b} \cdot K_g \cdot \alpha_b \quad (5.3.1)$$

Donde  $v_b$  es la velocidad de onda de corte en el basamento rocoso, la cual se considera 1900 m/s,  $K_g$  es el índice de vulnerabilidad del suelo y  $\alpha_b$  es la aceleración en el basamento rocoso. Nakamura (1997) expresa  $\alpha_b$  en función de la frecuencia, por lo que se infiere que la aceleración corresponde a la que presenta el suelo en su frecuencia fundamental  $S_a(f)$ . De todos modos, para comparar resultados y encontrar el mejor ajuste de esta metodología, se realiza además el análisis considerando  $\alpha_b = \text{PGA}$ . Para determinar  $\alpha_b$  se emplea la GMPE de Idini et al. (2017) aplicada en suelo tipo I o roca, y luego se divide entre dos para transformar la aceleración en superficie a la aceleración en el basamento.

A modo general, el procedimiento para estimar el potencial de licuación mediando el Índice de Vulnerabilidad  $K_g$  se puede explicar con el siguiente diagrama de flujo.

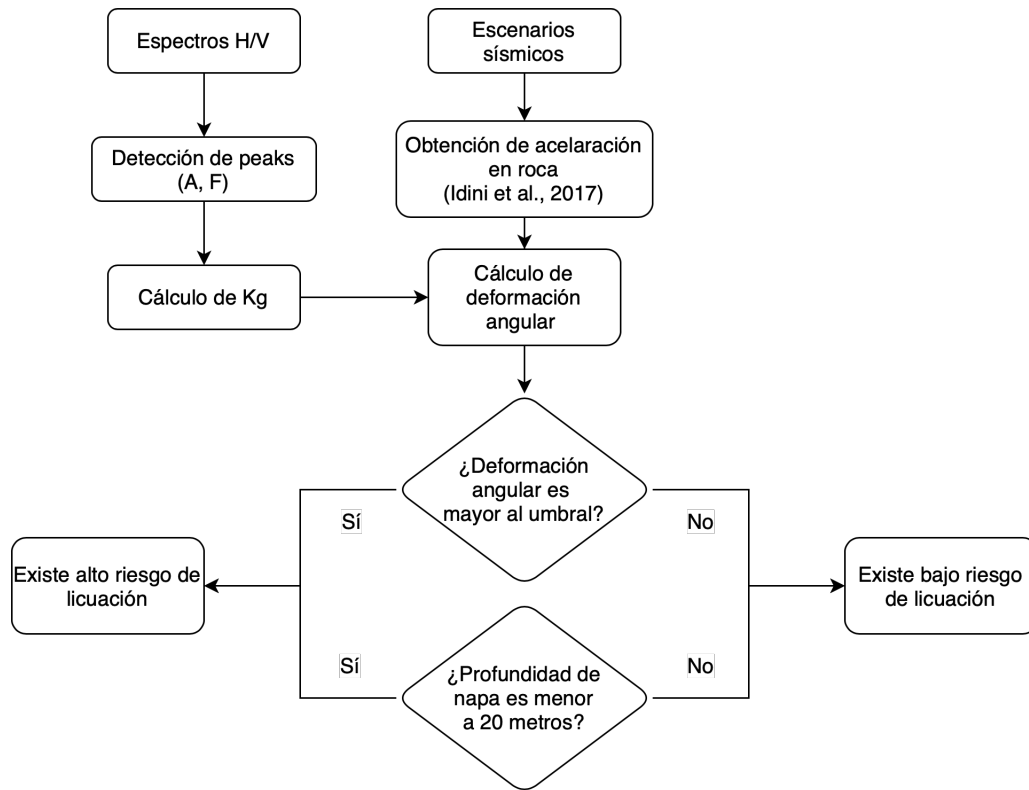


Figura 5.3.1: Diagrama de flujo sobre la estimación de potencial de licuación con  $K_g$ .

## 6. Metodología Probabilística

### 6.1. Modelo de recurrencia de Gutenberg-Richter

En un análisis probabilístico se quiere estimar las medidas de intensidad y su tasa de excedencia o período de retorno. Para esto, se tienen que generar una gran cantidad de escenarios sísmicos y evaluar la respuesta del suelo para cada uno de ellos.

La función de recurrencia de Gutenberg-Richter relaciona una tasa de ocurrencia para las distintas magnitudes de sismo posibles, asumiendo el modelo de distribución mostrado en la ecuación 6.1.1. Para este trabajo, se emplea la adaptación para suelos chilenos propuesta por Poulos et al. (2019).

$$\lambda_M(m) = 10^{a-b \cdot m} \quad (6.1.1)$$

Poulos et al. (2019) divide al país en siete zonas para estimar con mayor precisión los coeficientes  $a$  y  $b$ . Paine y Buin se emplazan en la zona 7, correspondiente a sismos de tipo intraplaca. Sin embargo, evidentemente se puede producir licuación con sismos de tipo interplaca originados en otras zonas (terremoto de Maule de 2010 tuvo su epicentro en zona 2), es por esto que el análisis probabilístico abarca a ambas zonas para determinar el riesgo total considerando sismos interplaca (zona 2) e intraplaca (zona 7).

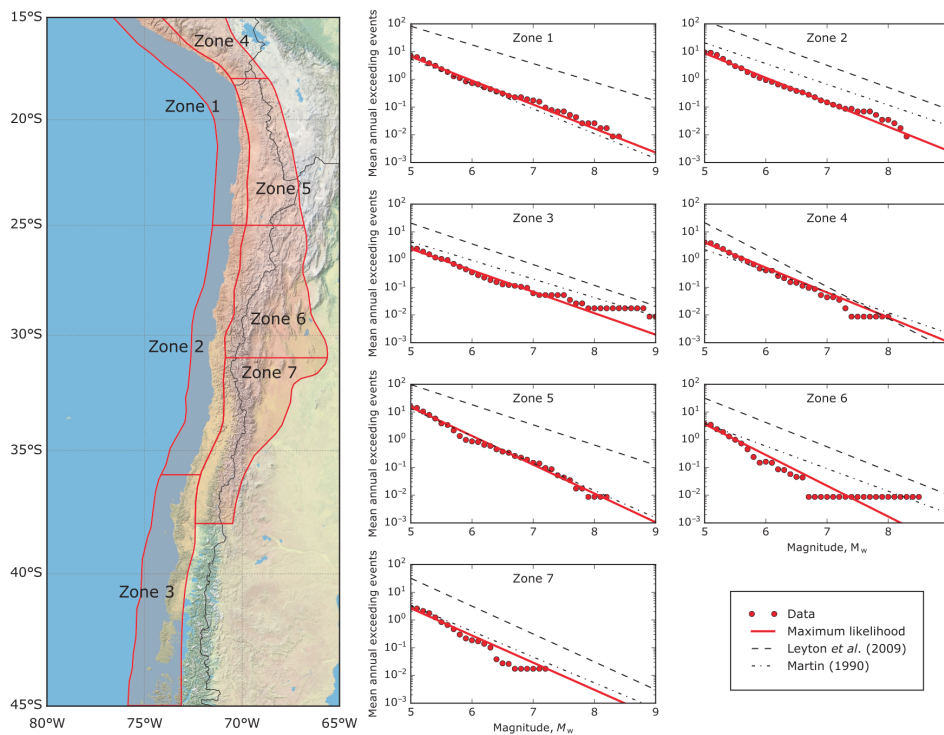


Figura 6.1.1: Zonificación propuesta para estimar función de recurrencia de Gutenberg-Richter. Fuente: Poulos et al. (2019).

### 6.2. Distribución de distancias

Las ecuaciones de predicción de movimiento de suelo GMPE necesitan tanto las características geotécnicas del sitio, magnitud de sismo y la distancia para determinar la aceleración del suelo.

La zona 7 corresponde a sismos intraplaca. Para este tipo de sismos las GMPE de Montalva et al. (2017) e Idini et al. (2017) utilizan la distancia hipocentral. Para determinar la distribución para la distancia hipocentral se asumen distribuciones uniformes para las distancias epicentrales y para la profundidad, entre 25 km y 200 km, y entre 50 km y 150 km respectivamente. Con estas medidas se calcula la distancia hipocentral para utilizarla en las GMPE.

La zona 2 se relaciona con sismos tipo interplaca. Montalva et al. (2017) utiliza la menor distancia al plano de ruptura  $R_{rup}$ . Idini et al. (2017) utiliza el mismo parámetro si  $M_w \geq 7.7$ . Como la magnitud mínima utilizada para zona 2 es 7.8, para ambas GMPE se emplea  $R_{rup}$ . Se asume que  $R_{rup}$  distribuye uniformemente entre 25 km y 200 km.

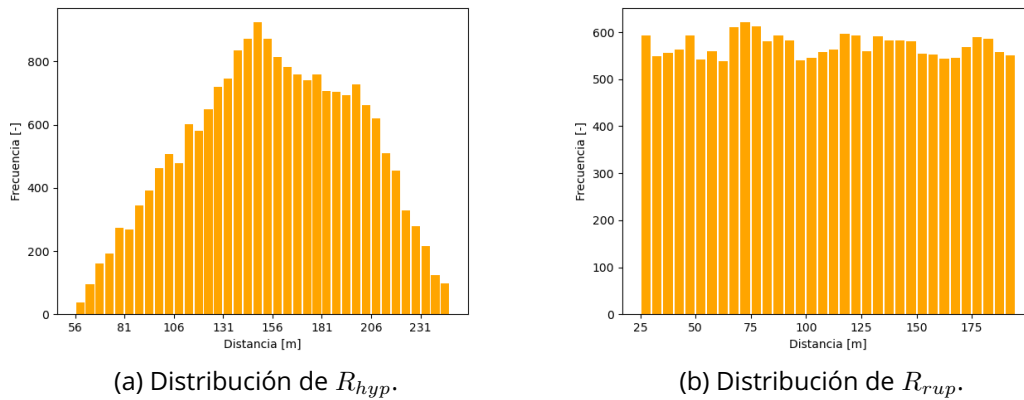


Figura 6.2.1: Distribuciones de distancias resultantes para análisis probabilístico.

### 6.3. Análisis de escenarios sísmicos

El análisis de escenarios sísmicos se realiza con un enfoque probabilístico o de Montecarlo, es decir, se genera una cierta cantidad de eventos aleatorios que cumplan las condiciones de recurrencia para la magnitud y para las distancias. Se considera adecuado para este análisis la generación de 20000 escenarios sísmicos por cada zona, siendo un total de 40000 casos considerando zona 2 y 7.

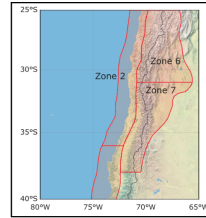
Para poder compatibilizar el análisis para dos zonas distintas se escoge cierta magnitud de sismo mínima en cada zona con tal que ambas tengan una misma tasa de excedencia anual.

Con cada uno de esos escenarios sísmicos se calculan las medidas de intensidad (LPI, LSN, asentamientos y deformación de corte) como si se tratara de un enfoque determinista. Con este método se obtienen 40000 medidas de intensidad con las que se pueden construir las distintas curvas de amenaza.

En la figura 6.3.1 se muestra el flujo de trabajo para hacer el análisis probabilístico.

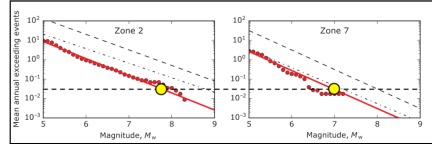


Se eligen las zonas para emplear modelo de recurrencia de Poulos et al. (2019). En este caso, se escogen la zona 2 que genera sismos interplaca y la zona 7 que genera sismos intraplaca.



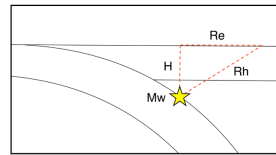
Modificado de Poulos et al. (2019)

Se escogen magnitudes mínimas en cada zona, tal que ambas tengan un mismo promedio anual de excedencia.



Modificado de Poulos et al. (2019)

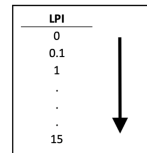
Se generan 20000 casos sísmicos por zona siguiendo el modelo de recurrencia, completando un total de 40000 casos. A cada uno de ellos se le asocia aleatoriamente una distancia epicentral (Re), distancia hipocentral (Rh) y una profundidad (H).



Utilizando GMPE de Idini et al. (2017) y Montalva et al. (2017) se obtiene el PGA. Luego, se calculan las medidas de intensidad como LPI, LSN, asentamientos post-licuación y/o deformación de corte.

i	Mw	R	SPT	LPI
1	7.9	60	20	24
2	8.5	87	17	27
3	7.2	46	43	3
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
n	7.7	98	39	6

Se ordenan las medidas de intensidad en orden creciente.



Se calculan las probabilidades condicionales, las tasas de excedencia y los periodos de retorno, considerando un total de 40000 casos posibles.

$$P(LPI|M_w > M_{min}) = \frac{n+1-i}{n}$$

$$\lambda_{LPI} = \lambda_{min} \cdot P(LPI|M_w > M_{min})$$

$$T_R = \frac{1}{\lambda_{LPI}}$$

Se grafican las medidas de intensidad en el eje de las abscisas y las tasas de excedencias o periodos de retorno en el eje de las ordenadas con escala logarítmica.

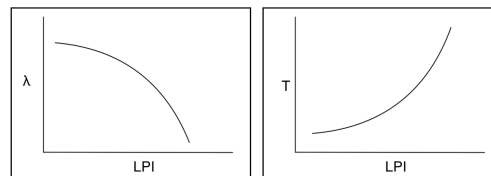


Figura 6.3.1: Diagrama de flujo sobre la metodología probabilística.

## 7. Resultados y discusión

Los resultados se dividen en cinco secciones:

- Mapas para escenario sísmico de terremoto de Maule de 2010.
- Curvas de amenaza.
- Mapas considerando un período de retorno de 72 años.
- Mapas considerando un período de retorno de 475 años.
- Mapas considerando un período de retorno de 2475 años.

En los mapas se presentan las metodologías de Idriss y Boulanger (2014) con ensayos SPT, Kayen et al. (2013) con  $V_s$  y Nakamura (1996) con  $K_g$ . Debido a la extensión de esta sección y para facilitar la lectura, los resultados se discuten junto a las figuras.

### 7.1. Terremoto de Maule 2010

#### Mapas mediante ensayos SPT

Los mapas generados con ensayos SPT (figuras desde 7.1.1 hasta 7.1.8) se limitan principalmente a la zona comprendida entre la Autopista del Maipo y la 5-Sur, en las cercanías de la localidad Hospital.

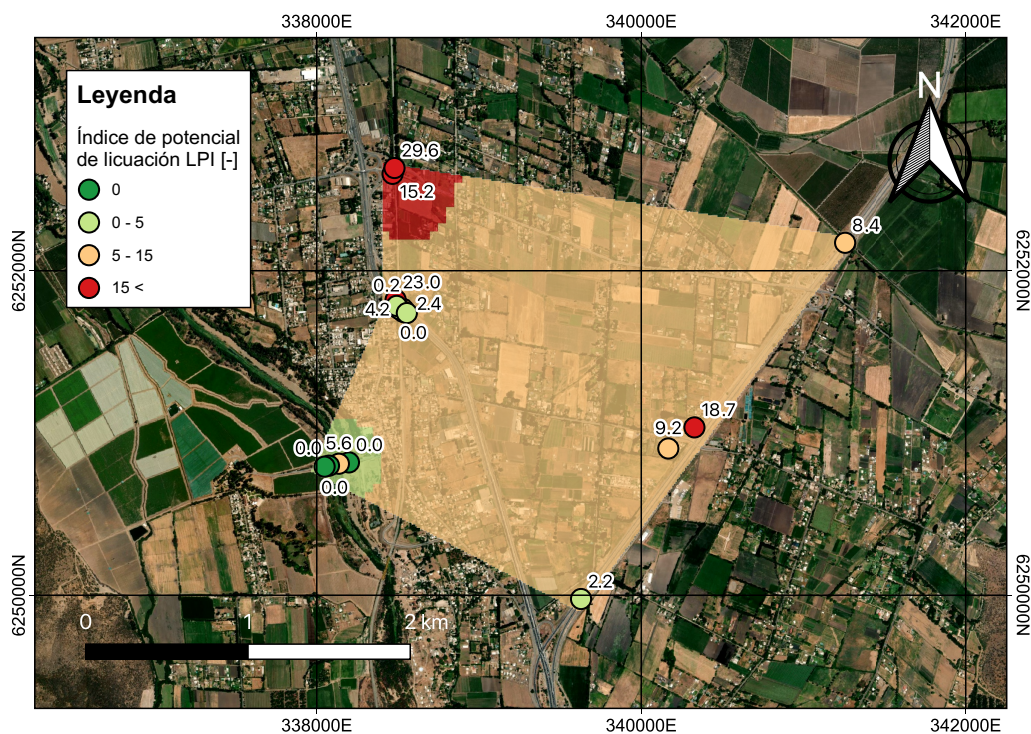


Figura 7.1.1: Mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017)

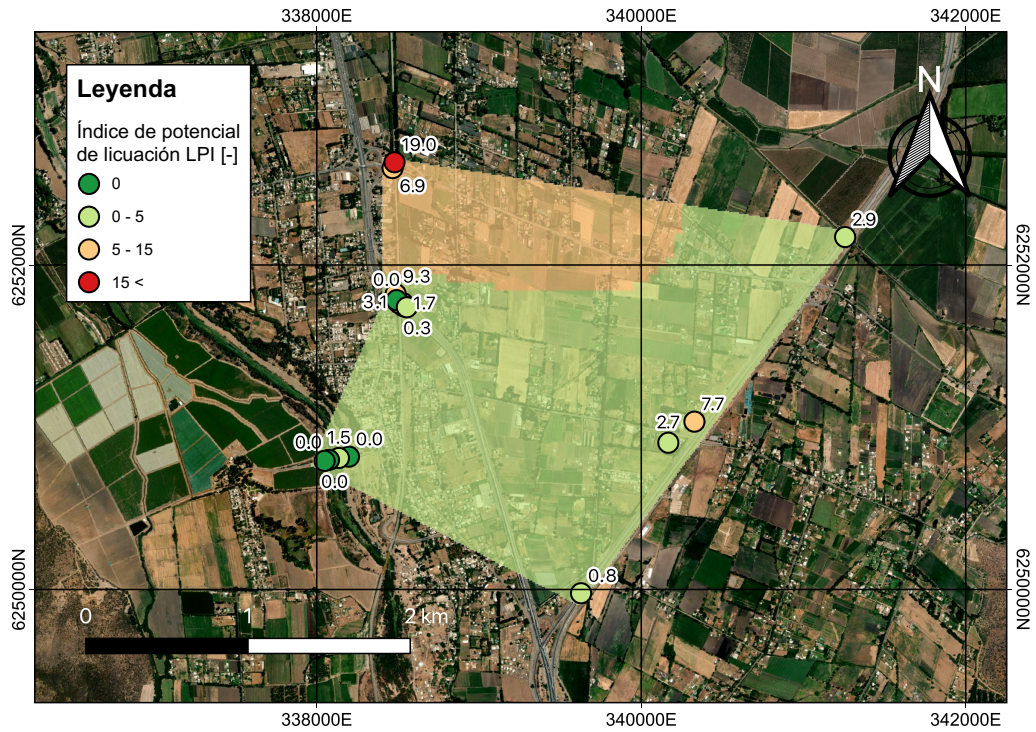


Figura 7.1.2: Mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017).

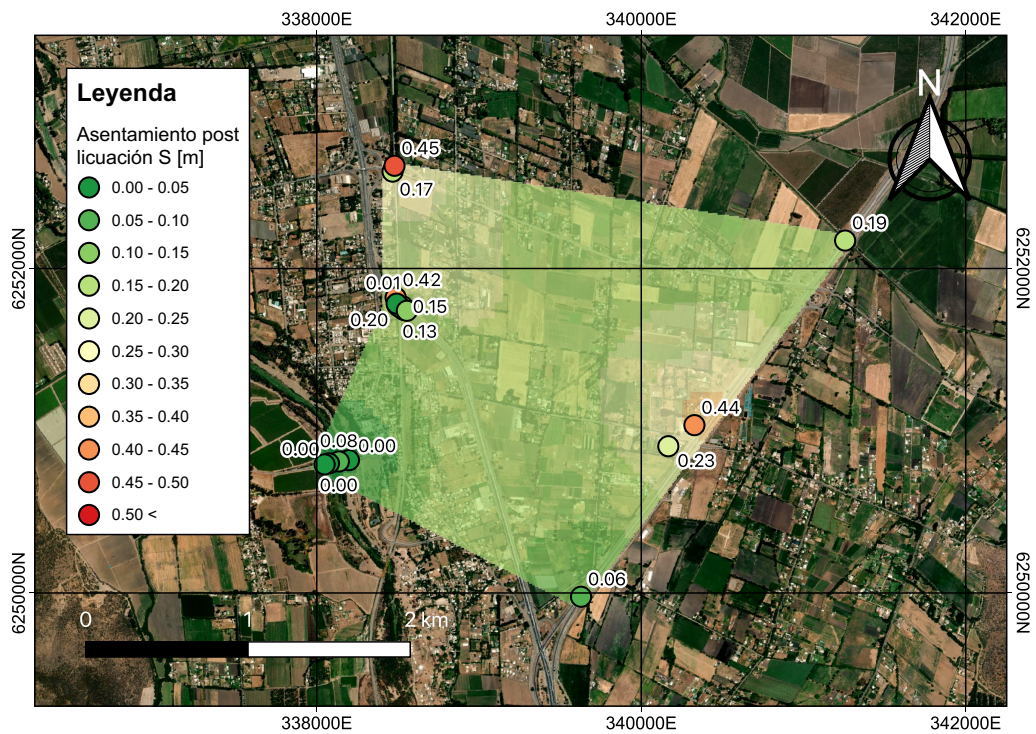


Figura 7.1.3: Mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

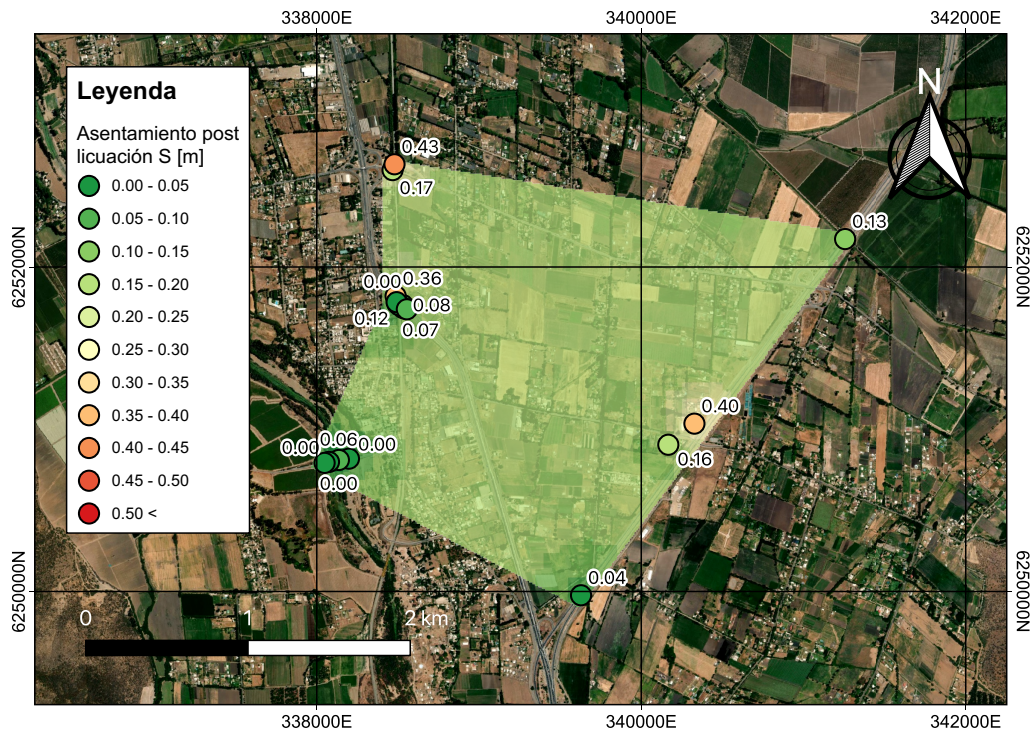


Figura 7.1.4: Mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017).

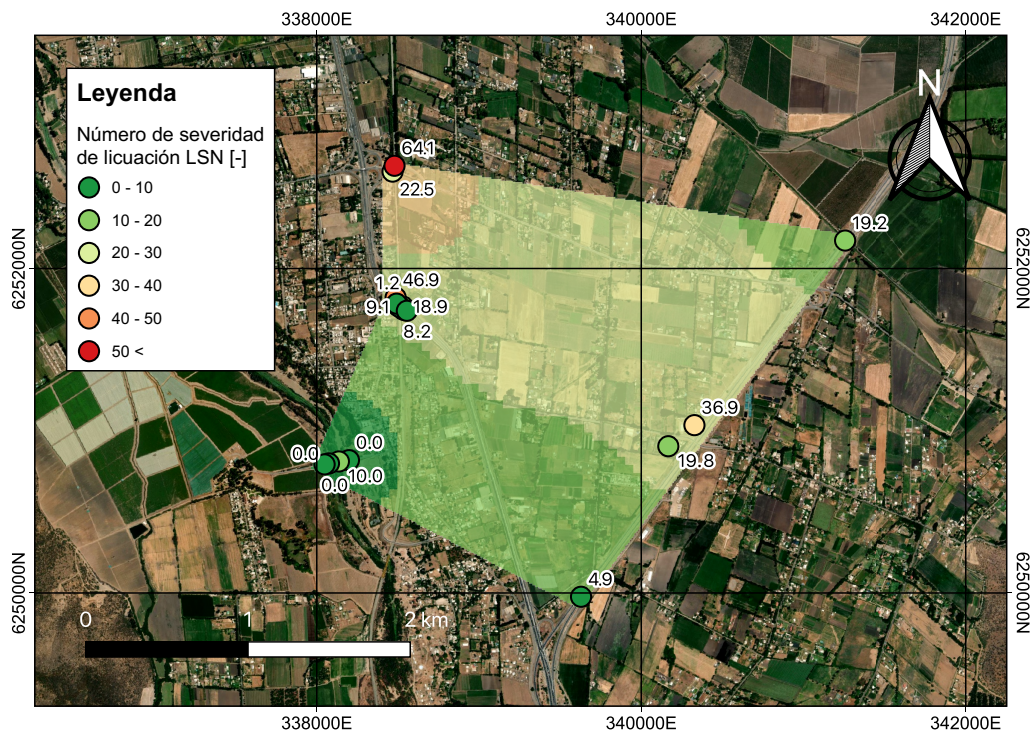


Figura 7.1.5: Mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

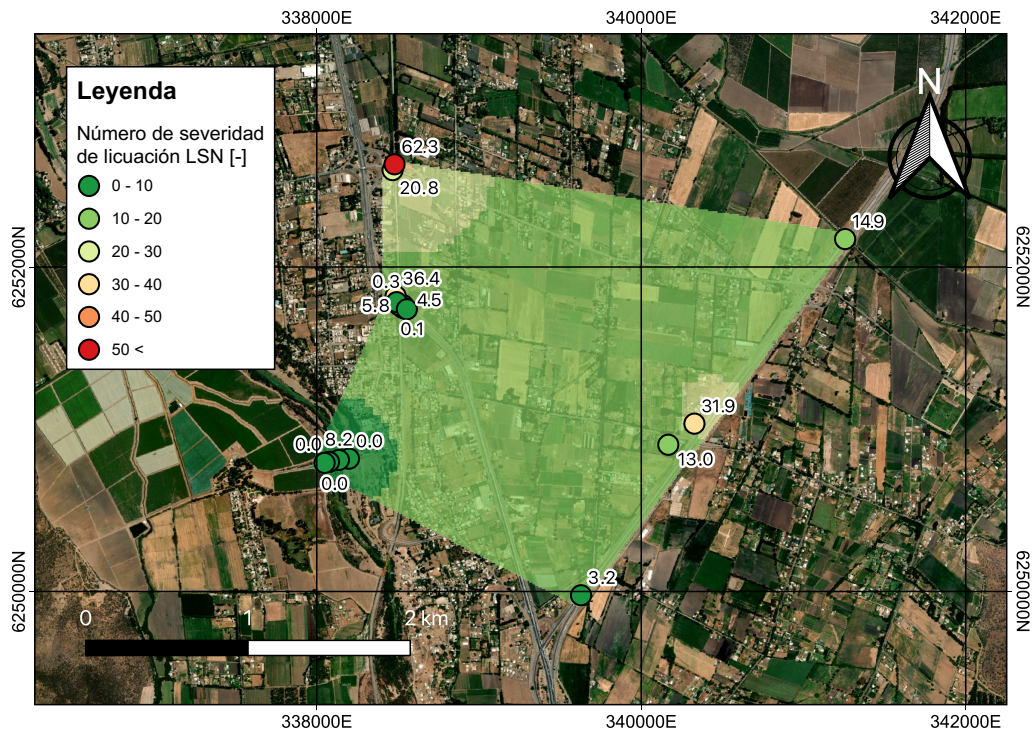


Figura 7.1.6: Mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017).

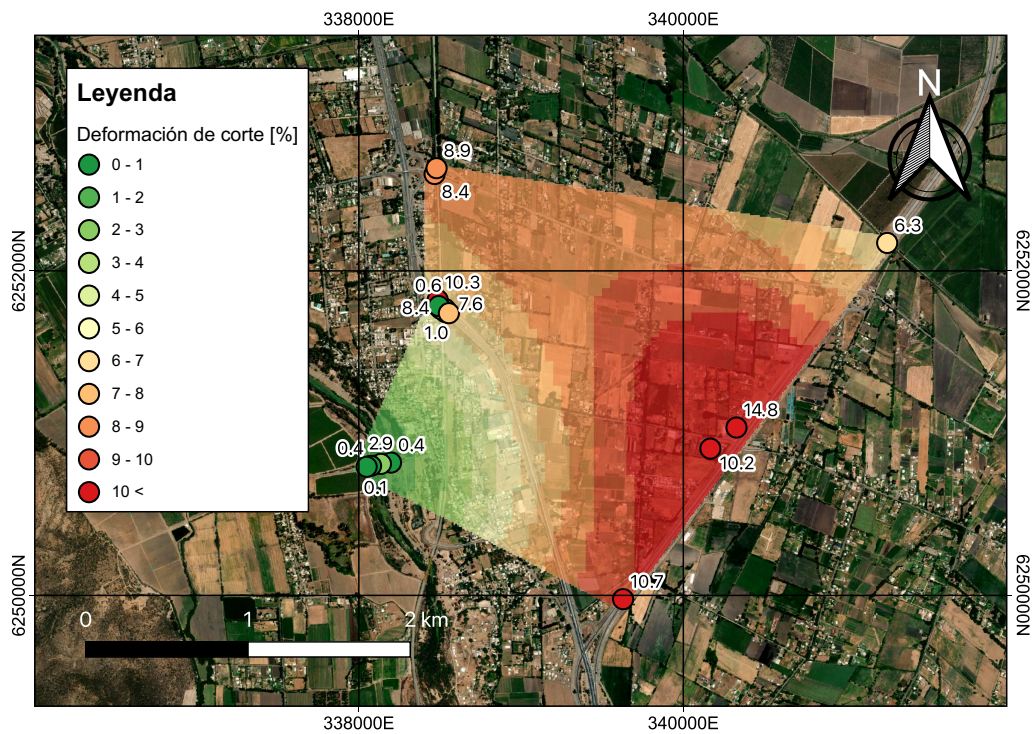


Figura 7.1.7: Mapa de deformación de corte mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

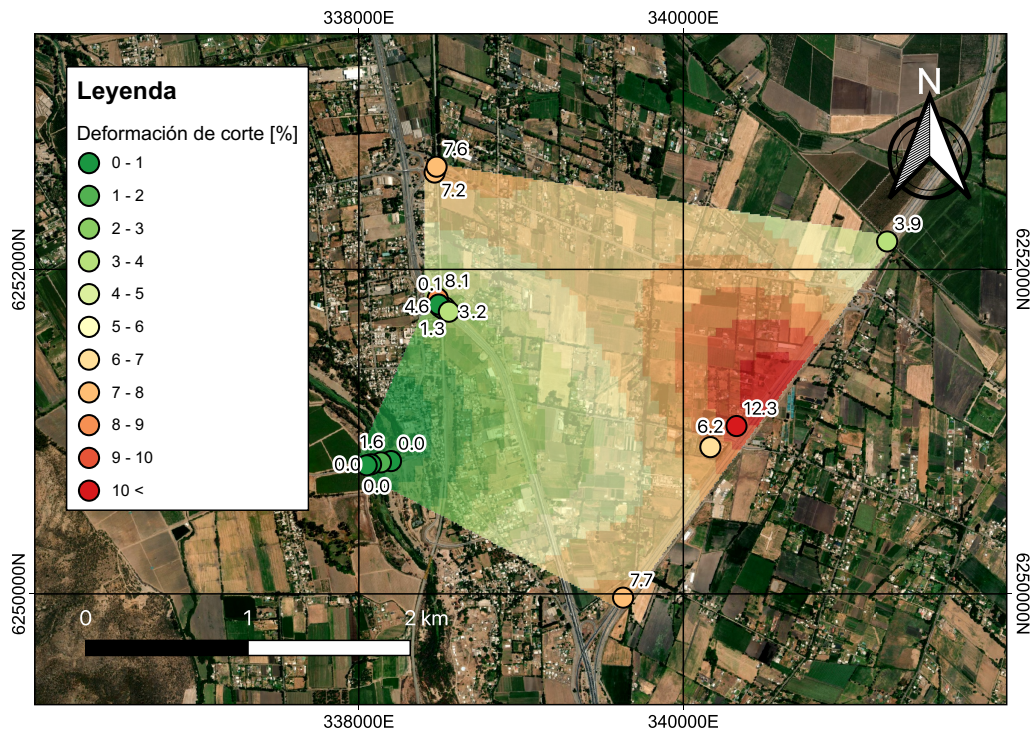


Figura 7.1.8: Mapa de deformación de corte mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017).

Los resultados muestran claramente valores más altos con la GMPE de Idini et al. (2017) que con Montalva et al. (2017). Por lo tanto, un análisis conservador sería utilizar Idini et al. (2017).

En el mapa de Índice de Potencial de Licuación LPI, se aprecian los mayores valores en los Pasos Superiores Champa, Hospital y en el Paso Inferior Chada. Estos son precisamente los lugares más afectados en el terremoto de 2010 desde el punto de vista geotécnico con deslizamientos de terraplenes y asentamientos. Esta diferencia con el resto de sitios se observa claramente en la figura 7.1.1. La figura 7.1.2 calculada con Montalva et al. (2017), entrega resultados considerablemente menores, y solo se considera un sondaje en PS Champa como riesgo muy alto de licuación.

El Paso Inferior Los Pinos, que sufrió daños considerables como caída de ambos tramos del tablero y asentamientos en los terraplenes de acceso, no cuenta con exploraciones geotécnicas por lo que no fue posible evaluar medidas de intensidad en el lugar. El punto más cercano con información corresponde al Puente Cardonal a 800 m más al norte. Los resultados en ese sitio arrojan un LPI de 8.4.

Respecto a los asentamientos mediante Ishihara y Yoshimine (1992) (figura 7.1.3), al igual que ocurre con LPI, los mayores valores corresponden a los Pasos Champa y Chada, llegando a máximos de 45 cm y 44 cm respectivamente. En 2010, en el Paso Chada se registraron asentamientos entre 80 cm y 1 m, cerca del doble de la estimación de Ishihara y Yoshimine (1992); en el Paso Champa no se tiene el valor del asentamiento producido en 2010, sin embargo se desarrollaron importantes deformaciones en los terraplenes de acceso (véase figura 3.7.1). En el caso del Paso Hospital, con Ishihara y Yoshimine (1992) se prevé asentamientos de 42 cm en el estribo de entrada (poniente) y de 15 cm en el estribo de salida (oriente), la evidencia mostró asentamientos de 10 cm en estribo de entrada y 13 cm en el de salida. Los resultados con Montalva et al. (2017) (figura 7.1.4) son comparables a los de la figura 7.1.3, con no más de 8 cm de diferencia en algunos sitios.

En cuanto al mapa de LSN de la figura 7.1.5, se destaca que el valor en el Paso Champa (64.1) es sustancialmente mayor a los valores en el estribo de entrada del Paso Hospital (46.9) y del Paso Chada (36.9) a pesar de tener cálculos de asentamientos similares. Lo anterior se explica porque los estratos licuables en el Paso Champa se encuentran más superficiales, tratándose de estratos de limo y arenas sueltas de baja resistencia con  $N_{SPT}=3$  hasta los 7 m de profundidad (González 2015). La comparación entre las figuras 7.1.5 y 7.1.6 es similar al caso de asentamientos, sin importantes diferencias entre los LSN obtenidos con ambas GMPE.

En las figuras 7.1.7 y 7.1.8, los valores de deformación de corte son altos, alcanzando hasta 14.8 %. Estos número se escapan de los rangos habituales. Por otro lado, en el Paso Azufraderos, marca de las más altas deformaciones de corte a pesar que esta estructura sufrió daños menores.

Finalmente, es importante destacar que en el Puente Águila Norte, al extremo suroeste de la zona estudiada, en general muestra valores bajos o nulos de LPI, asentamientos y LSN, lo que se relaciona con la evidencia, puesto que dicho puente no tuvo problemas estructurales.

### Mapas mediante perfil de $V_s$

Considerando un análisis conservador para la elaboración de los mapas, las próximas figuras en todas las metodologías se muestran considerando solo la GMPE de Idini et al. (2017). En las figuras 7.1.9, 7.1.10, 7.1.11 y 7.1.12 se presentan los mapas mediante perfil de  $V_s$ .

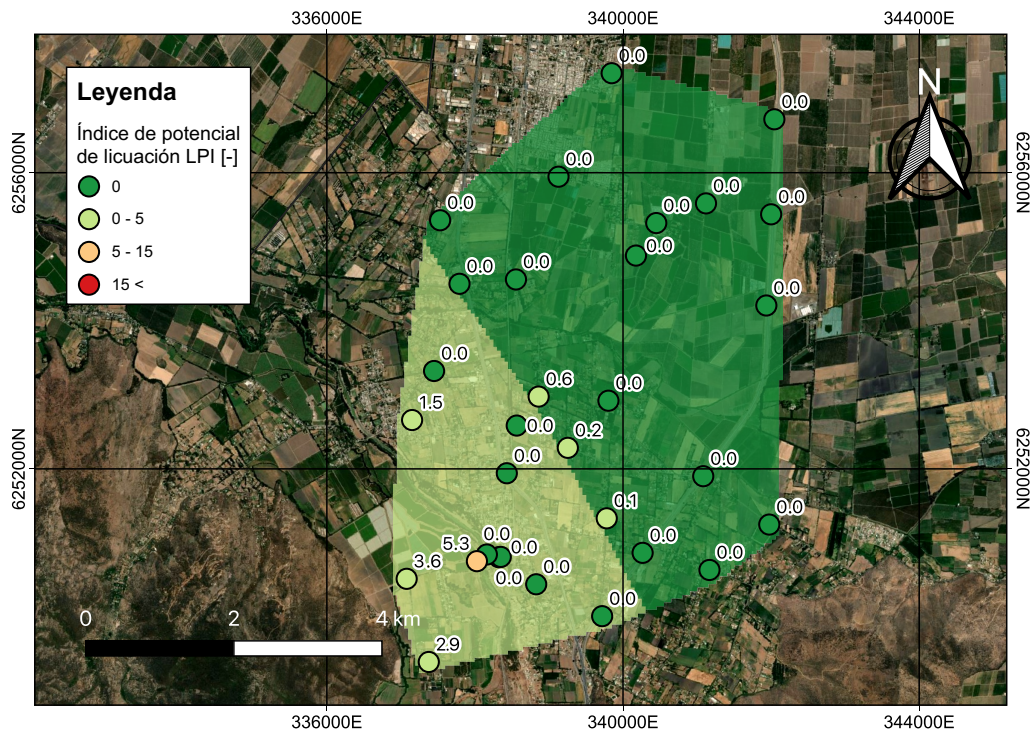


Figura 7.1.9: Mapa de LPI mediante perfil  $V_s$ , con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

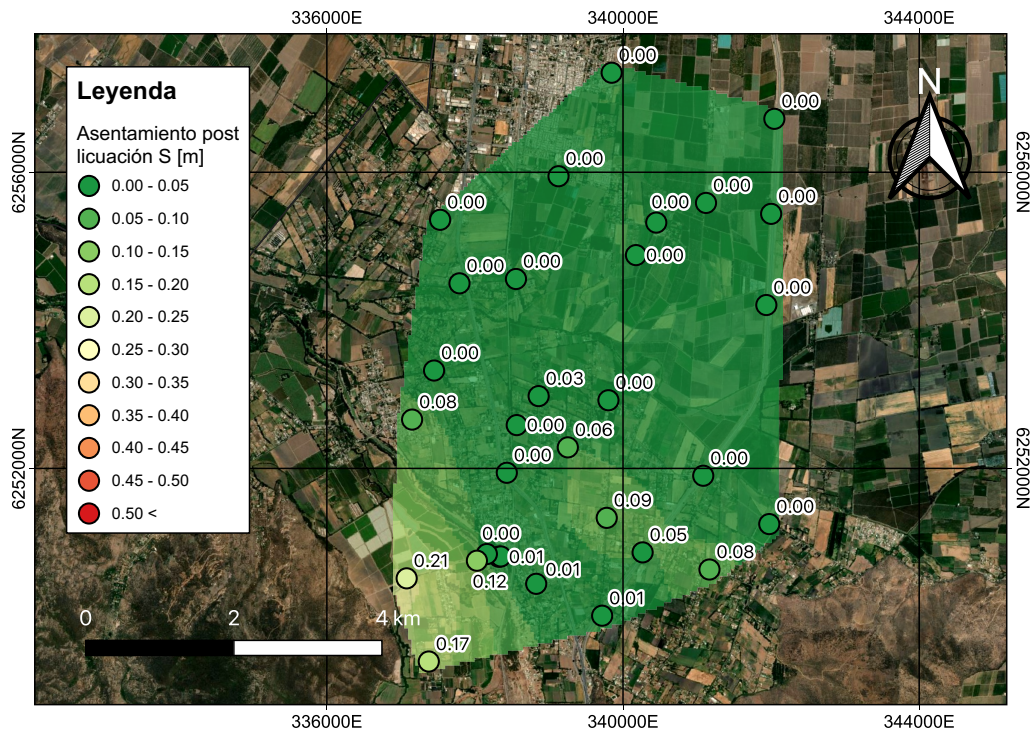


Figura 7.1.10: Mapa de asentamientos mediante perfil  $V_{s_i}$  con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017)..

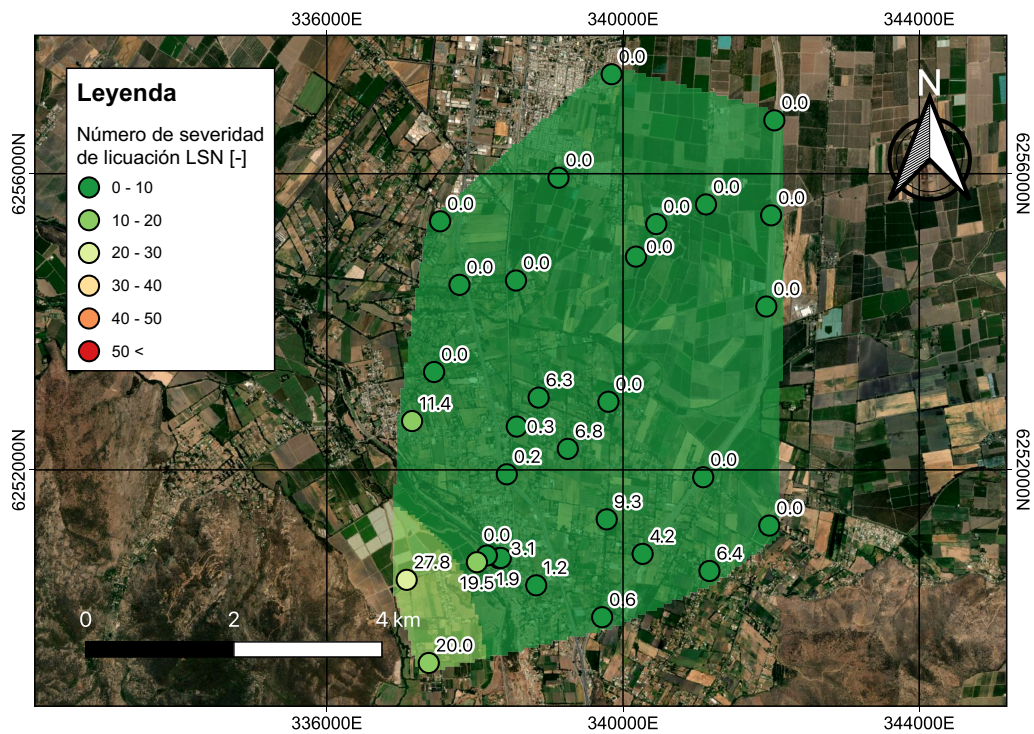


Figura 7.1.11: Mapa de LSN mediante perfil  $V_{s_i}$  con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017)..



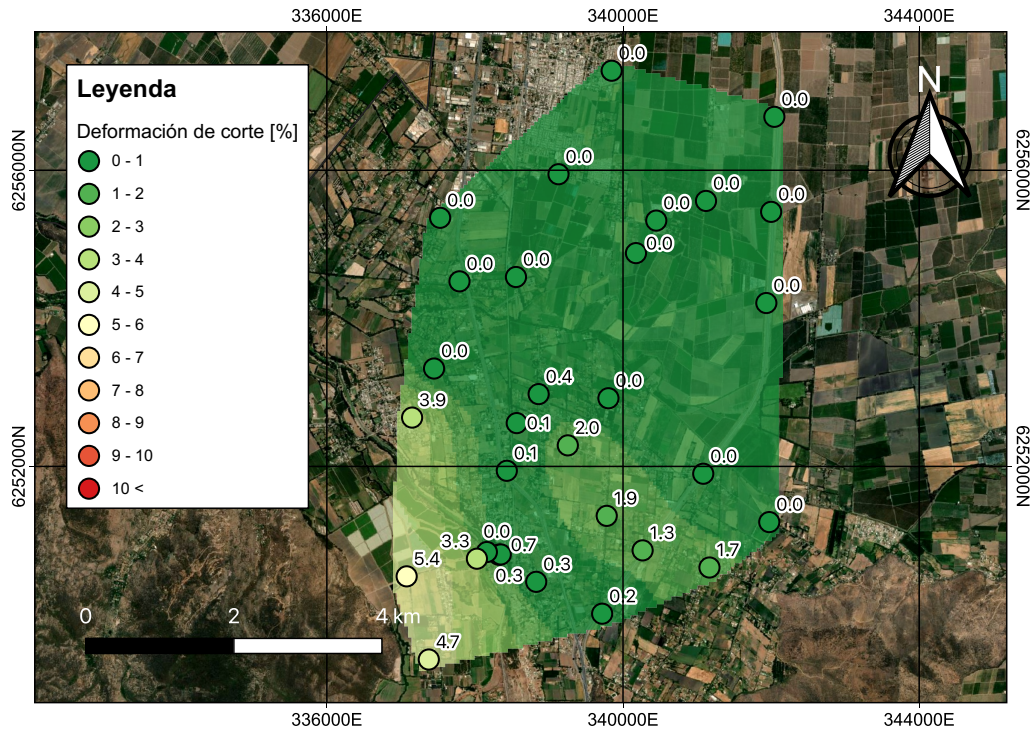


Figura 7.1.12: Mapa de deformación de corte mediante perfil  $V_s$ , con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017)..

En términos generales, el método de Kayen et al. (2013) muestra resultados significativamente menores a los mostrados por Idriss y Boulanger (2014)

En la figura 7.1.9 se muestran los valores de LPI. En prácticamente la mayoría de los puntos se tiene valores nulos o cercanos a cero, salvo en las cercanías del Puente Águila Norte donde se llega a un máximo de 5.3. En los Pasos Superiores e Inferiores el LPI estima que no hay riesgo de licuación (LPI=0).

En el mapa de asentamientos (figura 7.1.10) se aprecian mayoritariamente valores cercanos a cero. Se ven zonas con un leve aumento de asentamientos en el Puente Águila Norte y al oeste del mismo, llegando a 21 cm. Además, aparece una franja desde el sector inferior izquierdo

A partir de los asentamientos, se obtiene el mapa de LSN (figura 7.1.11). Al igual que los mapas anteriores, tiene la tendencia a tener mayores valores en el sector de Águila Norte llegando a los 27.8.

La deformación de corte sigue la misma tendencia de las otras medidas de intensidad (figura 7.1.12). Por otro lado, y siguiendo lo que ocurre con la deformación de corte mediante ensayos SPT, se tienen estimaciones de mas de 5 % que superan los rangos habituales.

Se destaca que aproximadamente a partir de la coordenada 6254000N al norte, todos los sitios presentan medidas de intensidad nulas. Esas zonas corresponden a suelos tipo B (500 m/s a 900 m/s) y C (350 m/s a 500 m/s), en comparación con la zona al sur de la coordenada 6254000N donde se concentraron los lugares con licuación que corresponde a suelos tipo D (180 m/s a 350 m/s).

### Índice de vulnerabilidad $K_g$

Teniendo la frecuencia y la amplitud del peak a menor frecuencia de todos los espectros H/V no

planos, se puede calcular el índice de vulnerabilidad de suelos  $K_g$  propuesto por Nakamura (1996).

En la figura 7.1.13, los mayores valores de  $K_g$  se presentan en los suelos finos del norte, en Paine y en la laguna de Aculeo. La zona central de la región, donde está principalmente la grava de Santiago, presenta en su mayoría registros de espectros H/V planos y, los que no son planos, tienen un  $K_g$  bajo menores a 5.

En la figura 7.1.14 se observa una buena correlación entre el  $K_g$  y las evidencias de licuación del terremoto de 2010. El ajuste es mejor en la zona cercana a la localidad de Hospital y a los pasos superiores e inferiores, donde un  $K_g > 20$  podría indicar riesgo de licuación. En las localidades afectadas cercanas a Laguna de Aculeo se tiene un menor ajuste, con menores  $K_g$ , sin embargo, en la orilla este de la laguna hay diversas mediciones con un índice de vulnerabilidad alto.

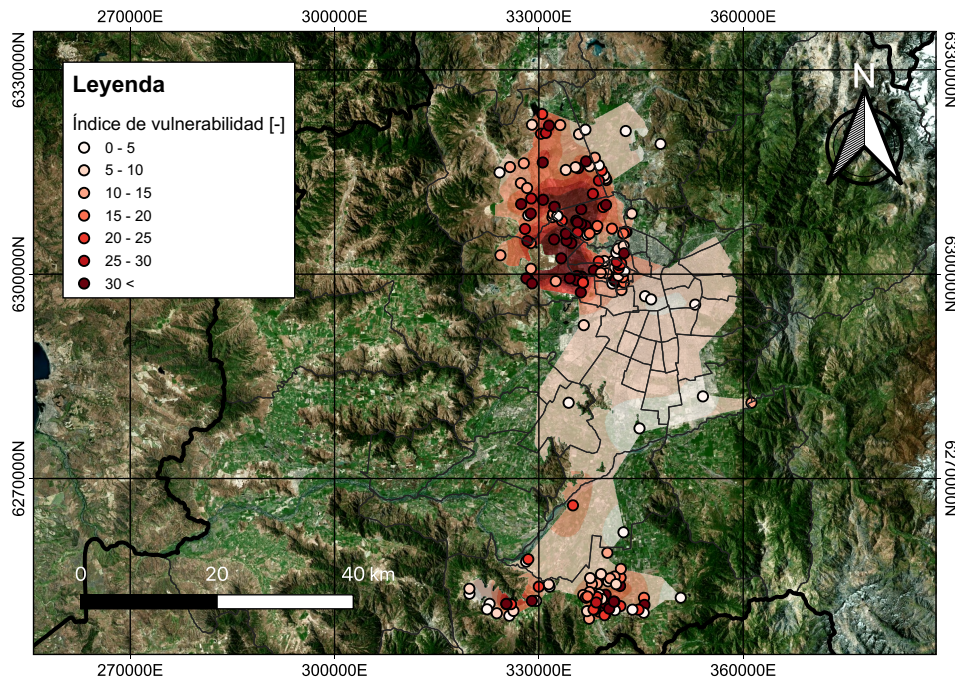


Figura 7.1.13: Índice de vulnerabilidad  $K_g$  en la Región Metropolitana.

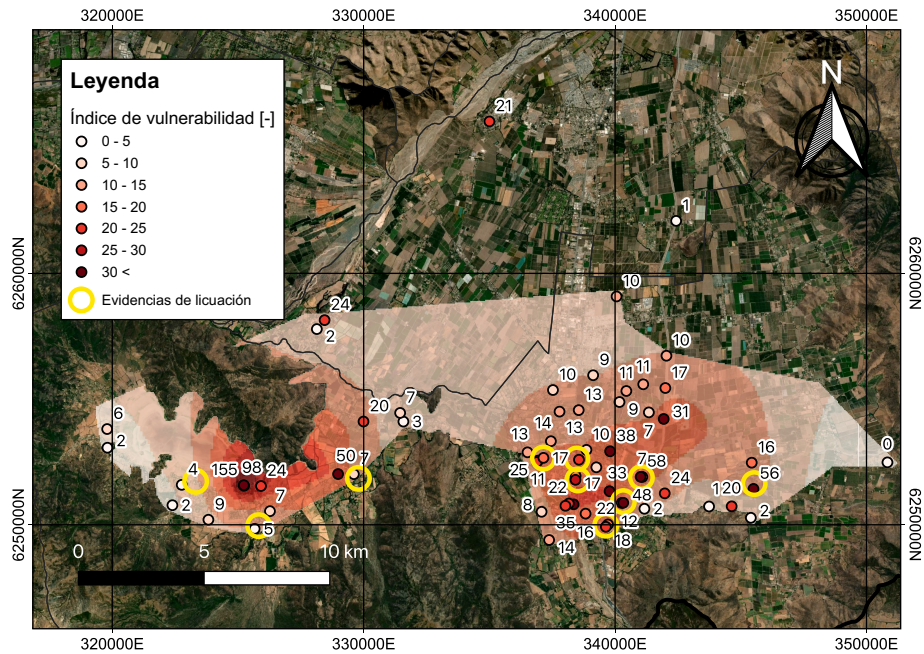


Figura 7.1.14: Índice de vulnerabilidad  $K_g$  en zona de estudio.

### Mapas mediante espectros H/V y $K_g$

Los mapas generados con espectros H/V abarcan toda la región, sin embargo, también se estudia con más detalle la zona sur. En las figuras entre 7.1.15 y 7.1.18 se presentan los resultados utilizando la aceleración espectral en la frecuencia predominante del suelo y el PGA en cada sitio.

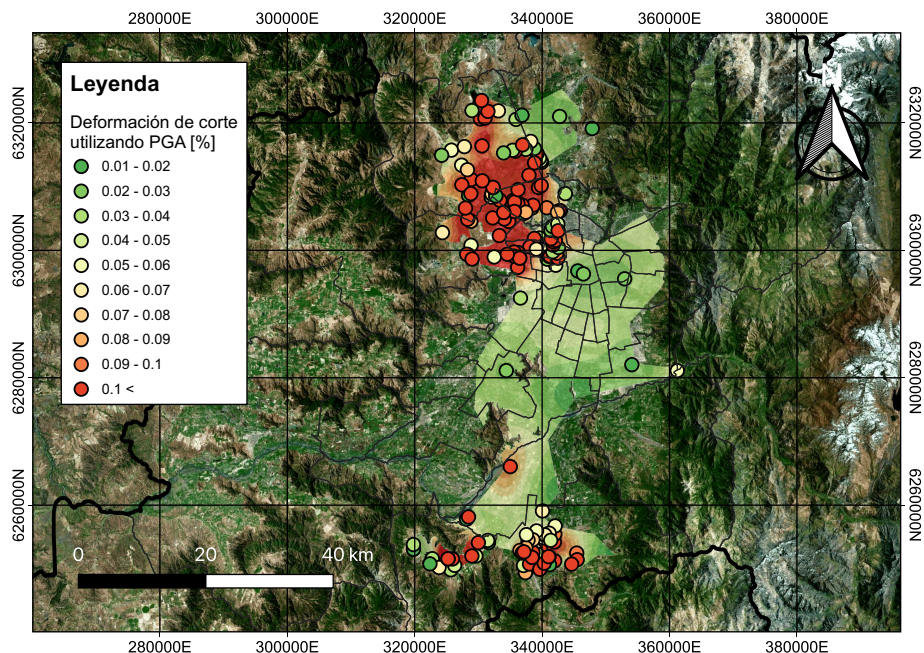


Figura 7.1.15: Mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con PGA en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017), en la Región Metropolitana.

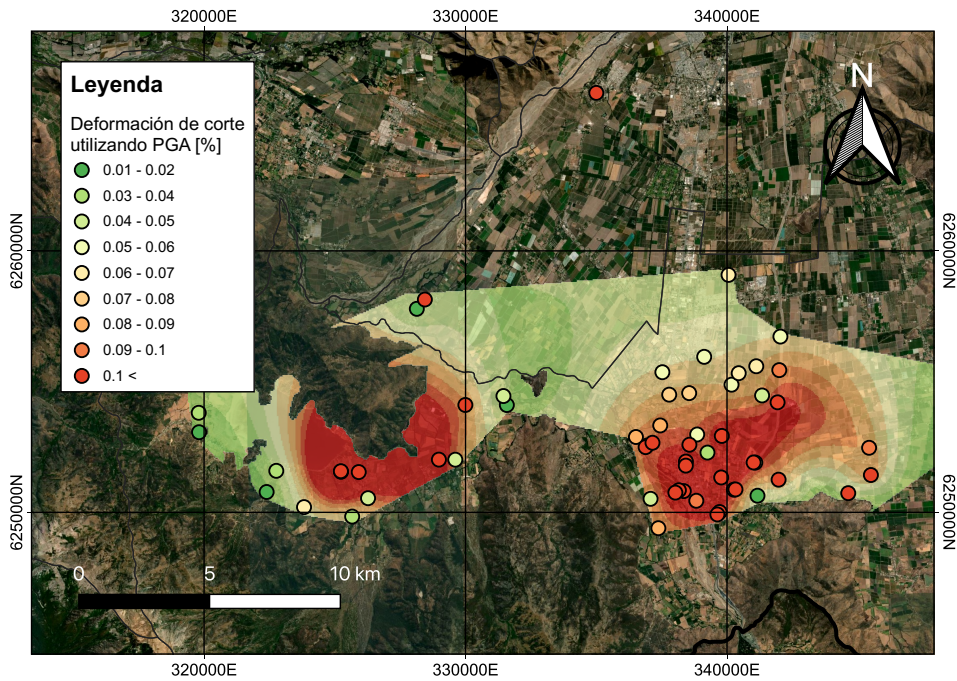


Figura 7.1.16: Mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con PGA en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017), en la zona de estudio.

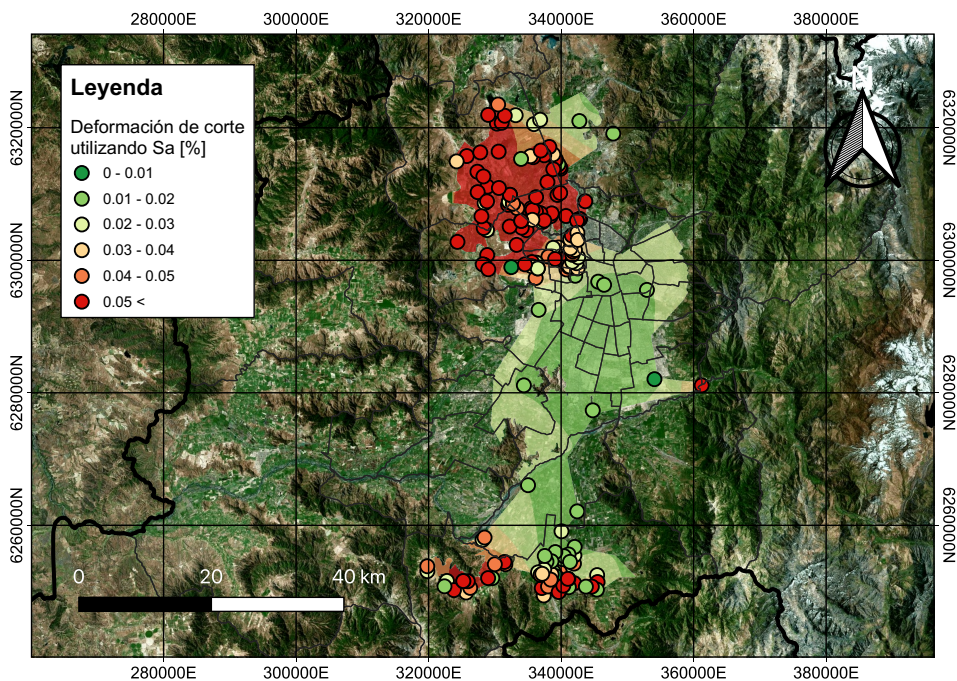


Figura 7.1.17: Mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017), en la Región Metropolitana.

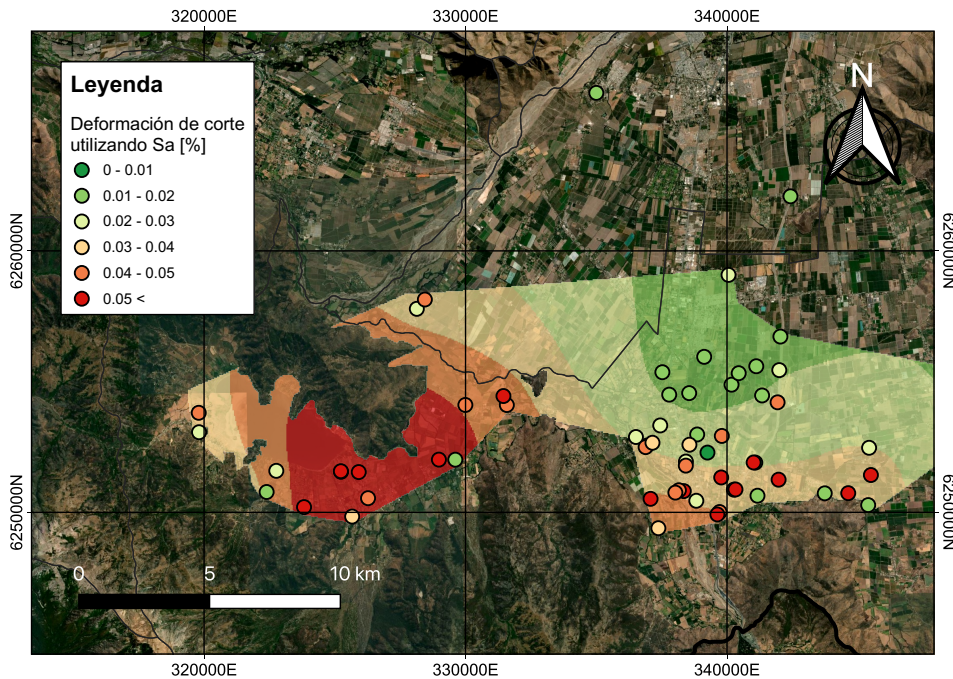


Figura 7.1.18: Mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017), en la zona de estudio.

Nakamura (1996) (1997) determina un umbral de deformación de corte  $\gamma$  en función de los datos de evidencias de licuación. Para los mapas de la Región Metropolitana se hace un análisis similar, y se encuentran dos umbrales distintos según si se calculó con la aceleración espectral  $S_a$  o con PGA.

Tabla 7.1.1: Umbrales de licuación propuestos para deformación de corte,  $\gamma_{liq}$

Aceleración	$\gamma_{liq}$ [%]
Espectral $S_a$	0.05
PGA	0.1

En las figuras 7.1.15 y 7.1.17, tanto en mapas calculados con PGA como con  $S_a$ , se aprecian dos sectores con concentración de deformaciones sobre el umbral, que son la zona norte de la cuenca de Santiago y en la zona sur de la región, en alrededores de Laguna de Aculeo y localidad de Hospital.

Leyton et al. (2010) indica que en la zona norte de Santiago se encuentran depósitos de limos y arcillas con ciertas intercalaciones de gravas, arenas y cenizas. Lo anterior va en la misma línea con las frecuencias predominantes menores a 1 Hz encontradas en esos sectores (véase figura 4.5.4), que indicarían presencia de depósitos constituidos por suelos finos (Brantt 2011). Además, las frecuencias fundamentales bajas indicarían una menor resistencia a la acción sísmica (Gálvez 2012), y también generan altos índices de vulnerabilidad  $K_g$ , y por consiguiente, se podrían explicar las deformaciones de corte  $\gamma$  mayores.

En la zona de estudio se presentan dos sectores con deformaciones mayores al umbral: las cerca-

nías de la Laguna de Aculeo (incorporando también las localidades de Pintué y Abrantes) y alrededores de la localidad Hospital, en la intersección entre Ruta 5 Sur y Acceso Sur. Si bien, tanto en el mapa obtenido con  $S_a$  (figura 7.1.18) como en el obtenido con PGA (figura 7.1.16) se presentan los sectores recién mencionados, es en el mapa obtenido con  $S_a$  en el cual se aprecia una mejor delimitación entre sitios que presentaron licuación y los que no, por ejemplo, la zona entre las coordenadas 336000E y 343000E y entre 6253000N y 6260000N en la figura 7.1.18, muestra bajas deformaciones y la evidencia indica que en esa zona no hubo licuación. También, el fundamento teórico señala que la aceleración espectral  $S_a$  en la frecuencia predominante es el parámetro más adecuado.

## 7.2. Curvas de amenaza

El enfoque probabilístico con método de Montecarlo permite generar curvas de amenaza, que relacionan cierta medida de intensidad con la tasa de excedencia anual y/o período de retorno del sismo que las genera. En las figuras, cada curva delgada representa la respuesta de un sitio específico, las curvas gruesas segmentadas indican la respuesta promedio de los sitios por categoría. Como los resultados de deformación de corte obtenidos a partir de metodologías basadas en esfuerzos (SPT y  $V_s$ ) son muy superiores a los valores habituales, esta medida de intensidad no se calcula en el análisis probabilístico.

### Curvas con SPT

Se obtuvieron curvas de amenaza para las cuatro medidas de intensidad LPI, asentamiento post-licuación y LSN. Se utiliza la GMPE de Idini et al. (2017). Las curvas fueron clasificadas según  $V_{s30}$  en cinco categorías entre 255 m/s hasta 305 m/s. Es importante mencionar que todos los registros están presentes en suelos tipo D (180 m/s - 350 m/s) de la norma NCh433. En las figuras desde 7.2.1 hasta 7.2.3 se muestran curvas con SPT.

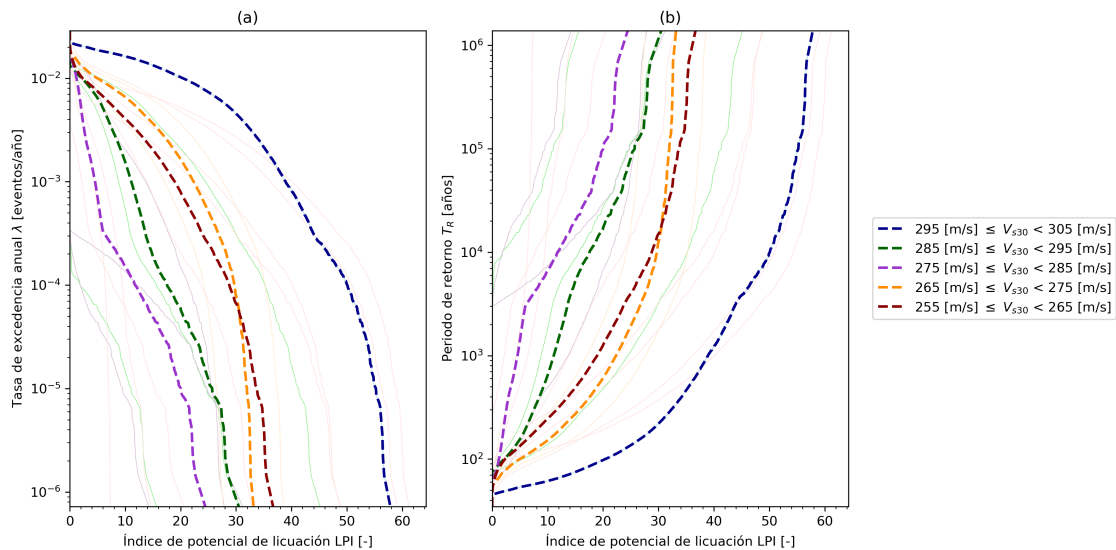


Figura 7.2.1: Curva de amenaza de LPI utilizando ensayos SPT y GMPE Idini et al. (2017).

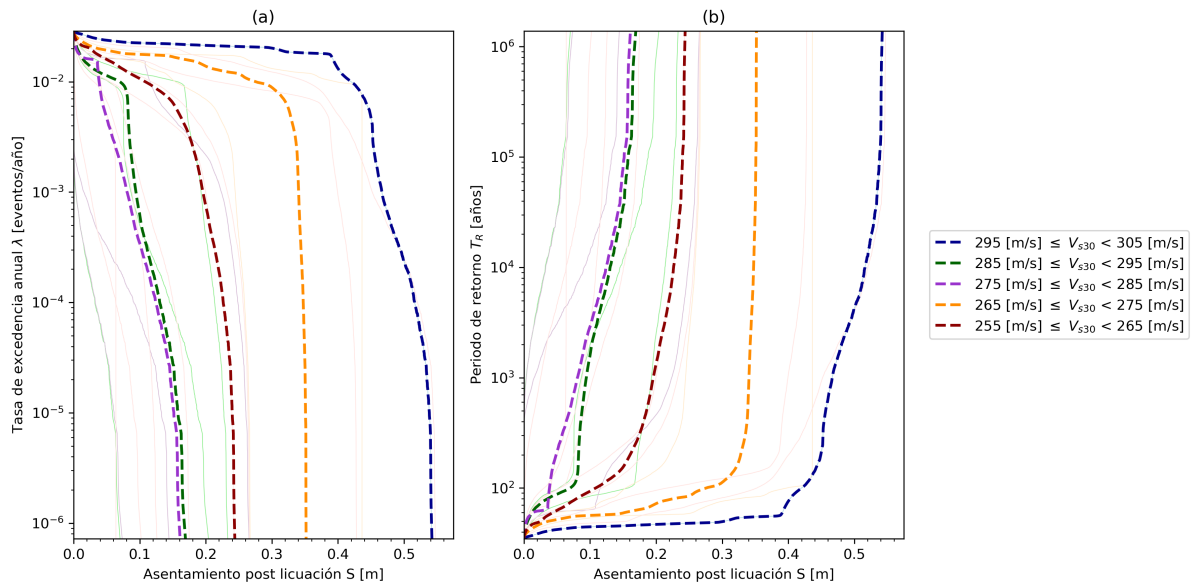


Figura 7.2.2: Curva de amenaza de asentamientos post-licuación utilizando ensayos SPT y GMPE Idini et al. (2017).

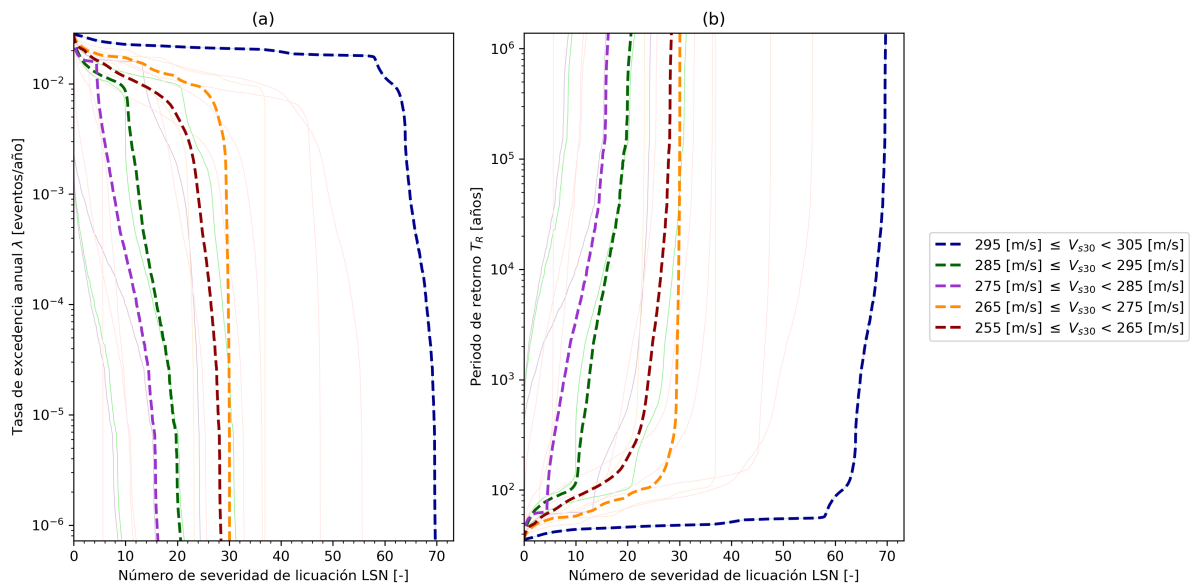


Figura 7.2.3: Curva de amenaza de LSN utilizando ensayos SPT y GMPE Idini et al. (2017).

Si bien todos los sitios estudiados se encuentran en los suelos tipo D con velocidades  $V_{s30}$  entre 180 m/s y 350 m/s, al subdividir este tramo en segmentos de 10 m/s, no se aprecia una correlación clara entre  $V_{s30}$  y la susceptibilidad a la licuación obtenido con ensayos SPT.

## Curvas con $V_s$

Se presentan las curvas de amenaza obtenidas con  $V_s$  en las figuras 7.2.4, 7.2.5 y 7.2.6.

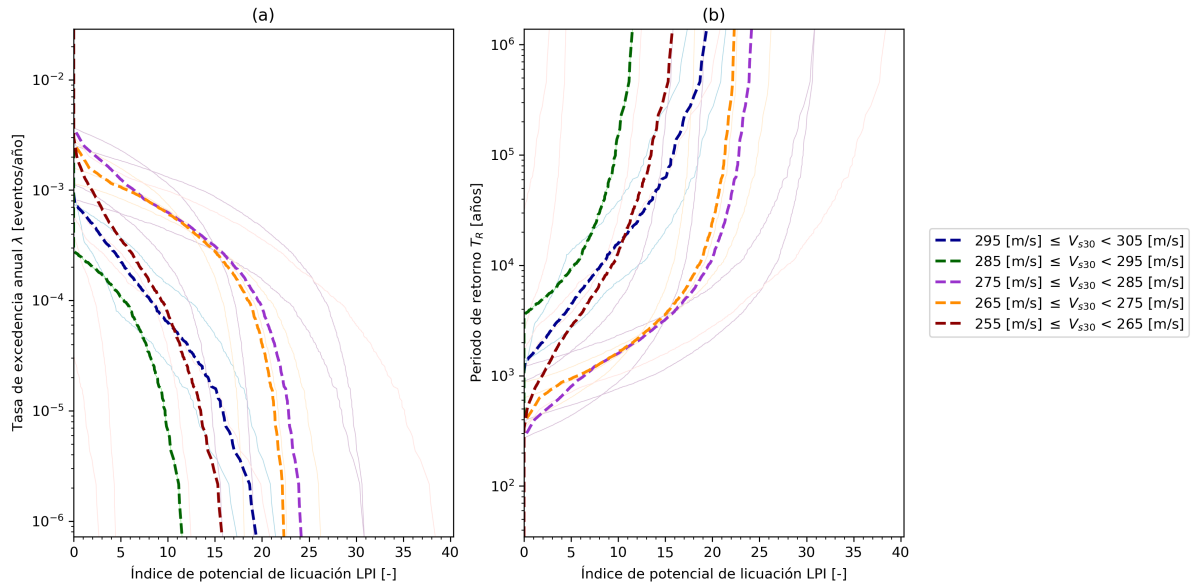


Figura 7.2.4: Curva de amenaza de LPI utilizando perfil de  $V_s$  y GMPE Idini et al. (2017).

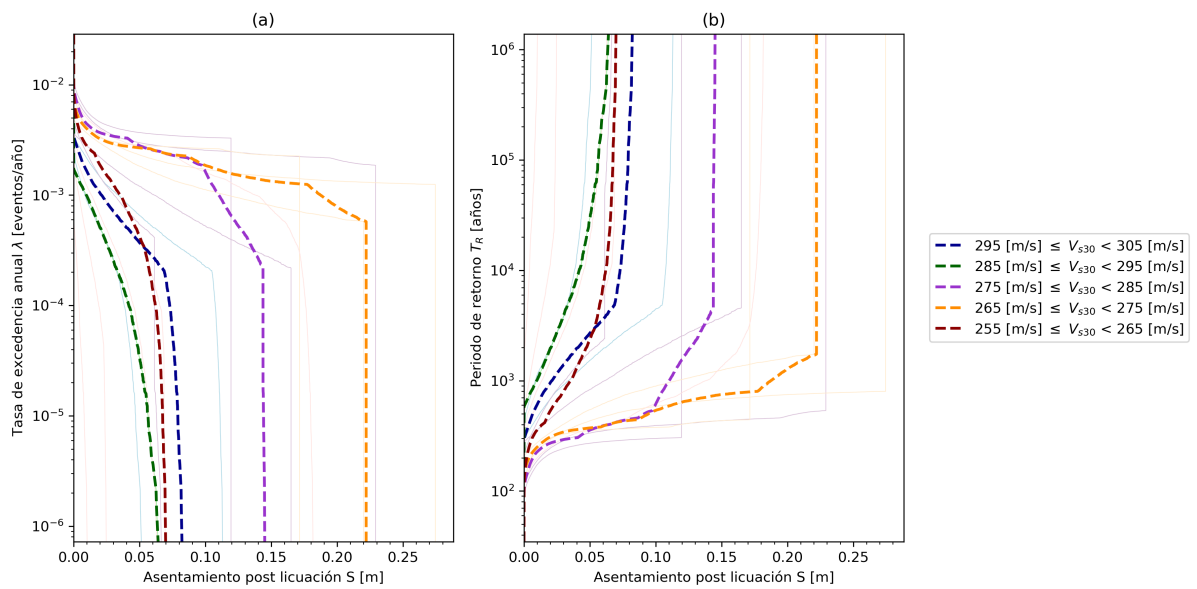


Figura 7.2.5: Curva de amenaza de asentamientos post-licuación utilizando perfil de  $V_s$  GMPE Idini et al. (2017).



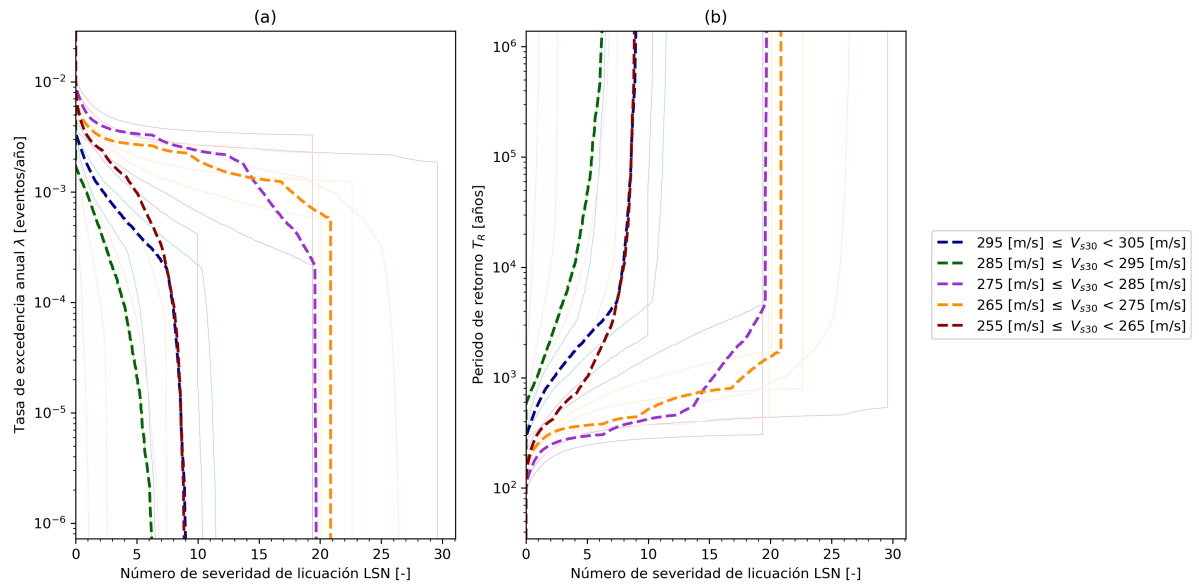


Figura 7.2.6: Curva de amenaza de LSN utilizando perfil de  $V_s$  GMPE Idini et al. (2017).

En general, las figuras 7.2.4, 7.2.5 y 7.2.6, muestran que un cierto valor de LPI, asentamiento o LSN ocurre con significativa menor probabilidad que al usar ensayos SPT. Por ejemplo, empleando la metodología de Kayen et al. (2013), los primeros eventos sísmicos en producir LPI mayor a cero tienen períodos de retorno de 750 años aproximadamente; comparado con los alrededor de 45 años usando la metodología de Idriss y Boulanger (2014).

Nuevamente, al igual que con SPT, no existe una directa relación entre  $V_{s30}$  y medidas de intensidad.

## Curvas con H/V y $K_g$

Las curvas de amenaza con espectros H/V e índices de vulnerabilidad  $K_g$  se calculan utilizando solo la aceleración espectral  $S_a$ , respondiendo al análisis expuesto anteriormente. La clasificación se realiza según los índices de vulnerabilidad  $K_g$ .

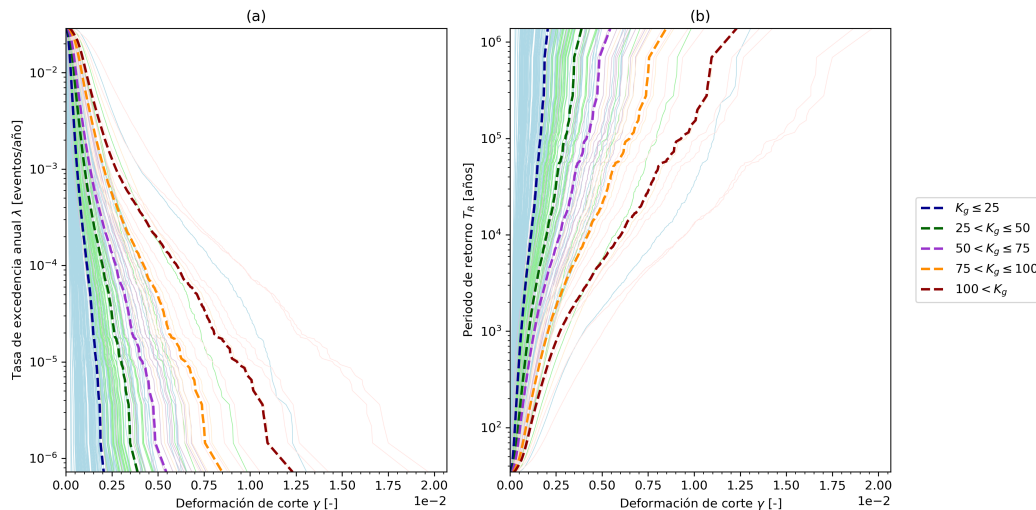


Figura 7.2.7: Curva de amenaza de deformación de corte utilizando aceleración espectral  $S_a$ .

En la figura 7.2.7 se aprecia claramente una correlación directa entre la deformación de corte y el índice de vulnerabilidad  $K_g$ .

## 7.3. Mapas según períodos de retorno de 72 años

### Mapas mediante ensayos SPT

Se muestran a continuación los mapas de las cuatro medidas de intensidad para un período de retorno de 72 años, las que fueron calculadas utilizando la GMPE de Idini et al. (2017).

Los mapas según un período de retorno de 72 años muestran un mejor comportamiento del suelo al compararlos con los resultados del terremoto de Maule de 2010.

En la figura 7.3.1 se puede ver niveles bajos de LPI, menores a 5 en prácticamente la totalidad de los puntos medidos. La excepción a esto es un sitio cercano al Paso Superior Champa, que entrega un índice de potencial de licuación alto con LPI=12.1. En relación con la figura 7.3.2, se pueden ver asentamientos sobre 20 cm en ciertos sitios cercanos a pasos Champa, Hospital, Chada y Puente Cardonal. El mapa de LSN (figura 7.3.3) tiene forma similar al mapa de asentamientos. Los valores más altos de LSN se encuentran en el Puente Cardonal y Paso Superior Chada (LSN=35.9 y LSN=43.8 respectivamente), indicando que se generarían expresiones moderadas a severas de licuación. En ambos sitios se tienen estratos con  $N_{SPT}$  menores a 5 en estratos superficiales. El resto de lugares tienen LSN menores a 22, implicando expresiones menores de licuación.

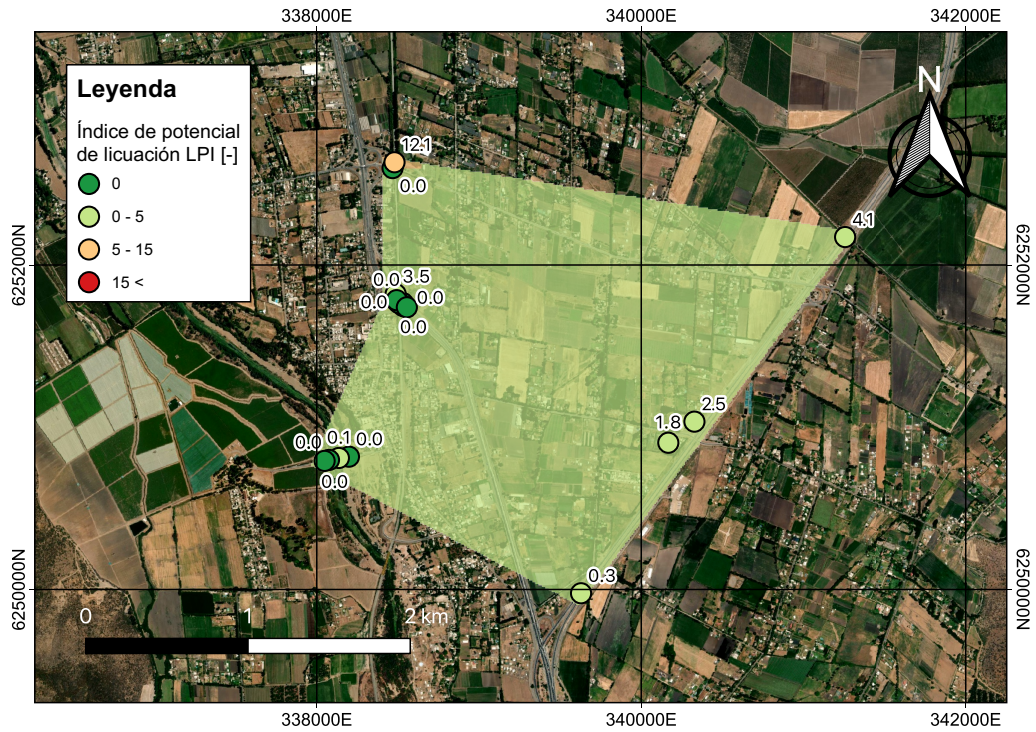


Figura 7.3.1: Mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

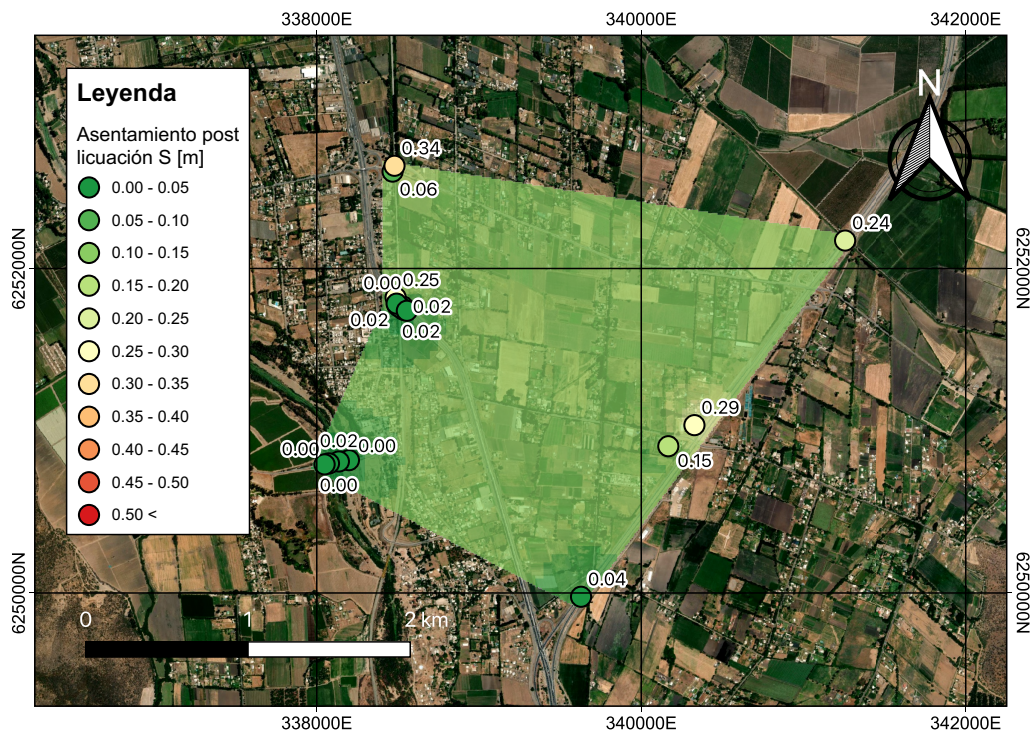


Figura 7.3.2: Mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

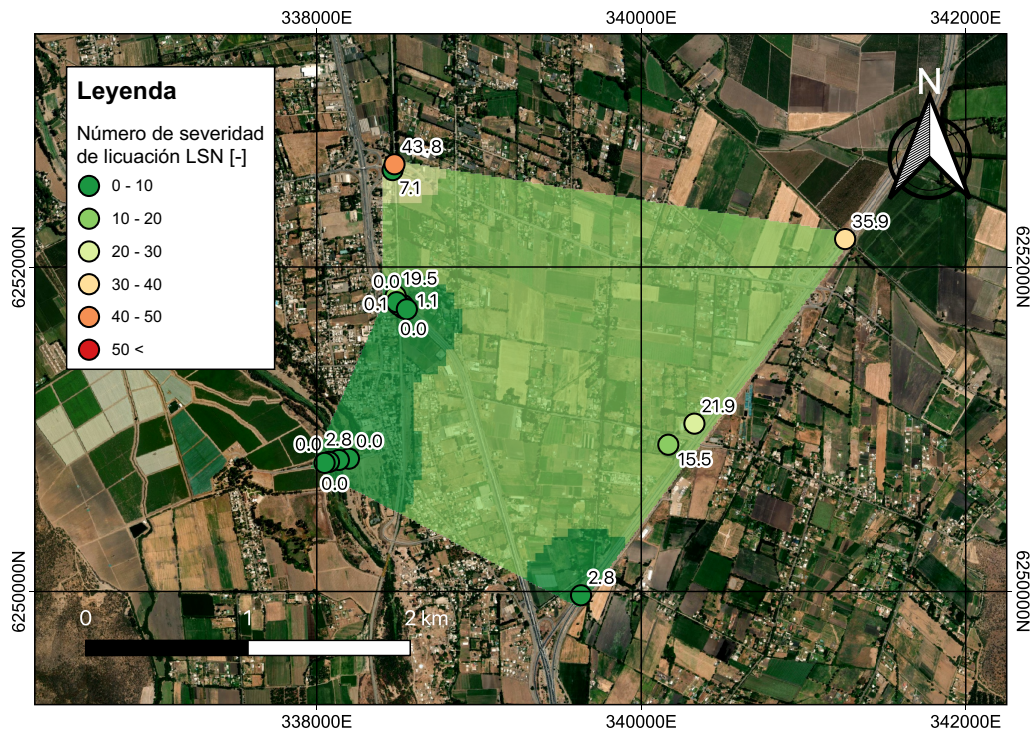


Figura 7.3.3: Mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

## Mapas mediante espectros H/V y $K_g$

La figura 7.3.4 muestra el mapa de deformaciones de corte, calculadas mediante espectros H/V. En general, no se aprecian deformaciones de corte importantes, los valores menores se distribuyen en una zona de transición entre suelos tipo C ( $V_{s30}$  entre 350 m/s y 500 m/s) y B ( $V_{s30}$  entre 500 m/s y 900 m/s). Existen algunos puntos cercanos a la Laguna de Aculeo, Abrantes, Cardonal Bajo, Paso Inferior Los Pinos y Chada que tienen una deformación de corte más alta entre 0.04 % y 0.07 %.

Estos resultados entregan una diferencia respecto a los valores resultantes con el terremoto de 2010, siendo menores los resultados de la figura 7.3.4.

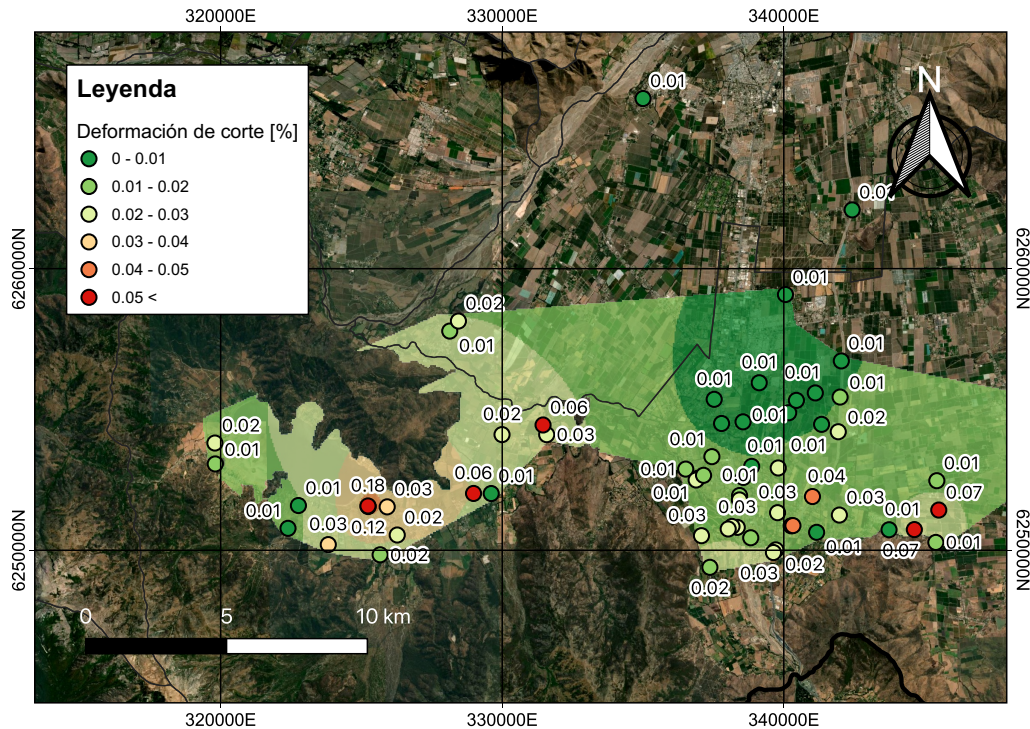


Figura 7.3.4: Mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

## 7.4. Mapas según períodos de retorno de 475 años

### Mapas mediante ensayos SPT

Se muestran en las figuras 7.4.1, 7.4.2 y 7.4.3 los mapas para un período de retorno de 475 años, empleando la metodología de Idriss y Boulanger (2014) para ensayos SPT.

Los mapas con período de retorno de 475 años tienen valores un tanto más altos que los obtenidos para el terremoto de 2010. Un sismo con las características del terremoto de 2010, tendría un período de retorno menor a 475 años.

La figura 7.4.1 muestra valores muy altos de LPI hacia el área noreste de la zona estudiada, considerando los Pasos Champa, Chada, Puente Cardonal y un sondaje en el Paso Hospital. El potencial

de licuación es bajo en el resto de sondajes del Paso Hospital, en el Paso Azufraderos y en el Puente Águila Norte. En la figura 7.4.2, las mayores deformaciones ( $S > 35$  cm) también se concentran en los Pasos Champa, Chada, Puente Cardonal y en el Paso Hospital, sin embargo, en estos lugares hay otros sondajes que arrojan valores menores (17 cm en PS Champa y 28 cm en PI Chada) a poca distancia. En el PI Azufraderos se presenta solo 7 cm de asentamientos, similar al Puente Águila Norte con 8 cm. En lo correspondiente al LSN (figura 7.4.3) se vuelve a apreciar la tendencia de mayores efectos en la zona noreste, donde el LSN es superior a 40, y se podrían tener expresiones mayores de licuación, severos asentamientos totales y diferenciales, entre otros comportamientos. El resto de lugares hacia el suroeste, muestran LSN menores a 10 con efectos menores o nulos de licuación.

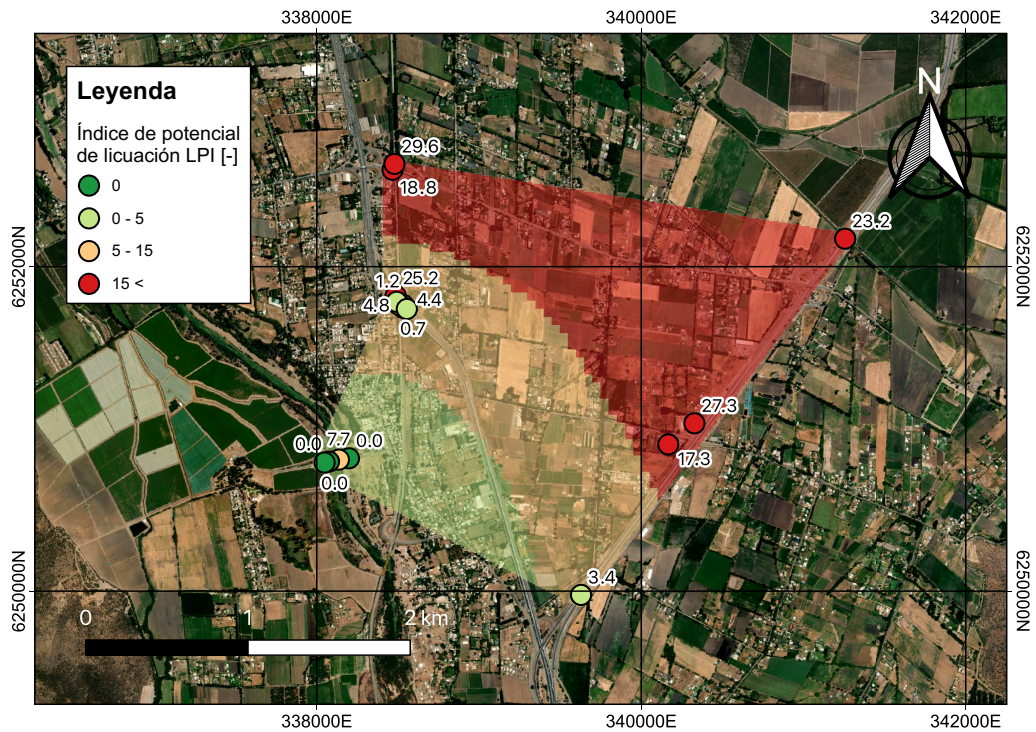


Figura 7.4.1: Mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

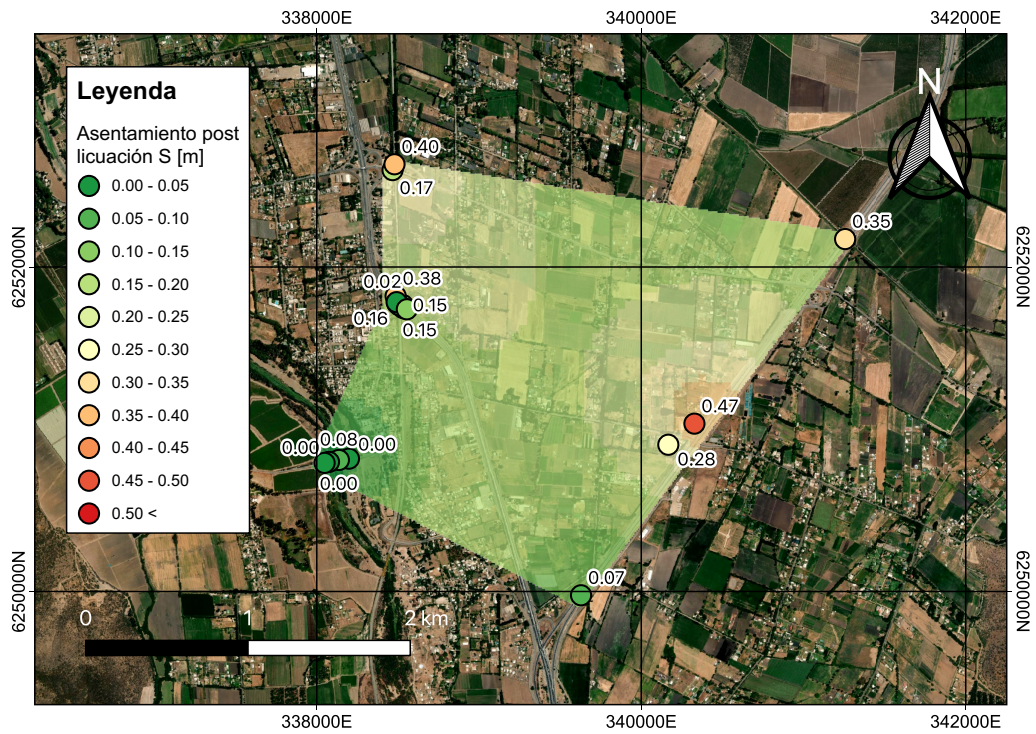


Figura 7.4.2: Mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

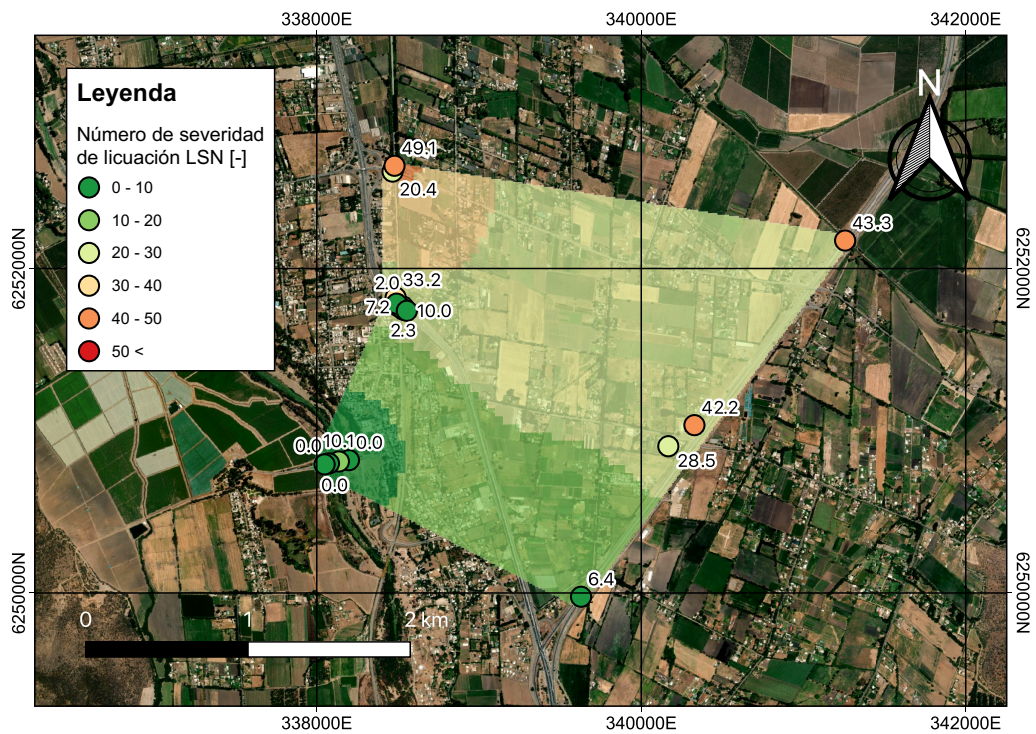


Figura 7.4.3: Mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

## Mapas mediante perfiles de $V_s$

A continuación, se presentan los mapas para un período de retorno de 475 años, empleando la metodología de Kayen et al. (2013) para perfiles de  $V_s$ . Al igual que con los mapas considerando el terremoto de 2010, los valores obtenidos mediante perfiles de  $V_s$  son considerablemente menores que con ensayos SPT. Además, ningún mapa tiene un buen ajuste con las evidencias de licuación.

En la figura 7.4.4, la mayor parte de los sitios tiene un potencial de licuación nulo. En algunos sectores hacia el sur de la zona estudiada, se tienen valores apenas superiores entre 0.2 y 2.5 de LPI. En el Puente Águila Norte se muestra el LPI más alto 5.6, hay que destacar que en dicho puente no hubo daños asociados a licuación. La figura 7.4.5 presenta asentamientos nulos en prácticamente la totalidad de la zona de estudio, el sector al suroeste del Puente Águila Norte presentaría asentamientos de hasta 20 cm. Respecto al LSN (figura 7.4.6) tiene un comportamiento similar al mapa de asentamientos, donde las zonas con mayor LSN son al suroeste del Puente Águila Norte y en la localidad de Champa con posibles expresiones menores de licuación (LSN entre 10 y 20). El resto del mapa tiene LSN menores a 10, hasta el norte de la zona estudiada con valores nulos.

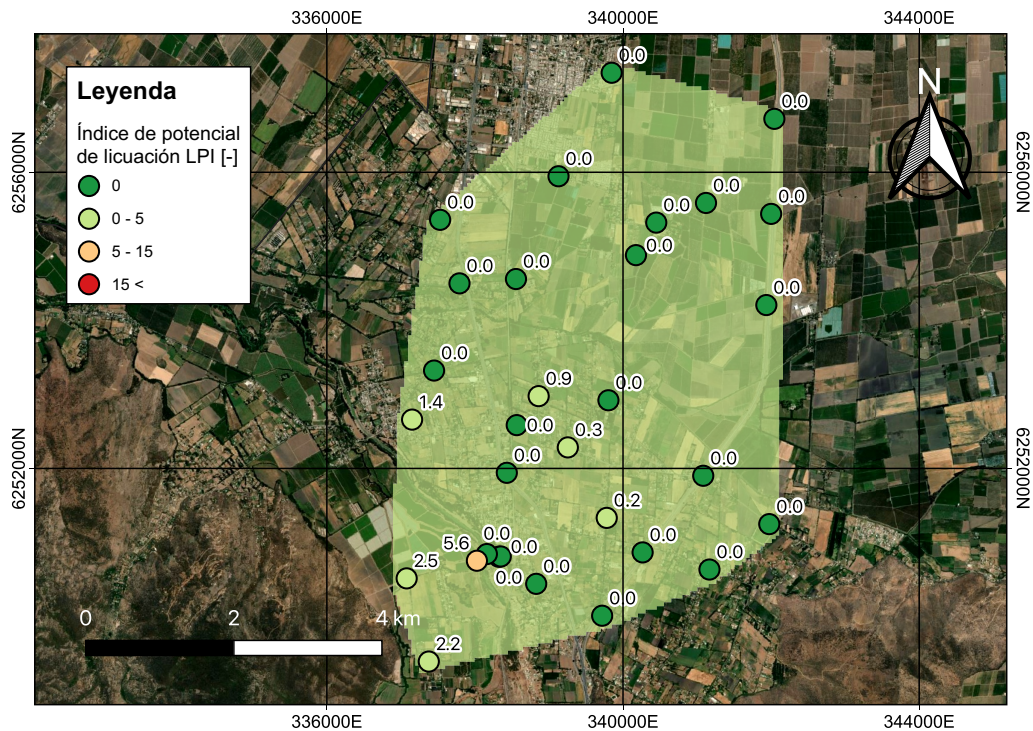


Figura 7.4.4: Mapa de LPI mediante perfil  $V_s$ , con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).





## Mapas mediante espectros H/V y $K_g$

A continuación se tiene el mapa de deformación de corte obtenido mediante espectros H/V y  $K_g$  para un período de retorno de 475 años.

En la figura 7.4.7 se puede ver un comportamiento similar al mostrado con el terremoto de 2010. Se pueden diferenciar claramente las zonas con una alta deformación de corte en las cercanías de la Laguna de Aculeo, en Cardonal Bajo (sector derecho del mapa) y donde están emplazados los pasos superiores e inferiores. El punto con mayor  $\gamma$  se encuentra en la orilla este de la Laguna de Aculeo, con una deformación de 0.41 %. Más al norte, se tienen deformaciones de corte menores entre 0.01 % y 0.03 %.

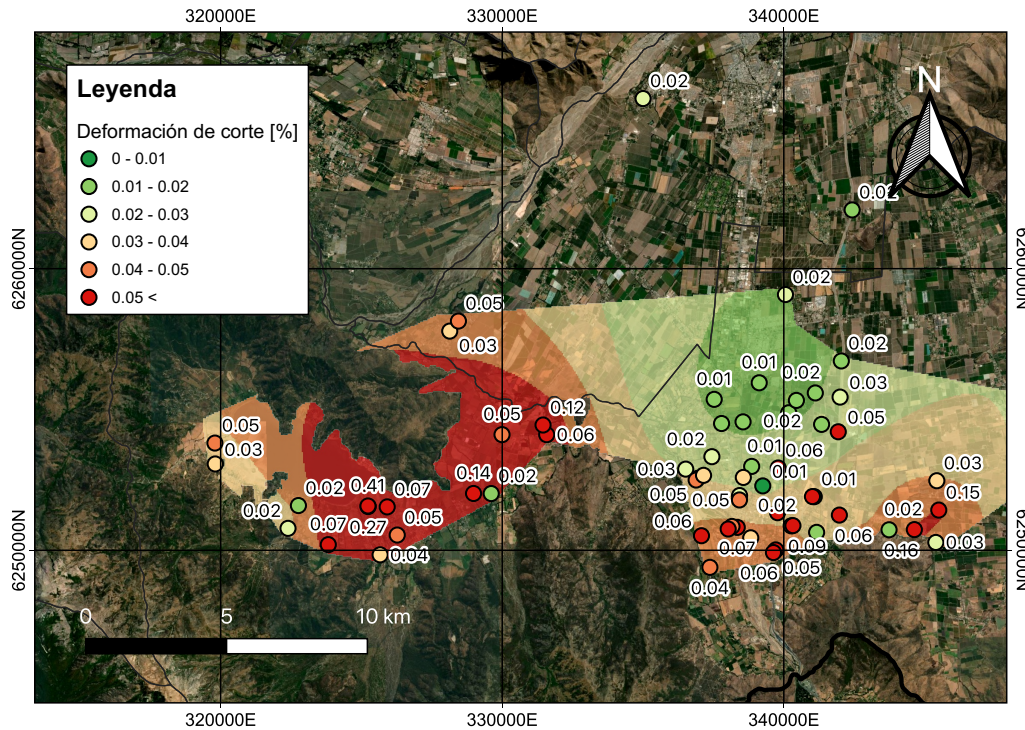


Figura 7.4.7: Mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

## 7.5. Mapas según períodos de retorno de 2475 años

### Mapas mediante ensayos SPT

Finalmente, en las figuras 7.5.1, 7.5.2 y 7.5.3, se muestran los mapas para un período de retorno de 2475 años.

En la figura 7.5.1, el potencial de licuación es más alto que con el terremoto de 2010. Nuevamente, valores muy altos se concentran en sectores aledaños al PS Champa, PI Chada, Puente Cardonal y PS Hospital. En este último, también se tienen sitios con un bajo potencial ( $LPI \approx 3.3$ ). PI Azufraderos presenta un alto potencial con  $LPI=8.3$ . El mejor comportamiento con un período de retorno de 2475 años está en el Puente Águila Norte, en tres de cuatro sondajes se tiene  $LPI=0$ . Es impor-

tante mencionar que en dicho puente se encuentran principalmente gravas fluviales (unidad VIII en figura 4.1.1).

A pesar de tener LPI mayores, la figura 7.5.2 muestra asentamientos similares a los obtenidos para el terremoto de 2010 en PS Champa, PI Chada y PS Hospital (asentamientos superiores a 40 cm). Se ve un aumento de casi 20 cm en los asentamientos en el Puente Cardonal. El resto de sondajes en PS Hospital tienen asentamientos en torno a 15 cm, en PI Azufraderos y en Puente Águila Norte hay asentamientos menores a 11 cm.

La figura 7.5.3 tiene un aspecto similar al mapa de asentamientos, donde valores máximos de LSN están en la zona noreste, con valores superiores a 40, llegando al máximo en PS Champa con LSN=51. Ciertos puntos del PS Hospital, PI Azufraderos y Puente Águila Norte tienen números menores a 12.

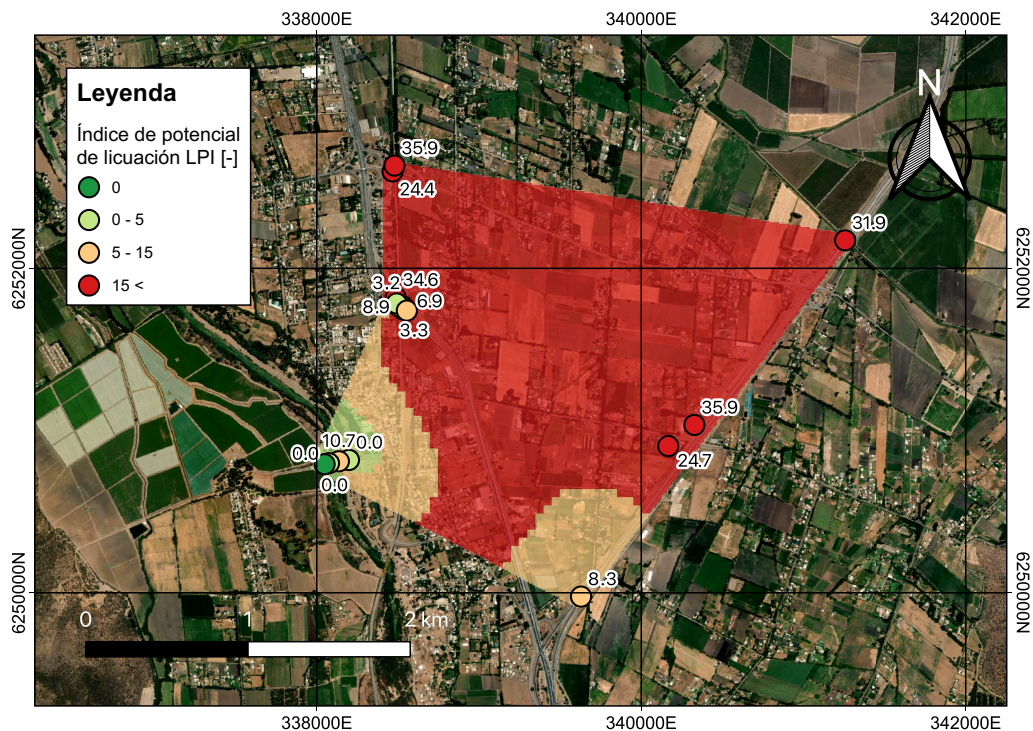


Figura 7.5.1: Mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

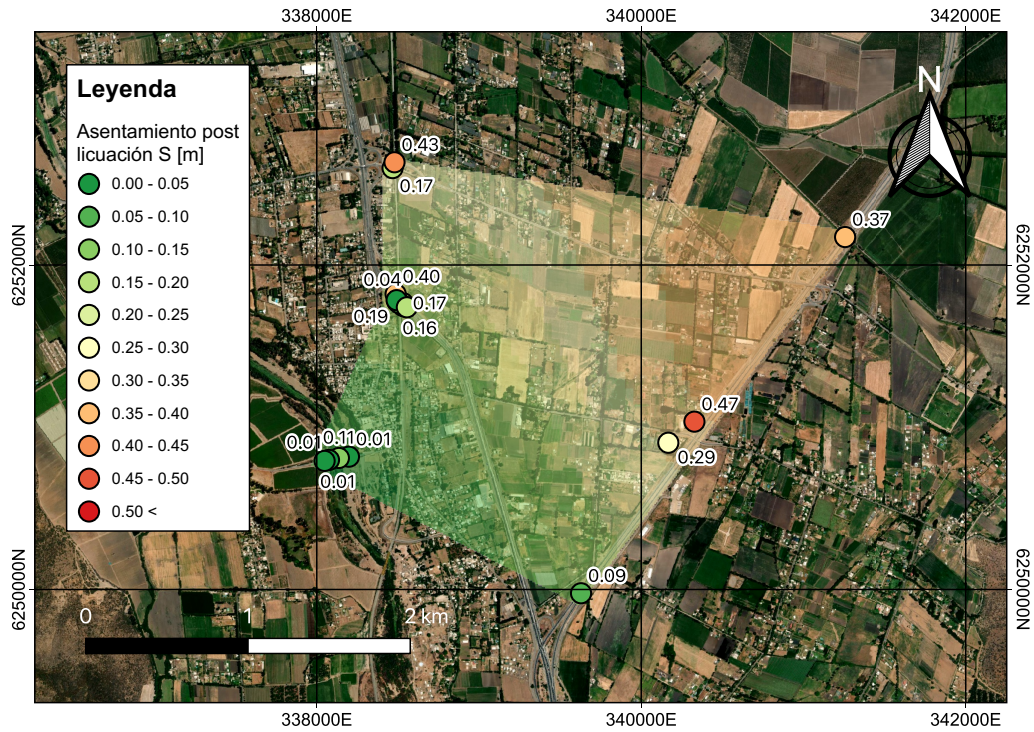


Figura 7.5.2: Mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

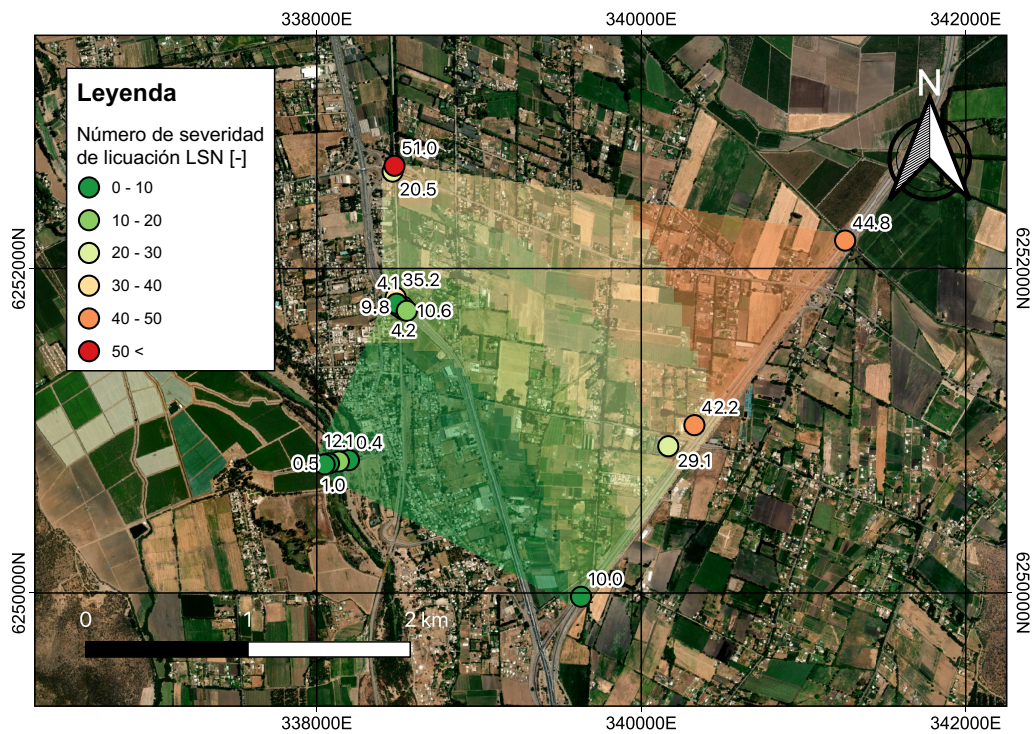


Figura 7.5.3: Mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

## Mapas mediante perfiles de $V_s$

A continuación los mapas para un período de retorno de 2475 años, empleando la metodología de Kayen et al. (2013) para perfiles de  $V_s$ .

En la figura 7.5.4 se aprecia un cambio respecto al período de retorno de 475 años, ya que en la zona sur hay una mayor cantidad de puntos con riesgo muy alto, llegando a LPI de 20.7 al oeste de Puente Águila Norte. No obstante, puntos donde existió licuación en 2010 se muestran con riesgo bajo, dejando en claro el bajo ajuste que tienen los resultados con la realidad.

Considerando la figura 7.5.5, los asentamientos se concentran en el sector sur con valores de hasta 29 cm cerca del PI Chada. Se obtienen asentamientos nulos en el sector norte de la zona de estudio, que corresponde a zonas con  $V_{s30}$  mayor a 350 m/s. Situación similar ocurre al analizar el mapa de LSN (figura 7.5.6), donde se aprecian algunos sitios con valores mayores a 20 en el sector sur. No se presentan puntos con LSN mayores a 30, lo que según la clasificación realizada por Tonkin and Taylor (2013), implica que el mayor efecto serían expresiones moderadas de licuación, volcanes de arenas y algunos daños estructurales.

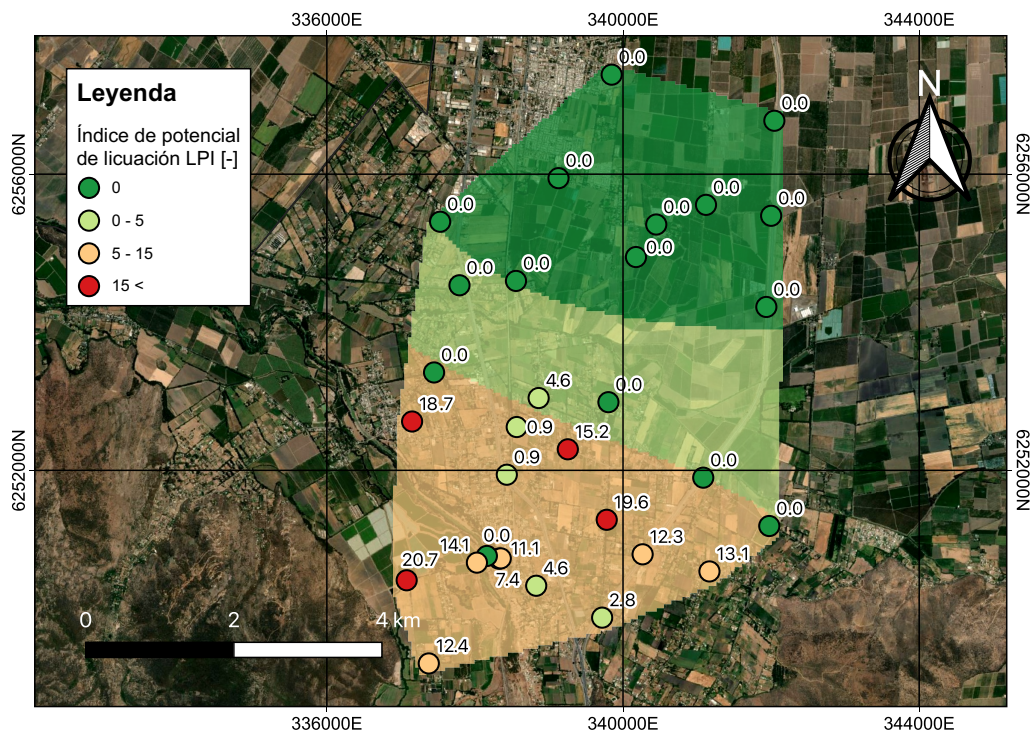


Figura 7.5.4: Mapa de LPI mediante perfil  $V_s$ , con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

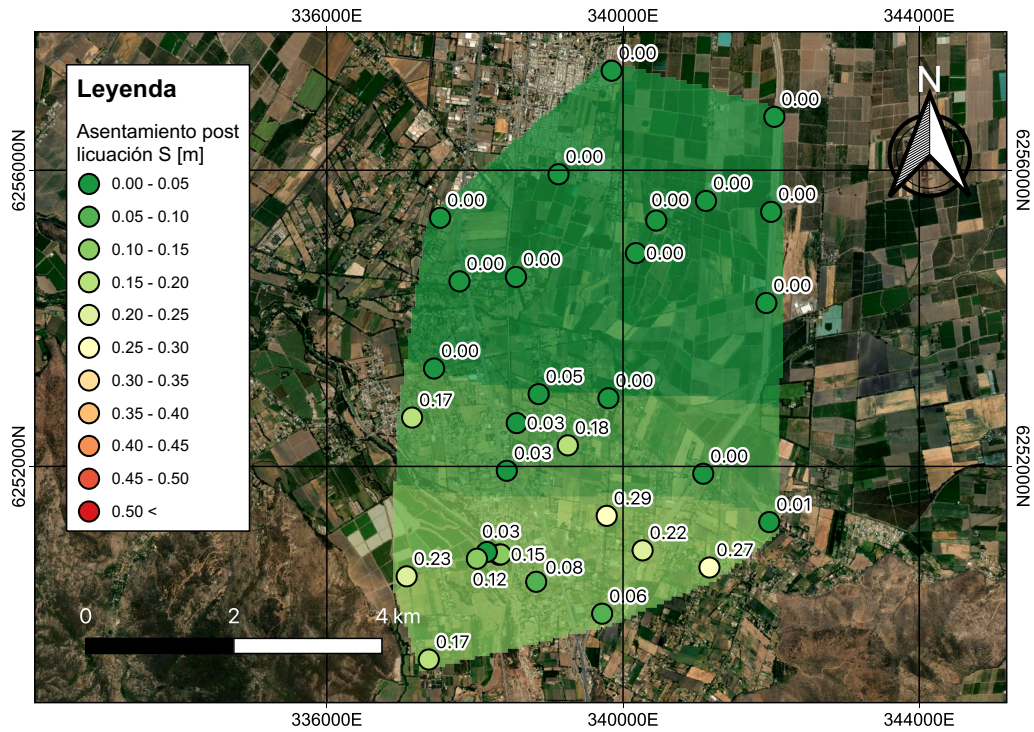


Figura 7.5.5: Mapa de asentamientos mediante perfil  $V_{sr}$  con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

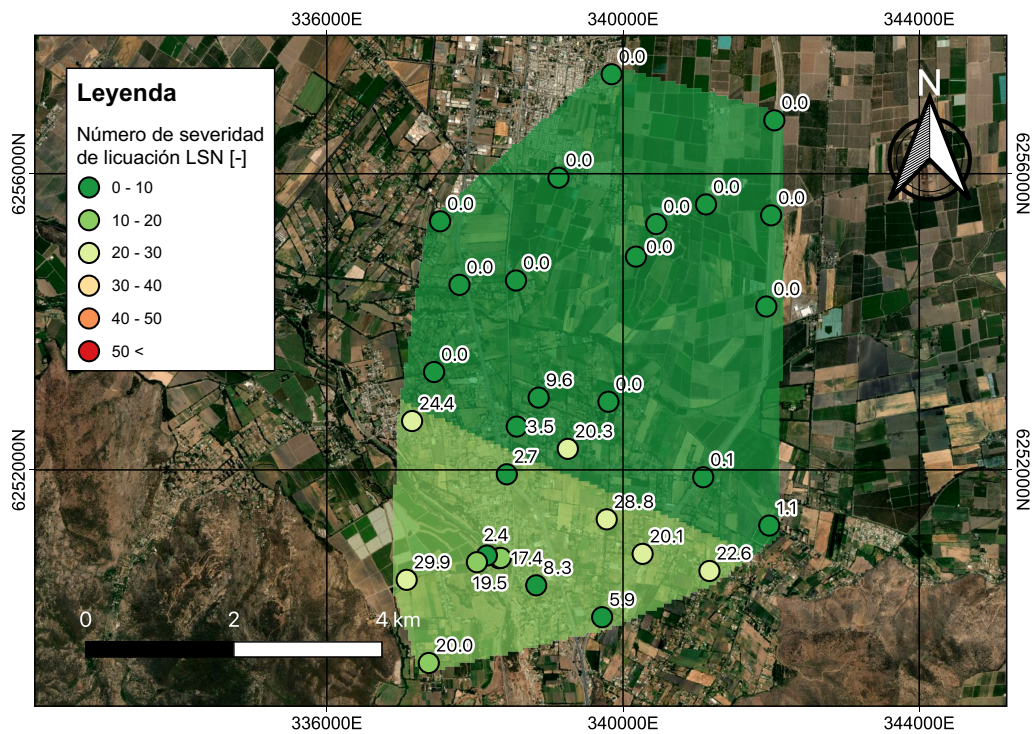


Figura 7.5.6: Mapa de LSN mediante perfil  $V_{sr}$  con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

## Mapas mediante espectros H/V y $K_g$

La siguiente figura muestra el mapa de deformaciones de corte obtenidas con espectros H/V, para un período de retorno de 2475 años.

La figura 7.5.7 arroja deformaciones mayores al umbral propuesto de licuación de 0.05 % en prácticamente la totalidad de la zona estudiada. Se pueden ver algunos puntos con menor deformación en la ciudad de Paine, al norte de Champa. Estos resultados se muestran considerablemente más altos que los obtenidos con el terremoto de 2010, además diversa infraestructura crítica, principalmente atravesos carreteros, podrían volver a verse fuertemente afectados.

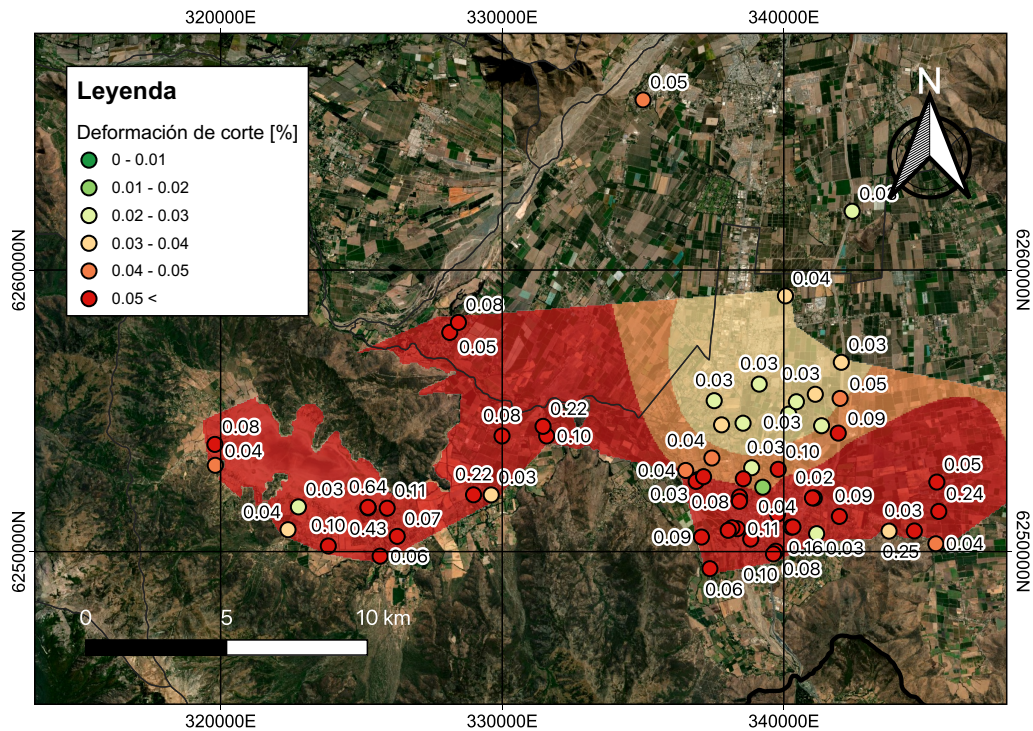


Figura 7.5.7: Mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017).

## 7.6. Análisis de sensibilidad por contenido de finos

Solo siete sondajes tienen información de contenido de finos en sus estratos. Todos las metodologías basadas en esfuerzos, Idriss y Boulanger (2014) y Kayen et al. (2013), requieren del contenido de material fino en el suelo. Para solucionar esto y completar este parámetro en el resto de ensayos sin información de laboratorio, se emplea un promedio simple para cada tipo de suelo, considerando tres posibles rangos de profundidad (0 m - 7 m, 7 m - 14 m y 14 m - 21 m).

Esta forma de obtener los datos que hacen falta es sometida a un análisis de sensibilidad para evaluar el impacto de la variabilidad del porcentaje de finos en las medidas de intensidad. El procedimiento llevado a cabo consiste en seleccionar los estratos sin información en terreno de contenido de finos, asignarle el valor promedio correspondiente para luego, ir sumándole un diferencial  $\Delta_{FC}$  comprendido entre -35 % hasta 35 %. Este diferencial se aplica en todos los estratos del perfil de suelo. Finalmente, para cada diferencial  $\Delta_{FC}$  se calcula las medidas de intensidad empleando GMPE de Idini et al. (2017) con parámetros del terremoto de Maule de 2010.

### SPT

En la figura 7.6.1 se muestran los sitios donde se registró mayor variabilidad.

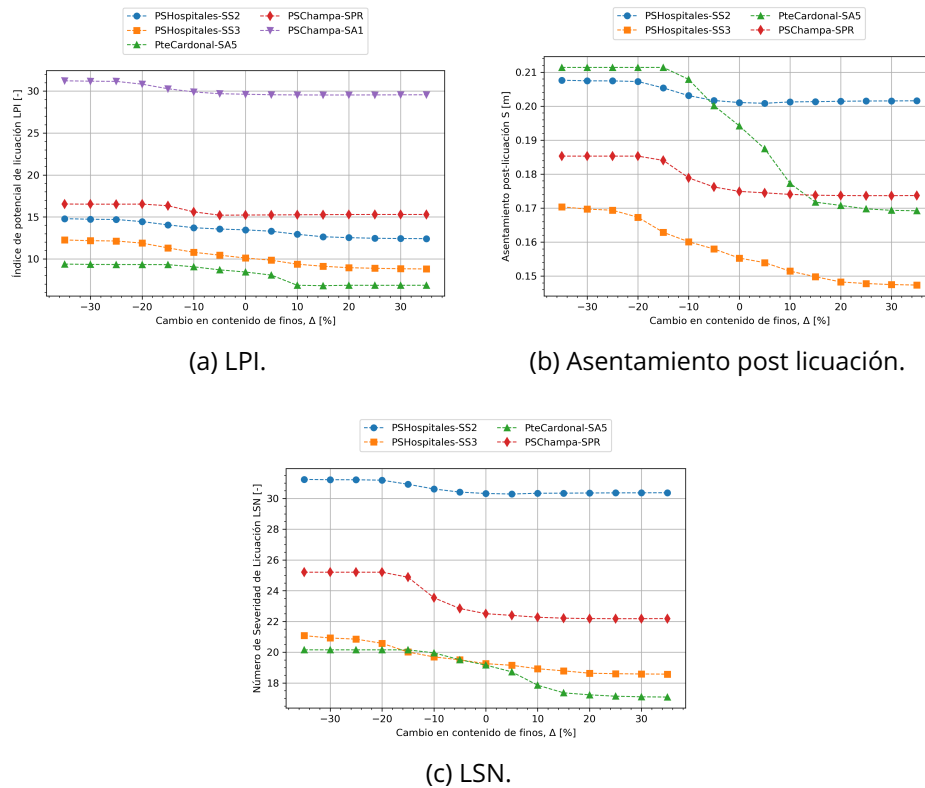


Figura 7.6.1: Análisis de sensibilidad de contenido de finos para ensayos SPT para distintas medidas de intensidad.

Respecto a LPI, las variaciones son bajas, con un máximo cercano a  $\Delta_{LPI}=3$  en sondaje PSHospital-SS3. La metodología de Ishihara y Yoshimine (1992) para estimar asentamientos es más sensible a cambios en contenido de finos, sobretudo en los sondajes PteCardonal-SA5 y PSHospital-SS3, sin embargo, la diferencia máxima es solo levemente superior a 4 cm. En general, LSN tiende a tener un comportamiento similar a los asentamientos, no obstante, las variaciones son menores que en



la figura 7.6.1 (b).

$V_s$

En la figura 7.6.2, se muestran las figuras del análisis para perfiles de velocidad  $V_s$ .

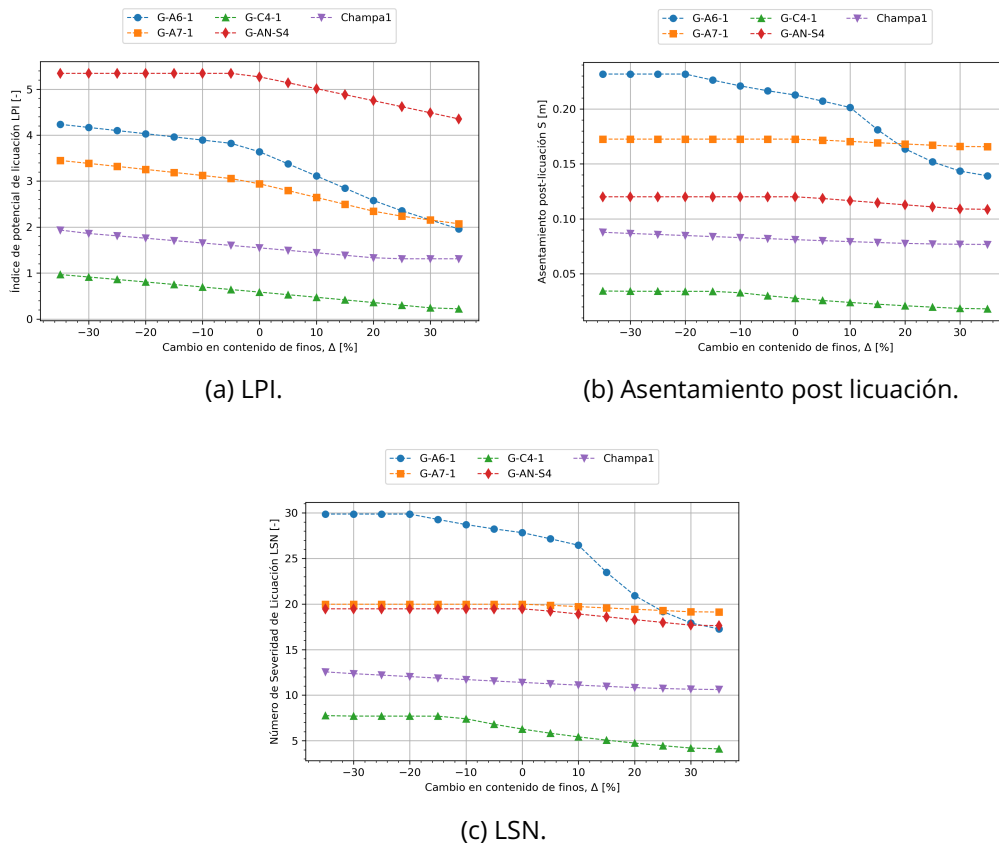


Figura 7.6.2: Análisis de sensibilidad de contenido de finos para perfiles  $V_s$  para distintas medidas de intensidad.

LPI muestra variaciones en los cinco sitios estudiados, sin embargo, los valores de LPI son prácticamente todos menores a 5, implicando un bajo potencial de licuación. Tanto asentamientos como LSN presentan una relativa baja variabilidad, exceptuando el sitio G-A6-1.

### Conclusión del análisis de sensibilidad

Si bien existen puntos que presentan variabilidad superior al promedio, las diferencias expresadas en LPI, asentamientos y LSN resultan aceptables considerando la incertidumbre inicial en contenido de finos. Los  $\Delta$  de las medidas de intensidad, en su mayoría, no son suficientes para cambiar la clasificación de susceptibilidad de licuación del sitio.

Además, las curvas expuestas corresponden a los sitios donde se evidencia una mayor variabilidad, por ende, el resto de mediciones tienen variaciones menores a las expuestas.

Este análisis de sensibilidad es aplicado específicamente a los suelos estudiados, y no se puede extrapolar a otros suelos.

## 7.7. Consideraciones sobre mapas y metodologías

La licuación es un fenómeno muy complejo, donde interfieren diversos factores y características del suelo. De ahí, es importante tener una caracterización completa, lo que en muchas ocasiones no es posible. Así ocurre en el sector sur de la Región Metropolitana donde la baja cantidad de infraestructura que amerite campañas de prospección dificulta una caracterización adecuada.

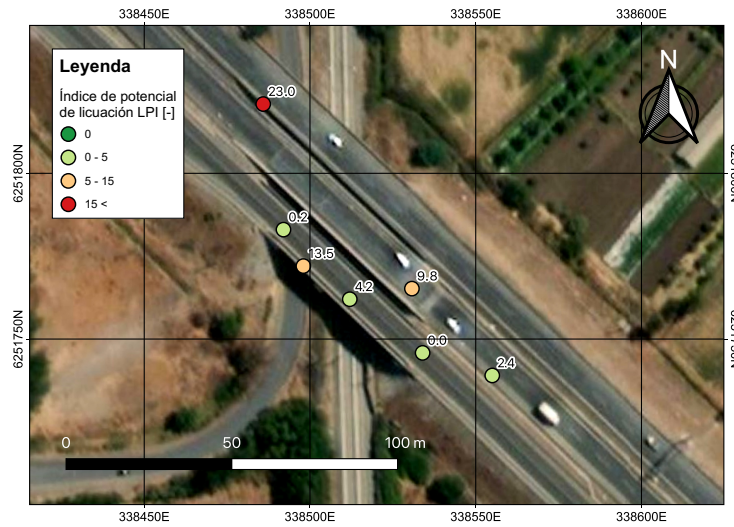
En este contexto, por la falta de datos de laboratorio en varios sitios, se completan los datos de contenido de finos faltantes con los promedios de los datos disponibles (según tipo de suelo y profundidad del estrato). Se realiza un análisis de sensibilidad respecto a estos datos, donde se puede concluir que las variaciones encontradas no suponen cambios en la clasificación de los sitios según su susceptibilidad a la licuación, es decir, un sitio se mantendrá en la misma clasificación (riesgo bajo, alto o muy alto) a pesar de la incertidumbre en el contenido de finos.

En la misma línea, y para tener una medición más confiable, se utilizan principalmente profundidades de nivel freático extraídas desde la Dirección General de Aguas (DGA). Así, se estudian las estadísticas de los últimos 10 años sobre el nivel freático. Sin embargo, en sectores con importantes evidencias de licuación, como la localidad de Hospital y la intersección de Ruta 5 Sur y Acceso Sur, no se cuenta con pozos de monitoreo. Para solucionar este inconveniente, se elige la utilización de la profundidad del nivel freático del año 2010 en lugar del promedio de los últimos 10 años, esto ya que existe una mayor cantidad de registros en el sector, incluyendo pozos de la DGA y sondajes. Además, esta nueva interpolación entrega resultados concordantes con distintos autores como González (2015), Brantt (2011), Contreras (2012).

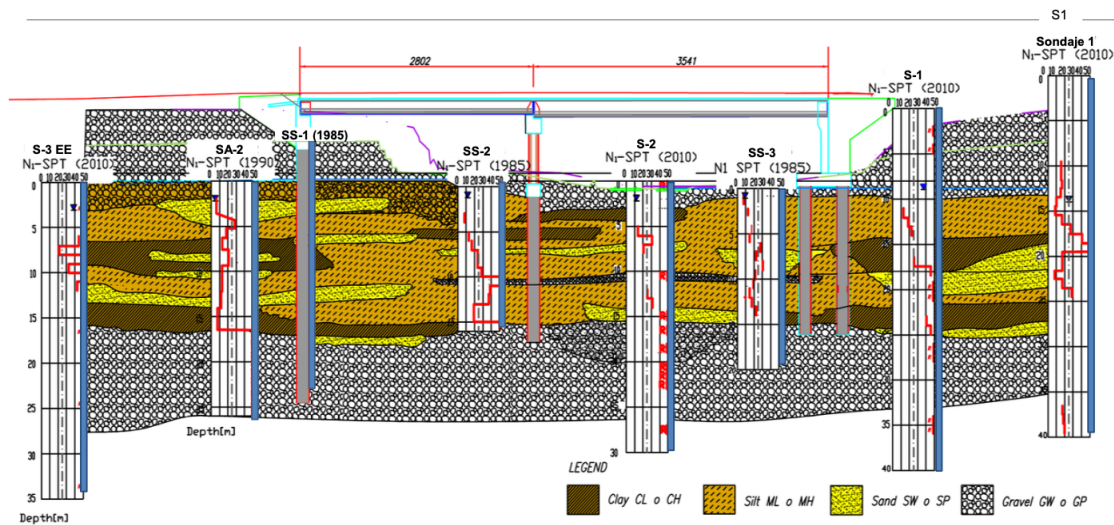
Otro punto importante respecto al nivel freático es su descenso en el sector de la Laguna de Aculeo (Venegas-Quiñones et al. 2020). La laguna se declaró con escasez de agua en 2018, aumentando la profundidad del nivel freático de todo el sector. Las causas, según aclara Venegas-Quiñones et al. (2020), serían naturales con un componente antrópico. Este fenómeno disminuye el potencial de licuación en el sector.

Para los análisis basados en esfuerzos se utilizaron dos ecuaciones de predicción de movimiento de suelo: Idini et al. (2017) y Montalva et al. (2017). La primera suele entregar aceleraciones mayores cuando  $M_w > 7.5$ , lo que disminuye el valor del factor de seguridad, y por ende, de todos los índices calculados.

Respecto al cálculo de las medidas de intensidad con ensayos SPT, se aprecia una alta variabilidad entre distintos puntos a escasa distancia. Esto se puede ver claramente en el Paso Superior Hospital, donde se tienen lugares con alto potencial de licuación ( $LPI=23$ ) y otros con muy bajo potencial ( $LPI=0.2$ ) a menos de 40 m de distancia aproximadamente (figura 7.7.1a), situación similar ocurre al comparar asentamientos y LSN. González (2015) propone un modelo estratigráfico para este paso, donde se describen diversos lentes de arenas con resistencias menores a  $N_{SPT}=20$  encapsulados por limos y arcillas de baja plasticidad (figura 7.7.1b). La presencia de lentes de arenas focalizados, y no de amplios estratos, podría influir en la diferencia entre los valores de medidas de intensidad.



(a) Resultado de LPI para terremoto Maule 2010 con GMPE Idini et al. (2017).



(b) Modelo estratigráfico propuesto por González (2015).

Figura 7.7.1: Detalle en Paso Superior Hospital.

Los mapas elaborados con  $V_s$  a partir de la metodología de Kayen et al. (2013) no tienen buena correlación con las evidencias de licuación. Esta metodología subestima las medidas de intensidad si la comparamos con las obtenidas con SPT. Montalva y Ruz (2017) indican que los métodos basados en velocidad de onda de corte tienen un peor ajuste con la evidencia en Chile comparado con métodos basados en SPT. Una de las razones podría ser que los suelos de la zona de estudio presentan estratificación y los perfiles de  $V_s$  no responden correctamente a ella, ya que las velocidades se estiman en grandes volúmenes de suelos.

Las deformaciones de corte calculadas a través de ensayos SPT o  $V_s$  entregan resultados mucho más altos que los habitual, llegando hasta 14%. La forma empleada para integrar las deformaciones de corte de los distintos estratos en un solo número por sitio, podría no ser apropiada.

Para el análisis con espectros H/V se utiliza la GMPE de Idini et al. (2017) considerando un suelo tipo roca y el resultado dividido por dos para simular el comportamiento del basamento rocoso. Se utilizaron dos aceleraciones, el PGA y la aceleración espectral en la frecuencia predominante

del sitio  $S_a$ . Luego de comparar los resultados, los mapas calculados con  $S_a$  tuvieron en general un desempeño mejor, con un mejor ajuste al compararse con las evidencias de licuación vistas en el terremoto de Maule de 2010, principalmente en cuanto a zonas donde no se registró licuación.

Respecto a la metodología con índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, es una metodología que puede tener numerosas ventajas, iniciando con su fácil y sencilla aplicación que la hace replicable rápidamente, siendo una herramienta útil para mapas de riesgo. Como define Nakamura (1996) y (1997), el índice de vulnerabilidad se puede relacionarse directamente con la facilidad de generar deformaciones de un suelo. Esto hace que no se pueda asociar directamente con licuación, no obstante, se podría interpretar que dichas deformaciones, sumadas a ciertas condiciones geotécnicas del lugar, ayudarían a generar el exceso de presiones de poros requerido en estratos licuables para generar licuación. En la figura 7.7.2 se observa que los mayores valores de  $K_g$  están en sitios con una frecuencia predominante menor a 1 Hz, usualmente vinculados con suelos finos (Brantt 2011) que presentarían una menor resistencia a la acción sísmica (Gálvez 2012), esto justificaría la relación entre  $K_g$  y las deformaciones.

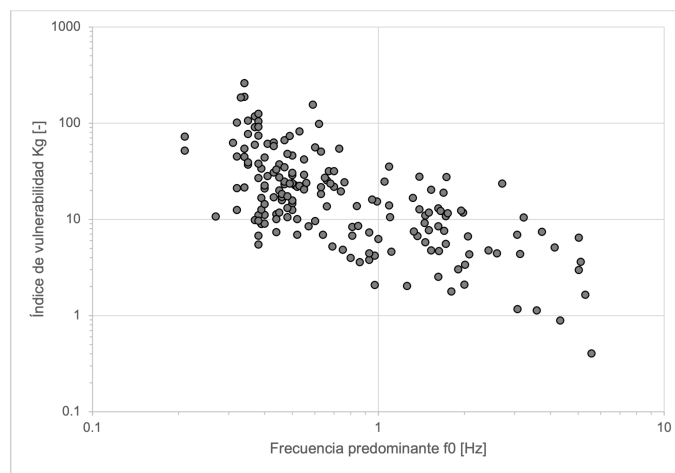


Figura 7.7.2: Relación entre índice de vulnerabilidad  $K_g$  y frecuencia predominante  $f_0$ , en escala logarítmica.

Herrera et al. (2018) asegura que los resultados podrían ser inconsistentes en depósitos sin estratos licuables, por lo tanto, una correcta interpretación de los resultados requiere conocimiento de las características de los suelos.

Sin embargo, la metodología con H/V tiene ciertos inconvenientes, siendo uno de ellos el que los espectros tienen en cuenta todo el perfil de suelo y no solamente los estratos superficiales (que son más propensos a licuar); también, la metodología depende de la amplitud del espectro, que puede ser un valor un tanto inestable (Mucciarelli 2011).

Además, podrían existir diferencias entre  $f_0$  y  $A_0$  producidas por el procesamiento de los datos. Por ejemplo, Brantt (2011) tomó mediciones de espectros H/V, luego Contreras (2012) procesa nuevamente esos mismos registros generándose algunas diferencias de frecuencias y amplitudes entre ambos trabajos. Pastén (comunicación directa 2021) señala que dichas diferencias podrían producirse por el uso de la Transformada de Stockwell en lugar del método convencional. Contreras (2012) especifica que utilizó Transformada de Stockwell para obtener resultados. Debido a estas posibles discrepancias, sería interesante tener en consideración variables como la operación y procesamiento de los ensayos en futuras investigaciones.

La interpolación de los mapas con kriging puede resultar poco precisa en ciertos lugares, debido a las grandes distancias y la poca densidad de puntos con información geotécnica. Por lo tanto, estos mapas tienen que tomarse solamente de manera referencial. Finalmente, con estos mapas se puede tener una buena aproximación de los riesgos de licuación, siempre que se complementen con exploraciones adecuadas.

## 8. Conclusiones

La caracterización de los suelos de la zona de estudio muestra claramente sectores que reúnen las características necesarias para producir licuación. La unidad geológica Va, descrita por Brantt (2011), es un abanico aluvial del río Angostura compuesto de arenas y gravas en matriz arenolimosas, con profundidad de nivel freático en torno a los 3 m. Otras zonas cercanas a la Laguna de Aculeo comparten características similares.

Mediante metodologías tradicionales, Idriss y Boulanger (2014) y Kayen et al. (2013), se estudia la susceptibilidad a la licuación en la zona. Los resultados revelan que sí existe un potencial de licuación elevado en el sector.

Los resultados con ensayos SPT se ajustan mejor a las evidencias que los que emplean velocidad de onda de corte, en concordancia con lo mostrado por Montalva y Ruz (2017). Los índices LPI y LSN resultan apropiados para integrar la respuesta de los estratos en profundidad Y poder mostrar un único valor por sitio.

Por otro lado, se realizan mapas a través de métodos no invasivos de espectros H/V, siguiendo lo propuesto por Nakamura (1996). El método permite obtener deformaciones de corte a partir de un índice de vulnerabilidad  $K_g$  que relaciona la frecuencia predominante de un sitio con la amplificación del espectro H/V. El índice de vulnerabilidad  $K_g$  se presenta como un estimador de la facilidad de deformación de un suelo, por lo que no se trata de un parámetro directamente relacionado con la licuación, sin embargo, las deformaciones podrían relacionarse con la generación de excesos de presión de poros en estratos licuables. Los mapas de deformaciones de corte obtenidos se muestran como una buena primera aproximación al análisis de riesgo en licuación ya que los resultados son consistentes con los sitios que presentaron licuación superficial, y su aplicación es sencilla y económica. No obstante, para una correcta interpretación de los datos, se necesita conocimientos sobre otras características del suelo.

El análisis probabilístico permite conocer la intensidad de daños que podría generar sismos en el futuro, permitiendo enfocar estudios y esfuerzos en sitios con mayor potencial de producir licuación.

Una limitación importante dentro de la investigación fue el complejo acceso a información geotécnica. La zona de mayor interés, el sur de la Región Metropolitana, tiene menor cantidad de infraestructura que requiera campañas de prospección, lo que provoca una falta de estudios de suelos suficientes para generar mapas de mayores extensiones. En el caso de mediciones espectrales H/V, hay una cantidad considerablemente mayor de puntos con los que se pueden realizar análisis más exhaustivos y mapas más extensos, debido principalmente a trabajos de investigación.

Para futuras investigaciones, sería conveniente contar con más sondajes y sus respectivos datos geotécnicos (contenido de finos, peso específico y estratigrafía), para así tener una mejor distribución de información. Poder trabajar con empresas privadas, y no solo con material público, ayudaría a aumentar la base de datos. En relación con mapas a partir de espectros H/V, resultaría importante estudiar otras formas de obtener un umbral de deformación de corte  $\gamma_{liq}$  que se adecúe a la evidencia. Incorporar al análisis información sobre la operación del ensayo y el procesamiento, para estandarizar la metodología, permitiría tener valores de  $K_g$  más confiables. Relacionar los mapas de deformación de corte con otras características de suelos licuables, como nivel freático o compacidad, podría resultar en mapas más completos y con mejor ajuste a la evidencia.

# Bibliografía

- [1] Andrus, R. D., Stokoe II, K. H. (2000). Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(11), 1015–1025.
- [2] Athanasopoulos, G. A., Pelekis, P. C. (2000). Effect of soil stiffness in the attenuation of Rayleigh-wave motions from field measurements. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19(4), 277–288.
- [3] Braja, M. Das, G.V., R. (2010). Principle of soil dynamics. In *Journal of Petrology*.
- [4] Brantt, C. (2011). Microzonificación sísmica del sector sur poniente de Santiago, comunas Buin y Paine. In *Memoria para optar al título de Geologa*. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.
- [5] Cáceres, C. (2020). Desarrollo de mapas de PGD inducido por licuación en la Región de Valparaíso. Universidad de Chile.
- [6] Cetin, K. O., Seed, R. B., Kiureghian, A. Der, Tokimatsu, K., Jr, L. F. H., Kayen, R. E., Moss, R. E. S. (2004). Standard Penetration Test-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential. December, 1314–1340.
- [7] Contreras Oyarzún, J. M. (2012). Estudio De Los Efectos Del Terremoto Del 27 De Febrero De 2010 En La Zona De Las Comunas De Buin Y Paine De La Región Metropolitana. Universidad de Chile.
- [8] Falcón, E., Sánchez, J. (1967). Estudio hidrogeológico del revenimiento periódico de los terrenos del área Viluco, Paine, Valdivia de Paine, Provincia de Santiago. Instituto de Investigaciones Geológicas.
- [9] Gálvez, C. (2012). Microzonificación sísmica en los sectores de Lampa y Batuco, Región Metropolitana, Chile.
- [10] González, J. (2015). Estudio del fenómeno de licuefacción en Chile para el terremoto del Maule, 2010. In *International Journal of Soil Science* (Vol. 10, Issue 1).
- [11] González, V. (2015). Puentes afectados por licuefacción del terreno de fundación debido al terremoto 27F.
- [12] Grand Barros, J. P. (2019). Estudio De La Interacción Suelo-Estructura De Un Puente Carretero De Chile Central, Considerando Los Efectos De Sitio.
- [13] Herrera, M., Arango, S., Cruz, A., Sandoval, E., Thomson, P. (2018). Assessment of Nakamura Methodology for Evaluating Soil Liquefaction Potential. June, 94–107.
- [14] Huang, H. C., Tseng, Y. S. (2002). Characteristics of soil liquefaction using H/V of mi-

- crotremors in Yuan-Lin area, Taiwan. *Terrestrial, Atmospheric and Oceanic Sciences*, 13(3), 325–338.
- [15] Humire, F., Sáez, E., Leyton, F. (2015). Manual de aplicación de técnicas geofísicas basadas en ondas de superficie para la determinación del parámetro Vs30.
- [16] Idini, B. (2016). Curvas de atenuación para terremotos intraplaca e interplaca en la zona de subducción chilena. Tesis Para Optar Al Grado de Magíster En Ingeniería, Mención Ingeniería Sísmica, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas Y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil.
- [17] 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.
- [18] Idriss, I. M.; Boulanger, R. W. (2008). Soil Liquefaction During Earthquakes.
- [19] Idriss, I. M., Boulanger, R. W. (2014). Cpt and Spt Based Liquefaction Triggering Procedures Cpt and Spt Based Liquefaction Triggering Procedures. Center for Geotechnical Modeling, April, 134.
- [20] Ilustre Municipalidad de Paine. (2010). Efectos producidos por terremoto. Proyecto Ampliación escuela Elías Sánchez Ortúzar, Champa.
- [21] Iriarte, S. (2003). Vulnerabilidad a la contaminación de los acuíferos de la cuenca de Santiago, Región Metropolitana de Santiago.
- [22] Ishihara, K., Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations*, 32(1), 178–188.
- [23] Iwasaki, T., Arakawa, T., Tokida, K. I. (1984). Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 3(1), 49–58.
- [24] Kayen, R., Moss, R. E. S., Thompson, E. M., Seed, R. B., Cetin, K. O., Kiureghian, A. Der, Tanaka, Y., Tokimatsu, K. (2013). Shear-Wave Velocity–Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(3), 407–419.
- [25] Kramer, S. L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. In *Seismic Design of Foundations*.
- [26] Leyton, F., Leopold, A., Hurtado, G., Pastén, C., Ruiz, S., Montalva, G., Saéz, E. (2018). Geophysical characterization of the Chilean seismological stations: First results. *Seismological Research Letters*, 89(2A), 519–525.
- [27] Leyton, F., Sepúlveda, S., Astroza, M., Rebolledo, S., González, L., Ruiz, R., Fonca, C., Herrera, M., Lavado, J. (2010). Zonificación sísmica de la cuenca de Santiago. 10mo Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica. Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, January, 33–34.
- [28] Lezana, F. (2014). Correlación De Razones Espectrales H / V De Registros Sismológicos Y Características Geotécnicas De Suelos De Santiago.
- [29] Liao, S. S. C., Whitman, R. V. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(3), 373–377.



- [30] Milovic, J. (2000). Estudio geológico ambiental para el ordenamiento territorial de la mitad sur de la cuenca de Santiago. Universidad de Concepción.
- [31] Moffat C, R., Pastén P, C. (2014). Caracterización Sísmica de un Depósito de Suelos Lacustre con Métodos Invasivos y No Invasivos.
- [32] Moffat, R., Ruz, F. (2018). Comparación de análisis mediante ensayo CPTu , Vs y SPT de asentamientos observados en Escuela de Champa para el terremoto del 2010. X Congreso SOCHIGE 2018, 1.
- [33] 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.
- [34] Montalva, G., Ruz, F. (2017). Liquefaction evidence in the Chilean subduction zone. *The 3rd International Conference on Performance Based Design (PBD-III)*, July.
- [35] Mucciarelli, M. (2011). Ambient noise measurements following the 2011 Christchurch earthquake: Relationships with previous microzonation studies, liquefaction, and nonlinearity. *Seismological Research Letters*, 82(6), 919–926.
- [36] Muñoz, L. (2015). Uso De Kriging Universal En La Simulación Condicional de Leyes. 123.
- [37] Murphy, B., Müller, S., Yurchak, R. (2021). *GeoStat-Framework/PyKrige: v1.6.1*. <https://doi.org/10.5281/ZENODO.5380342>
- [38] Nakamura, Y. (1989). Nakamura a Method for Dynamic Characteristics of Surface. In *Proc. 20th JSCE Earthquake Eng. Symposium (Vol. 30, Issue 1, pp. 133–136)*.
- [39] Nakamura, Y. (1996). Real-time information systems for seismic hazards mitigation UrEDAS, HERAS and PIC. In *Quarterly Report of RTRI (Railway Technical Research Institute) (Japan) (Vol. 37, Issue 3, pp. 112–126)*.
- [40] Nakamura, Y. (1997). Seismic vulnerability indices for ground and structures using microtremor. *World Congress on Railway Research*, 1, 1–7.
- [41] Pasten-Puchi, C. R. (2007). Respuest sísmica de la cuenca de santiago. In *Magister FCFM*.
- [42] Pelekis, P. C., Athanasopoulos, G. A. (2011). An overview of surface wave methods and a reliability study of a simplified inversion technique. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(12), 1654–1668.
- [43] Robertson, P. K., Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442–459.
- [44] Seed, H. B., Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *ASCE J Soil Mech Found Div*, 97(SM9), 1249–1273.
- [45] Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., Chung, R. M. (1985). The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations: Berkeley, University of California. *I(12)*, 15.
- [46] Tonkin and Taylor. (2013). Liquefaction vulnerability study.
- [47] Venegas-Quiñones, H. L., Thomasson, M., Garcia-Chevesich, P. A. (2020). Water scarcity or drought? The cause and solution for the lack of water in Laguna de Aculeo.

Water Conservation and Management, 4(1), 42–50.

- [48] Youd, T. L., Idriss, I. M. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(4), 297–313.
- [49] Youd, T. L. (1993). Liquefaction-Induced Lateral Spread Displacement.
- [50] Zhang, G., Robertson, P. K., Brachman, R. W. I. (2002). Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5), 1168–1180.

# Anexo A

## Características de los suelos que afectan a la licuación

Existen características propias del suelo y condiciones iniciales que propician un contexto ideal para desarrollar licuación. A continuación se explicarán algunos factores conocidos que afectan.

### Confinamiento

Los estudios experimentales arrojan que un aumento en el esfuerzo de confinamiento de un suelo disminuye su resistencia a la licuación (Ishihara 1996). Esto se explica desde el comportamiento de suelos, ya que un aumento en el confinamiento conlleva también una mayor contractividad, es decir, una mayor tendencia del suelo a contraerse al aplicarse esfuerzos cortantes. Lo anterior llevó a que Seed (1983) introdujera el factor de corrección  $K_\sigma$  para tomar en cuenta el efecto del confinamiento inicial en su metodología simplificada.

### Densidad relativa

La densidad relativa influye fuertemente en el comportamiento de los suelos. El parámetro de  $D_R$  se relaciona con el índice de vacíos. La combinación inicial de índice de vacíos  $e$  y el esfuerzo efectivo  $p'$  determina si el suelo tendrá un comportamiento contractivo o dilatante una vez se aplique un esfuerzo cortante. Si el estado inicial  $(e_0, p'_0)$  está bajo la línea de estado último, se presentará un comportamiento dilatante y no sería susceptible a licuar mediante el mecanismo de falla de flujo. Por otro lado, si  $(e_0, p'_0)$  se encuentra sobre la LEU, se desarrollaría un comportamiento contractivo que permite la licuación por falla de flujo.

El mecanismo de falla por movilidad cíclica, al no estar relacionado con una pérdida de rigidez, puede ocurrir con cualquiera de los dos comportamientos.

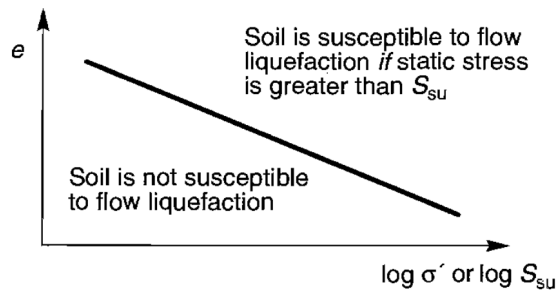


Figura A.0.0.1: Criterio para determinar susceptibilidad a la licuación por falla de flujo, en función del estado inicial del suelo. Fuente: Kramer 1996.

## Contenido de finos y su plasticidad

En el monograma de la figura A.0.0.1, Seed (1985) muestra resultados que tienden a pensar que el contenido de finos aumenta la resistencia a la licuación. Sin embargo, lo que ocurre en realidad es que, en general, un aumento en el contenido de finos de una arena genera una matriz del suelo con un menor índice de vacíos y, por ende, aumenta su densidad relativa. Es este fenómeno el que le otorga al suelo una mayor resistencia a la licuación, no directamente el contenido de finos.

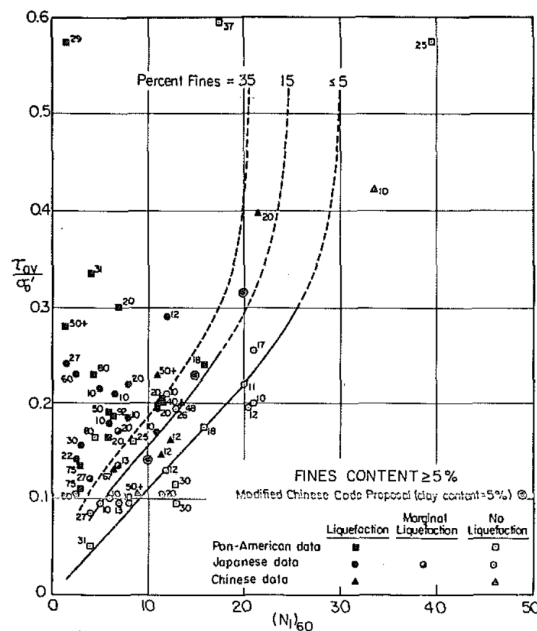


Figura A.0.0.1: Resistencia cíclica en función de  $(N_1)_{60}$ , para suelos con distinto contenido de finos. Fuente: Seed 1985.

Verdugo y Troncoso (1985) indican que la presencia de finos no plásticos influye negativamente en la resistencia a la licuación, lo que podría ser explicado con el hecho de que los finos ocupan los espacios vacíos irregulares en el suelo, reduciendo la fricción entre partículas de arena.

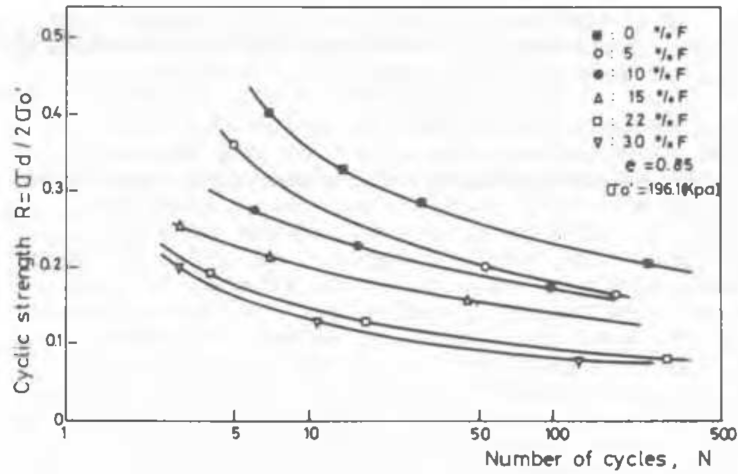


Figura A.0.0.2: Resistencia cíclica en arenas con diferente contenido de finos no plásticos. Fuente: Verdugo y Troncoso 1985.

Por otro lado, la presencia de finos plásticos genera un cierto grado de adhesión entre las arenas (González 2015), lo que limita su capacidad de deformación, y por consiguiente, su capacidad de generar exceso de presión de poros. Entonces, la presencia de finos plásticos aumenta la resistencia a la licuación.

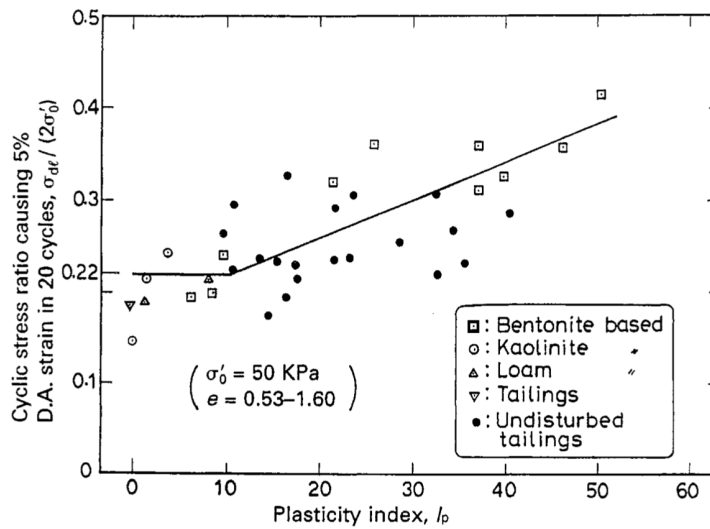


Figura A.0.0.3: Influencia de finos plásticos en la resistencia cíclica. Fuente: Ishihara 1996.

## Magnitud de carga

La magnitud de las aceleraciones inducidas influye directamente en la posibilidad de licuación. En un suelo con ciertas condiciones y un confinamiento dado, la vulnerabilidad a la licuación depende de la magnitud de los esfuerzos o deformaciones que provoca el sismo (Seed e Idriss 1971). Esto se puede ver en la figura A.0.0.1.

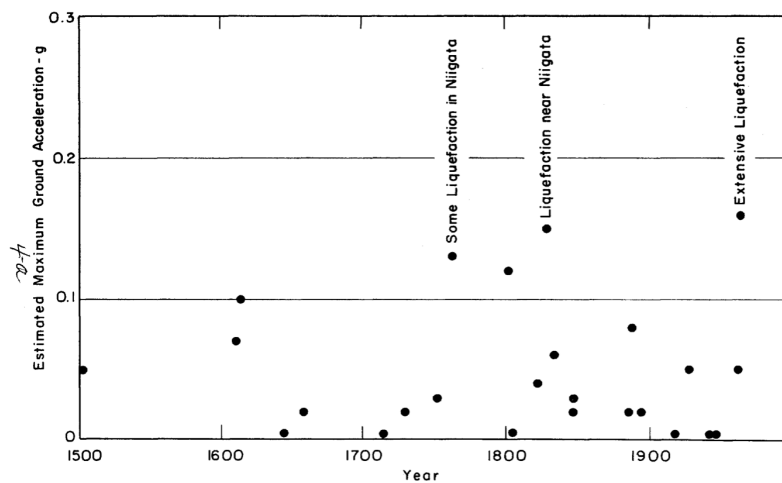


Figura A.0.0.1: Aceleración máxima estimada de sismos en Niigata. Fuente: Seed y Idriss 1971.

## Edad de los suelos

La influencia de la geología en la licuación radica principalmente en la edad de los suelos. Evidencia histórica permite inferir que los suelos jóvenes son más susceptibles a desarrollar licuación que los suelos con mayor edad.

Youd y Perkins (1978) construyeron una tabla donde se puede apreciar la posibilidad que suelos saturados puedan licuar en función de su edad de depositación. De ahí, se puede extraer que suelos del holoceno o con edades de depositación menores a 500 años son más propensos a la licuación al compararlos con suelos depositados en el pleistoceno o antes.

También, Seed (1979) notó un 25 % más de resistencia cíclica en probetas de laboratorio con 100 días de edad, en comparación con probetas recién armadas. Los tipos de suelos más susceptibles son los aluviales, fluviales, rellenos, deltaicos, marinos y los depositados por el viento (Idriss y Boulanger 2008).

## Fábrica

La fábrica se puede definir como el arreglo geométrico de las partículas de un suelo, aspecto que depende directamente del tipo de depositación (González 2015).

Para un análisis de comportamiento dinámico en laboratorio siempre es recomendado utilizar muestras inalteradas de suelos, pero eso no siempre es posible tanto por logística como por costos. Entonces, el poder recrear correctamente las condiciones en terreno en muestras remoldeadas es crucial, los métodos de preparación de dichas muestras afectan al desempeño del suelo ante la licuación. Las probetas remoldeadas tienen menor resistencia que las probetas inalteradas (Verdugo 2005).

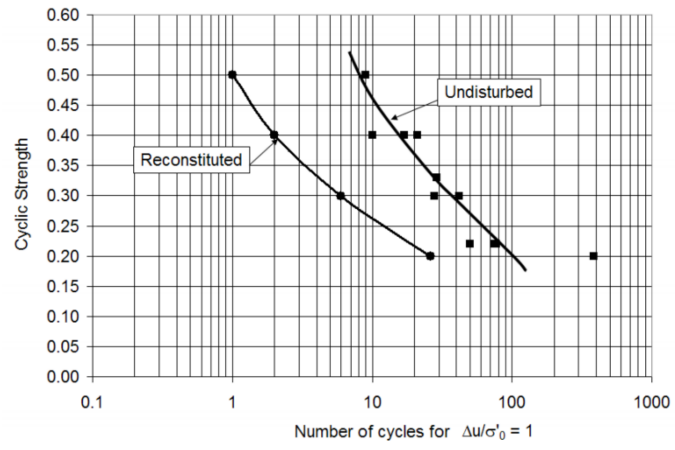


Figura A.0.0.1: Diferencia de resistencia entre probetas inalteradas y remoldeadas. Fuente: Verdugo 2005.

# Anexo B

## Códigos Python

Los códigos creados en este trabajo se encuentran alojados en un repositorio en *GitHub*. El enlace es el siguiente: <https://github.com/yalbertoh/Liquefaction>.



## Anexo C

# Ubicación de los datos y aceleraciones utilizadas

Algunos ensayos no disponían de la ubicación exacta, tanto en ensayos SPT como algunos puntos de espectros H/V, en esos casos las coordenadas fueron inferidas a través de ubicaciones de las estructuras o puntos de referencia cercanos. En espectros H/V, solo se muestran las ubicaciones y aceleraciones de espectros no planos, correspondientes a tipo 1, 2 y 3 de la clasificación propuesta por Pastén (2007).

Se presentan las aceleraciones para en los análisis de Maule 2010 y con los distintos períodos de retorno. Los PGA (I) indican que se calcularon con GMPE Idini et al. (2017) y PGA (M) que se calcularon con GMPE Montalva et al. (2017). En el caso de H/V, se muestran las aceleraciones con PGA y con aceleración espectral en la frecuencia predominante ( $S_a$ ).

## Ensayos SPT

Tabla C.0.0.1: Ubicaciones de ensayos SPT

Nombre SPT	Este [X]	Norte [Y]	Fuente
PSHospital-SS2	338498	6251772	González (2015)
PSHospital-SS3	338531	6251765	González (2015)
PSHospital-SA2	338486	6251821	González (2015)
PSHospital-S-1	338534	6251746	González (2015)
PSHospital-S-2	338512	6251762	González (2015)
PSHospital-S-3	338492	6251783	González (2015)
PIChada-SA3	340167	6250904	Contreras (2012)
PIChada-S1	340328	6251034	Contreras (2012)
PIAzufradero-S5	339629	6249976	Contreras (2012)
PteCardonal-SA5	341257	6252172	Contreras (2012)
PSChampa-SPR	338467	6252597	González (2015)
PSChampa-SA1	338479	6252633	González (2015)
PSHospital-S1	338555	6251739	González (2015)
AguilaNorte-S1	338198	6250818	Grand (2019)
AguilaNorte-S2	338136	6250810	Grand (2019)
AguilaNorte-S3	338075	6250798	Grand (2019)
AguilaNorte-S4	338048	6250792	Grand (2019)

Tabla C.0.0.2: Aceleraciones utilizadas en ensayos SPT

Nombre SPT	Maule 2010		72 años	475 años	2475 años
	PGA (I) [g]	PGA (M) [g]	PGA (I) [g]	PGA (I) [g]	PGA (I) [g]
PSHospital-SS2	0.28	0.19	0.19	0.39	0.64
PSHospital-SS3	0.28	0.19	0.19	0.39	0.64
PSHospital-SA2	0.28	0.19	0.19	0.39	0.64
PSHospital-S-1	0.28	0.19	0.19	0.39	0.64
PSHospital-S-2	0.28	0.19	0.19	0.39	0.64
PSHospital-S-3	0.28	0.19	0.19	0.39	0.64
PIChada-SA3	0.27	0.19	0.19	0.39	0.64
PIChada-S1	0.27	0.19	0.19	0.39	0.64
PIAzufradero-S5	0.27	0.19	0.19	0.39	0.64
PteCardonal-SA5	0.27	0.19	0.19	0.39	0.64
PSChampa-SPR	0.27	0.19	0.19	0.39	0.63
PSChampa-SA1	0.27	0.19	0.18	0.38	0.63
PSHospital-S1	0.28	0.19	0.19	0.39	0.64
AguilaNorte-S1	0.27	0.19	0.19	0.39	0.63
AguilaNorte-S2	0.27	0.19	0.19	0.39	0.63
AguilaNorte-S3	0.28	0.19	0.19	0.39	0.64
AguilaNorte-S4	0.28	0.19	0.19	0.39	0.64

## Perfiles $V_s$

Tabla C.0.0.3: Ubicaciones perfiles  $V_s$ .

Nombre $V_s$	Este [X]	Norte [Y]	Fuente
G-A1-1	337530	6255357	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-A3-1	337448	6253321	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-A6-1	337078	6250514	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-A7-1	337377	6249390	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-B2-1	337791	6254499	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-B2-2	338554	6254558	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-B4-1	338565	6252584	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-B5-1	338431	6251940	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-B6-1	338324	6250806	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-C1-1	339129	6255946	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-C4-1	338861	6252976	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-C4-2	339255	6252283	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-C6-1	338828	6250440	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-D1-1	340449	6255320	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-D2-1	340175	6254880	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-D4-1	339803	6252920	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-D5-1	339780	6251331	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-D6-1	340265	6250865	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-D7-1	339719	6250009	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-E1-1	341121	6255585	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-E5-1	341084	6251900	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-E6-1	341168	6250633	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-F0-1	342045	6256721	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-F1-1	342001	6255438	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-F2-1	341936	6254206	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-F5-1	341976	6251247	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
Paine7	339847	6257344	Mec. De Suelos SEIA <sup>a</sup>
G-AN-S1	338349	6250810	Grand (2019)
G-AN-S2	338161	6250842	Grand (2019)
G-AN-S4	338027	6250752	Grand (2019)
Aculeo1	325232	6251570	Moffat y Pastén (2014)
Champa1	337151	6252659	Moffat y Ruz (2018)

<sup>a</sup> Proyecto Habitacional Conquistas de Paine III: [https://seia.sea.gob.cl/expediente/ficha/fichaPrincipal.php?modo=ficha&id\\_expediente=2132402349](https://seia.sea.gob.cl/expediente/ficha/fichaPrincipal.php?modo=ficha&id_expediente=2132402349)

Tabla C.0.0.4: Aceleraciones utilizadas en perfiles  $V_s$

Nombre $V_s$	Maule 2010		475 años	2475 años
	PGA (I) [g]	PGA (M) [g]	PGA (I) [g]	PGA (I) [g]
G-A1-1	0.27	0.19	0.34	0.62
G-A3-1	0.28	0.19	0.35	0.64
G-A6-1	0.28	0.20	0.35	0.64
G-A7-1	0.28	0.20	0.35	0.64
G-B2-1	0.27	0.19	0.34	0.62
G-B2-2	0.26	0.18	0.33	0.61
G-B4-1	0.28	0.19	0.36	0.65
G-B5-1	0.28	0.19	0.35	0.64
G-B6-1	0.28	0.19	0.35	0.63
G-C1-1	0.23	0.18	0.30	0.54
G-C4-1	0.28	0.19	0.35	0.64
G-C4-2	0.28	0.19	0.36	0.66
G-C6-1	0.28	0.19	0.35	0.64
G-D1-1	0.23	0.17	0.30	0.54
G-D2-1	0.26	0.18	0.34	0.61
G-D4-1	0.26	0.18	0.33	0.61
G-D5-1	0.28	0.19	0.36	0.65
G-D6-1	0.28	0.19	0.36	0.65
G-D7-1	0.28	0.19	0.35	0.64
G-E1-1	0.26	0.17	0.33	0.61
G-E5-1	0.27	0.19	0.35	0.64
G-E6-1	0.28	0.19	0.36	0.65
G-F0-1	0.25	0.17	0.33	0.60
G-F1-1	0.26	0.18	0.34	0.61
G-F2-1	0.26	0.18	0.34	0.61
G-F5-1	0.27	0.19	0.35	0.64
Paine7	0.23	0.17	0.30	0.54
G-AN-S1	0.28	0.19	0.35	0.64
G-AN-S2	0.28	0.19	0.35	0.64
G-AN-S4	0.28	0.19	0.35	0.64
Aculeo1	0.31	0.22	0.36	0.65
Champa1	0.29	0.19	0.36	0.66

## Espectros H/V

Tabla C.0.0.5: Ubicaciones espectros H/V

Nombre H/V	Este [X]	Norte [Y]	Fuente
DG01	345599	6296762	Lezana (2014)
DG12	342133	6297656	Lezana (2014)
DG15	336161	6297314	Lezana (2014)
DG16	352954	6295522	Lezana (2014)
DG20	344779	6277341	Lezana (2014)
DG21	340737	6306677	Lezana (2014)
DG23	340060	6259080	Lezana (2014)
DG25	343647	6308896	Lezana (2014)
DG27	340823	6301919	Lezana (2014)
DG29	354091	6282045	Lezana (2014)
DG30	336602	6292505	Lezana (2014)
DG31	346486	6296291	Lezana (2014)
DG32	347868	6319121	Lezana (2014)
DG33	334376	6281114	Lezana (2014)
DG34	361222	6281111	Lezana (2014)
m1	342611	6306128	Gálvez (2012)
m2	340808	6298611	Gálvez (2012)
m3	339609	6301926	Gálvez (2012)
m4	338793	6301867	Gálvez (2012)
m5	341147	6300955	Gálvez (2012)
m6	339974	6300117	Gálvez (2012)
m7	338080	6300546	Gálvez (2012)
m8	339101	6300185	Gálvez (2012)
m9	339922	6313813	Gálvez (2012)
m10	339798	6314060	Gálvez (2012)
m11	339593	6314484	Gálvez (2012)
m12	339219	6315211	Gálvez (2012)
m13	338809	6315980	Gálvez (2012)
m14	338221	6317102	Gálvez (2012)
m15	337935	6311795	Gálvez (2012)
m16	337118	6305770	Gálvez (2012)
m17	342865	6306203	Gálvez (2012)
m18	342733	6306234	Gálvez (2012)
m19	342405	6305968	Gálvez (2012)
m20	337447	6315840	Gálvez (2012)

Tabla C.0.0.6: Ubicaciones espectros H/V (continuación)

Nombre H/V	Este [X]	Norte [Y]	Fuente
m21	327362	6313366	Gálvez (2012)
m22	331994	6308371	Gálvez (2012)
m23	328882	6311107	Gálvez (2012)
m24	332120	6308830	Gálvez (2012)
m25	332120	6308830	Gálvez (2012)
m26	328811	6304557	Gálvez (2012)
m28	338409	6306642	Gálvez (2012)
m29	338588	6307072	Gálvez (2012)
m30	336874	6307103	Gálvez (2012)
m31	336200	6307370	Gálvez (2012)
m32	335488	6307849	Gálvez (2012)
m33	335681	6307597	Gálvez (2012)
m34	334773	6304547	Gálvez (2012)
m35	334061	6304914	Gálvez (2012)
m37	325757	6315727	Gálvez (2012)
m38	324228	6314924	Gálvez (2012)
m39	330313	6320621	Gálvez (2012)
m40	331026	6320746	Gálvez (2012)
m41	333140	6321894	Gálvez (2012)
c1	337453	6305988	Gálvez (2012)
c2	335903	6320550	Gálvez (2012)
c3	331494	6321814	Gálvez (2012)
c4	330490	6323514	Gálvez (2012)
c5	333378	6307850	Gálvez (2012)
c6	335659	6306101	Gálvez (2012)
c7	328841	6300790	Gálvez (2012)
c8	328316	6304867	Gálvez (2012)
c9	328448	6308619	Gálvez (2012)
c10	327399	6310283	Gálvez (2012)
c11	328992	6321942	Gálvez (2012)
c13	330568	6316397	Gálvez (2012)
c14	335784	6315555	Gálvez (2012)
c15	339447	6309855	Gálvez (2012)
c16	327969	6306636	Gálvez (2012)
c17	324350	6302772	Gálvez (2012)

Tabla C.0.0.7: Ubicaciones espectros H/V (continuación)

Nombre H/V	Este [X]	Norte [Y]	Fuente
c18	328413	6299283	Gálvez (2012)
c19	328163	6299385	Gálvez (2012)
m42	341136	6299021	Gálvez (2012)
m43	341803	6298968	Gálvez (2012)
m44	341248	6299070	Gálvez (2012)
m45	342490	6298759	Gálvez (2012)
m46	342332	6299550	Gálvez (2012)
m47	341680	6299768	Gálvez (2012)
m48	342571	6300439	Gálvez (2012)
m49	341703	6300815	Gálvez (2012)
m50	341771	6301320	Gálvez (2012)
m51	342089	6301554	Gálvez (2012)
m52	341410	6301811	Gálvez (2012)
m53	341372	6303130	Gálvez (2012)
m54	341618	6303732	Gálvez (2012)
m55	342461	6304143	Gálvez (2012)
m56	342515	6303069	Gálvez (2012)
m57	336245	6299617	Gálvez (2012)
m58	336245	6299617	Gálvez (2012)
m59	335590	6299724	Gálvez (2012)
m60	335555	6299095	Gálvez (2012)
m61	336481	6298767	Gálvez (2012)
m62	336481	6298767	Gálvez (2012)
m63	332480	6298960	Gálvez (2012)
m64	329001	6298629	Gálvez (2012)
m65	328814	6308891	Gálvez (2012)
m66	332241	6305091	Gálvez (2012)
m67	336225	6309523	Gálvez (2012)
m68	335381	6315707	Gálvez (2012)
m69	333956	6315293	Gálvez (2012)
m70	336935	6316556	Gálvez (2012)
m71	336839	6321213	Gálvez (2012)
m72	342754	6321014	Gálvez (2012)
m73	338820	6313736	Gálvez (2012)
m74	339863	6310158	Gálvez (2012)



Tabla C.0.0.8: Ubicaciones espectros H/V (continuación)

Nombre H/V	Este [X]	Norte [Y]	Fuente
m75	333977	6305941	Gálvez (2012)
m76	333977	6305941	Gálvez (2012)
m77	332732	6308548	Gálvez (2012)
m78	332732	6308548	Gálvez (2012)
m79	332289	6309874	Gálvez (2012)
m80	332289	6309874	Gálvez (2012)
m81	330609	6310910	Gálvez (2012)
m82	328271	6312649	Gálvez (2012)
m83	327792	6316280	Gálvez (2012)
m84	333283	6302317	Gálvez (2012)
m85	334537	6299378	Gálvez (2012)
G-F5-1	341976	6251247	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-F2-1	341936	6254206	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-F1-1	342001	6255438	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-F0-1	342045	6256721	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-E6-1	341168	6250633	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-E5-1	341084	6251900	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-E1-1	341121	6255585	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-D7-1	339719	6250009	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-D6-1	340265	6250865	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-D5-1	339780	6251331	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-D4-1	339803	6252920	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-D2-1	340175	6254880	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-D1-1	340449	6255320	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-C6-1	338828	6250440	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-C4-1	338861	6252976	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-C4-2	339255	6252283	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-C1-1	339129	6255946	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-B5-1	338431	6251940	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-B4-1	338565	6252584	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-B2-2	338554	6254558	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-B2-1	337791	6254499	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-A7-1	337377	6249390	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-A6-1	337078	6250514	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-A3-1	337448	6253321	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)

Tabla C.0.0.9: Ubicaciones espectros H/V (continuación)

Nombre H/V	Este [X]	Norte [Y]	Fuente
G-A1-1	337530	6255357	Grand y Pastén (Com. Dir. 2020)
G-AN-S1	338349	6250810	Grand (2019)
G-AN-S2	338161	6250842	Grand (2019)
G-AN-S4	338027	6250752	Grand (2019)
133600	350837	6252480	Brantt (2011)
155800-1	341344	6254468	Brantt (2011)
101700	336935	6252549	Brantt (2011)
111600	331580	6254102	Brantt (2011)
120300	325663	6249835	Brantt (2011)
130700	319806	6253062	Brantt (2011)
144500	322761	6251585	Brantt (2011)
155800-2	329609	6252011	Brantt (2011)
165200	328136	6257782	Brantt (2011)
105600	336518	6252879	Brantt (2011)
112800	336888	6252492	Brantt (2011)
120700	331450	6254446	Brantt (2011)
130300	328981	6252014	Brantt (2011)
140000	326271	6250538	Brantt (2011)
144400	323822	6250197	Brantt (2011)
151700	322391	6250775	Brantt (2011)
155800-3	319794	6253805	Brantt (2011)
164800	329993	6254104	Brantt (2011)
172600	328444	6258138	Brantt (2011)
183400	335003	6266042	Brantt (2011)
C-Azufraderos	339634	6249915	Contreras (2012)
C-Chada	340326	6250872	Contreras (2012)
C-Pinos	341020	6251904	Contreras (2012)
C-Hospital	338426	6251784	Contreras (2012)
C-SanJose	342430	6262086	Contreras (2012)
C-Laguna3	325915	6251537	Contreras (2012)
C-Laguna4	325238	6251550	Contreras (2012)
C-Cardonal1	345437	6252467	Contreras (2012)
C-Cardonal2	345506	6251424	Contreras (2012)
C-Culitrin1	345402	6250274	Contreras (2012)
C-Culitrin2	344639	6250731	Contreras (2012)
C-Culitrin4	343740	6250725	Contreras (2012)
Aculeo-CPT	325232	6251570	Moffat y Pastén (2014)
Champa-CPT	337151	6252659	Moffat y Ruz (2018)

Tabla C.0.0.10: Aceleraciones espectros H/V

Nombre H/V	Maule 2010		72 años	475 años	2475 años
	PGA [g]	$S_a$ [g]	$S_a$ [g]	$S_a$ [g]	$S_a$ [g]
DG01	0.10	0.08	0.04	0.08	0.12
DG12	0.10	0.03	0.02	0.03	0.06
DG15	0.11	0.03	0.01	0.03	0.05
DG16	0.10	0.08	0.04	0.09	0.13
DG20	0.11	0.20	0.15	0.31	0.58
DG21	0.10	0.13	0.08	0.17	0.28
DG23	0.11	0.04	0.02	0.04	0.07
DG25	0.10	0.17	0.13	0.28	0.52
DG27	0.10	0.08	0.04	0.08	0.12
DG29	0.10	0.08	0.04	0.09	0.13
DG30	0.11	0.04	0.02	0.04	0.07
DG31	0.10	0.07	0.03	0.07	0.11
DG32	0.09	0.12	0.07	0.16	0.26
DG33	0.11	0.08	0.04	0.08	0.12
DG34	0.10	0.15	0.09	0.19	0.33
m1	0.10	0.09	0.05	0.10	0.15
m2	0.10	0.16	0.11	0.23	0.42
m3	0.10	0.12	0.07	0.14	0.22
m4	0.10	0.02	0.01	0.02	0.05
m5	0.10	0.05	0.02	0.05	0.08
m6	0.10	0.18	0.14	0.29	0.54
m7	0.10	0.02	0.01	0.02	0.05
m8	0.10	0.13	0.07	0.16	0.26
m9	0.10	0.08	0.04	0.09	0.13
m10	0.10	0.13	0.07	0.16	0.26
m11	0.10	0.04	0.02	0.05	0.08
m12	0.10	0.06	0.03	0.07	0.11
m13	0.10	0.12	0.07	0.15	0.24
m14	0.10	0.14	0.09	0.19	0.32
m15	0.10	0.14	0.08	0.17	0.28
m16	0.10	0.10	0.05	0.12	0.18
m17	0.10	0.07	0.03	0.07	0.11
m18	0.10	0.08	0.04	0.09	0.14
m19	0.10	0.11	0.06	0.12	0.19
m20	0.10	0.15	0.09	0.20	0.34

Tabla C.0.0.11: Aceleraciones espectros H/V (continuación)

Nombre H/V	Maule 2010		72 años	475 años	2475 años	
	PGA [g]	$S_a$ [g]	$S_a$ [g]	$S_a$ [g]	$S_a$ [g]	
m21	0.10	0.14	0.08	0.17	0.28	
m22	0.10	0.11	0.06	0.13	0.20	
m23	0.10	0.03	0.02	0.04	0.07	
m24	0.10	0.13	0.08	0.16	0.27	
m25	0.10	0.03	0.02	0.04	0.07	
m26	0.11	0.03	0.02	0.04	0.06	
m28	0.10	0.09	0.05	0.10	0.15	
m29	0.10	0.06	0.03	0.07	0.10	
m30	0.10	0.02	0.01	0.02	0.05	
m31	0.10	0.02	0.01	0.02	0.05	
m32	0.10	0.02	0.01	0.02	0.05	
m33	0.10	0.02	0.01	0.03	0.05	
m34	0.10	0.02	0.01	0.02	0.05	
m35	0.10	0.02	0.01	0.03	0.05	
m37	0.10	0.12	0.07	0.14	0.22	
m38	0.10	0.17	0.12	0.25	0.45	
m39	0.10	0.17	0.12	0.26	0.47	
m40	0.10	0.05	0.03	0.06	0.09	
m41	0.10	0.10	0.03	0.02	0.04	0.07
c1	0.10	0.08	0.04	0.08	0.13	
c2	0.10	0.08	0.04	0.09	0.13	
c3	0.10	0.03	0.01	0.03	0.06	
c4	0.10	0.04	0.02	0.05	0.08	
c5	0.10	0.04	0.02	0.04	0.07	
c6	0.10	0.02	0.01	0.03	0.05	
c7	0.11	0.09	0.05	0.10	0.15	
c8	0.11	0.03	0.02	0.04	0.06	
c9	0.10	0.15	0.08	0.19	0.31	
c10	0.10	0.04	0.02	0.05	0.08	
c11	0.10	0.13	0.08	0.17	0.28	
c13	0.10	0.03	0.02	0.04	0.06	
c14	0.10	0.02	0.01	0.02	0.05	
c15	0.10	0.05	0.03	0.06	0.10	
c16	0.11	0.04	0.02	0.05	0.08	
c17	0.11	0.13	0.07	0.15	0.23	

Tabla C.0.0.12: Aceleraciones espectros H/V (continuación)

Nombre H/V	Maule 2010		72 años	475 años	2475 años
	PGA [g]	$S_a$ [g]	$S_a$ [g]	$S_a$ [g]	$S_a$ [g]
c18	0.11	0.05	0.02	0.06	0.09
c19	0.11	0.03	0.02	0.04	0.07
m42	0.10	0.18	0.13	0.29	0.53
m43	0.10	0.03	0.02	0.04	0.06
m44	0.10	0.02	0.01	0.02	0.04
m45	0.10	0.03	0.02	0.04	0.06
m46	0.10	0.03	0.02	0.04	0.06
m47	0.10	0.07	0.03	0.07	0.11
m48	0.10	0.09	0.05	0.10	0.15
m49	0.10	0.04	0.02	0.04	0.07
m50	0.10	0.03	0.02	0.04	0.07
m51	0.10	0.03	0.02	0.04	0.06
m52	0.10	0.03	0.01	0.03	0.06
m53	0.10	0.15	0.09	0.20	0.35
m54	0.10	0.20	0.16	0.34	0.62
m55	0.10	0.07	0.03	0.08	0.12
m56	0.10	0.01	0.00	0.01	0.03
m57	0.10	0.02	0.01	0.02	0.05
m58	0.10	0.01	0.00	0.01	0.03
m59	0.10	0.02	0.01	0.03	0.05
m60	0.10	0.02	0.01	0.02	0.05
m61	0.10	0.02	0.01	0.02	0.05
m62	0.10	0.03	0.01	0.03	0.06
m63	0.11	0.01	0.01	0.02	0.04
m64	0.11	0.06	0.03	0.07	0.10
m65	0.10	0.03	0.02	0.04	0.07
m66	0.10	0.03	0.01	0.03	0.06
m67	0.10	0.02	0.01	0.03	0.05
m68	0.10	0.11	0.06	0.13	0.20
m69	0.10	0.05	0.03	0.06	0.10
m70	0.10	0.02	0.01	0.03	0.05
m71	0.09	0.15	0.09	0.20	0.33
m72	0.09	0.06	0.03	0.07	0.10
m73	0.10	0.11	0.06	0.13	0.20
m74	0.10	0.05	0.03	0.06	0.09

Tabla C.0.0.13: Aceleraciones espectros H/V (continuación)

Nombre H/V	Maule 2010		72 años	475 años	2475 años
	PGA [g]	$S_a$ [g]	$S_a$ [g]	$S_a$ [g]	$S_a$ [g]
m75	0.10	0.02	0.01	0.02	0.04
m76	0.10	0.02	0.01	0.03	0.05
m77	0.10	0.22	0.17	0.37	0.66
m78	0.10	0.22	0.17	0.37	0.65
m79	0.10	0.06	0.03	0.06	0.10
m80	0.10	0.02	0.01	0.02	0.04
m81	0.10	0.04	0.02	0.04	0.07
m82	0.10	0.07	0.03	0.08	0.12
m83	0.10	0.14	0.08	0.17	0.29
m84	0.10	0.02	0.01	0.03	0.05
m85	0.11	0.03	0.01	0.03	0.06
G-F5-1	0.11	0.04	0.02	0.05	0.08
G-F2-1	0.11	0.03	0.01	0.03	0.06
G-F1-1	0.11	0.03	0.01	0.03	0.05
G-F0-1	0.11	0.03	0.02	0.03	0.06
G-E6-1	0.11	0.16	0.08	0.18	0.30
G-E5-1	0.11	0.03	0.01	0.03	0.05
G-E1-1	0.11	0.03	0.01	0.03	0.06
G-D7-1	0.12	0.05	0.02	0.05	0.09
G-D6-1	0.12	0.03	0.02	0.04	0.06
G-D5-1	0.12	0.03	0.02	0.03	0.06
G-D4-1	0.12	0.03	0.01	0.03	0.05
G-D2-1	0.12	0.03	0.01	0.03	0.05
G-D1-1	0.11	0.03	0.01	0.03	0.05
G-C6-1	0.12	0.04	0.02	0.04	0.07
G-C4-1	0.12	0.02	0.01	0.03	0.05
G-C4-2	0.12	0.03	0.01	0.03	0.05
G-C1-1	0.12	0.03	0.01	0.03	0.06
G-B5-1	0.12	0.03	0.01	0.03	0.06
G-B4-1	0.12	0.03	0.01	0.03	0.06
G-B2-2	0.12	0.02	0.01	0.02	0.04
G-B2-1	0.12	0.03	0.01	0.03	0.05
G-A7-1	0.12	0.05	0.03	0.06	0.09
G-A6-1	0.12	0.14	0.07	0.15	0.23
G-A3-1	0.12	0.03	0.01	0.03	0.06

Tabla C.0.0.14: Aceleraciones espectros H/V (continuación)

Nombre H/V	Maule 2010		72 años	475 años	2475 años
	PGA [g]	$S_a$ [g]	$S_a$ [g]	$S_a$ [g]	$S_a$ [g]
G-A1-1	0.12	0.03	0.01	0.03	0.05
G-AN-S1	0.12	0.03	0.02	0.04	0.06
G-AN-S2	0.12	0.04	0.02	0.04	0.07
G-AN-S4	0.12	0.04	0.02	0.04	0.07
133600	0.11	0.23	0.17	0.38	0.64
155800-1	0.11	0.03	0.02	0.03	0.06
101700	0.12	0.03	0.02	0.04	0.06
111600	0.12	0.26	0.17	0.37	0.66
120300	0.13	0.16	0.07	0.16	0.26
130700	0.13	0.27	0.16	0.37	0.53
144500	0.13	0.09	0.04	0.08	0.12
155800-2	0.12	0.05	0.02	0.06	0.09
165200	0.12	0.27	0.17	0.38	0.65
105600	0.12	0.04	0.02	0.04	0.06
112800	0.12	0.03	0.02	0.04	0.06
120700	0.12	0.23	0.15	0.32	0.59
130300	0.12	0.05	0.02	0.05	0.09
140000	0.13	0.13	0.06	0.12	0.19
144400	0.13	0.14	0.06	0.14	0.22
151700	0.13	0.18	0.09	0.19	0.33
155800-3	0.13	0.17	0.08	0.17	0.28
164800	0.12	0.04	0.02	0.05	0.08
172600	0.12	0.04	0.02	0.04	0.07
183400	0.12	0.02	0.01	0.02	0.04
C-Azufraderos	0.12	0.05	0.02	0.05	0.09
C-Chada	0.12	0.03	0.02	0.04	0.06
C-Pinos	0.11	0.03	0.01	0.03	0.06
C-Hospital	0.12	0.03	0.02	0.04	0.06
C-SanJose	0.11	0.23	0.16	0.35	0.63
C-Laguna3	0.13	0.06	0.03	0.06	0.09
C-Laguna4	0.13	0.05	0.02	0.05	0.09
C-Cardonal1	0.11	0.04	0.02	0.04	0.07
C-Cardonal2	0.11	0.05	0.02	0.05	0.08
C-Culitrin1	0.11	0.22	0.16	0.37	0.53
C-Culitrin2	0.11	0.13	0.07	0.15	0.24
C-Culitrin4	0.11	0.20	0.13	0.28	0.52
Aculeo-CPT	0.13	0.05	0.02	0.05	0.08
Champa-CPT	0.12	0.03	0.02	0.04	0.06

# Anexo D

## Kriging

Se muestran a continuación los resultados de los distintos procesos de interpolación de variables mediante kriging ordinario y kriging universal. Los cálculos se realizan con la librería *PyKrige* en *Python* o con el software *SAGA GIS*.

### Profundidad de nivel freático promedio entre 2011 y 2020 en pozos DGA

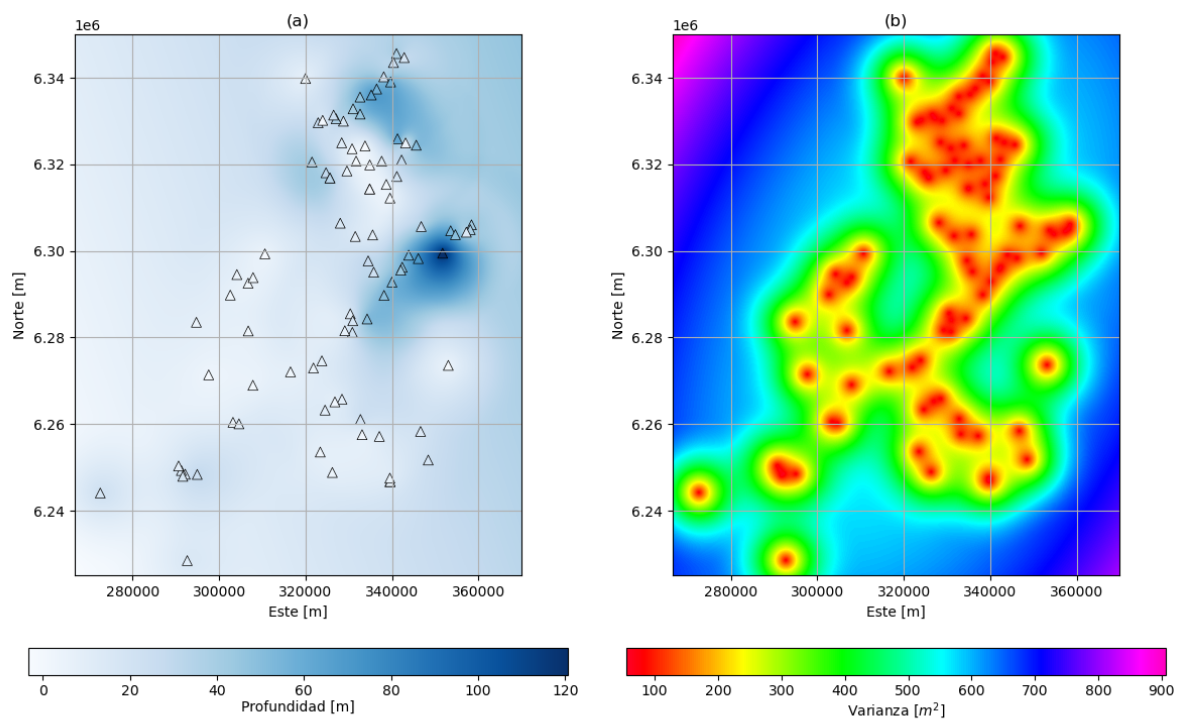
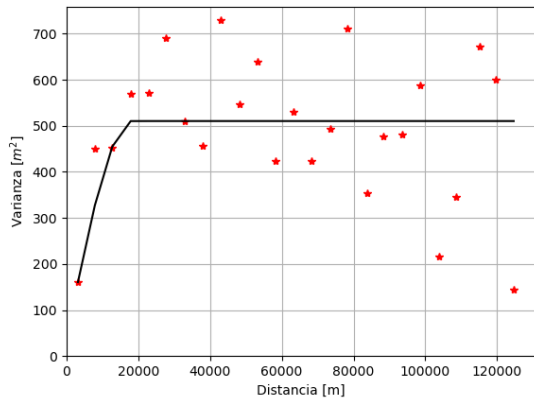
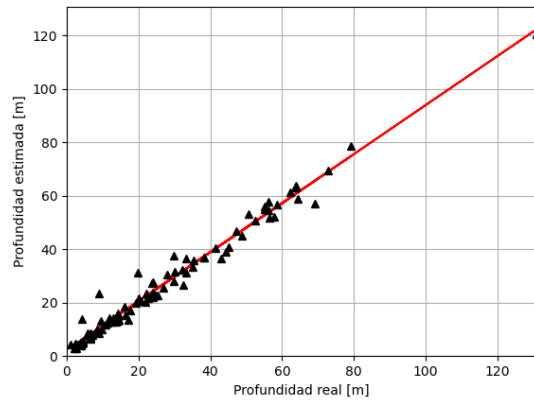


Figura D.0.0.1: Interpolación del promedio de nivel freático entre 2011 y 2020: (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.





(a) Variograma.



(b) Correlación cruzada.

Figura D.0.0.2: Interpolación del promedio de nivel freático entre 2011 y 2020: variograma y correlación cruzada.

## Profundidad de nivel freático en 2010 en pozos DGA y sondajes

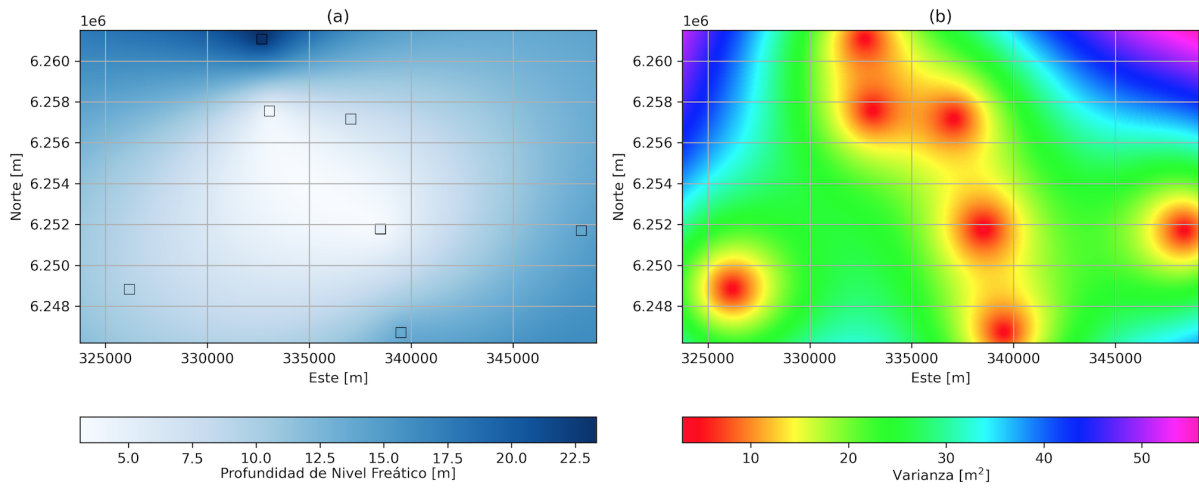
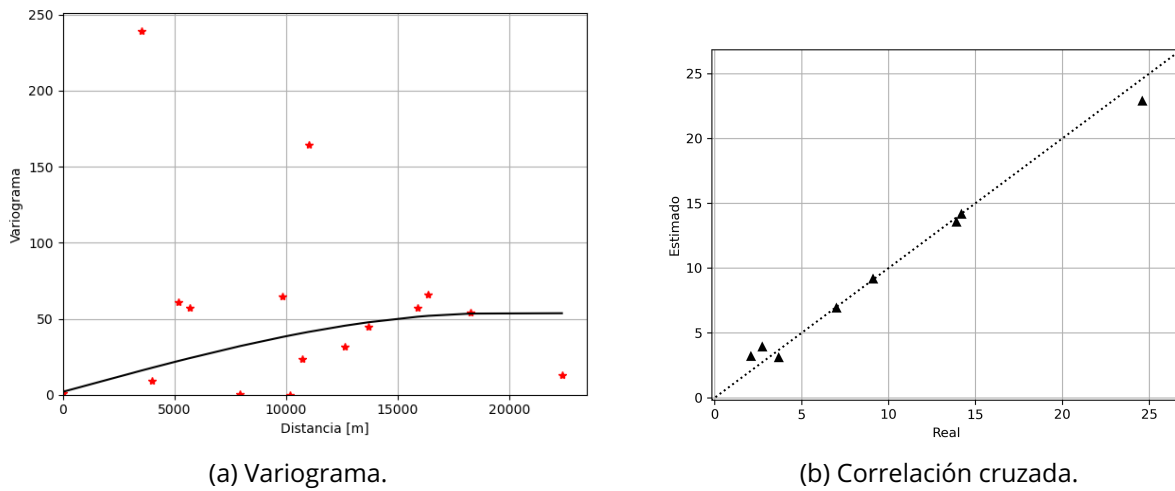


Figura D.0.0.3: Interpolación del de nivel freático en 2010: (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.



(a) Variograma.

(b) Correlación cruzada.

Figura D.0.0.4: Interpolación del de nivel freático en 2010: variograma y correlación cruzada.

## Velocidad de onda de corte de los primeros 30 m $V_{s30}$

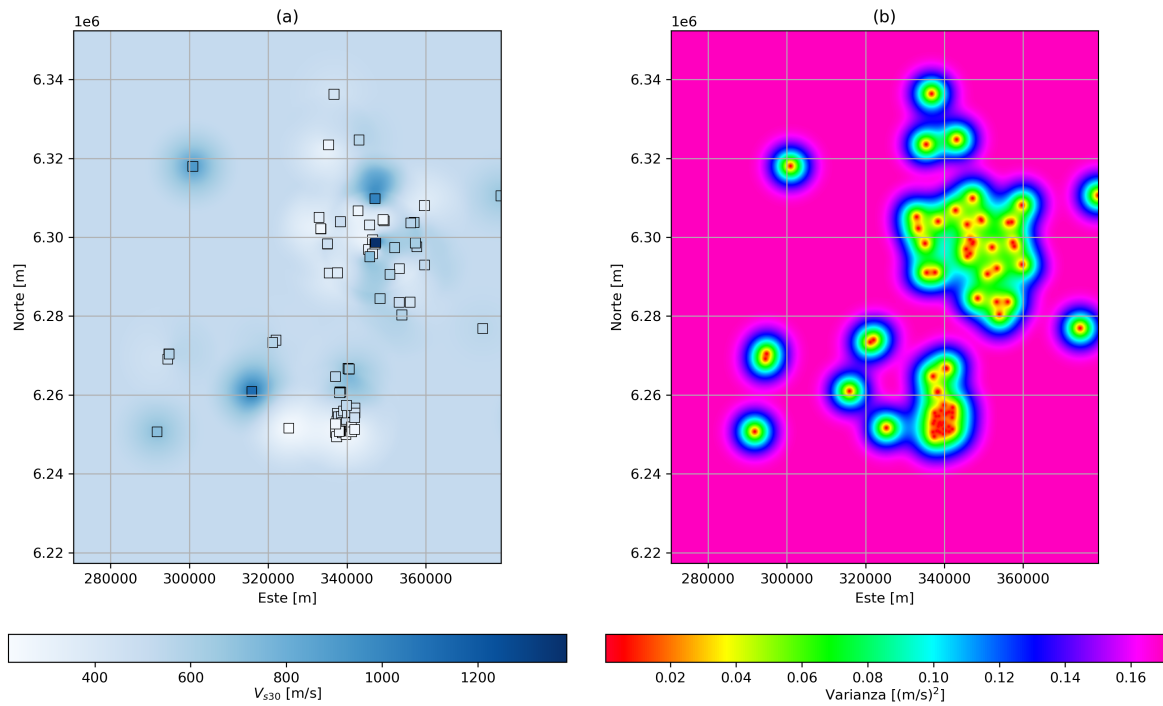
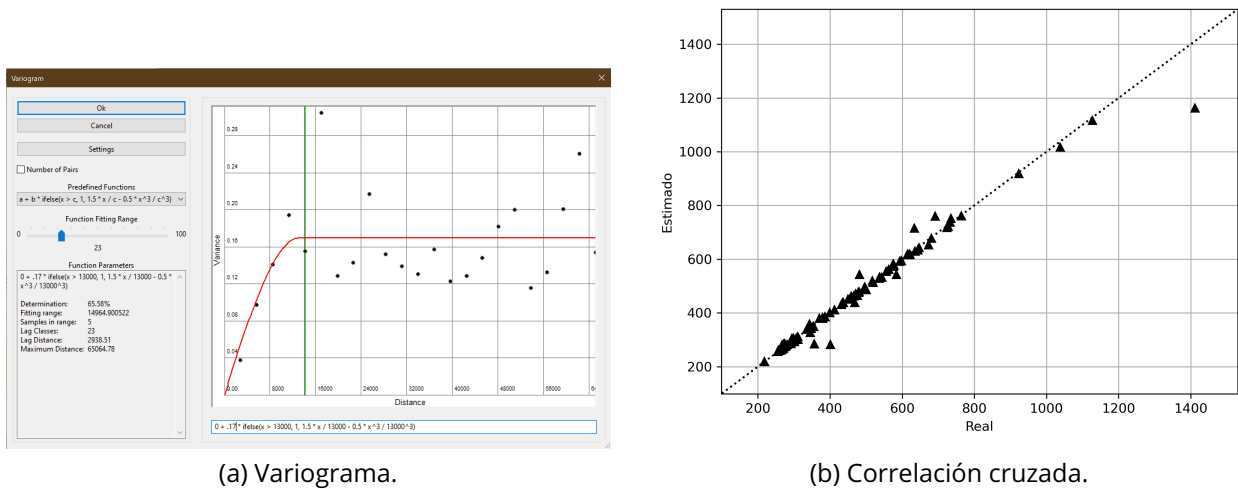


Figura D.0.0.5: Interpolación de  $V_{s30}$ : (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.



(a) Variograma.

(b) Correlación cruzada.

Figura D.0.0.6: Interpolación de  $V_{s30}$ : variograma y correlación cruzada.

## Frecuencia fundamental $f_0$

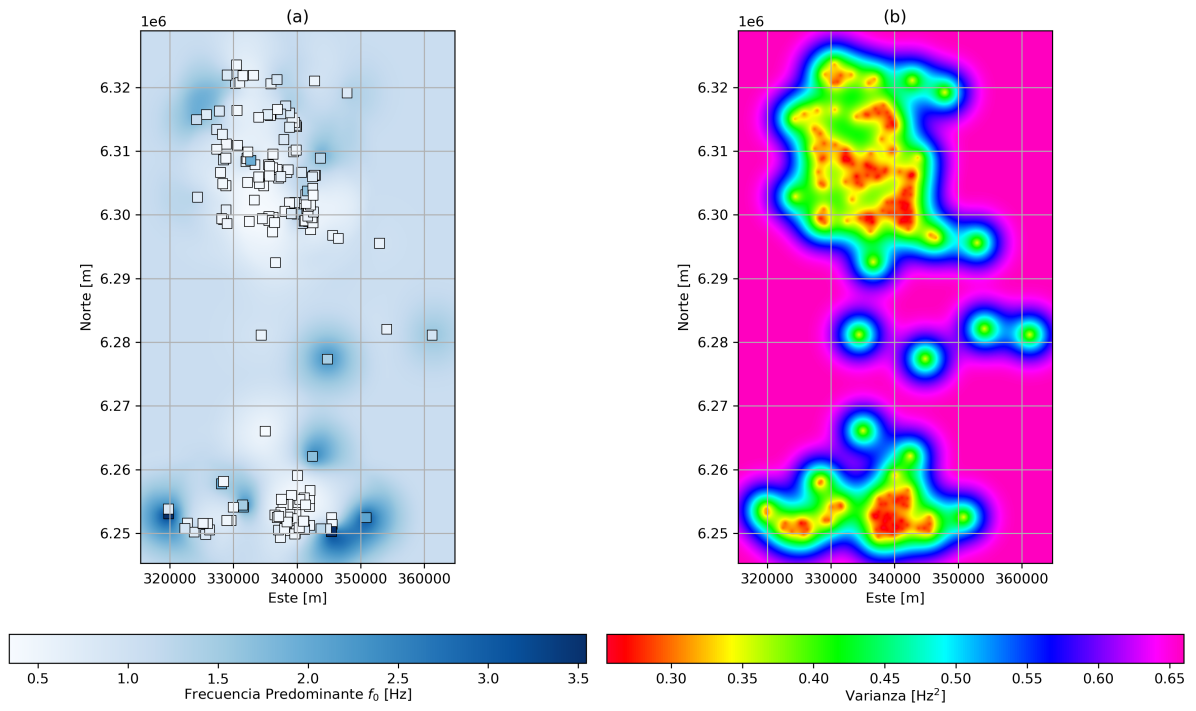
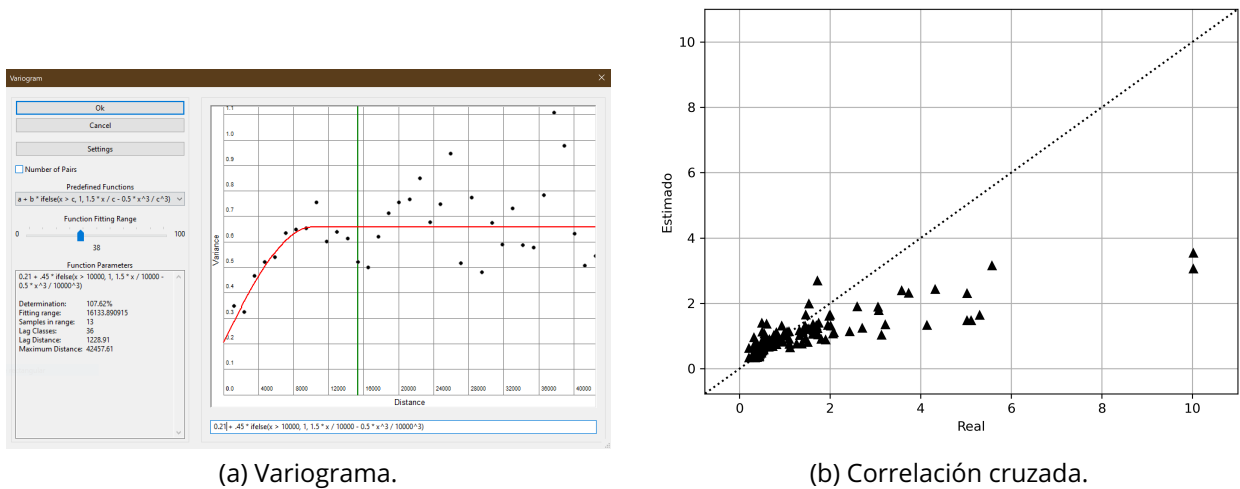


Figura D.0.0.7: Interpolación de  $f_0$ : (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.



(a) Variograma.

(b) Correlación cruzada.

Figura D.0.0.8: Interpolación de  $f_0$ : Variograma y correlación cruzada.

## Amplitud de espectro H/V en frecuencia predominante $A_0$

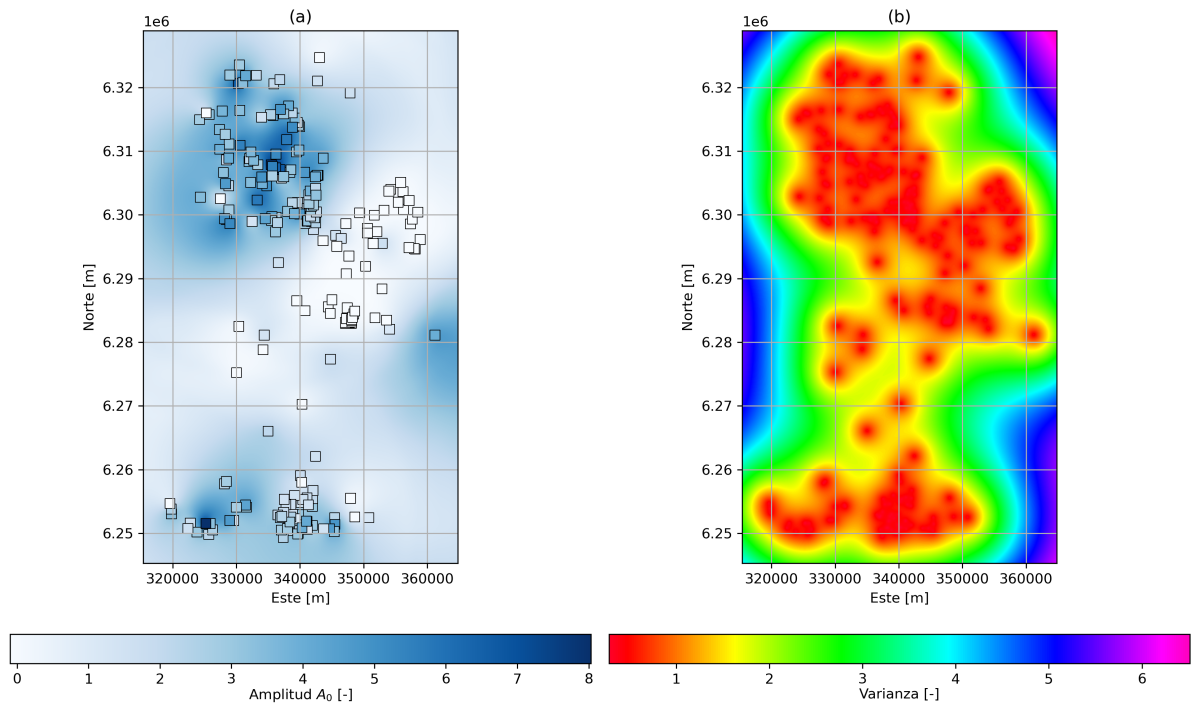
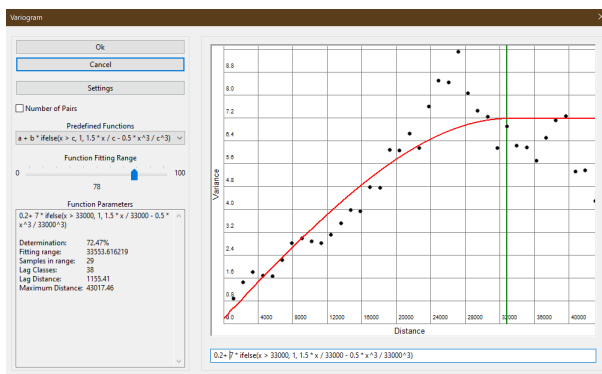
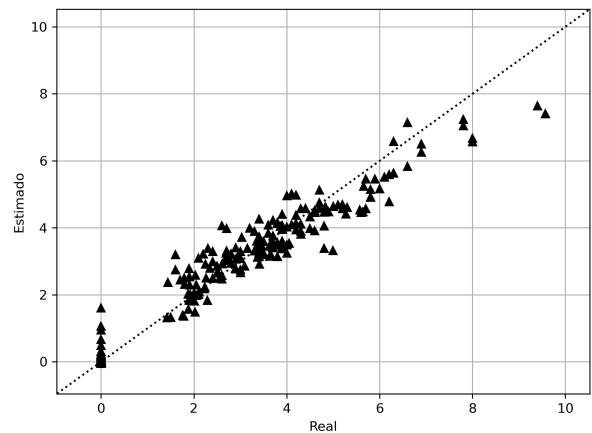


Figura D.0.0.9: Interpolación de  $A_0$ : (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.



(a) Variograma.



(b) Correlación cruzada.

Figura D.0.0.10: Interpolación de  $A_0$ : Variograma y correlación cruzada.

## Índice de vulnerabilidad $K_g$

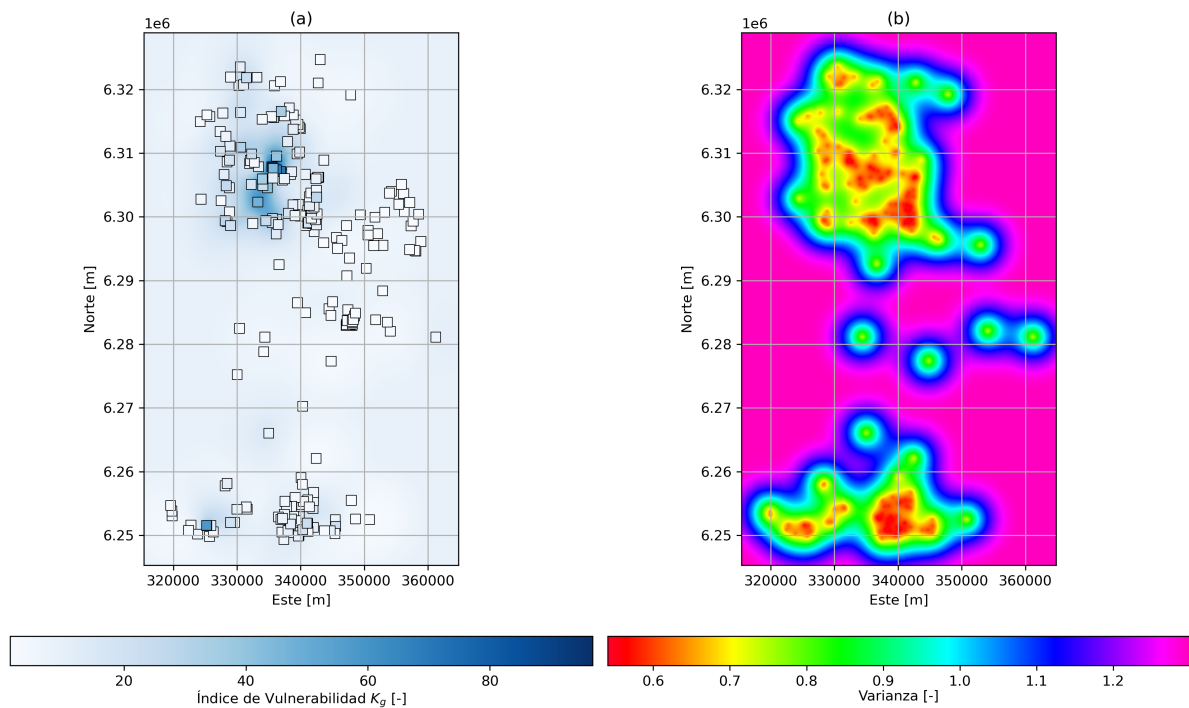
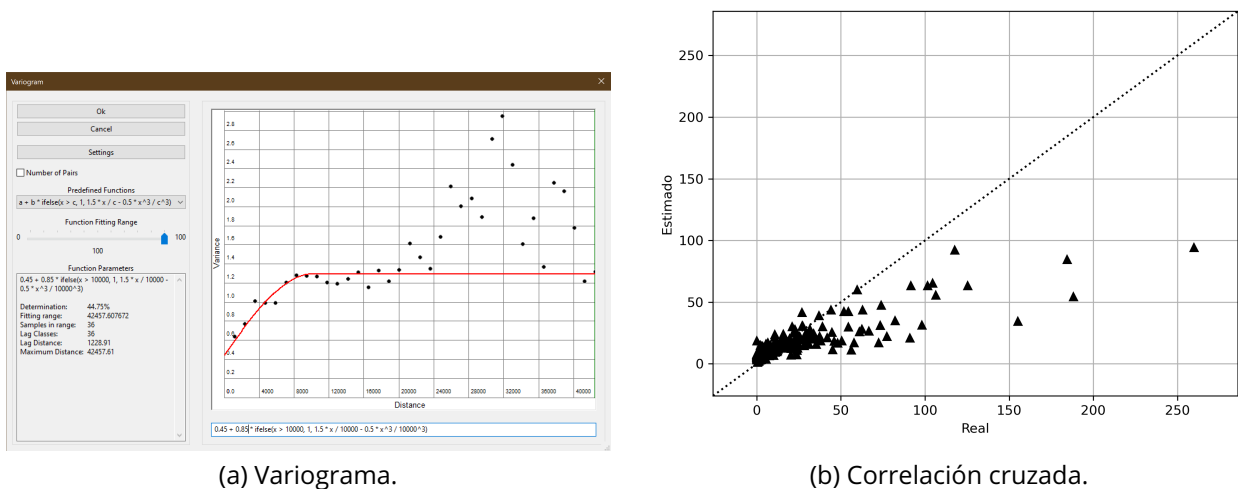


Figura D.0.0.11: Interpolación de  $K_g$ : (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.



(a) Variograma.

(b) Correlación cruzada.

Figura D.0.0.12: Interpolación de  $K_g$ : Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

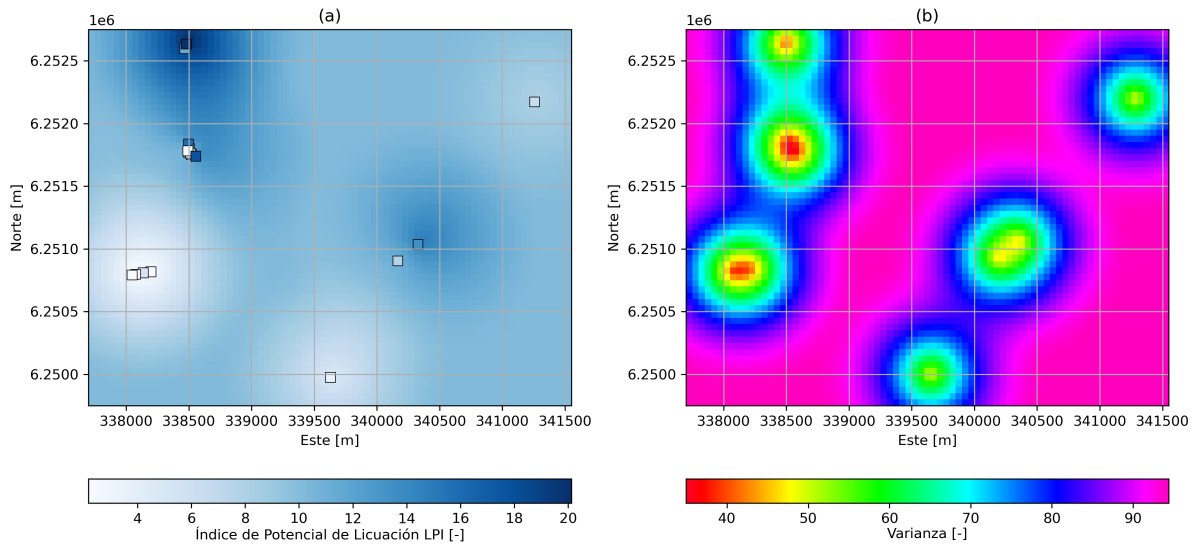


Figura D.0.0.13: Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

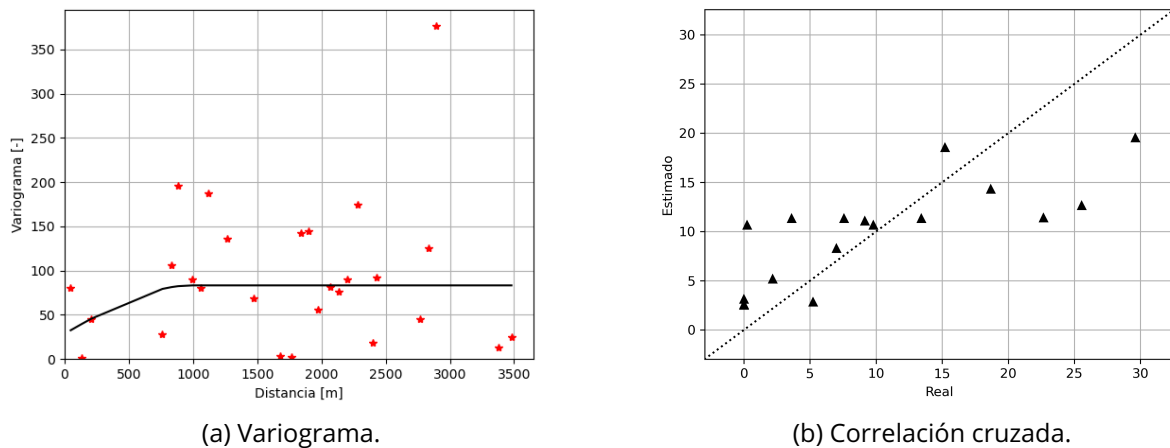


Figura D.0.0.14: Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017)**

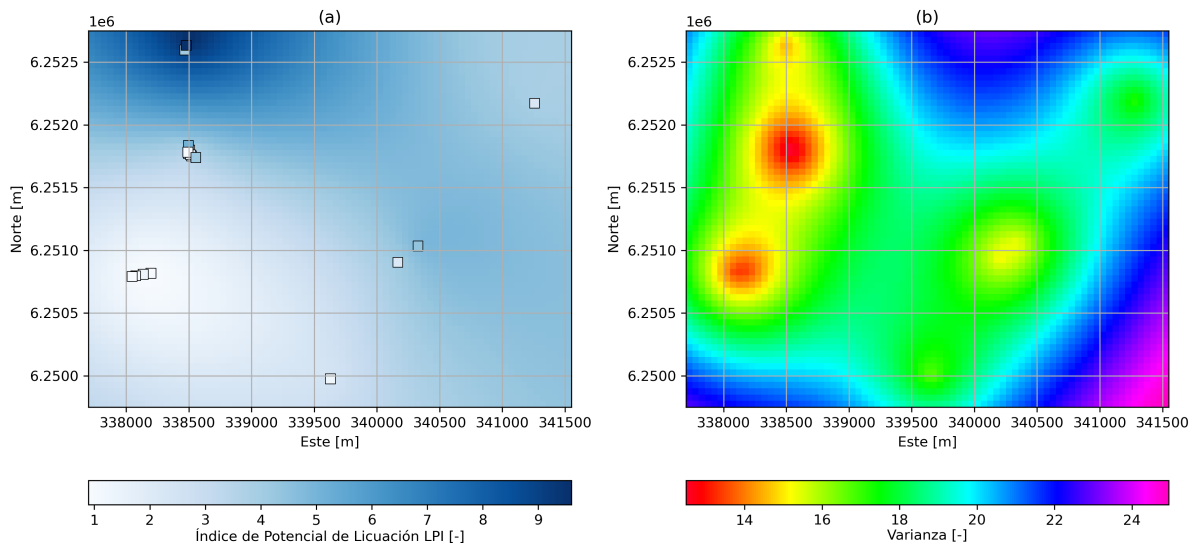


Figura D.0.0.15: Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

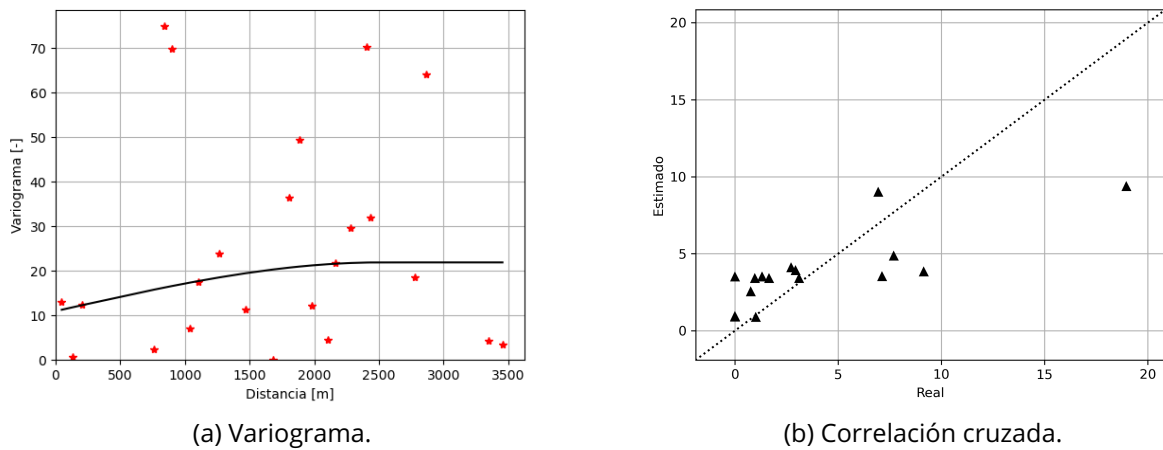


Figura D.0.0.16: Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.



**Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

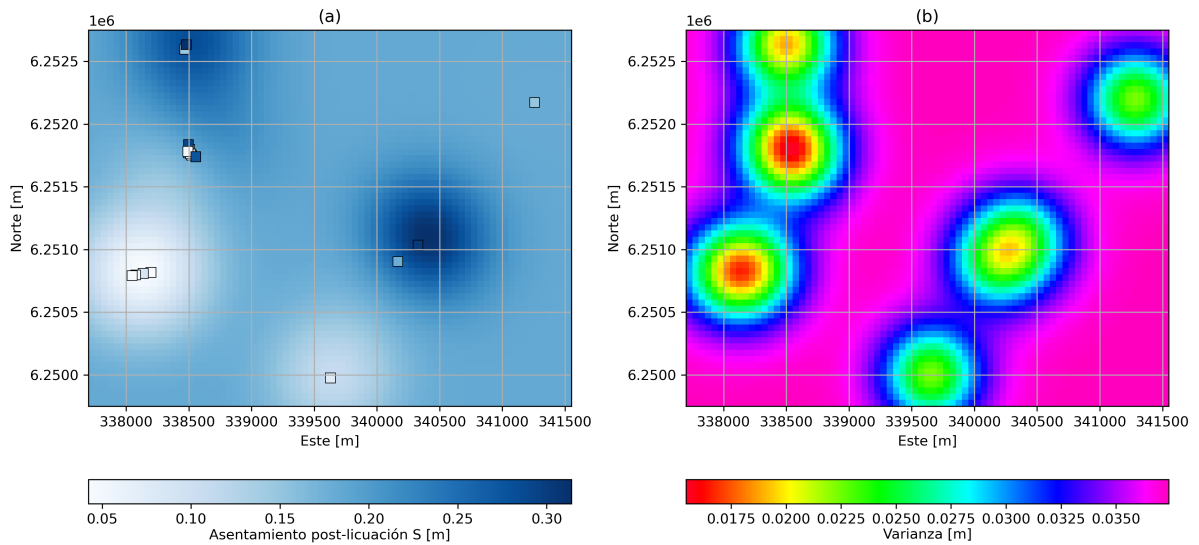


Figura D.0.0.17: Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

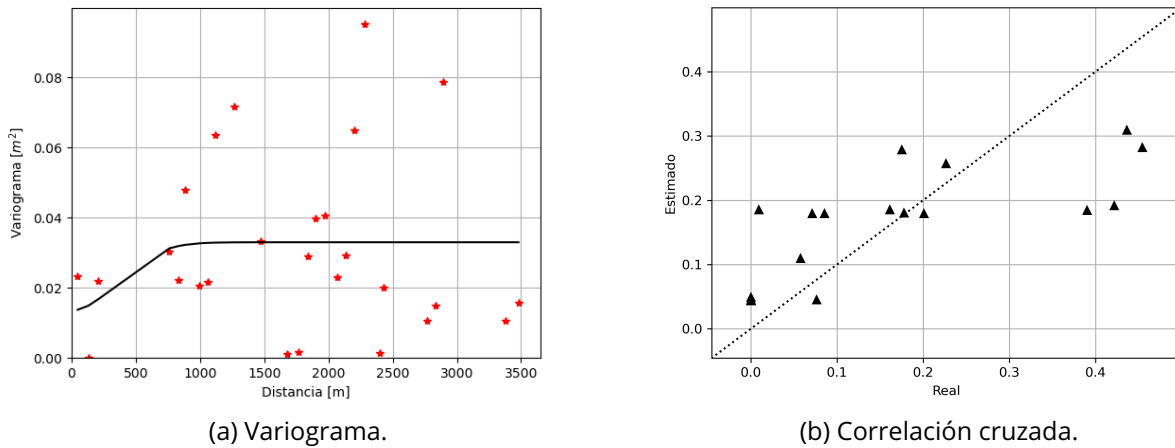


Figura D.0.0.18: Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017)**

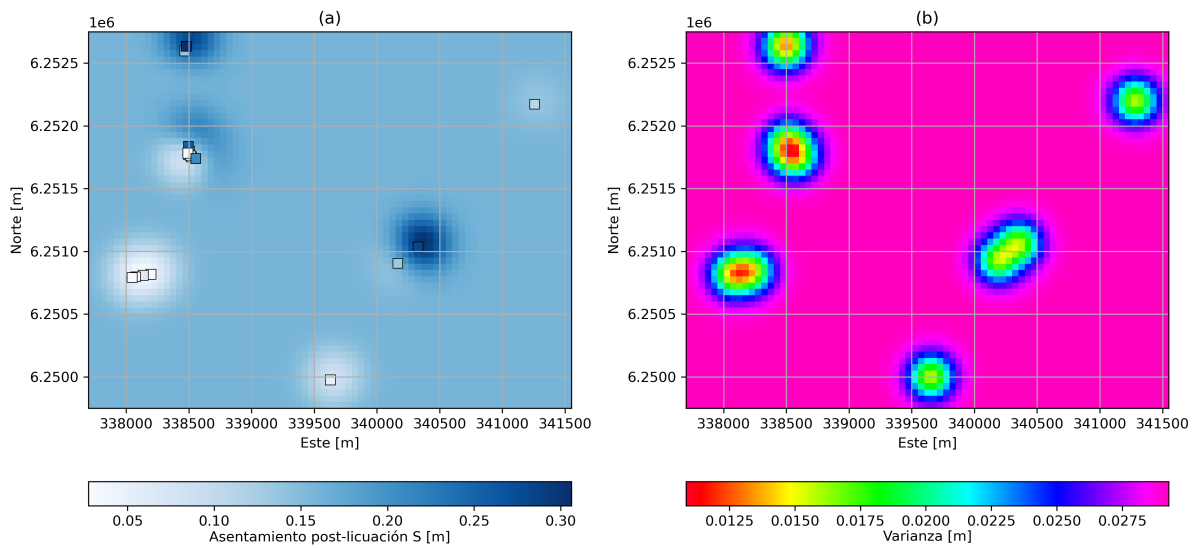


Figura D.0.0.19: Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

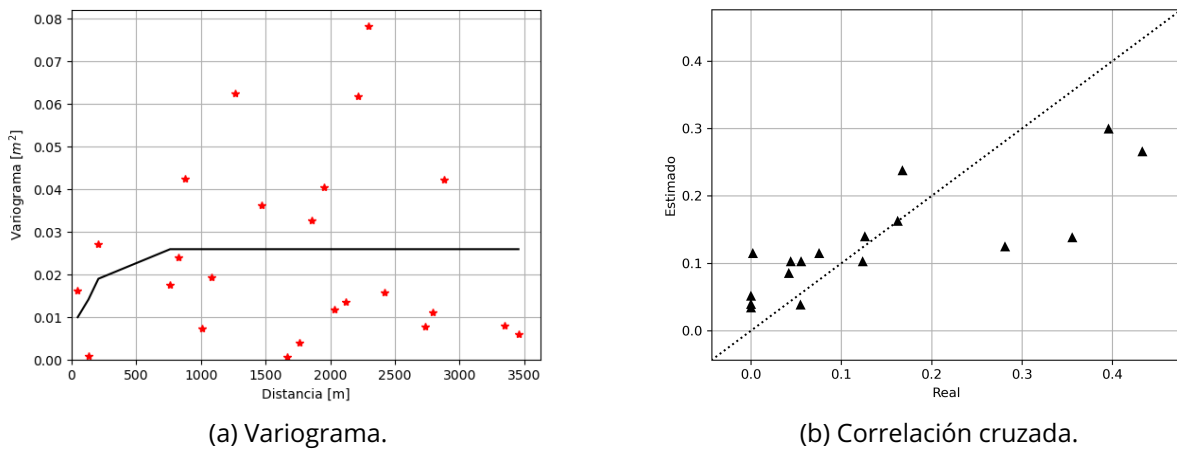


Figura D.0.0.20: Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

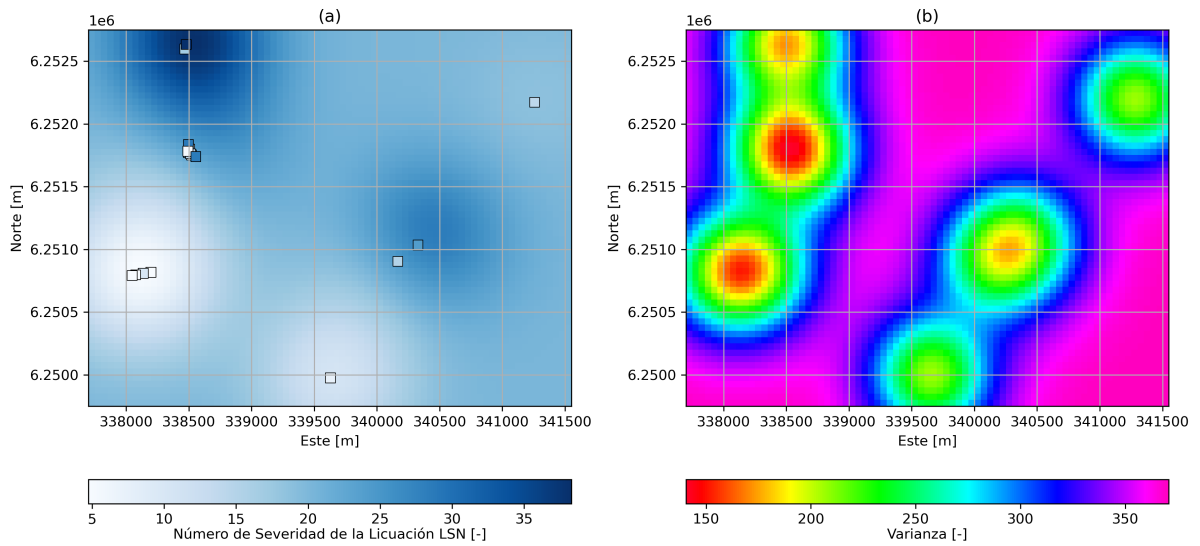


Figura D.0.0.21: Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

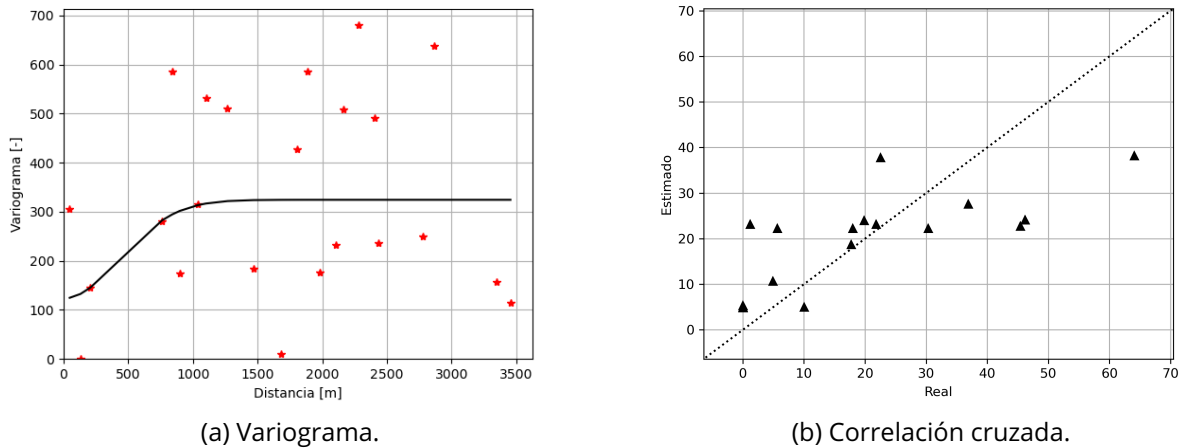


Figura D.0.0.22: Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017)**

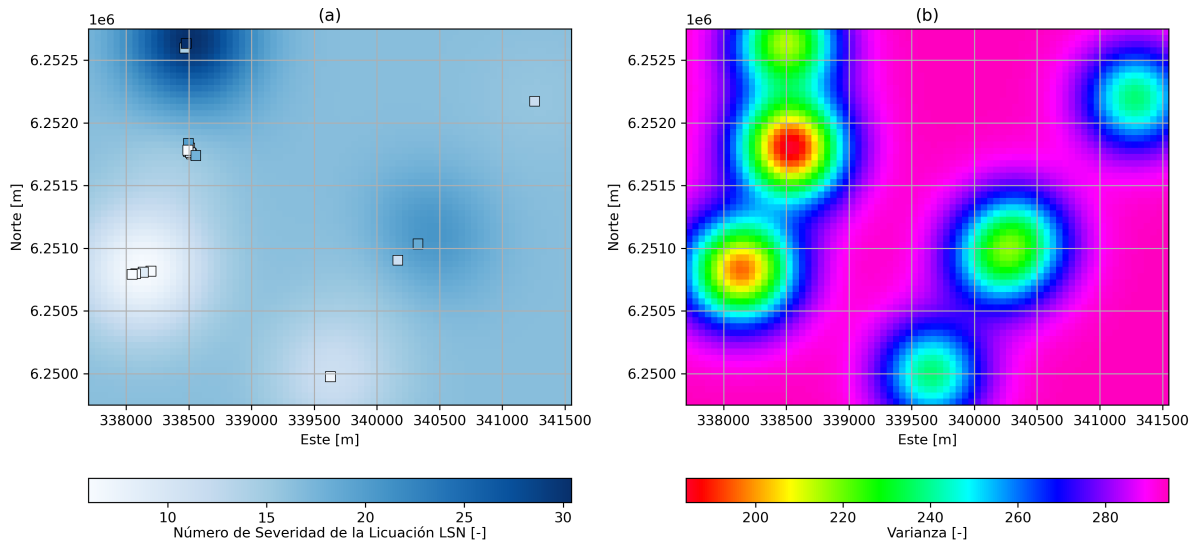


Figura D.0.0.23: Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

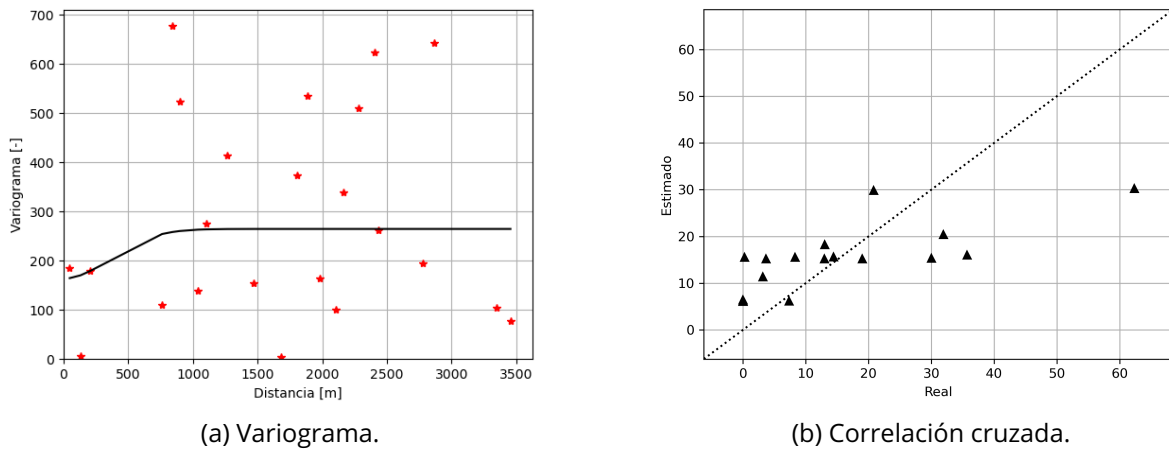


Figura D.0.0.24: Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de deformación de corte mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

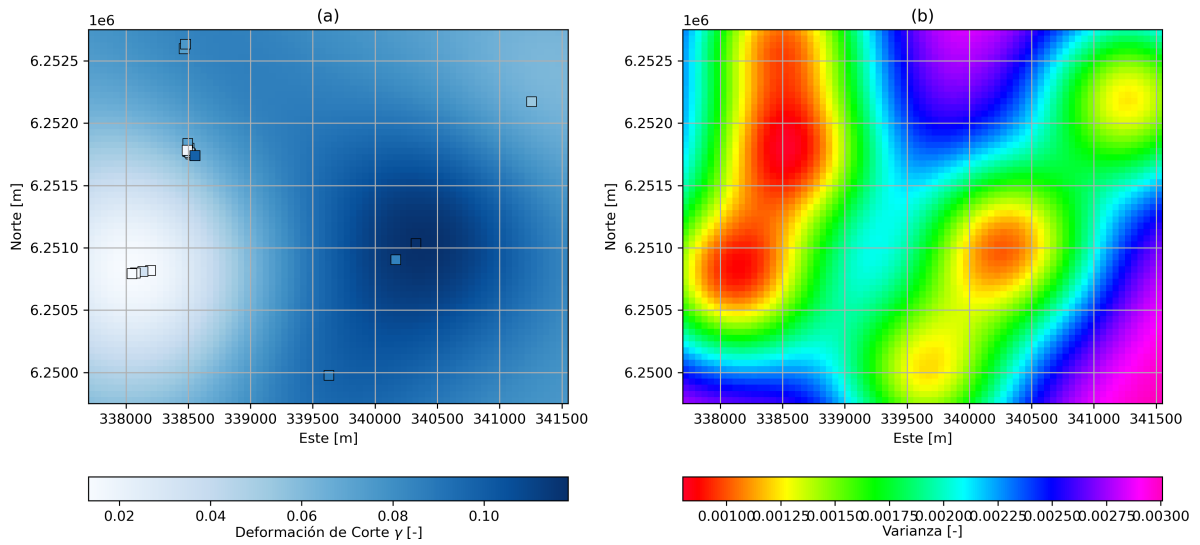


Figura D.0.0.25: Kriging de mapa de deformación de corte mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

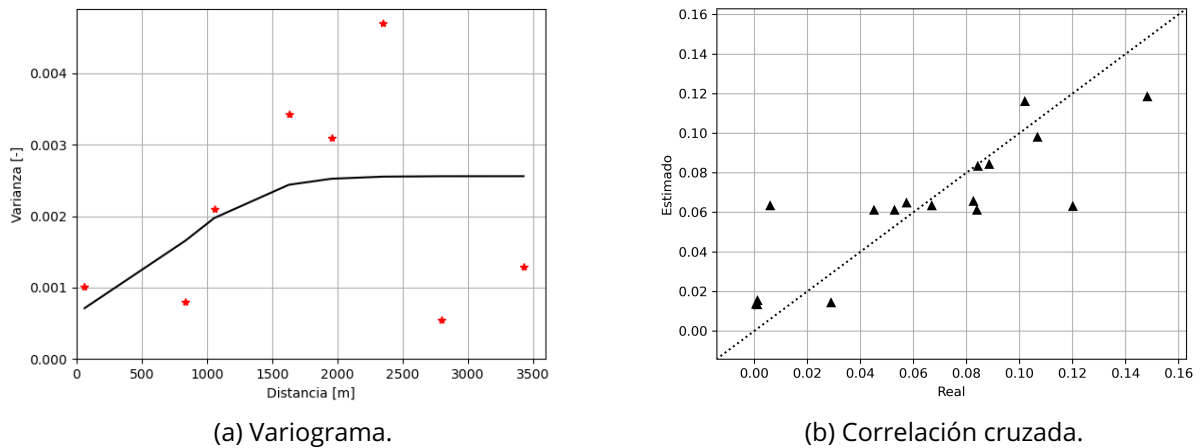


Figura D.0.0.26: Kriging de mapa de deformación de corte mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de deformación de corte mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017)**

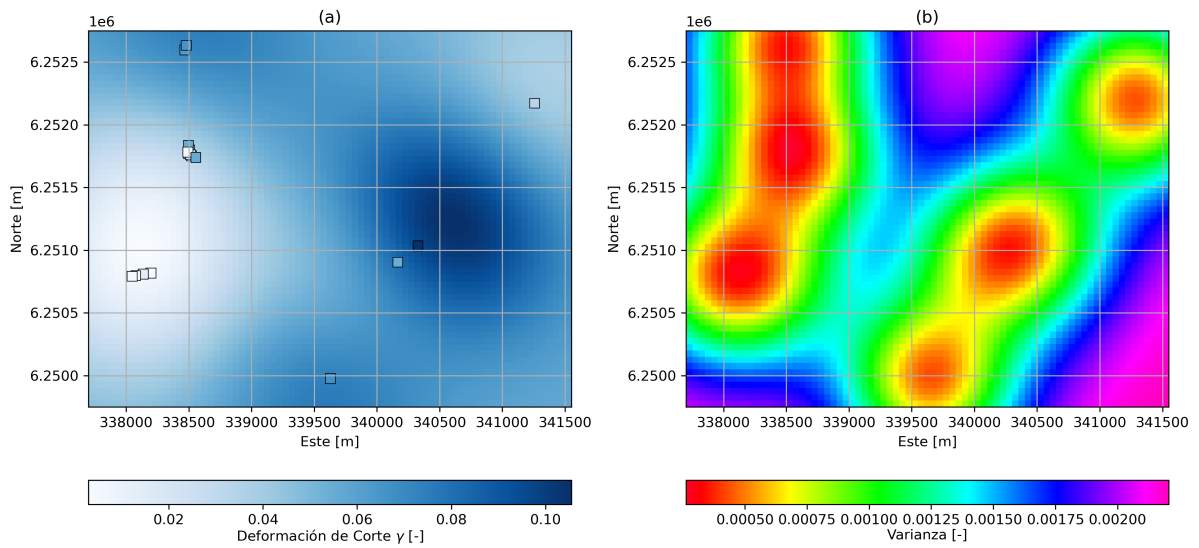


Figura D.0.0.27: Kriging de mapa de deformación de corte mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

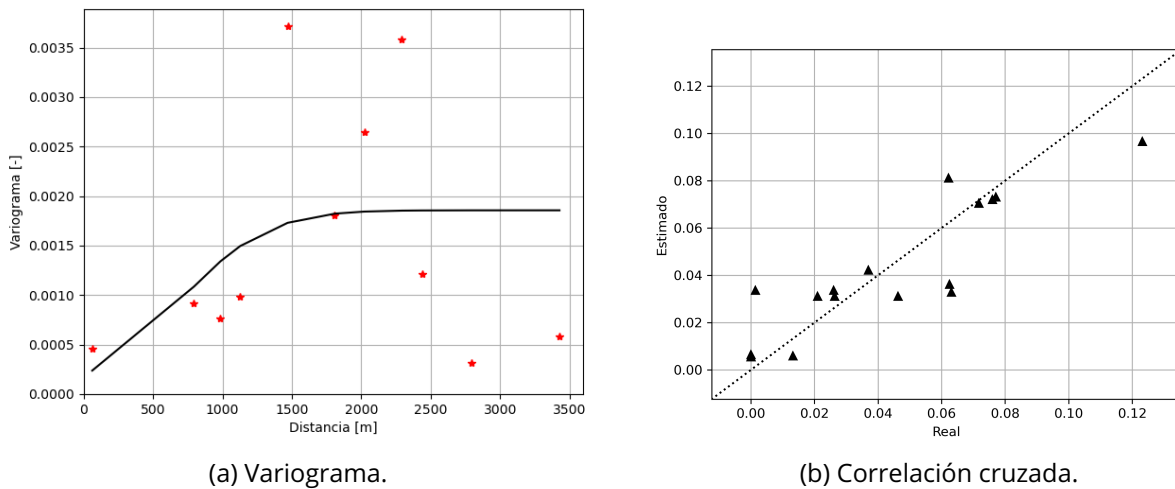


Figura D.0.0.28: Kriging de mapa de deformación de corte mediante ensayos SPT, con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Montalva et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de LPI mediante perfil  $V_s$ , con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

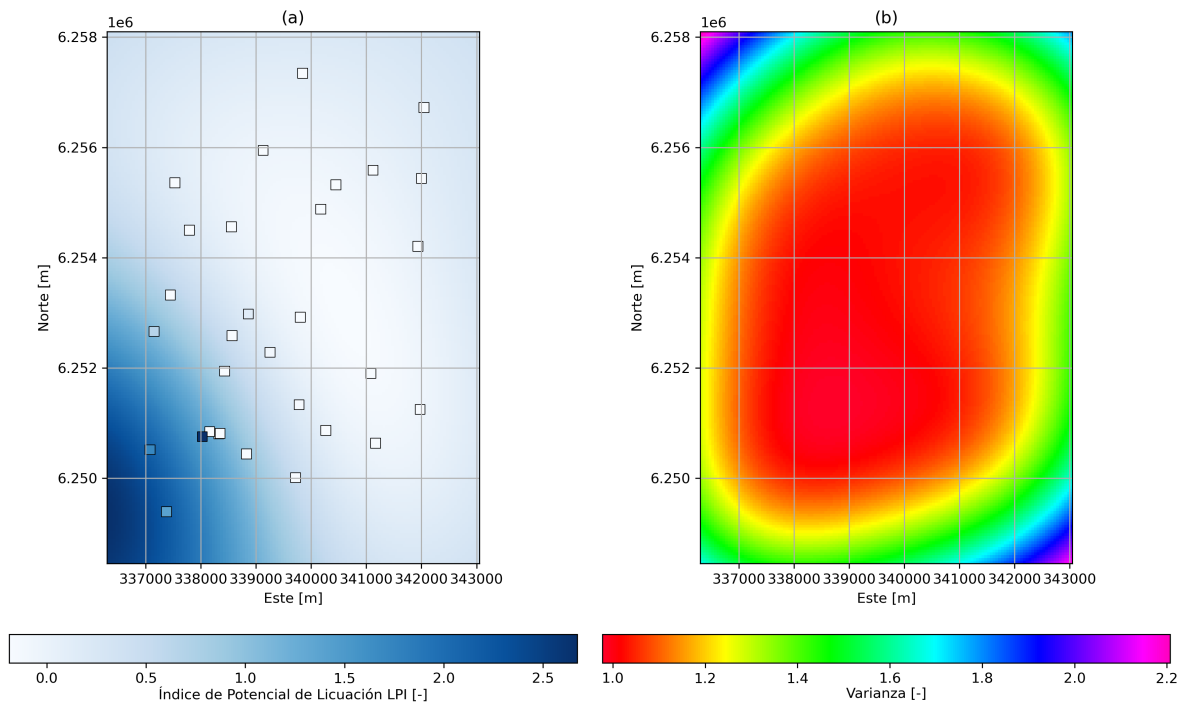


Figura D.0.0.29: Kriging de mapa de LPI mediante perfil  $V_s$ , con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

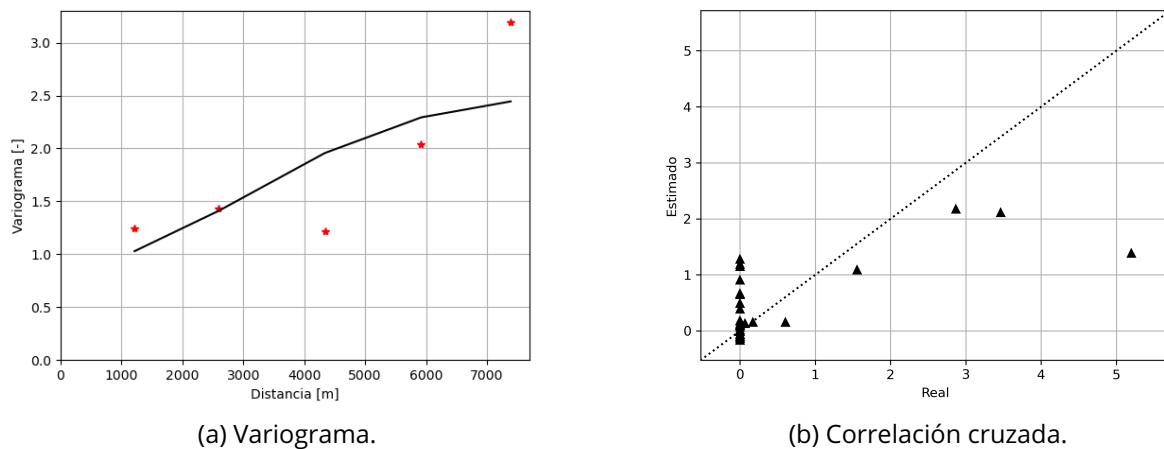


Figura D.0.0.30: Kriging de mapa de LPI mediante perfil  $V_s$ , con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de asentamientos mediante perfil  $V_{s,r}$  con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

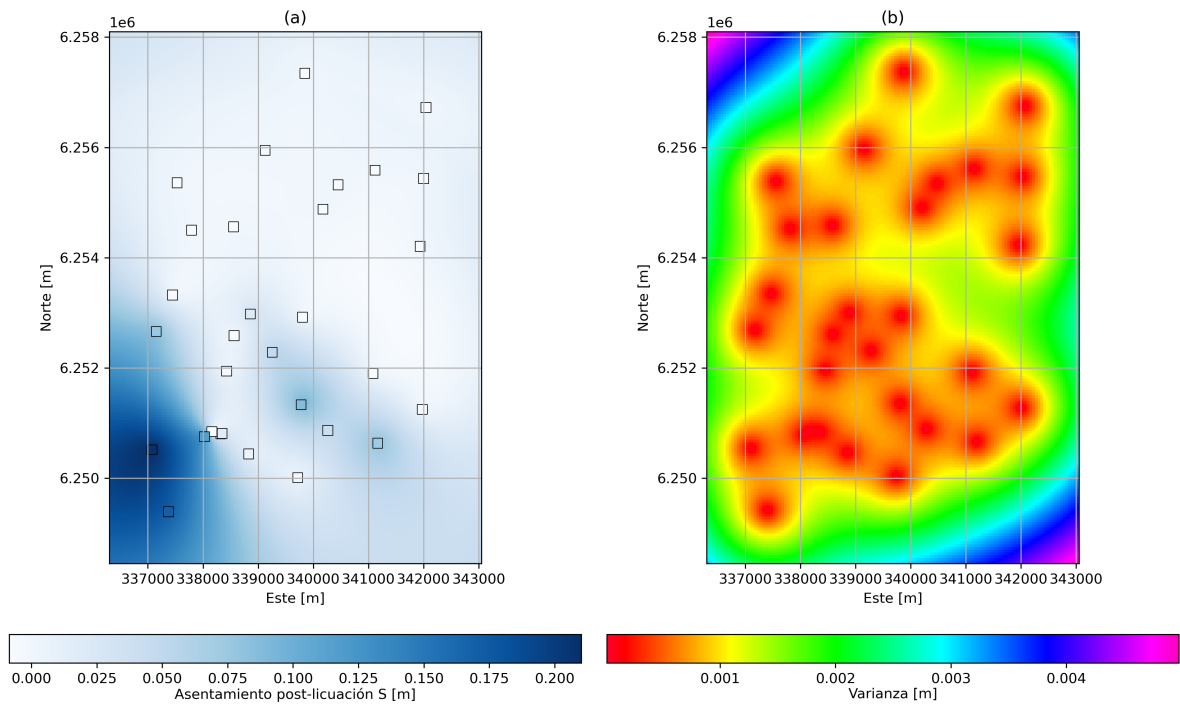


Figura D.0.0.31: Kriging de mapa de asentamientos mediante perfil  $V_{s,r}$  con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

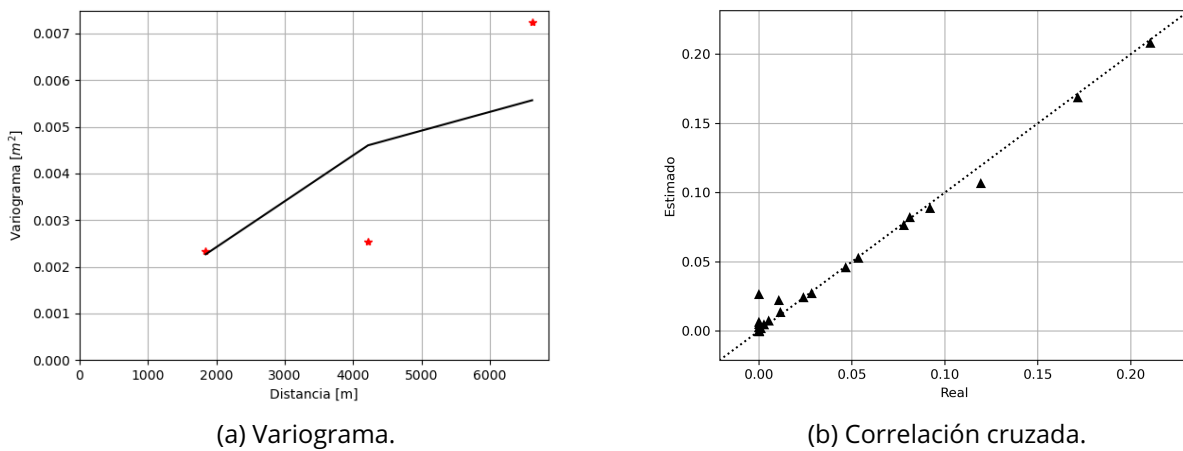


Figura D.0.0.32: Kriging de mapa de asentamientos mediante perfil  $V_{s,r}$  con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.



**Kriging de mapa de LSN mediante perfil  $V_s$ , con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

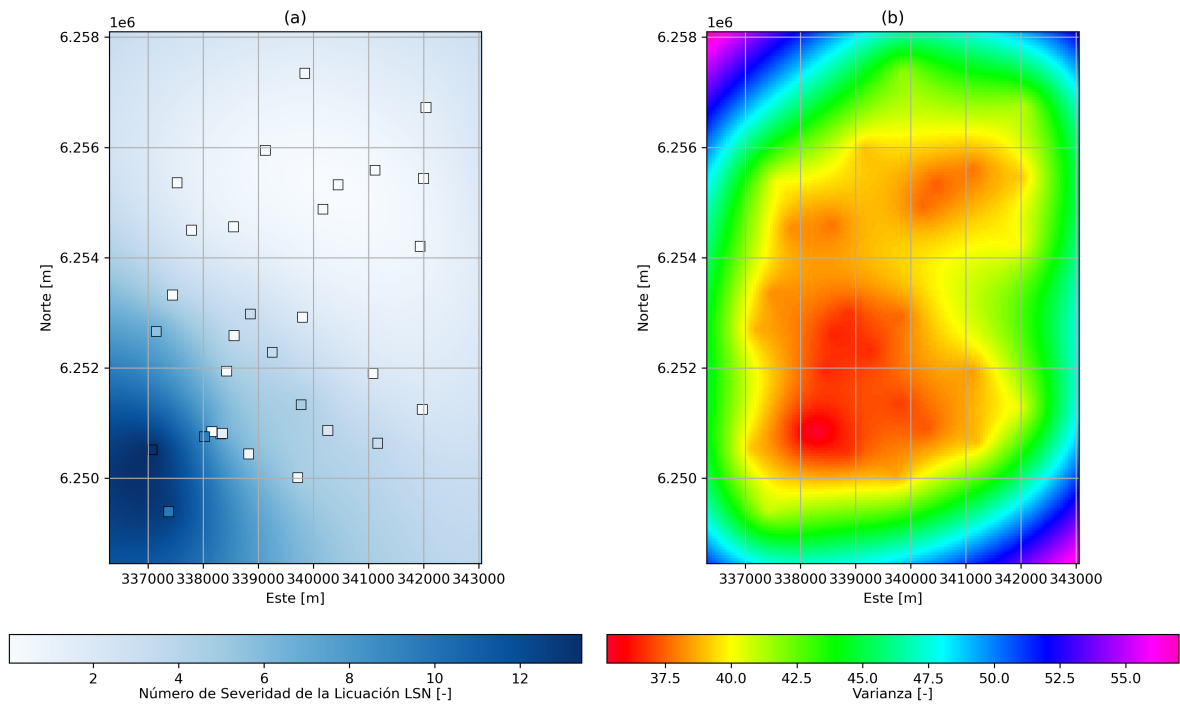


Figura D.0.0.33: Kriging de mapa de LSN mediante perfil  $V_s$ , con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

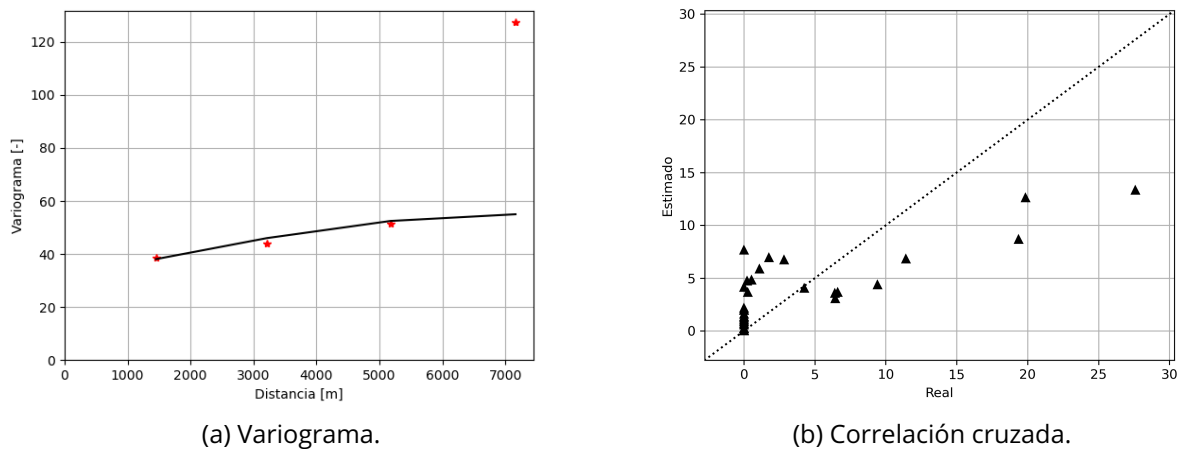


Figura D.0.0.34: Kriging de mapa de LSN mediante perfil  $V_s$ , con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de deformación de corte mediante perfil  $V_{s,r}$  con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

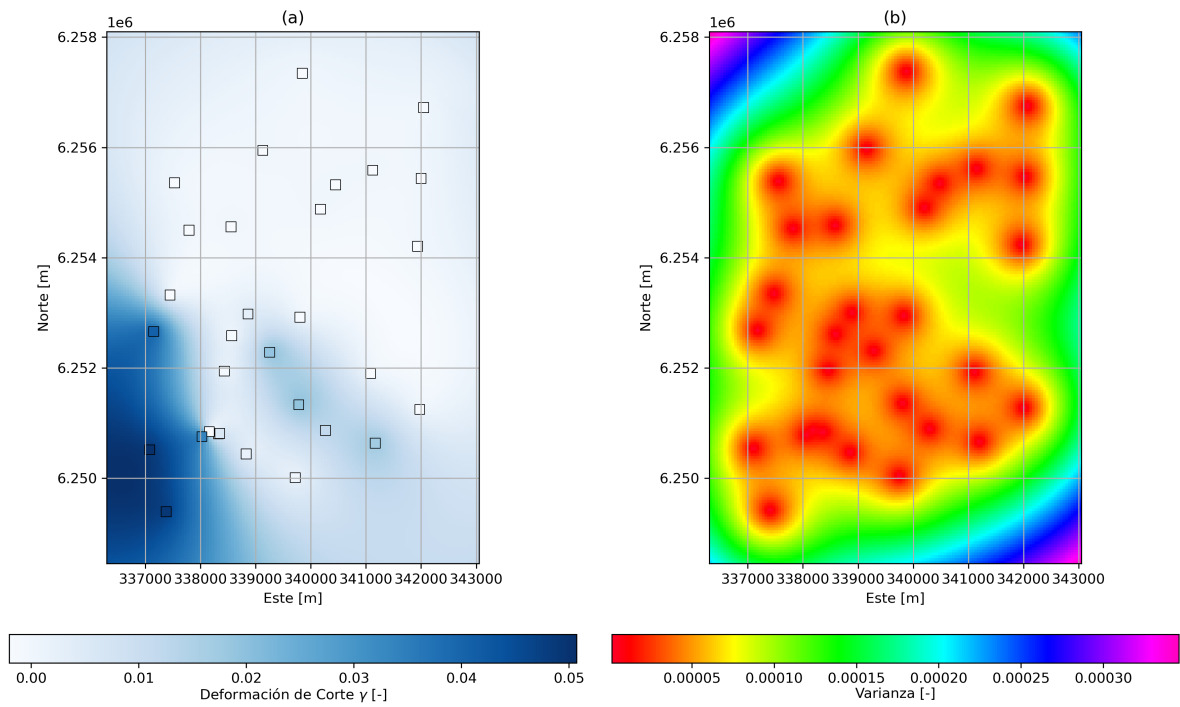


Figura D.0.0.35: Kriging de mapa de deformación de corte mediante perfil  $V_{s,r}$  con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

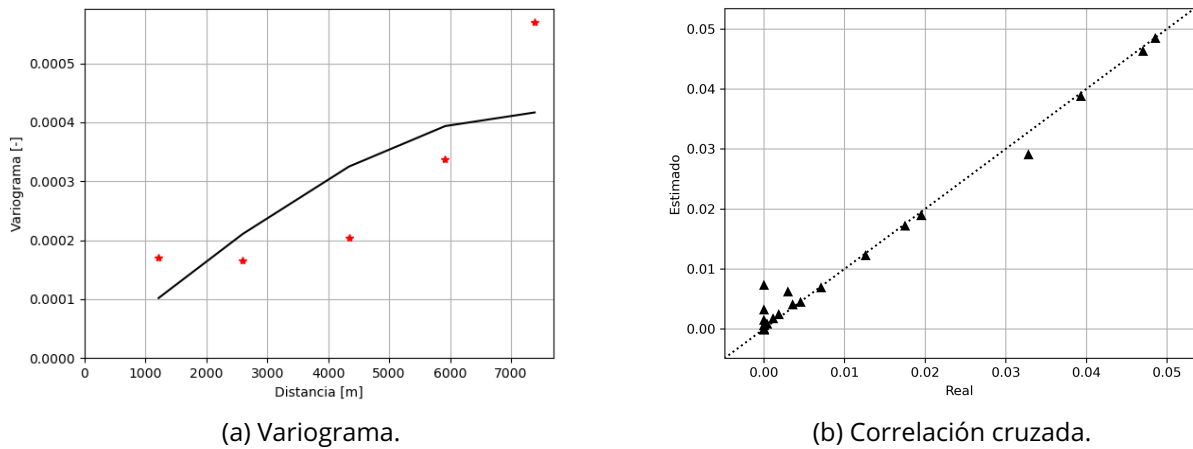


Figura D.0.0.36: Kriging de mapa de deformación de corte mediante perfil  $V_{s,r}$  con PGA del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con PGA en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

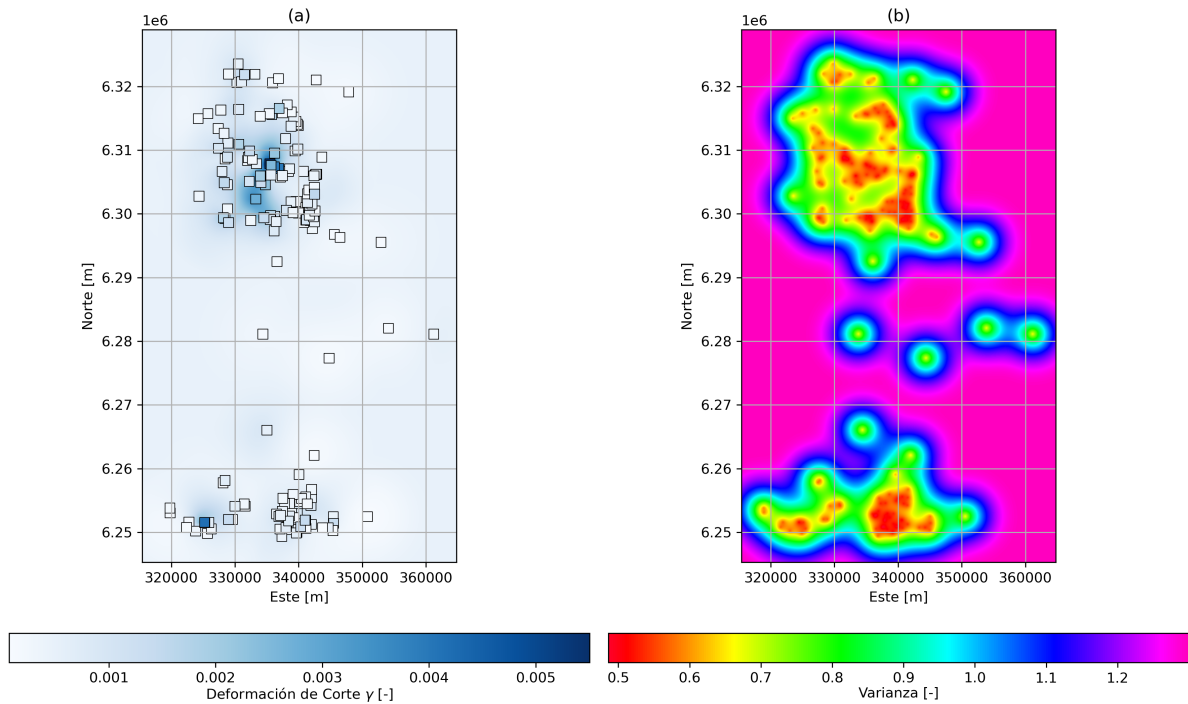
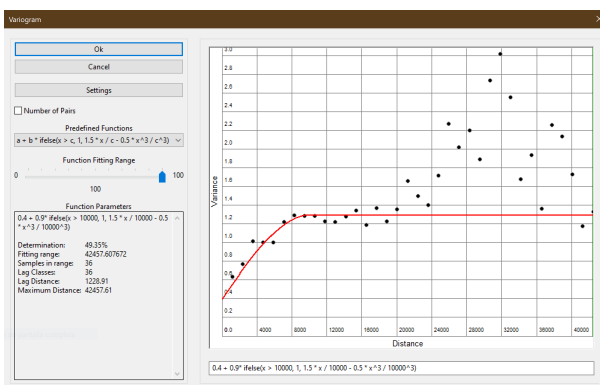
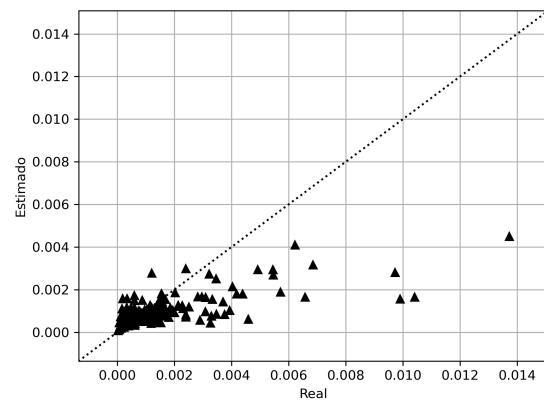


Figura D.0.0.37: Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con PGA en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.



(a) Variograma.



(b) Correlación cruzada.

Figura D.0.0.38: Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con PGA en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

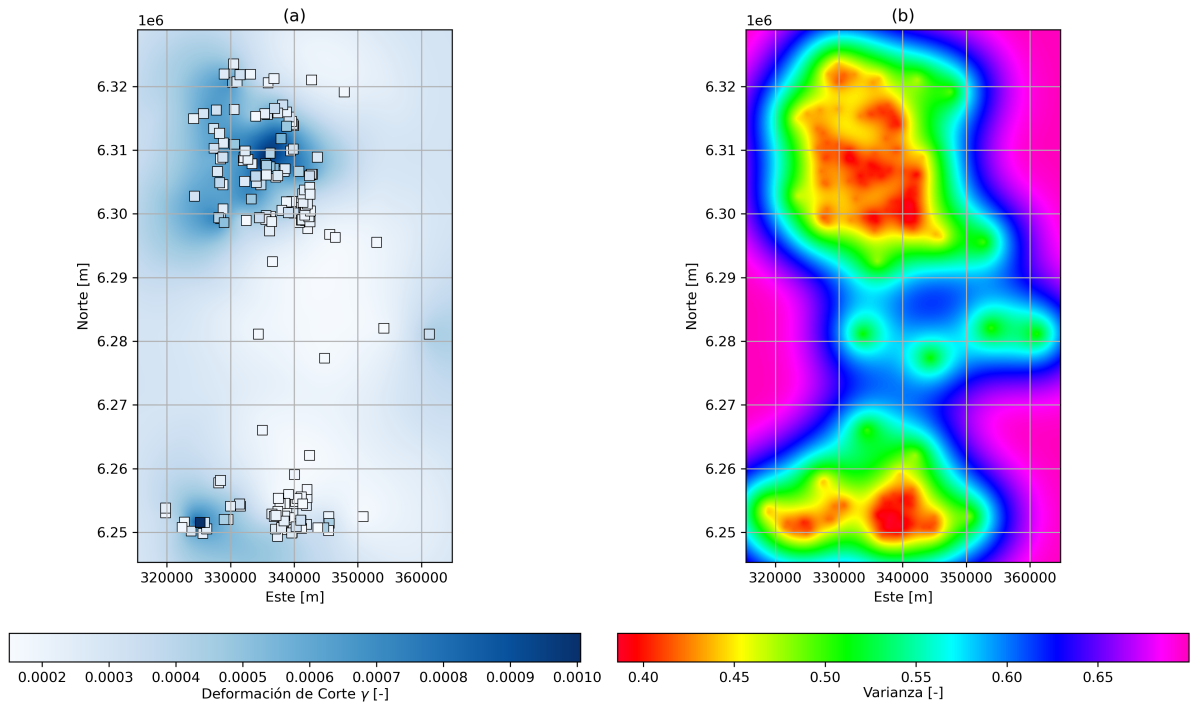
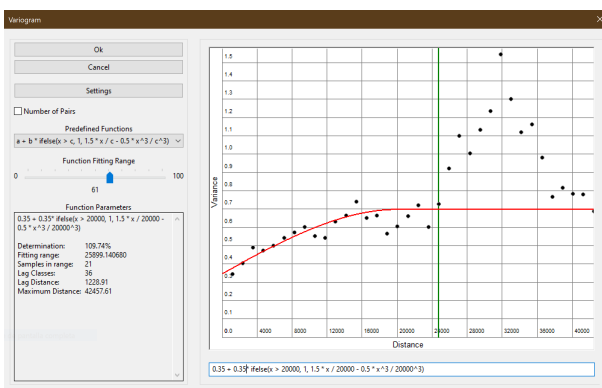
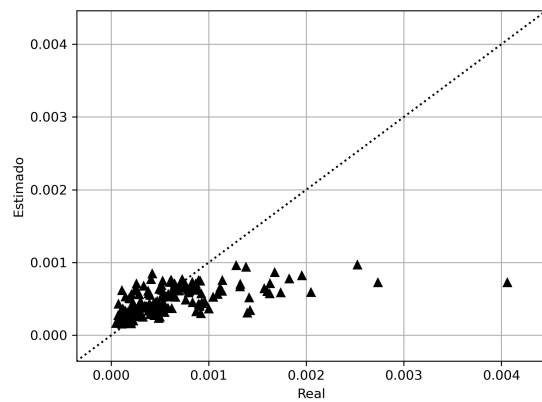


Figura D.0.0.39: Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.



(a) Variograma.



(b) Correlación cruzada.

Figura D.0.0.40: Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso del terremoto de Maule 2010 obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

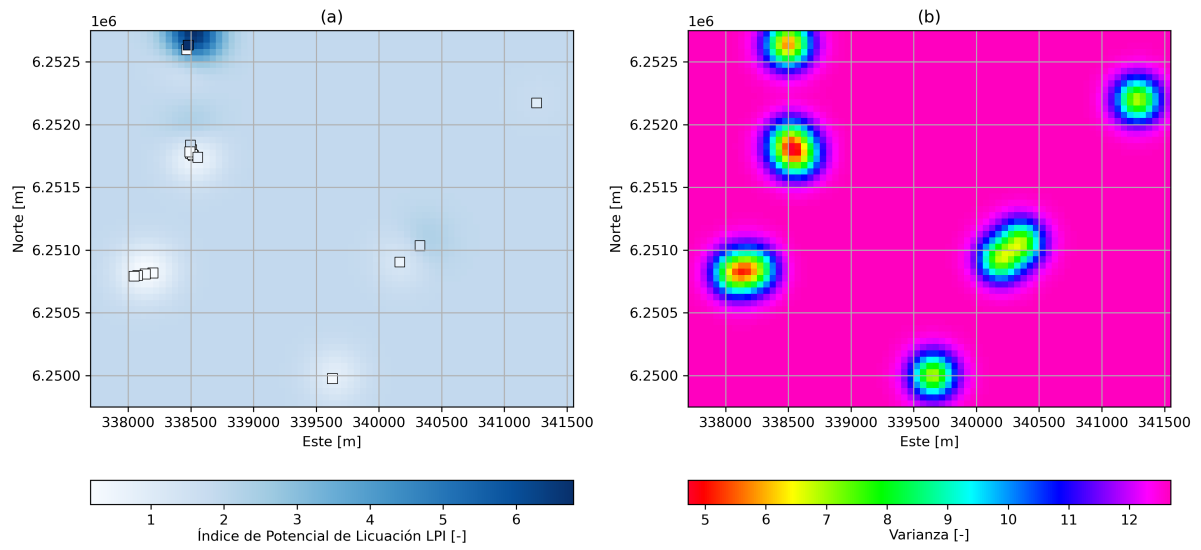


Figura D.0.0.41: Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

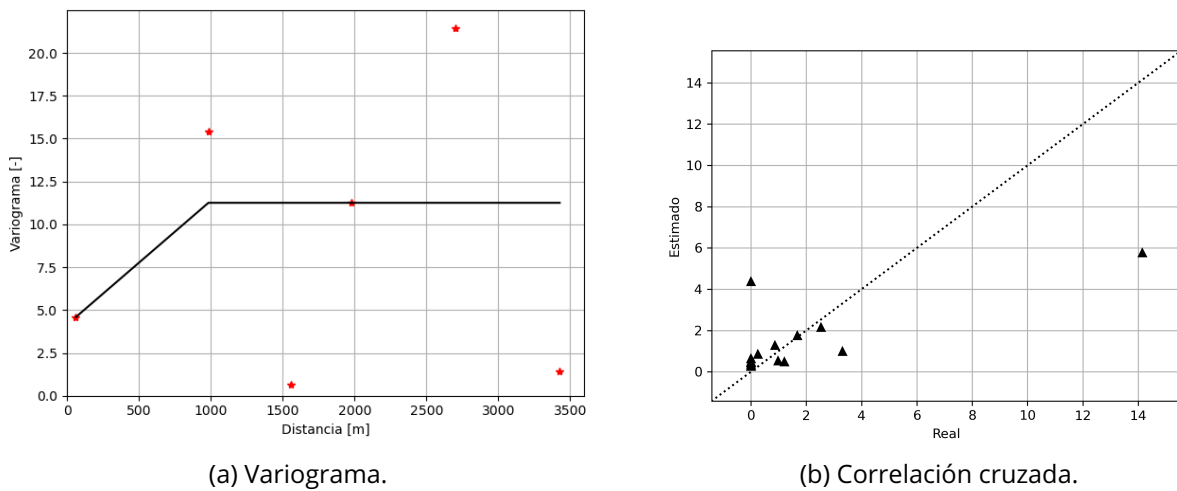


Figura D.0.0.42: Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

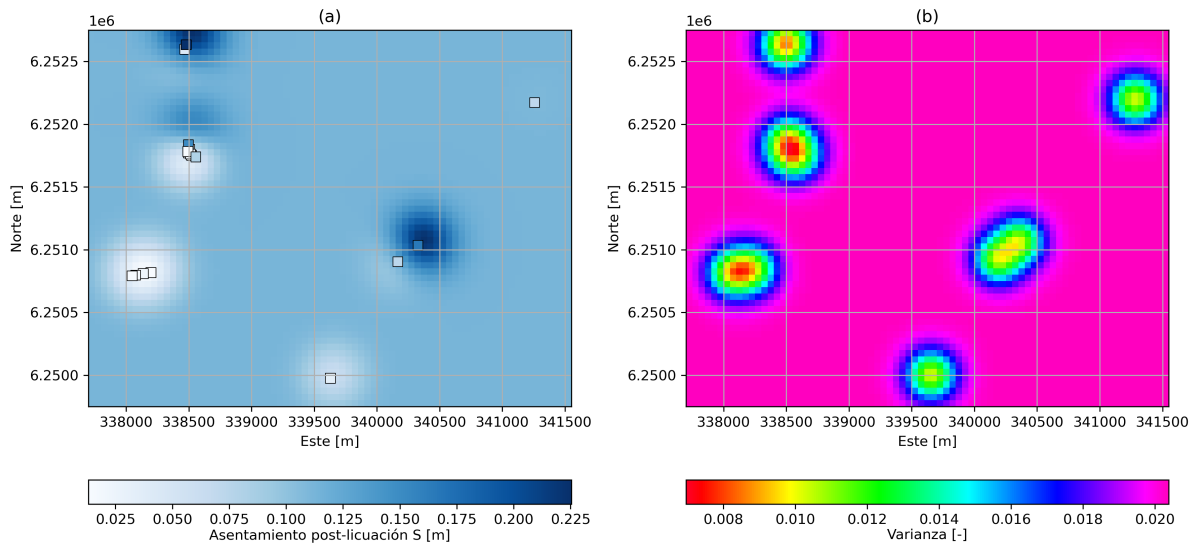


Figura D.0.0.43: Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

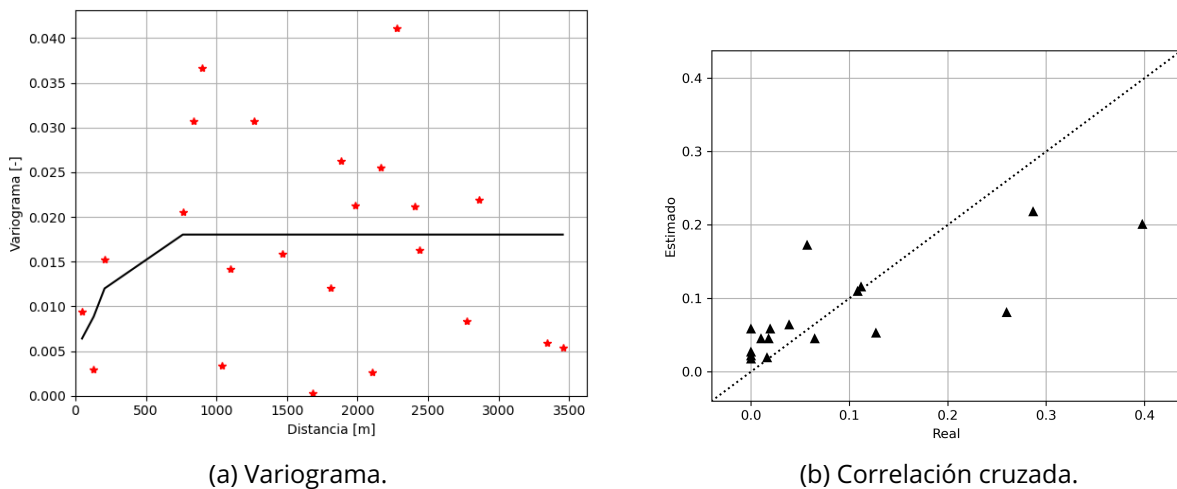


Figura D.0.0.44: Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

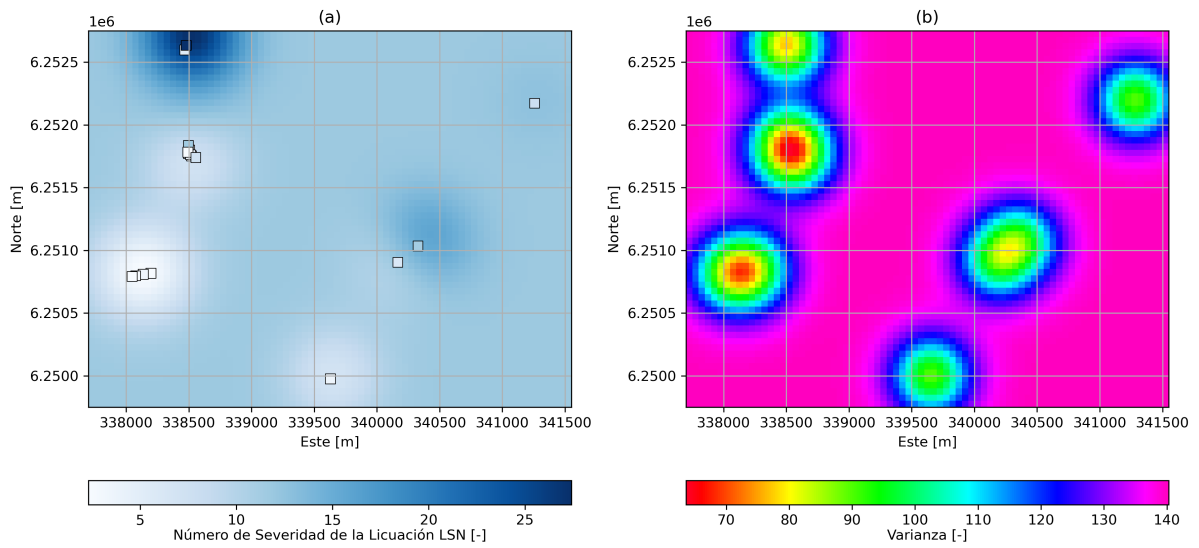


Figura D.0.0.45: Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

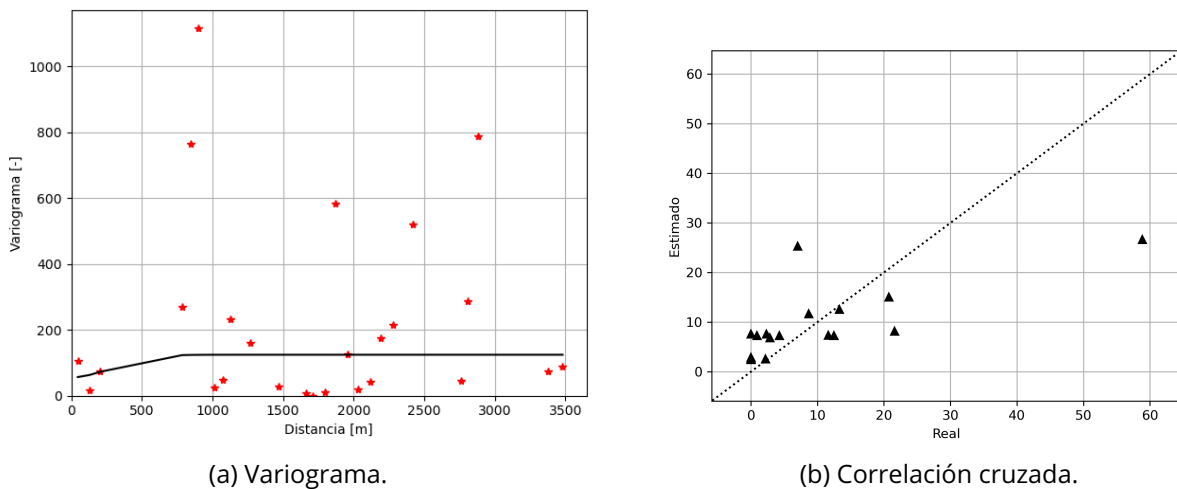


Figura D.0.0.46: Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

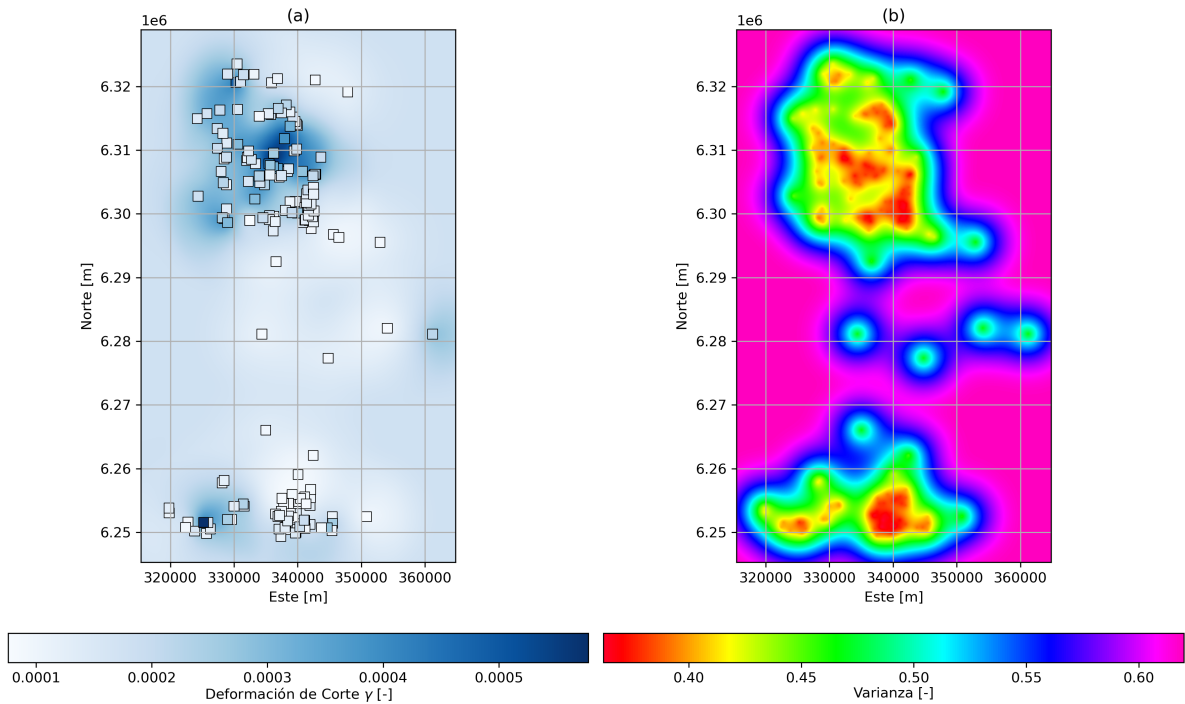
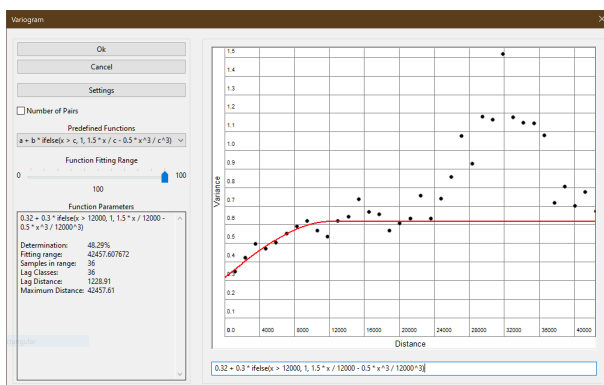
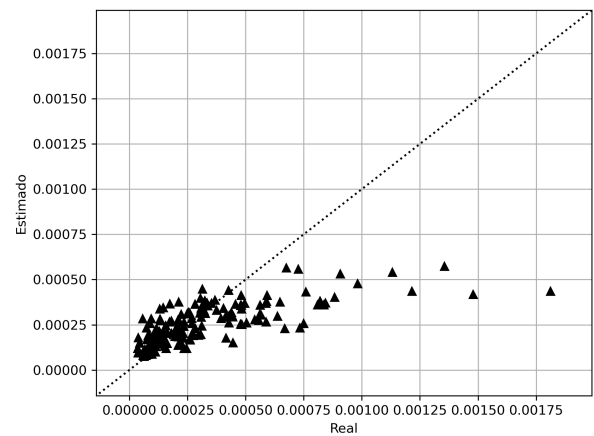


Figura D.0.0.47: Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.



(a) Variograma.



(b) Correlación cruzada.

Figura D.0.0.48: Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 72 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.



**Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

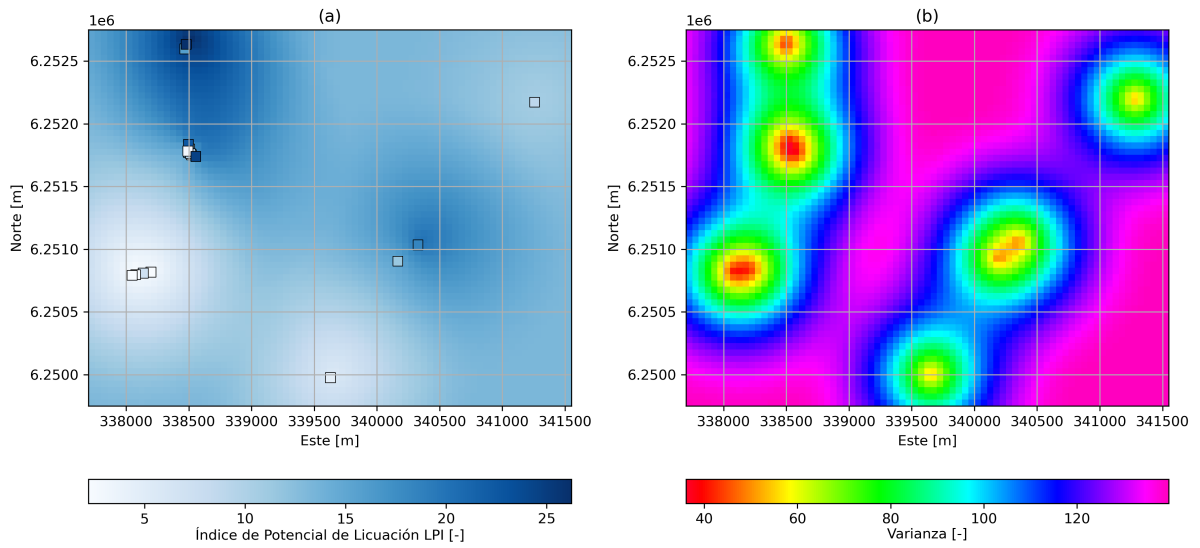


Figura D.0.0.49: Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017); (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

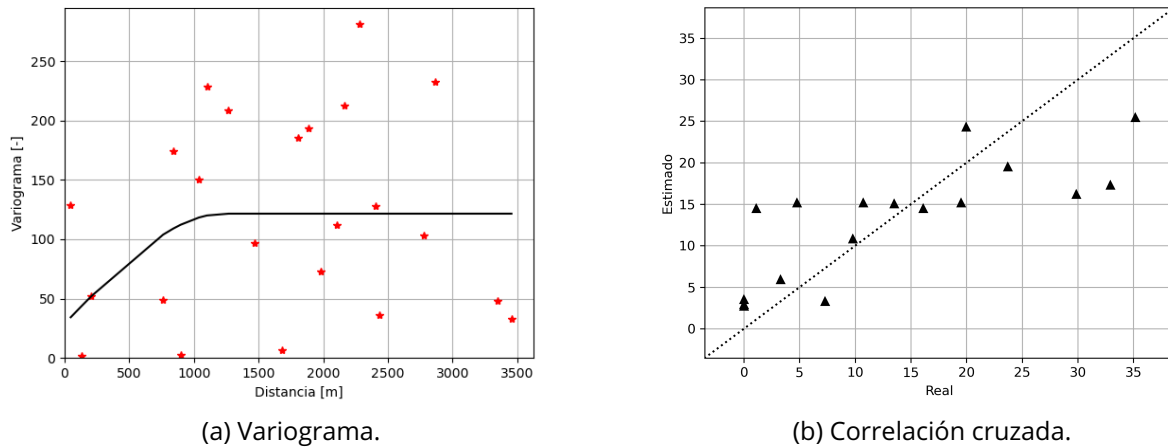


Figura D.0.0.50: Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017); Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

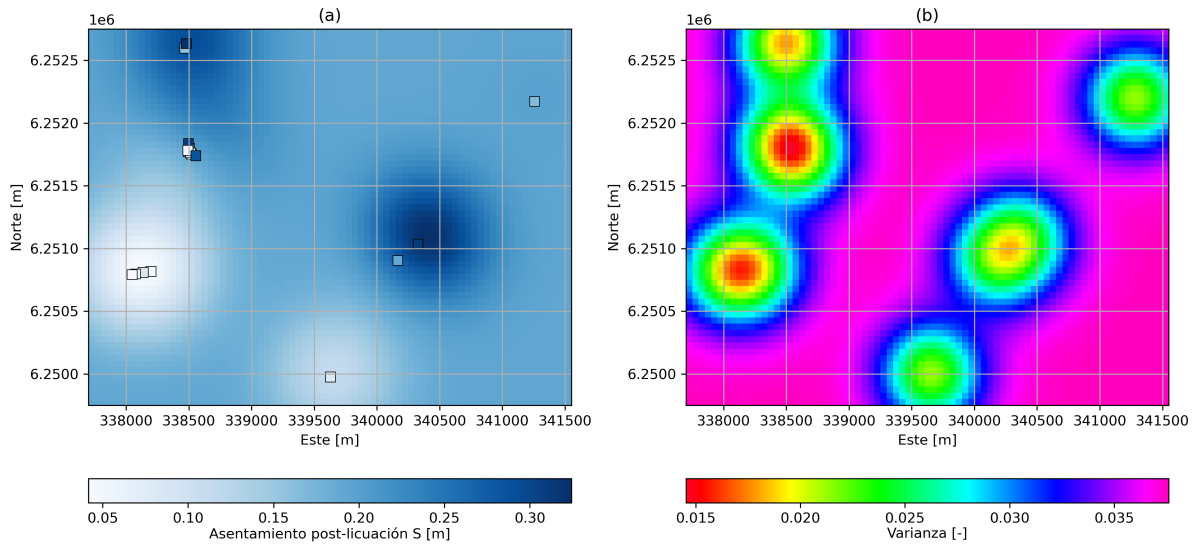


Figura D.0.0.51: Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

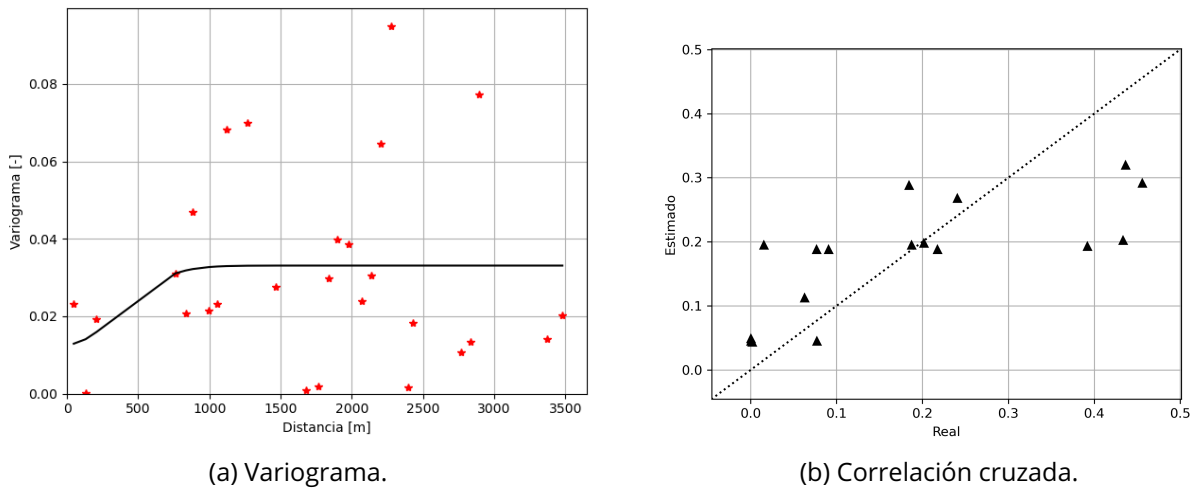


Figura D.0.0.52: Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

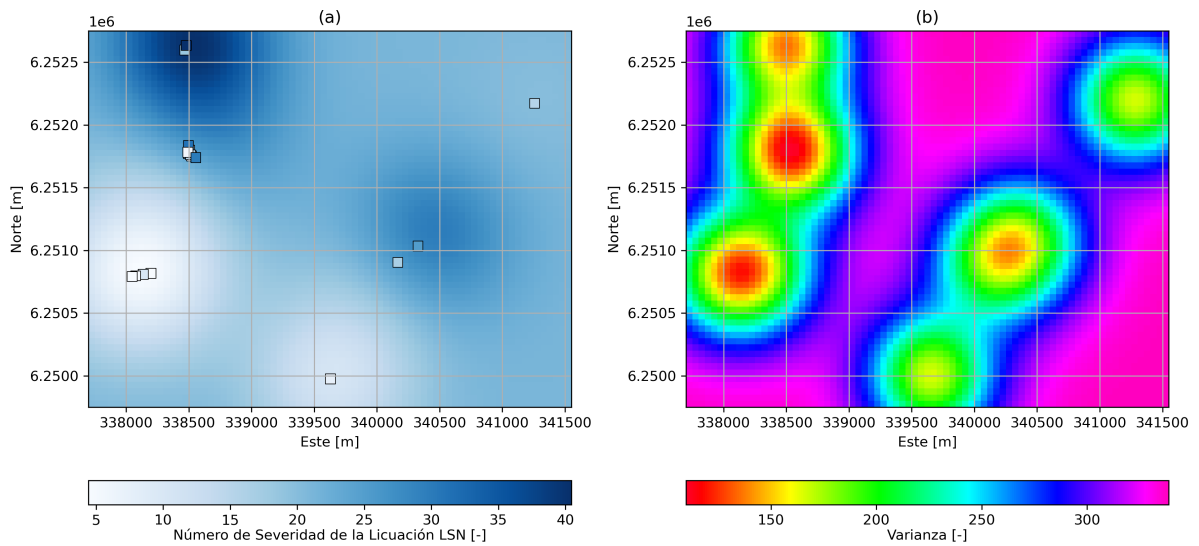


Figura D.0.0.53: Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017); (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

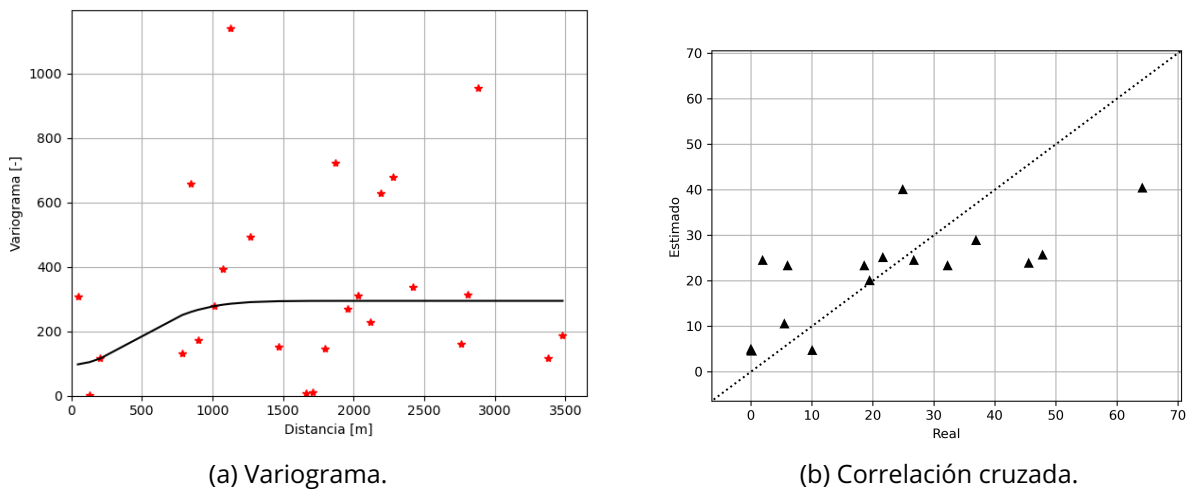


Figura D.0.0.54: Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017); Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de LPI mediante perfil  $V_{s,r}$ , con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

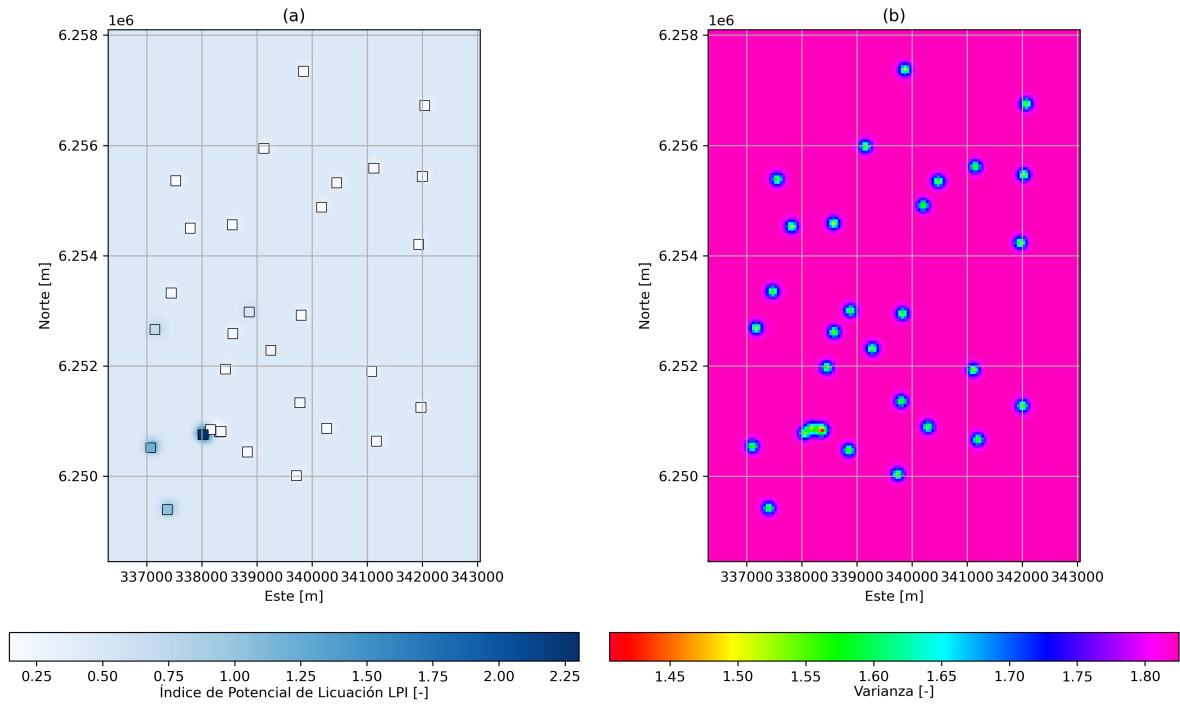


Figura D.0.055: Kriging de mapa de LPI mediante perfil  $V_{s,r}$ , con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

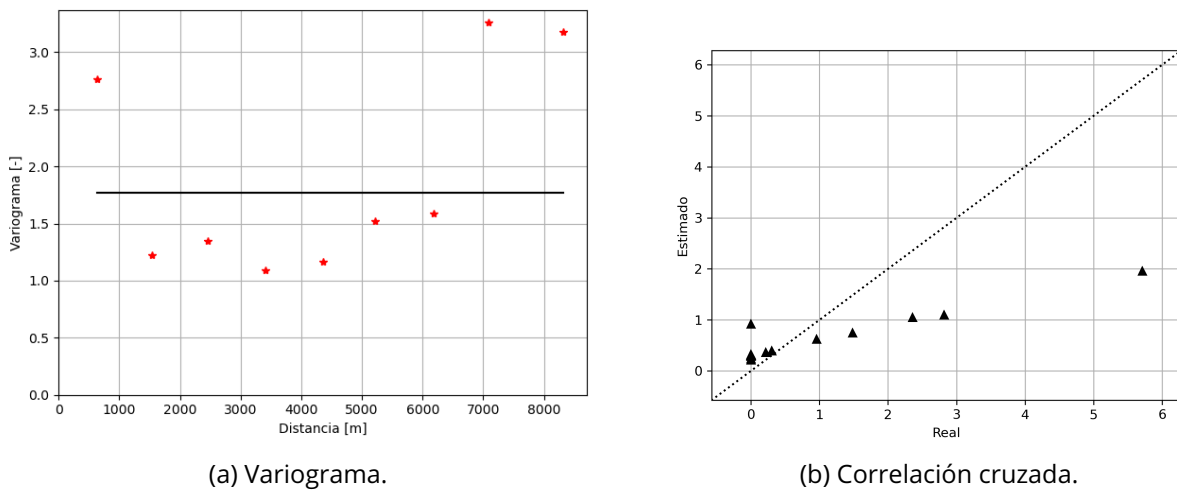


Figura D.0.056: Kriging de mapa de LPI mediante perfil  $V_{s,r}$ , con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de asentamientos mediante perfil  $V_s$ , con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

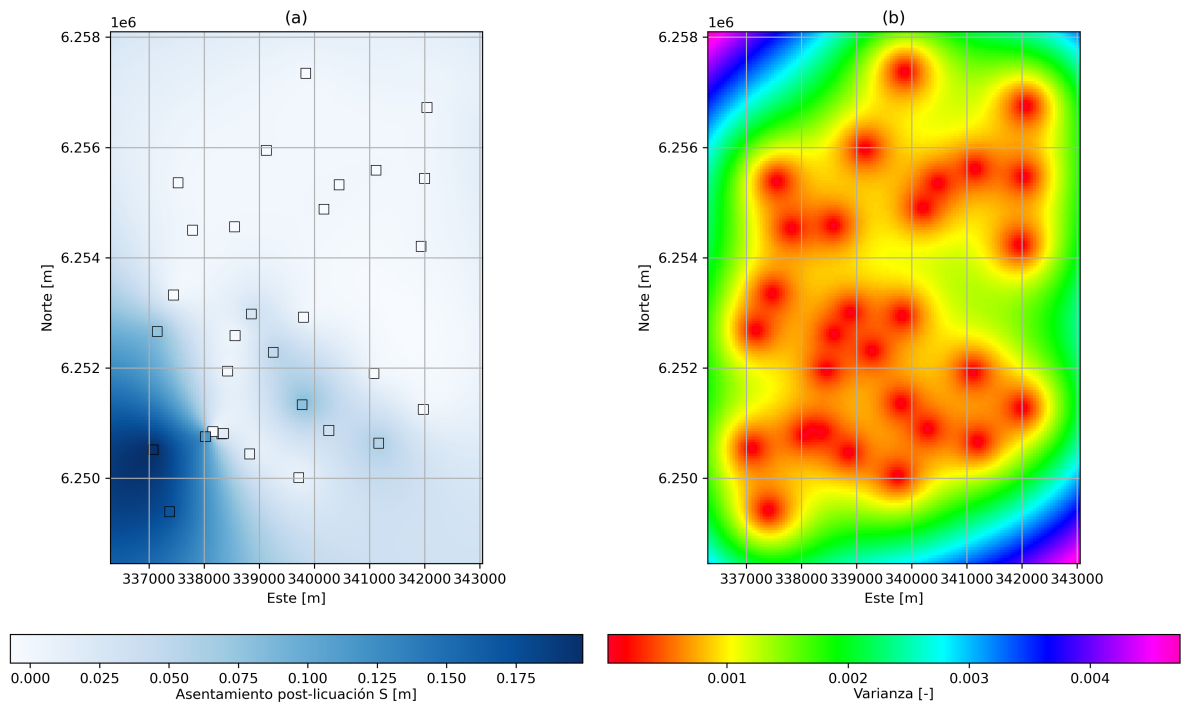


Figura D.0.057: Kriging de mapa de asentamientos mediante perfil  $V_s$ , con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

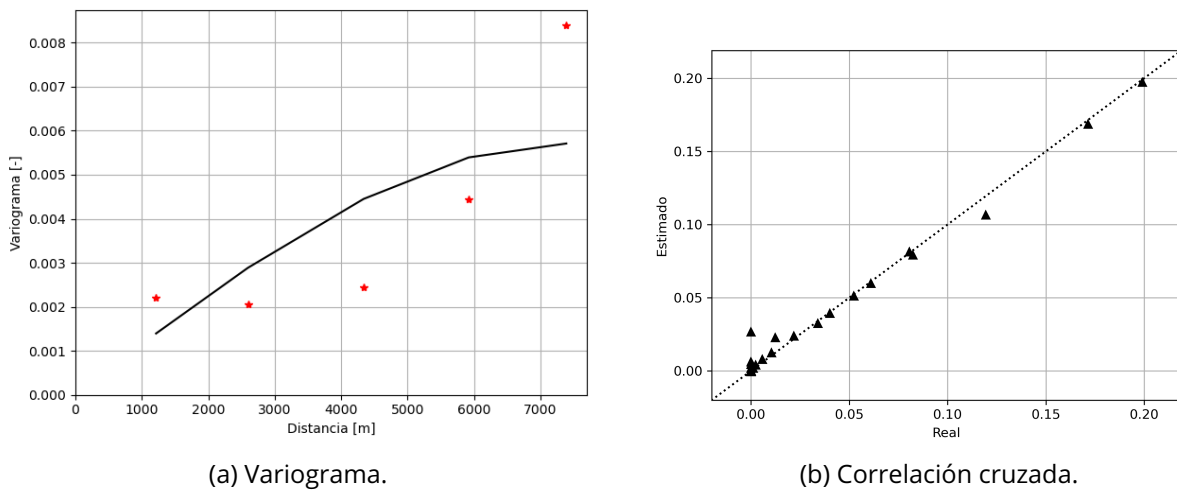


Figura D.0.058: Kriging de mapa de asentamientos mediante perfil  $V_s$ , con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de LSN mediante perfil  $V_{sr}$ , con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

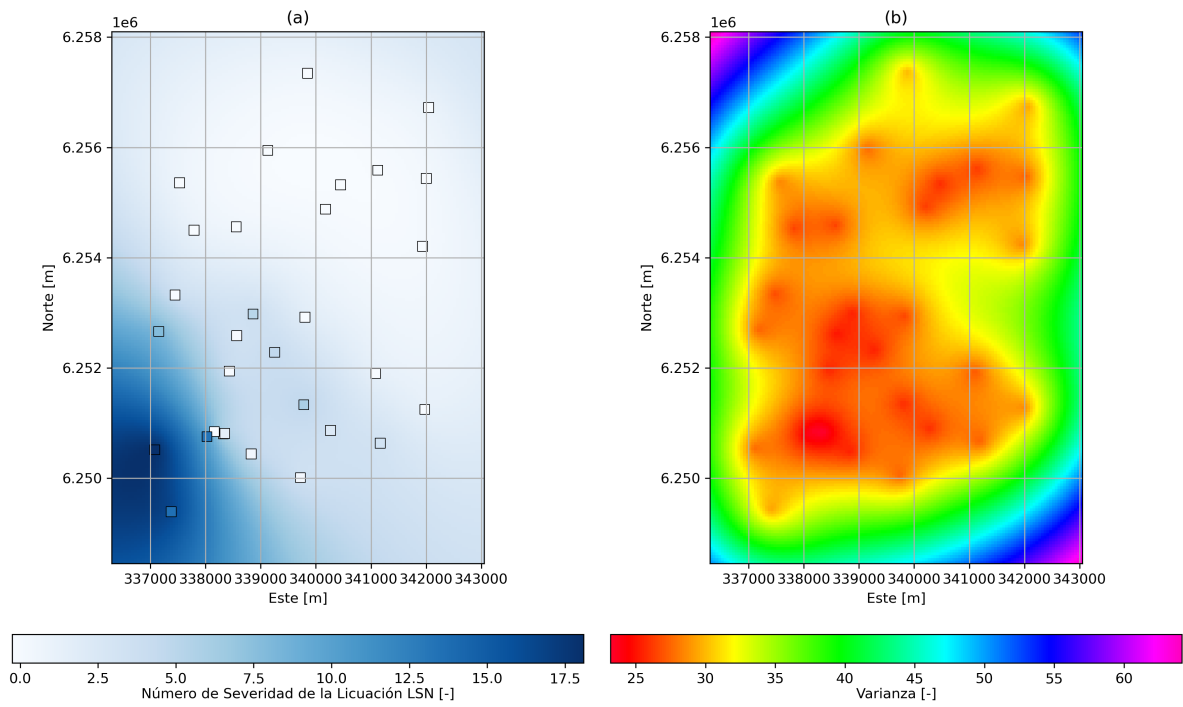


Figura D.0.0.59: Kriging de mapa de LSN mediante perfil  $V_{sr}$ , con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

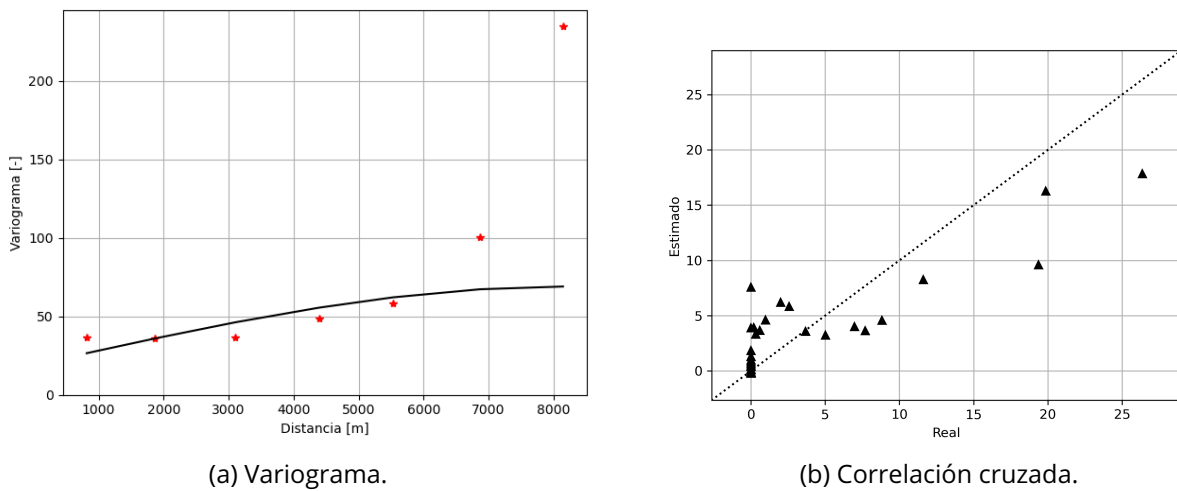


Figura D.0.0.60: Kriging de mapa de LSN mediante perfil  $V_{sr}$ , con PGA con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

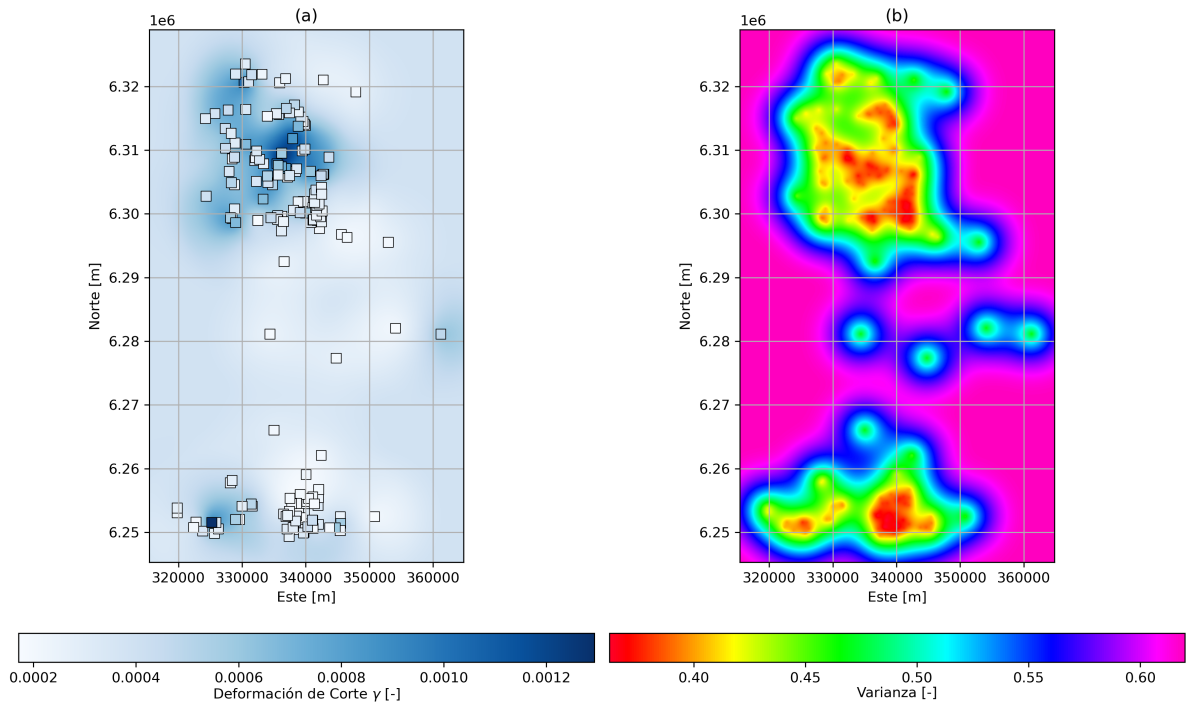


Figura D.0.0.61: Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

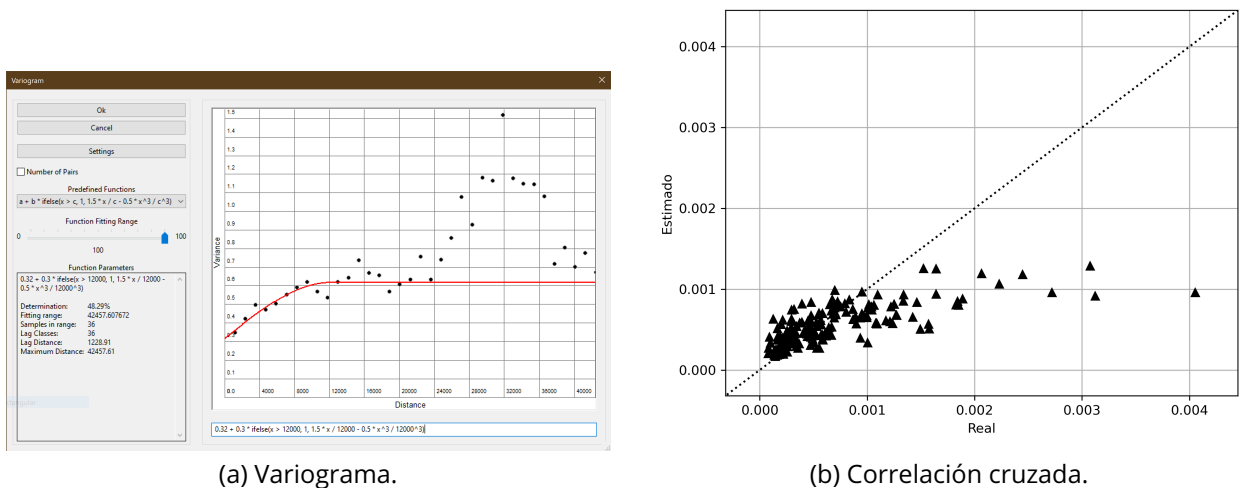


Figura D.0.0.62: Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

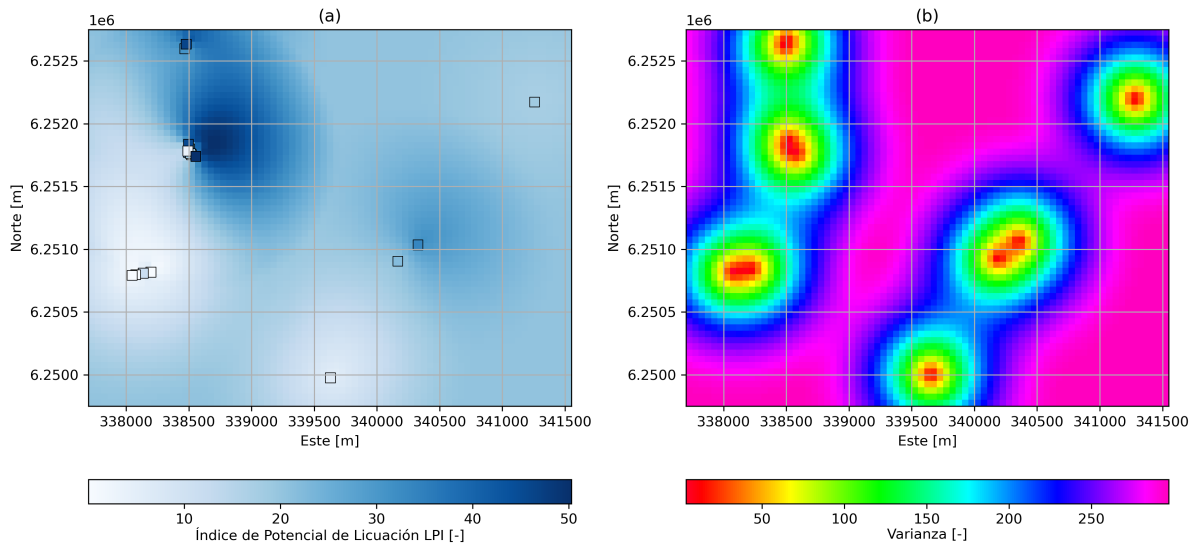


Figura D.0.0.63: Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

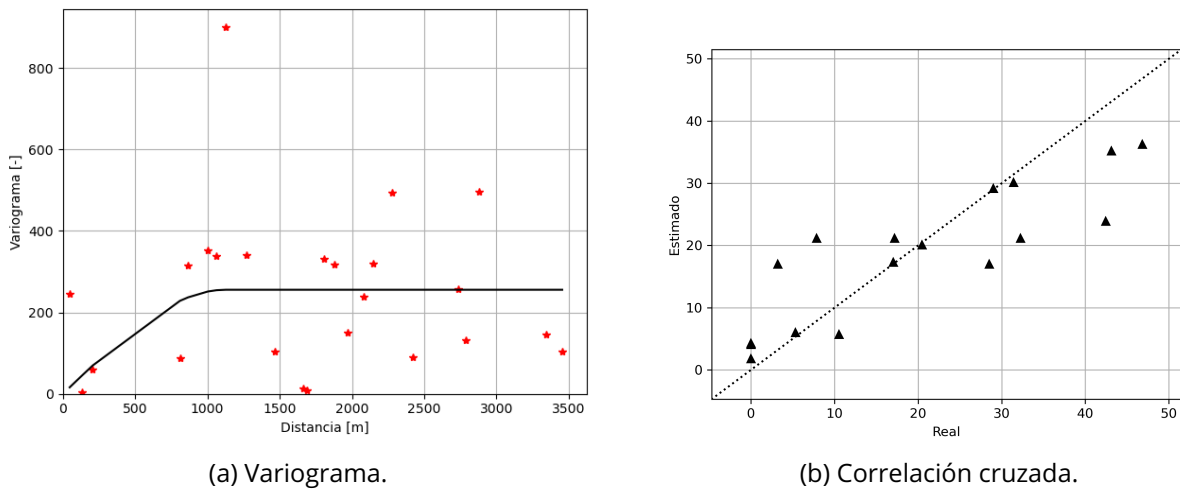


Figura D.0.0.64: Kriging de mapa de LPI mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.



**Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

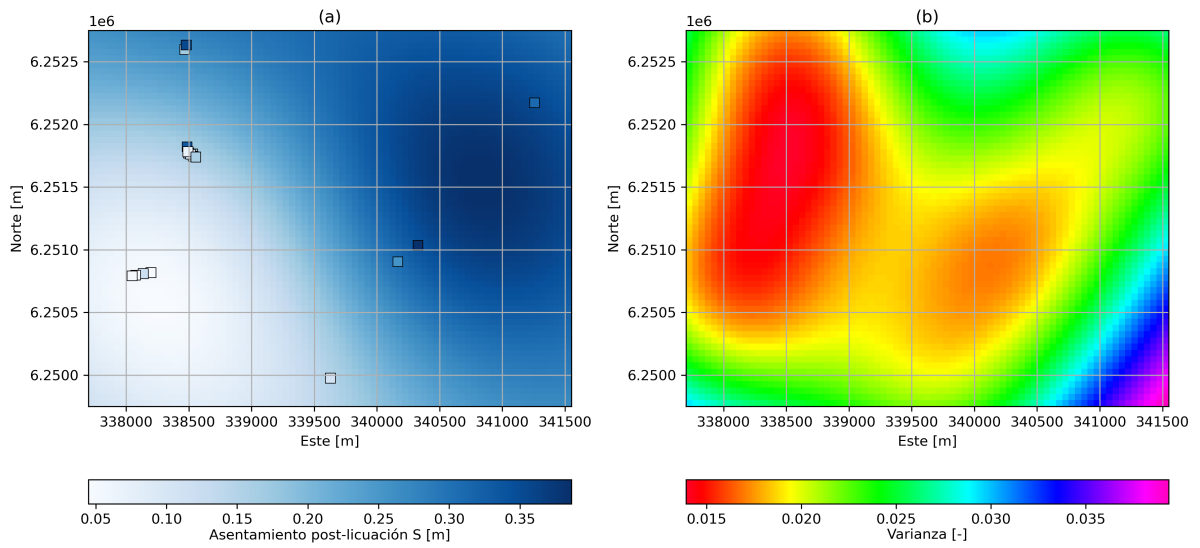


Figura D.0.0.65: Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

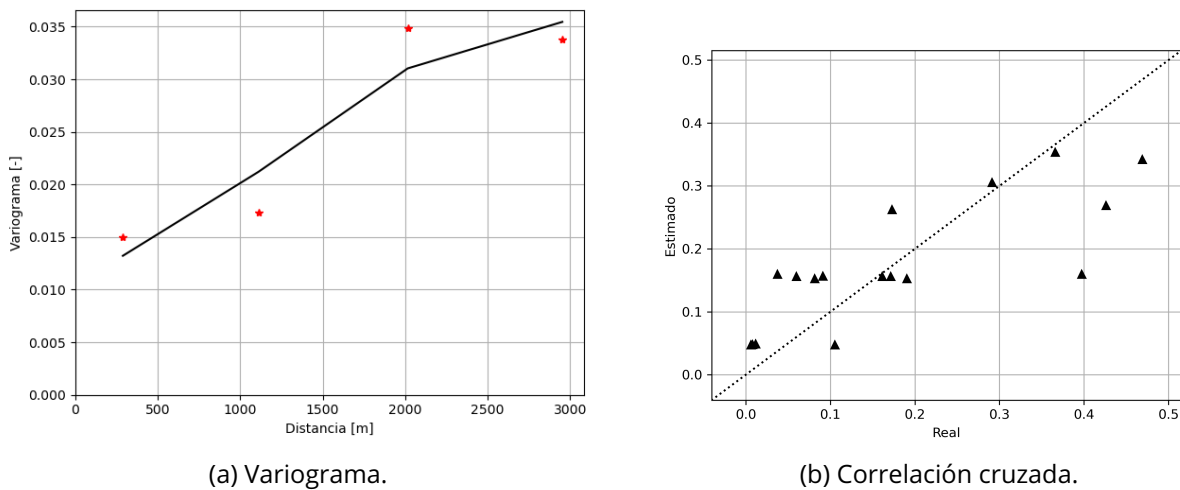


Figura D.0.0.66: Kriging de mapa de asentamientos mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

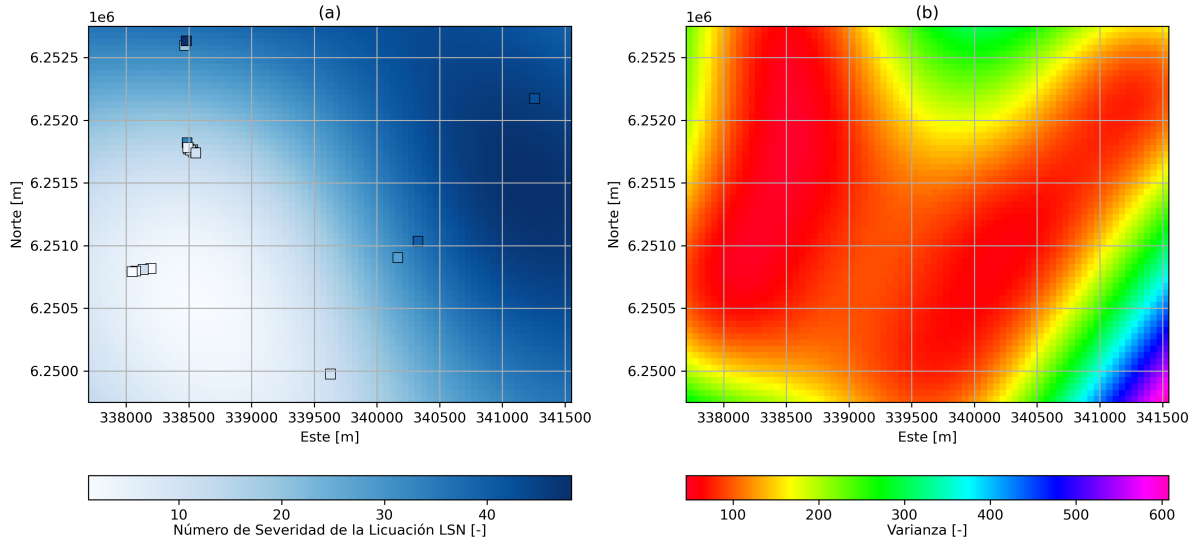


Figura D.0.0.67: Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017); (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

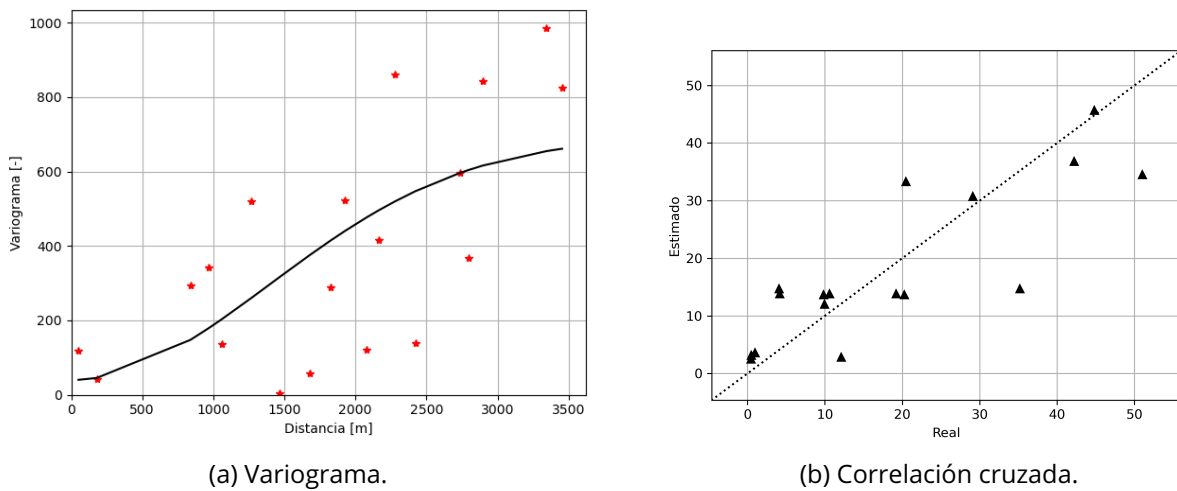


Figura D.0.0.68: Kriging de mapa de LSN mediante ensayos SPT, con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017); Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de LPI mediante perfil  $V_{s,r}$ , con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

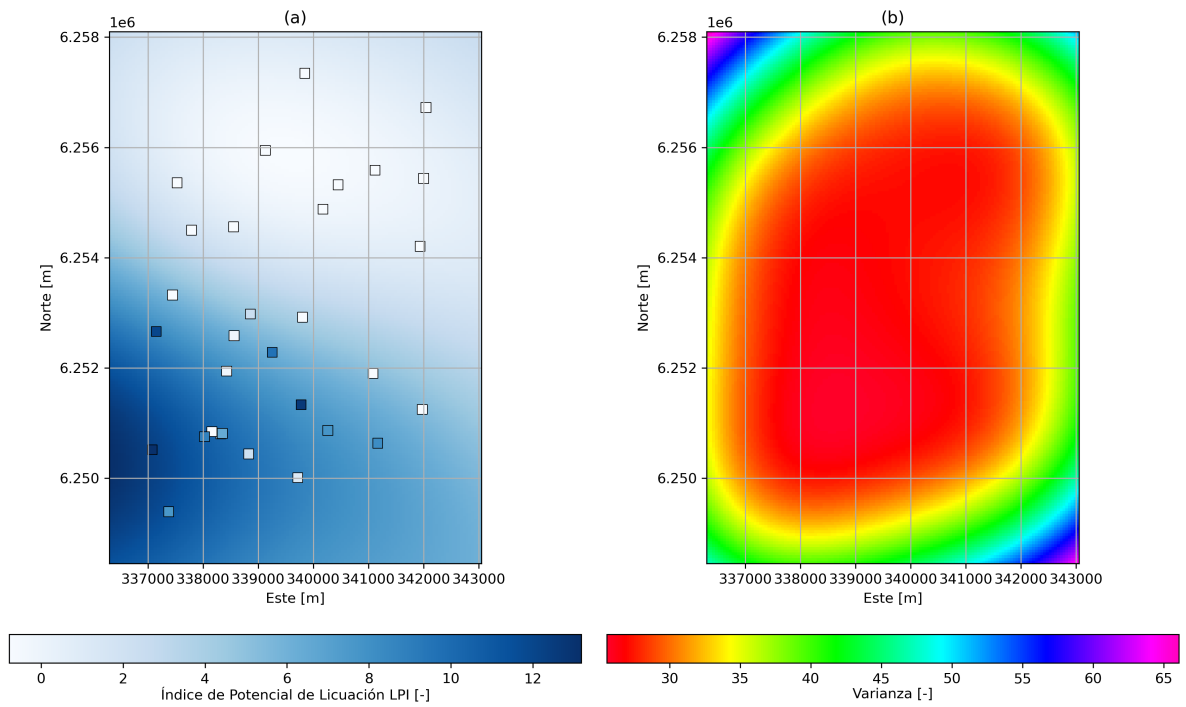


Figura D.0.0.69: Kriging de mapa de LPI mediante perfil  $V_{s,r}$ , con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

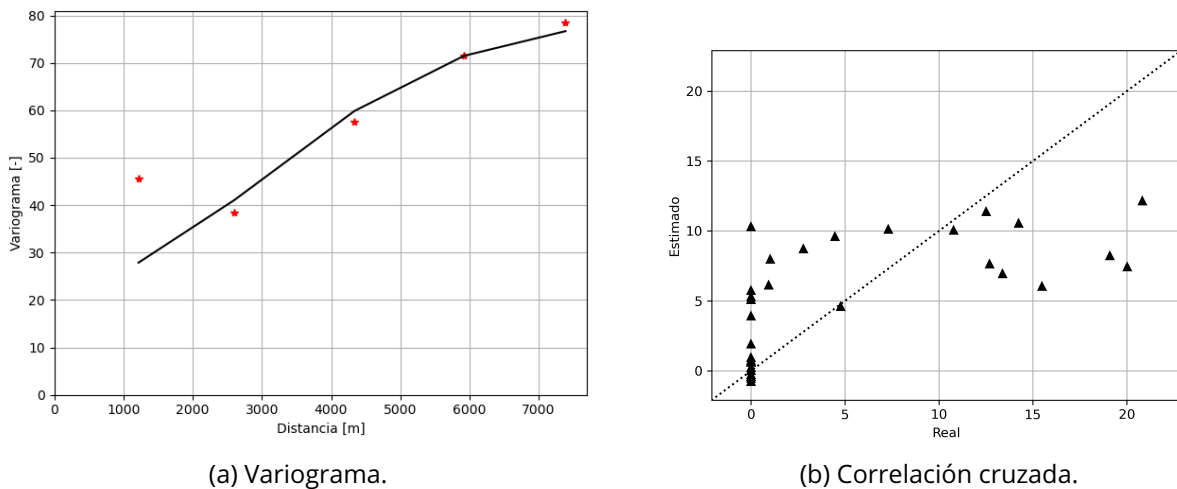


Figura D.0.0.70: Kriging de mapa de LPI mediante perfil  $V_{s,r}$ , con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de asentamientos mediante perfil  $V_s$ , con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

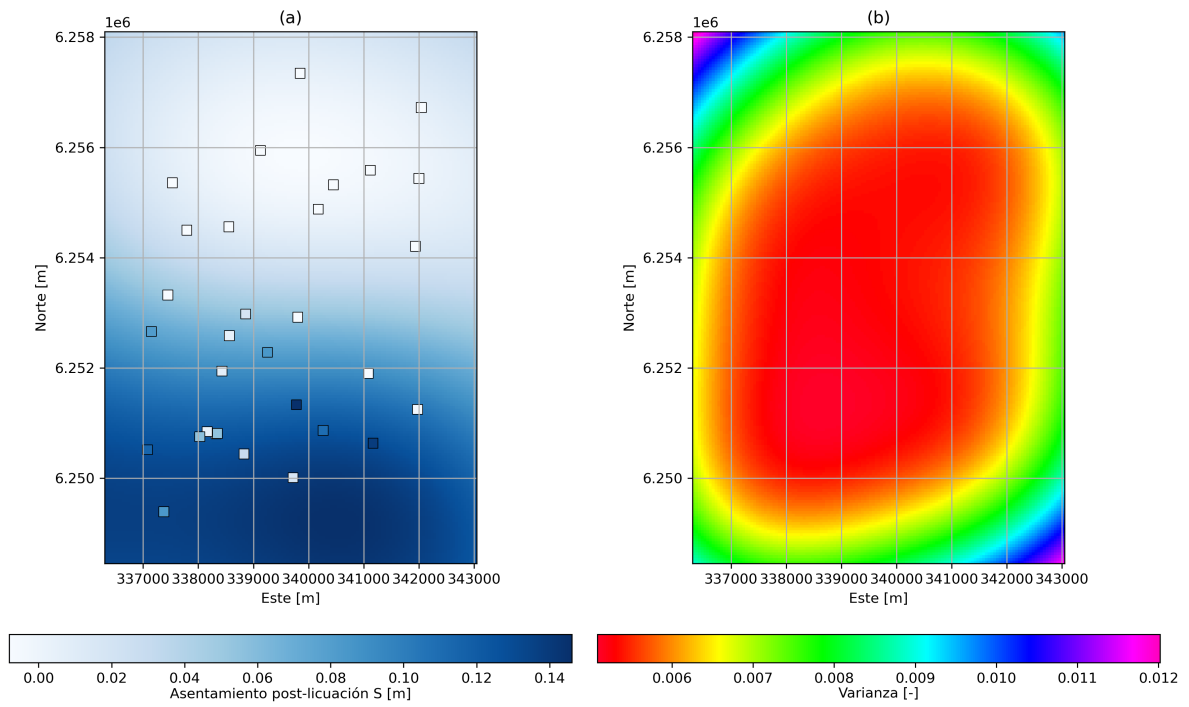


Figura D.0.0.71: Kriging de mapa de asentamientos mediante perfil  $V_s$ , con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

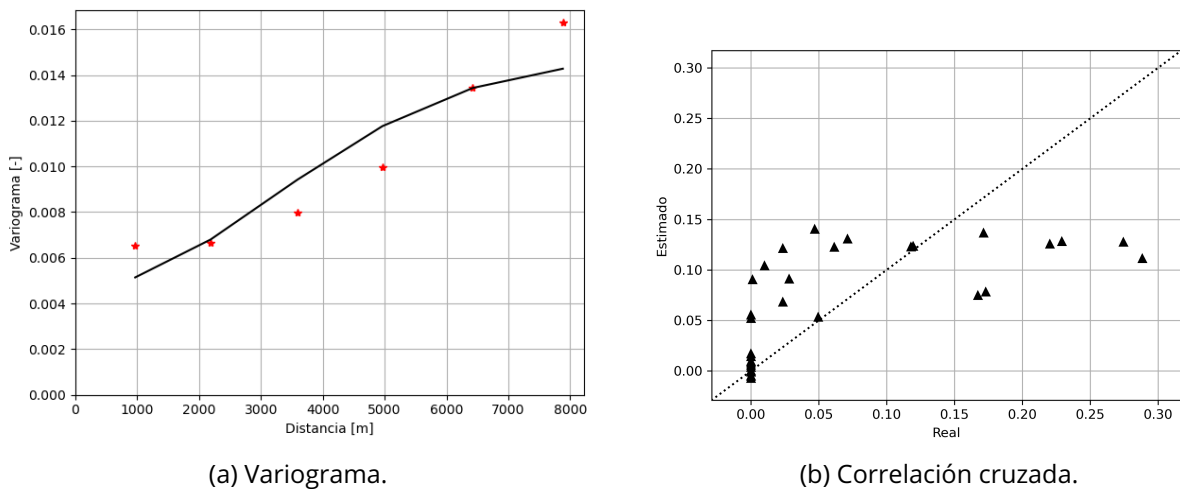


Figura D.0.0.72: Kriging de mapa de asentamientos mediante perfil  $V_s$ , con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de LSN mediante perfil  $V_{sr}$  con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

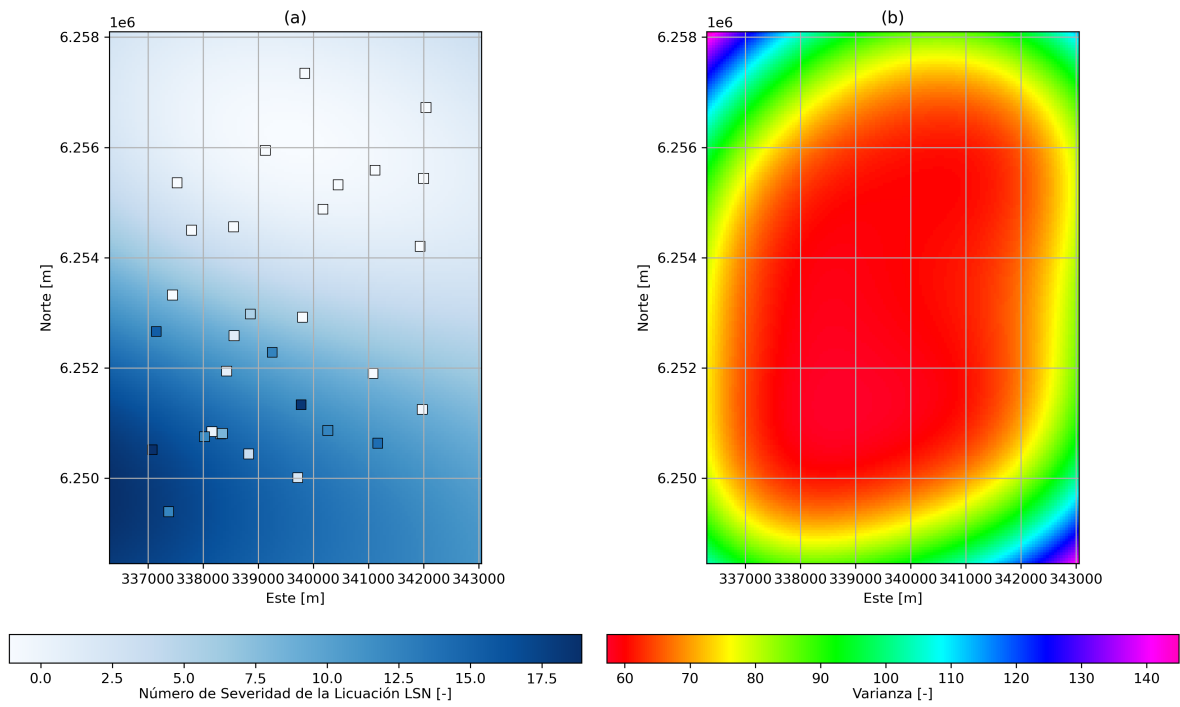


Figura D.0.0.73: Kriging de mapa de LSN mediante perfil  $V_{sr}$  con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.

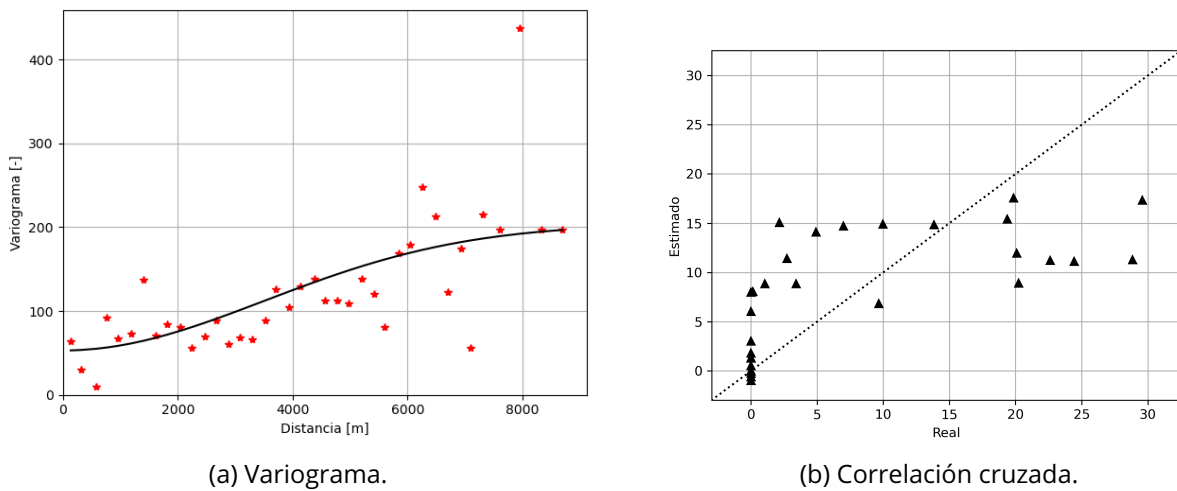


Figura D.0.0.74: Kriging de mapa de LSN mediante perfil  $V_{sr}$  con PGA con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.

**Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017)**

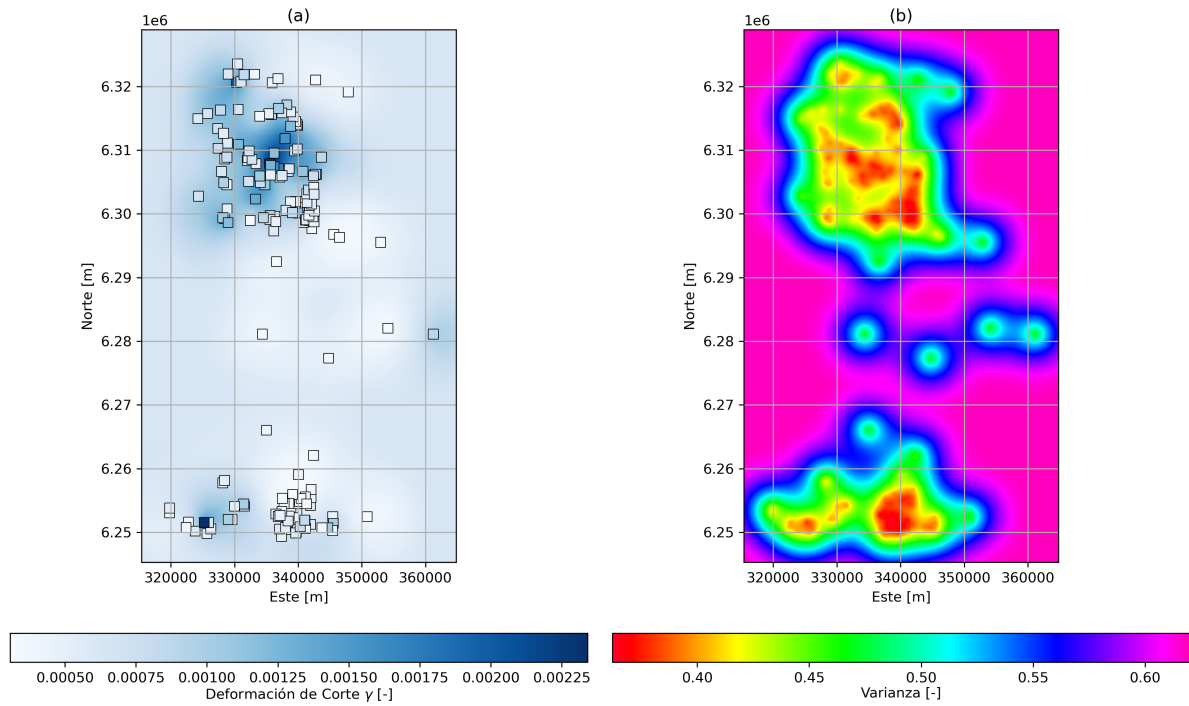
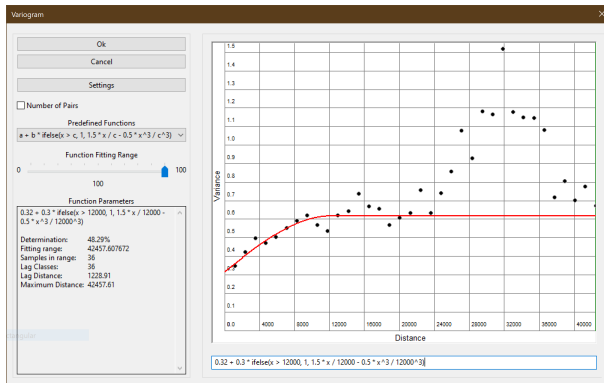
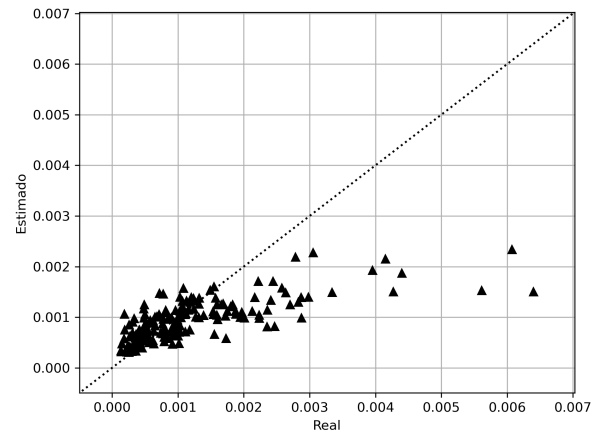


Figura D.0.0.75: Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): (a) Resultado de la interpolación. (b) Varianza de los datos.



(a) Variograma.



(b) Correlación cruzada.

Figura D.0.0.76: Kriging de mapa de deformación de corte mediante índice de vulnerabilidad  $K_g$  y espectros H/V, con aceleración espectral en basamento rocoso con período de retorno de 2475 años obtenido con GMPE Idini et al. (2017): Variograma y correlación cruzada.