

UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO - CHILE

**APORTES PARA UNA NUEVA ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE VIÑA DEL
MAR: ESTIMACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN EN LA CUENCA
DEL MARGA – MARGA.**

Memoria de Título presentada por
IGNACIO SEBASTIÁN BUSTOS MONROY

Como requisito parcial para optar al título de
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía:
GONZALO SUAZO FUENTEALBA

Fecha:
NOVIEMBRE 2017

Agradecimientos

Quiero dar las gracias principalmente a mi familia que siempre me apoyo y dio energía a lo de este largo proceso universitario. También agradecer mi profesor guía Gonzalo Suazo por toda su ayuda y colaboración; al profesor Gabriel Villavicencio por facilitarme información y responder todas mis dudas. Finalmente saludar a mis amigos más cercanos que también me ayudaron y dieron ideas en el desarrollo de este trabajo y toda la gente que de alguna u otra forma estuvo conmigo durante todos estos años.

“No solo no hubiera sido nada sin ustedes, sino con toda la gente que estuvo alrededor desde el comienzo; algunos siguen hasta hoy. ¡Gracias... totales!”.

Resumen

El terremoto del 3 marzo de 1985 resultó en la destrucción de cientos de viviendas de albañilería y hormigón armado en la Región de Valparaíso (Astroza & Monge, 1989). Ese mismo año, la Universidad Técnica Federico Santa María inició un estudio para la zonificación sísmica de Viña del Mar y Valparaíso, a partir de la observación de los niveles de daño en las distintas estructuras. Este estudio identificó al Plan de Viña del Mar como susceptible a sufrir daños debido a un terremoto. La validez de dicha zonificación fue corroborada durante el terremoto del 27 Febrero de 2010 (27F), donde un número significativo de muros en estructuras de mediana altura ubicadas cercanas a la calle 8 Norte sufrieron daños (Thiers, 2014).

Estudios posteriores a este evento, permitieron definir un mapa de microzonificación sísmica a partir de un análisis multivariado que consideró la caracterización de daños y características geológicas y geomecánicas de los suelos. Las principales conclusiones de estos estudios, indican que las fallas observadas se generan por fenómenos de amplificación sísmica como resultado de la compleja interacción de ondas de corte con los estratos de suelo blando y la falla geológica del Marga-Marga. Otro fenómeno que puede estar asociado a estas fallas es el proceso de licuefacción del suelo, proceso en el cual distintos tipos de suelos pierden su resistencia debido a un aumento en la presión de poros ante una carga dinámica rápida como un sismo. Para poder cuantificar este fenómeno es necesaria una actualización de la base de datos utilizada en estudios anteriores mediante la incorporación de nuevos ensayos realizados en los últimos diez años en la ciudad de Viña del Mar junto con una revisión de los procedimientos utilizados para la caracterización de los suelos.

El potencial de licuefacción corresponde a una forma de cuantificar que tan propensa a licuar una capa de suelo puede ser, dependiendo de distintos factores tales como: la forma y distribución de los granos, densidad, amplitud y vibración del terreno, profundidad de aguas subterráneas, edad del depósito, origen del suelo entre otros. Uno de los métodos más ampliamente utilizado para estimarlo es el método simplificado propuesto originalmente por Seed y Idriss (Seed & Idriss, 1971) y modificado a lo largo de los años, el cual mide el potencial de licuefacción en términos de capacidad, demanda y factor de seguridad. Distintos autores han encontrado falencias en la interpretación de resultados al aplicar este método y han introducido distintos parámetros y ecuaciones como función del factor de seguridad (FS) que permiten representar el potencial de licuefacción de una mejor forma.

La primera parte de este trabajo de título considera la zonificación de un sector de la ciudad de Viña del Mar mediante la recopilación y el análisis de 83 ensayos de penetración estándar (SPT), 236 ensayos de cono de penetración dinámica (DCPT) y una serie de ensayos de caracterización de suelos. En segundo lugar, se caracterizan geomecánicamente los distintos estratos de suelo y se evalúa el potencial de licuefacción a través del índice de potencial de licuefacción (LPI) propuesto por Iwasaki (Iwasaki, et al., 1978) para un sismo de características similares al del 27F usando una escala de valores para clasificar los niveles de potencial de licuefacción en función del valor de LPI propuesta por Sonmez (Sonmez, 2003). Interpolando los resultados obtenidos para la zona en estudio se presenta un mapa de susceptibilidad a licuefacción para la ciudad de Viña del Mar mostrando las zonas más y

menos propensas a sufrir daños debido al potencial de licuefacción del suelo. Esto se compara con los daños registrados para el terremoto del 27F y se estudia su correlación.

El análisis de la información presentada permitirá un ser un aporte para la nueva zonificación geotécnica de Viña del Mar que podrá ser utilizada para el definir el emplazamiento y diseño de nuevos proyectos estructurales.

Palabras Claves: Zonificación, ensayos de penetración estándar, ensayo de cono de penetración dinámica, licuefacción, potencial de licuefacción, método simplificado, índice de potencial de licuefacción (LPI), mapa de susceptibilidad.

Abstract

The March 1985 earthquake resulted in the destruction of thousands of masonry and concrete houses in the Region of Valparaíso (Astroza & Monge, 1989). The same year, the Technical University Federico Santa María started a study for the seismic zonification of Viña del Mar and Valparaíso considering the observed damages in several structures. This survey identified seismic damage susceptibility in the Plan of Viña del Mar during an earthquake. The February 2010 earthquake (27F) confirmed this theory with a significant number of registered damages in walls of medium height structures, specifically the ones located nearby to the 8 Norte street (Thiers, 2014).

The main conclusion of these studies indicates that the observed damages and failures are cause of seismic amplification phenomena as result of the complex interaction between the shear waves with the soft soil stratas and the Marga – Marga geologic failure. Another phenomenon that may be related to these failures is the soil liquefaction, in which different types of soils lose strength due an increase in the pore pressure under a rapid dynamic load as an earthquake. In order to quantify this phenomenon an upgrade of the data base used in the past surveys by adding new test performed in the last ten years along with the review of characterization soil procedures are required.

The liquefaction potential is a way to quantify how susceptibility to liquefy a soil layer might be, depending on different factors such as: the grain size and distribution, density, amplitude and duration of ground vibration, groundwater level, age and origin of the soil, among others. One of the most widely used methods to estimate it is the simplified procedure proposed originally for Seed & Idriss (Seed & Idriss, 1971) and modified throughout the years, in which the liquefaction potential is measured in terms of capacity, demand and factor of safety (FS). Various authors have found flaws in the interpretation of results when applying this method and have introduced different equations and parameters as function of the factor of safety to represent the liquefaction more appropriately.

The first part of this study correspond to the zonification of an area of the city of Viña del Mar by the compilation and analysis of 83 standard penetration tests (SPT), 236 dynamic cone penetration test (DCPT) and a series of characterization soils tests. Secondly, the different soil strata are characterized geomechanically and the liquefaction potential is evaluated by computing the Liquefaction Potential Index (LPI) originally proposed by Iwasaki (Iwasaki, et al., 1978) and modified by Luna and Frost (Luna & Frost, 1998) for an earthquake similar to the 27F; using the liquefaction classes proposed by Sonmez (Sonmez, 2003) and interpolating the results for the survey area, an susceptibility map showing the most and less prone zones to liquefy is displayed. The results are compared with the registered damages after the 27F earthquake and possible correlations are discussed.

El análisis de la información presentada permitirá un ser un aporte para la nueva zonificación geotécnica de Viña del Mar que podrá ser utilizada para el definir el emplazamiento y diseño de nuevos proyectos estructurales.

The analysis of the presented information will be a part of the new geotechnical zonification of Viña del Mar, which could be used to define and place new structural designs and constructions.

Keywords: Zonification, standard penetration tests, dynamic cone penetration tests, liquefaction, liquefaction potential, simplified procedures, liquefaction potential index, susceptibility map.

Glosario

SPT: Ensayo de penetración estándar.

DCPT: Ensayo de cono dinámico de penetración estándar.

SERNAGEOMIN: Servicio nacional de geología y minería.

IP: Índice de plasticidad del suelo determinado por medio de ensayos de plasticidad.

SW: Arenas bien graduadas, arenas con gravas, con pocos finos o sin ellos de acuerdo a clasificación USCS (Unified Soil Classification System).

SP: Arenas mal graduadas, arenas con gravas, con pocos finos o sin ellos de acuerdo a clasificación USCS (Unified Soil Classification System).

SL: Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas de acuerdo a clasificación USCS (Unified Soil Classification System).

SC: Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas de arenas o arcillas de acuerdo a clasificación USCS (Unified Soil Classification System).

ML: Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillas de acuerdo a clasificación USCS (Unified Soil Classification System).

CL: Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras de acuerdo a clasificación USCS (Unified Soil Classification System).

MH: Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diatomeas, limos elásticos de acuerdo a clasificación USCS (Unified Soil Classification System).

CH: Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas de acuerdo a clasificación USCS (Unified Soil Classification System).

N_{insitu} : Índice de penetración ensayo SPT o DCPT medido en terreno.

N_{60} : Índice de penetración ensayo SPT corregido.

$(N_1)_{60}$: Índice de penetración estándar normalizado por presión de confinamiento de 1 kgf/cm² y corregido al 60% de la energía normalizada.

FS: Factor de seguridad licuefacción (Factor security).

PL: Probabilidad de licuefacción (Probability of liquefaction).

LPI: Índice de potencial de licuefacción (Liquefaction potential index).

IR: Índice de riesgo licuefacción (Index risk)

Mw: Escala sismológica de magnitud de momento.

27F: Referencia a terremoto con epicentro en Región Bío - Bío el día 27 de Febrero de 2010.

Tabla de Contenidos

Captítulo 1 : Introducción	1
1.1. Descripción general	1
1.2. Objetivos	3
1.1.1 Objetivos generales.....	3
1.1.2 Objetivos específicos.....	3
1.3. Alcances del estudio	3
1.4. Estructuración de la memoria	4
Captítulo 2 : Zonificación geotécnica.....	6
2.1 General	6
2.2 Estudios Anteriores Zonificación en Viña del Mar	7
2.2.1 Luengo, R. (1986)	7
2.2.2 Pérez, L. (1988).....	7
2.2.3 “Microzonificación de los Sectores Planos de Viña del Mar basada en la amplificación del movimiento del suelo” Pérez, P. (2000)	7
2.2.4 “Microzonificación sísmica de la ciudad de Viña del Mar” Carrasco, P. y Núñez, C. (2013).....	8
2.2.5 “Microzonificación geotécnica: Sector Poniente de Población Vergara, Viña del Mar – Chile.”, De Vidts, D. et al. (2015)	9
2.3 Metodología utilizada.....	11
2.4 Elección de la zona de estudio.....	12
2.5 Recopilación, ordenamiento y presentación de la información utilizada.....	12
Captítulo 3 : : Antecedentes	15
3.1 Antecedentes físicos de la zona estudio	15
3.1.1 Ubicación.....	15
3.1.2 Estructura urbana	15
3.1.3 Clima	16
3.1.4 Hidrología.....	17
3.1.5 Geomorfología	19
3.1.6 Descripción geológica	20
3.2 Ensayos geotécnicos in situ	24

3.2.1	Ensayo de penetración estándar (SPT)	24
3.2.2	Ensayo de cono de penetración dinámica (DCPT)	26
3.2.3	Correcciones ensayo SPT	26
3.2.4	Correlaciones existentes ensayo DCPT con SPT.....	30
3.2.5	Correlaciones ensayo SPT parámetros geotécnicos	31
Capítulo 4 :	Licuefacción.....	35
4.1	General	35
4.2	Fenómenos relacionados con licuefacción	35
4.2.1	Licuefacción de flujo	35
4.2.2	Movilidad Cíclica	35
4.2.3	Degradación de rigidez cíclica.....	36
4.3	Susceptibilidad a la licuefacción	36
4.3.1	Criterio Histórico	37
4.3.2	Criterio Geológico	37
4.3.3	Criterio de Composición.....	37
4.3.4	Criterio de estado.....	38
4.4	Casos de Licuefacción en Viña del Mar y Chile	38
4.5	Potencial de Licuefacción.....	40
4.6	Método simplificado para estimar potencial licuefacción.....	41
4.6.1	Razón tensiones cíclicas (CSR):	41
4.6.2	Comportamiento suelos de granos finos.....	42
4.6.3	Razón resistencia cíclica (CRR) suelos arenosos	43
4.6.4	Razón resistencia cíclica (CRR) suelos finos	45
4.6.5	Factor de seguridad licuefacción (FS)	46
4.7	Probabilidad de licuefacción (PL)	47
4.8	Índice de potencial de licuefacción (LPI)	48
Capítulo 5 :	Análisis y Resultados.....	51
5.1	Manejo y filtrado información	51
5.2	Correlaciones ensayos SPT y DCPT encontradas.....	52
5.2.1	Correlación diferencias $N_{dcpt} - N_{spt}$	52
5.2.2	Correlación cociente N_{spt}/N_{dcpt}	54

5.3	Modelación en Rock Works	56
5.3.1	Modelación estratigrafía.....	56
5.3.2	Modelación parámetros $(N1)_{60}$ y DR%	62
5.4	Índice de potencial de licuefacción (LPI)	65
Captítulo 6 : Conclusiones y Recomendaciones		73
Captítulo 7 : Bibliografía		76
ANEXOS.....		81
Anexo N°1: Resumen información recopilada por cuadra		82
Anexo N°2: Sondajes recopilados por cuadra		84
Anexo N°3: Resultados modelos RockWorks		95
Anexo N°4: Planillas Excel Cálculo		128

Índice de Figuras

Figura 1: Área zona estudio, (1) Sector Plan de Viña (2) Sector sur estero Marga – Marga. ...	4
Figura 2: Mapa microzonificación propuesto por Pérez, P.	8
Figura 3: Mapa isosistas en escala MSK propuesto por Carrasco, O. y Núñez, C.	9
Figura 4: Mapa licuefacción sismo de magnitud $M_w=9.0$ propuesto por De Vidts, D. et al. .	10
Figura 5: Estratigrafía e índice de penetración Edificio Boulevard Poniente propuesto por De Vidts, D. et al.	10
Figura 6: Metodología utilizada.	11
Figura 7: Zona estudio por cuadras según estructura urbana Viña del Mar.	13
Figura 8: Emplazamiento satelital ensayos DCPT y SPT recopilados.	14
Figura 9: Ubicación satelital zona estudio.	15
Figura 10: Climograma ciudad Viña del Mar estación Valparaíso.	17
Figura 11: Geomorfología ciudad Viña del Mar.	20
Figura 12: Mapa geológico propuesto por Grimme, K. y Álvarez, L.	21
Figura 13: Mapa geológico propuesto por Gana, P., Wall, R. y Gutiérrez, A.	21
Figura 14: Traza falla Marga – Marga.	23
Figura 15: Procedimiento hincado ensayo SPT y DCPT tipo automático (a) y manual (b).	25
Figura 16: Valores factor de corrección C_N propuestos.	29
Figura 17: Tipos de licuefacción (a) Falla de flujo y (b) Movilidad Cíclica.	36
Figura 17: Formación de grietas y asentamientos del terreno en Valparaíso posterior al terremoto de 1985 (a) y 2010 (b) respectivamente.	39
Figura 18: Variación del coeficiente de reducción de esfuerzos r_d con la profundidad y la magnitud del sismo.	41
Figura 19: Comportamiento suelo licuefacción en función índice de plasticidad.	42
Figura 20: Valores MSF propuestos por distintos autores para arenas.	44
Figura 19: Valores K_α para distintos OCR.	46
Figura 21: Valores factor MSF para arenas y arcillas.	47
Figura 20: Emplazamiento satelital ensayos DCPT y SPT filtrados.	51
Figura 21: Ubicación puntos correlación diferencias $\Delta N = N_{dcpt} - N_{spt}$	52
Figura 22: Puntos dispersión correlación diferencias $\Delta N = N_{dcpt} - N_{spt}$	53
Figura 23: Correlación propuesta diferencias $\Delta N = N_{dcpt} - N_{spt}$	53
Figura 24: Puntos dispersión correlación cociente N_{spt}/N_{dcpt}	54

Figura 25: Correlación propuesta cuociente N_{spt}/N_{dcpt}	55
Figura 26: Verificación Correlación Cuociente N_{spt}/N_{dcpt}	55
Figura 27: Perfiles estratigráficos obtenidos Viña del Mar.....	57
Figura 28: Perfiles N_{spt} obtenidos Viña del Mar.	63
Figura 29: Perfiles densidad relativa obtenidos Viña del Mar.	64
Figura 30: Registro aceleraciones terremoto 2010 estación Viña Centro.	65
Figura 31: Distribución valores obtenidos LPI Viña del Mar.	67
Figura 32: Valores obtenidos LPI Viña del Mar sismo $MW= 8.8$ y $a = 0.334g$	71
Figura 33: Mapa LPI Viña del Mar sismo $MW= 8.8$ y $a = 0.334g$	71
Figura 34: Mapa LPI Viña del Mar sismo $MW= 8.8$ y $a = 0.334g$ con registro daños 27F.	72

Índice de Tablas

Tabla 1: Resumen información recopilada zona en estudio.....	12
Tabla 2: Valores promedio niveles freáticos zona estudio.	17
Tabla 3: Niveles freáticos medidos por cuadra zona estudio.	18
Tabla 4: Profundidad estrato rocoso encontrada en zona estudio.	22
Tabla 5: Valores factor corrección energía por tipo de martillo.....	27
Tabla 6: Valores factor corrección por longitud de barras para martinete manual.	28
Tabla 7: Valores factor de corrección por longitud de barras para martinete automático....	28
Tabla 8: Valores factor de corrección por uso de liner.	28
Tabla 9: Valores factor de corrección por diámetro del sondaje.	28
Tabla 10: Correlación N_{160} densidad relativa Terzaghi y Peck modificada por Skempton.	32
Tabla 11: Correlación N_{160} densidad relativa nacional.	32
Tabla 12: Correlación q_u y N_{spt} propuesta por Terzaghi y Peck.	33
Tabla 13: Correlación S_u y N_{spt} propuesta por diferentes autores.	33
Tabla 14: Propiedades del suelo de Tehran en estudio de Nassaji y Kalantari.....	34
Tabla 15: Clasificación probabilidad de licuefacción propuesta por Cheng and Juang (2000).	48
Tabla 13: Categorías potencial de licuefacción basadas en valor LPI propuestas por Iwasaki et al. (1982).	49
Tabla 14: Categorías potencial de licuefacción basadas en valor LPI propuestas por Sonmez (2003).	50
Tabla 15: Horizontes estratigráficos área en estudio.	56
Tabla 16: Valores densidades usadas según tipo de suelo.	62
Tabla 17: Categorías potencial de licuefacción basadas en valor LPI propuestas por Sonmez (2003).	66
Tabla 18: Valores Obtenidos LPI Viña del Mar sismo MW= 8.8 y $a = 0.334g$	67
Tabla 19: Catástrofe edificios dañados 27F	70

Captítulo 1 : Introducción

1.1. Descripción general

La ciudad de Viña del Mar es una ciudad que a lo largo de los años ha estado constantemente sometida a movimientos sísmicos importantes con un período de retorno aproximadamente de 85 años (1575, 1647, 1730, 1822, 1906, 1985). Recientemente, el terremoto del 27 de Febrero de 2010 con epicentro en La región del Biobío afectó de manera importante edificios, muelles, centros comerciales, estacionamientos y otros tipos de obras civiles. Análisis posteriores demostraron que los edificios más dañados fueron edificios nuevos de mediana altura que se encontraban en zonas donde el suelo de fundación corresponde a estratos profundo de suelo blando (Thiers, 2014).

Una adecuada caracterización del suelo y sus propiedades geotécnicas es fundamental en el proceso de un proyecto estructural. Es por esto que se considera necesario crear una zonificación geotécnica de la ciudad de Viña del Mar. Una zonificación geotécnica es la subdivisión de un territorio en áreas que aproximadamente tienen el mismo tipo y distribución espacial de materiales, cuyas propiedades de resistencia y deformación son similares y que por ende tendrían un comportamiento mecánico semejante ante un mismo tipo de sollicitación como por ejemplo un sismo. Un fenómeno del suelo importante a estudiar para este tipo de sollicitación es el de licuefacción.

La licuefacción es un proceso natural mediante el cual determinados tipos de suelos pierden su rigidez producto de un aumento en la presión de los poros mecánica ante una carga dinámica rápida como un sismo y la consecuente disminución de los esfuerzos de confinamiento. A esto se agrega la pérdida de resistencia y rigidez que contribuye a deformaciones del depósito de suelo. Los fenómenos de licuefacción que resultan de este proceso se pueden clasificar en dos: licuefacción de flujo y movilidad cíclica, siendo este último el que ocurre más frecuentemente y el esperado para un rango más amplio de condiciones de sitio y suelos. Este ocurre cuando el esfuerzo de corte estático es menor a la resistencia al corte del suelo en su estado licuado, las deformaciones producidas se incrementan durante el desarrollo del movimiento sísmico y son accionadas por ambos esfuerzos de corte, cíclico y estático.

El fenómeno de movilidad cíclica se genera principalmente en suelos arenosos y arena limosos saturados en agua o con un nivel freático muy superficial. Sin embargo, también puede ocurrir en suelos finos como arcillas o limos arenosos (Boulanger & Idriss, 2004) pasándose a llamar degradación de rigidez cíclica. Otros factores que condicionan la ocurrencia de licuefacción son: origen del suelo, distribución de tamaño de las partículas, amplitud de la vibración del terreno y edad del depósito (Alfaro, 2013).

Distintos métodos han sido desarrollados a lo largo de los años para estimar el potencial de licuefacción de un suelo; el método más ampliamente usado corresponde al método simplificado propuesto por Seed & Idriss (Seed & Idriss, 1971) y modificado por Boulanger & Idriss (Boulanger & Idriss, 2014) en donde el potencial de licuefacción se mide en términos de demanda, capacidad y factor de seguridad. La demanda corresponde a la carga

impartida al suelo por el terremoto, la capacidad la resistencia del suelo a la licuefacción y el factor de seguridad la razón entre capacidad y demanda. A pesar de su alta aplicación en ingeniería distintos investigadores (Iwasaki, et al., 1978; Chen & Juang, 2000) han encontrado insuficiencias en la interpretación de resultados de este método, el cual si viene cierto permite identificar zonas posibles a licuar en términos del factor de seguridad (FS) en función de la profundidad, no cuantifica el potencial de licuefacción o el daño en la superficie que se podría producir en un punto determinad ; para una mejor interpretación del FS se han propuesto distintos términos y escalas de valores para caracterizar el potencial de licuefacción que toman como base el valor de FS del método simplificado, siendo el índice de potencial de licuefacción (LPI) propuesto originalmente por Iwasaki (Iwasaki, et al., 1978) y modificado por otros autores (Luna & Frost, 1998; Sonmez, 2003; Toprak & Holzer, 2003) el más usado y reconocido para crear mapas con zonas de riesgo a licuefacción.

Luego del terremoto del 16 de Agosto de 1906 con epicentro frente a las costas de Valparaíso con profundidad 25 km y de magnitud $M_w=8.2$ (Universidad de Chile, 2016) Rodríguez y Gajardo (Rodríguez & Gajardo, 1906) comentan: *“... en los momentos mismos en que se sucedían los temblores más fuertes, en la calle de Limache, frente a la Refinería de Azúca, se abrió una profunda grieta por donde salía el agua a borbotones é igual cosa sucedió en varias partes de la población Vergara, donde se formaron verdaderas lagunas, sobre el nivel de las calles... ”. “En distintos puntos se formaron hoyos circulares por donde salía agua y arena, formándose montículos de la última. Por uno de esos agujeros el agua saltó con fuerza, elevándose hasta 10 metros”*. Este antecedente nos muestra que la ciudad de Viña del Mar esta propensa a sufrir efectos de licuefacción ante movimientos sísmicos severos, por lo cual la creación de un mapa de susceptibilidad de licuefacción estimando el potencial de licuefacción para suelos arenosos y suelos finos según las ecuaciones propuestas por Boulanger y Idriss en el año 2014 y 2004 respectivamente (Boulanger & Idriss, 2014) (Boulanger & Idriss, 2004) será de gran utilidad para la zonificación geotécnica del sector y con esto la construcción de futuras edificaciones.

1.2. Objetivos

1.1.1 Objetivos generales

El objetivo general de esta memoria consiste crear un aporte para la zonificación geotécnica de la ciudad de Viña del Mar mediante la estimación del potencial de licuefacción del suelo a partir de una caracterización del suelo realizada con datos geotécnicos recopilados de informes de mecánica de suelos desarrollados para distintas edificaciones y obras civiles en los últimos 20 años en la ciudad.

1.1.2 Objetivos específicos

- Obtener una correlación estadística entre ensayos de penetración in situ SPT y DCPT para la zona en estudio a partir de información recopilada.
- Determinar parámetros característicos del suelo tales como densidad relativa, compacidad y consistencia a través de correlaciones con índice de penetración corregido.
- Modelar y mapear estratigrafías y parámetros del suelo, en función del índice de resistencia a penetración estándar corregido y normalizado $(N_1)_{60}$ y de la densidad relativa (DR%) usando software Rock Works.
- Estimar el potencial de licuefacción en suelos arenosos y suelos finos usando método simplificado propuesto por Boulanger & Idriss (Boulanger & Idriss, 2014) (Boulanger & Idriss, 2004).
- Analizar relación entre los parámetros obtenidos, estratigrafía y mapa de riesgo a licuefacción y comparar con daños reales en estructuras registrados posterior al terremoto del 27 de Febrero de 2010.

1.3. Alcances del estudio

El alcance de este estudio aplica para la zona limitada por el plan de la ciudad Viña del mar y el sector entre el Estero Marga-Marga y la Avenida Álvarez (Ver Figura 1) considerando como datos de entrada la información de los informes de mecánica de suelos recopilados como parte del trabajo.

Los modelos matemáticos para el análisis y obtención de resultados se basan en métodos geo estadísticos de interpolación, principalmente el método inverso a la distancia isotrópico debido a su utilización en estudios similares (De Vidts, et al., 2015) y la simplicidad y buenos resultados obtenidos para una base poco representativa del sector de estudio. La precisión y calidad de los resultados en este tipo de método está relacionada con la cantidad de información recopilada (puntos de control), por lo cual en zonas con poca cantidad de datos se hace hincapié en la necesidad de ampliar el estudio para obtener una mejor zonificación.

1.4. Estructuración de la memoria

- Capítulo 1: "Introducción". Se presenta una breve introducción del trabajo realizado junto con exponer los objetivos y alcances del mismo.
- Capítulo 2: "Zonificación geotécnica". Se muestra una descripción general del término zonificación y una breve descripción de estudios anteriores realizados en la zona de estudio. También se describe la metodología utilizada en el presente estudio.
- Capítulo 3: "Antecedentes". Descripción antecedentes geológicos, estructura urbana, clima y otros de la zona de estudio. También se describen los ensayos de penetración in situ más usados en Chile (SPT, DCPT) y se dan a conocer las correlaciones existentes entre ellos y las correlaciones de parámetros geotécnicos con el índice $(N_1)_{60}$.
- Capítulo 4: "Licuefacción". Se presenta el método desarrollado para estimar el potencial de licuefacción en suelos finos y arenosos. Además de los distintos índices

y escalas de valores sugeridos para realizar mapas de riesgo de licuefacción por distintos investigadores a lo largo de los años. También se muestra una descripción general del fenómeno de licuefacción, los principales tipos de licuefacción existentes y los factores geológicos e hidrológicos que lo condicionan.

- Capítulo 5: "Análisis y Resultados": Se presentan mapas de riesgo de licuefacción obtenidos para la zona en estudio y se comenta su aplicabilidad comparando con observaciones de daños reales producto del terremoto del año 2010. Además se muestran gráficos de los modelos de estratigrafía, densidad relativa e índice de penetración corregido $(N_1)_{60}$ desarrollados con la ayuda del programa Rock Works para perfiles característicos de la ciudad de Viña del Mar. También se da conocer las correlaciones encontradas para los ensayos SPT y DCPT con los datos estudiados.
- Capítulo 6: "Conclusiones y Recomendaciones": Se presentan las principales conclusiones obtenidas del desarrollo de este trabajo de título junto con recomendaciones para trabajos relacionados futuros.
- Capítulo 7: "Bibliografía".

Captítulo 2 : Zonificación geotécnica

2.1 General

Para hablar de zonificación geotécnica primero tenemos que analizar el concepto de zonificación. Zonificación, en sentido amplio, indica la división de un área geográfica en sectores homogéneos conforme a ciertos criterios, como por ejemplo: intensidad de una amenaza, grado de riesgo, tipo de construcciones permitidas, etc.

La zonificación geotécnica consiste en establecer zonas y alturas de suelos con comportamiento similar durante un sismo, de tal forma de poder definir recomendaciones para el diseño y construcción de edificaciones sismo resistentes. Para cada una de las zonas debe identificarse y cuantificarse el nivel de amenaza sísmica mediante un determinado parámetro, el cual va a estar directamente relacionado con el posible daño sísmico producido en estructuras, caminos, puentes, etc. Esta amenaza sísmica puede medirse en función de fenómenos físicos que pueden desencadenarse a raíz del movimiento sísmico, como son deslizamientos, amplificaciones sísmicas o potencial de licuefacción del suelo.

Existen diversos métodos y metodologías para realizar zonificaciones, en el año 2012, Errázuriz, J. (Errazuriz, 2012) realiza un estudio en el cual se muestran las metodologías más utilizadas alrededor del mundo y su aplicabilidad en Chile. Entre estas metodologías destaca la usada en Bogotá donde mediante un proceso de desagregación y seleccionando 16 señales sísmicas representativas de la amenaza, se estudió el comportamiento dinámico de los estratos de suelos al ser excitados por estas señales. Las características geotécnicas-dinámicas se obtuvieron a partir de extensas campañas de exploración geofísica, sondajes y ensayos de laboratorio. Con la zonificación geotécnica obtenida de los sondajes, más el mapa de velocidades de corte obtenidas mediante el método Nakamura se determinó una serie de perfiles típicos para cada zona en los primeros 50 metros del suelo. Otra metodología mencionada es la utilizada en Tesalónica al Norte de Grecia en donde elaborando una base de datos con información proveniente de sondajes, muestras de suelo, granulometría, etc., se organizó un mapa geotécnico de la ciudad que muestra para distintas zonas, los tipos de suelo que se encuentran en profundidad. Junto con la información recolectada se determinó una campaña de ensayos complementaria para determinar las características dinámicas de los suelos identificados. En esta campaña se realizaron ensayos SPT y ensayos de columna resonante con el fin de caracterizar los primeros 40 a 50 metros de suelo y ensayos cross-hole y down-hole para lograr una buena caracterización tanto de las velocidades de onda de corte en los primeros 50 metros, como de la estratigrafía. Existen muchos otros tipos de metodologías y métodos para llevar a cabo una zonificación, pero no se considera alcance de esta memoria exponer todos estos.

La ciudad de Viña del Mar se encuentra situada en zonas de depósitos cuaternarios en gran parte de su extensión y además presenta fenómenos de amplificación sísmica debido a efectos de sitio asociados a la respuesta sísmica de sus depósitos, fallas geológicas y/o topografía (De Vidts, et al., 2015); lo cual la hace estar potencialmente en peligro ante un sismo de alta magnitud como fue el del 27 de Febrero de 2010. Por este motivo es que muchos autores a lo largo de los años han desarrollado estudios de microzonificaciones

sísmicas, geológicas y de caracterización de suelos identificando las zonas más vulnerables a daños. A continuación se muestra un resumen de los principales estudios de zonificación desarrollados en los últimos 40 años para la ciudad de Viña del Mar y la metodología utilizada para llevarlos a cabo.

2.2 Estudios Anteriores Zonificación en Viña del Mar

2.2.1 Luengo, R. (1986)

En 1986 posterior al terremoto del año 1985, Luengo, R. (Luengo, 1986) realizó una clasificación de los suelos de la ciudad de Viña del Mar a partir de ensayos de estratigrafías, granulometrías y ensayos de penetración con cono dinámico pudiendo identificar un total de 26 con estratigrafías típicas, relativamente superficiales, de las cuales 15 se concentran en el plan de la ciudad, donde se especifica que el subsuelo está constituido por suelo granular de gravas finas y arenas.

2.2.2 Pérez, L. (1988)

Posteriormente en 1988 Pérez, L. (Pérez, 1988) presentó la primera microzonificación sísmica de Viña del Mar, incorporando principalmente los ensayos a la fecha de mecánica de suelos, registros de micro vibraciones ambientales mediante la metodología de Kanai y los daños generados en viviendas producto del terremoto de Marzo de 1985.

2.2.3 “Microzonificación de los Sectores Planos de Viña del Mar basada en la amplificación del movimiento del suelo” Pérez, P. (2000)

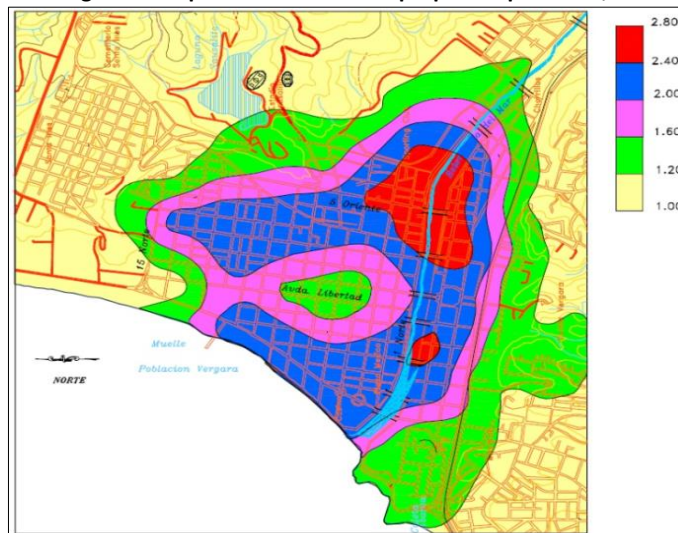
Un modelo para determinar la respuesta sísmica del suelo ante importantes registros sísmicos recopilados fue llevado a cabo en el año 2000 por Pérez, P. (Perez, 2000) para las zonas planas de Viña del Mar. Usando como input reportes geológicos para estimar la profundidad del manto rocoso (Thorson, 1999) y ensayos de laboratorio tales como sondajes SPT, estratigrafías y ensayos de refracción sísmica Pérez, P. propuso un perfil estratigráfico y definió un modelo de amplificación bidimensional con elementos finitos para estudiar el efecto de amplificación ante un determinado sismo. Este modelo fue calibrado usando registros existentes de aceleración en la superficie del acelerógrafo ubicado en la estación Viña del mar, este se encuentra sobre suelo de relleno en un subterráneo de un edificio de ocho pisos en el sector centro de Viña del Mar latitud -33°01'29.7" longitud -71°33'10.6" (Thiers, 2014).

Los resultados de la respuesta sísmica del suelo fueron expresados en términos de parámetros de intensidad, tales como, aceleración máxima, intensidad de arias, factor de potencial destructivo y razón espectral llegando a la conclusión que este último es el que mejor se adecua con la microzonificación propuesta por Pérez, L. (Pérez, 1988) en base a los daños del terremoto de 1985. En la Figura 2 se muestra la microzonificación propuesta en base a los valores de razón espectral para un periodo $T = 0.7$ [s]. Se puede ver que la zona con mayor amplificación corresponde al sector oriente cerca al estero Marga - Marga.

2.2.4 “Microzonificación sísmica de la ciudad de Viña del Mar” Carrasco, P. y Núñez, C. (2013)

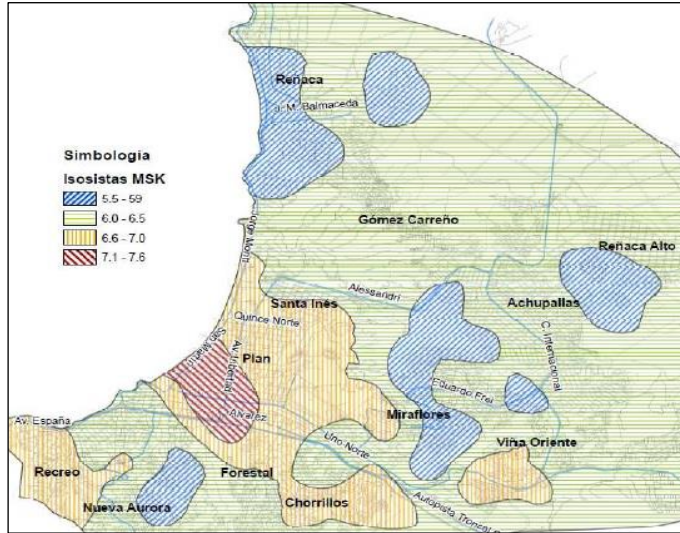
En el año 2013 Carrasco, P. y Núñez, C. (Carrasco & Núñez, 2013) llevaron a cabo una microzonificación sísmica de la zona de Viña del Mar utilizando nuevas metodologías a las antes vistas. El trabajo consistió en realizar un catastro en terreno para identificar los daños observados en las viviendas de la ciudad de Viña del Mar producto del terremoto del 27 de Febrero del año 2010. Identificando la ubicación, tipo de construcción y daño observado definieron una escala de intensidad MSK (Medvedev – Sponheur - Karnik), similar a la escala Mercalli pero modificada en cuanto a las percepciones humanas y efectos de destrucción en las construcciones y que permite comparar experiencias con eventos sísmicos pasados que solo cuentan con registros de intensidad. Junto con esto analizaron las propiedades del suelo donde estas viviendas se encontraban emplazadas a través de los ensayos SPT realizados en la ciudad a la fecha sin considerar el perfil estratigráfico asociado. Obtuvieron como resultado un mapa de microzonificación sísmica georeferencial donde se muestra que la zona con más daños es la zona baja y céntrica de la ciudad (Plan, Chorillos y Forestal bajo), mientras que en la parte alta (Miraflores Alto, Achupallas, Gómez Carreño, etc.) el daño presentado es de tipo superficial o de menor importancia (exceptuando Santa Inés y Viña Oriente). Este mapa se puede ver en la Figura 3.

Figura 2: Mapa microzonificación propuesto por Pérez, P.



Fuente: Pérez, P. (2000).

Figura 3: Mapa isosistas en escala MSK propuesto por Carrasco, O. y Núñez, C.



Fuente: Carrasco, O. & Núñez, C. (2013).

2.2.5 “Microzonificación geotécnica: Sector Poniente de Población Vergara, Viña del Mar – Chile.”, De Vidts, D. et al. (2015)

El estudio más reciente de microzonificación en la ciudad de Viña del Mar es el realizado por De Vidts, D. et al. (De Vidts, et al., 2015), en donde recopilando información de ensayos SPT y DCPT realizados en el sector poniente de la ciudad de Viña del Mar y junto con la ayuda de un software de modelación obtuvieron perfiles estratigráficos y de valores del índice de penetración corregido (N_1)₆₀ y densidad relativa (DR%) para todas las calles dentro de la zona en estudio.

Usando la información de estos ensayos como parámetros de entrada evaluaron la probabilidad de licuefacción de los estratos usando los modelos de Idriss y Boulanger en base a ensayos SPT (Boulanger & Idriss, 2010) y estimaron los asentamientos sísmicos en el suelo en base a ensayos de velocidad de onda de corte Vs con las ecuaciones propuestas por Andrus et al (2004) para sismos de magnitud 7.5, 8.0, 8.5 y 9.0 y aceleraciones horizontales máximas de 0.3g, 0.4g y 0.5 g

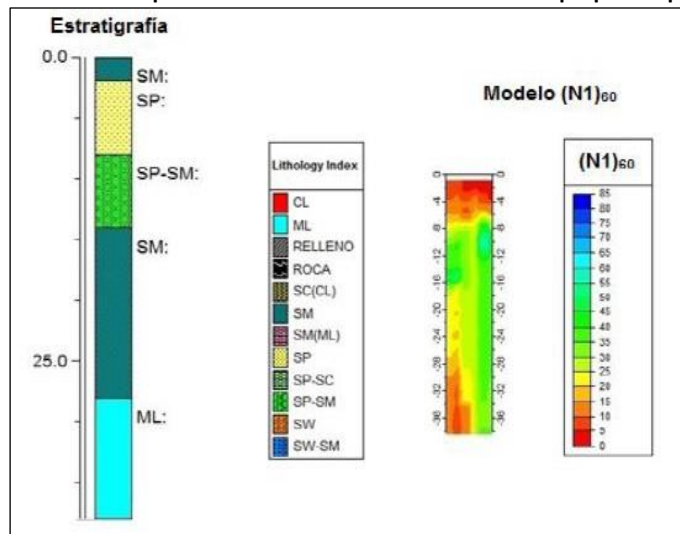
Como resultado del estudio obtuvieron que existe una relación entre los parámetros geotécnicos y los daños observados en edificios posterior al terremoto del 27 de Febrero de 2010. Analizando el mapa propuesto de las zonas posibles a licuar y profundidad del estrato licuable para un sismo de magnitud $M_w=9.0$ presentado y mostrado en la Figura 4, se aprecia que la licuefacción se generaría entre los 5-10 [m] de profundidad lo cual podría deberse a un comportamiento mecánico tipo contractivo asociado a un estado de compacidad suelto o medianamente denso de las arenas. Otro efecto que percibieron al analizar la relación entre la estratigrafía y la resistencia del suelo para el edificio Boulevard Poniente (Ex edificio Toledo) ubicado en la calle 3 Norte #457, fue la abrupta caída en la resistencia del suelo relacionada con la presencia de capas de hasta 3 metros de espesor de limos presentes bajo los 20 metros de profundidad correspondientes a una laguna fangosa producto de sedimentación del estero Marga - Marga como se ve en la Figura 5 los cuales podrían generar efectos de amplificaciones sísmicas.

Figura 4: Mapa licuefacción sismo de magnitud Mw=9.0 propuesto por De Vidts, D. et al.



Fuente: De Vidts, D. et al. (2015).

Figura 5: Estratigrafía e índice de penetración Edificio Boulevard Poniente propuesto por De Vidts, D. et al.



Fuente: De Vidts, D. et al. (2015).

Uno de los puntos a observar del alcance de este trabajo es que no se tuvo en cuenta la plasticidad de los distintos estratos de suelo analizados, considerando un comportamiento arenoso para la determinación del potencial de licuefacción en todos los tipos de suelos. A su vez, en el análisis de este comportamiento no se consideró el porcentaje de finos para determinar la resistencia cíclica de las arenas. Por otro lado De Vidts, D. et al. (De Vidts, et al., 2015). También mencionan la necesidad de realizar o contar con un mayor número de sondajes donde la información es escasa para resultados más confiables, específicamente para las zonas ubicadas en el sector norponiente del área en estudio.

Si viene cierto existe un número considerable de estudios de zonificación en la ciudad de Viña del Mar, se considera necesario actualizar los mapas propuestos agregando información adicional de ensayos de mecánica de suelos desarrollados en los últimos 10

años e introduciendo un parámetro más representativo y adecuado para medir el potencial de licuefacción del suelo.

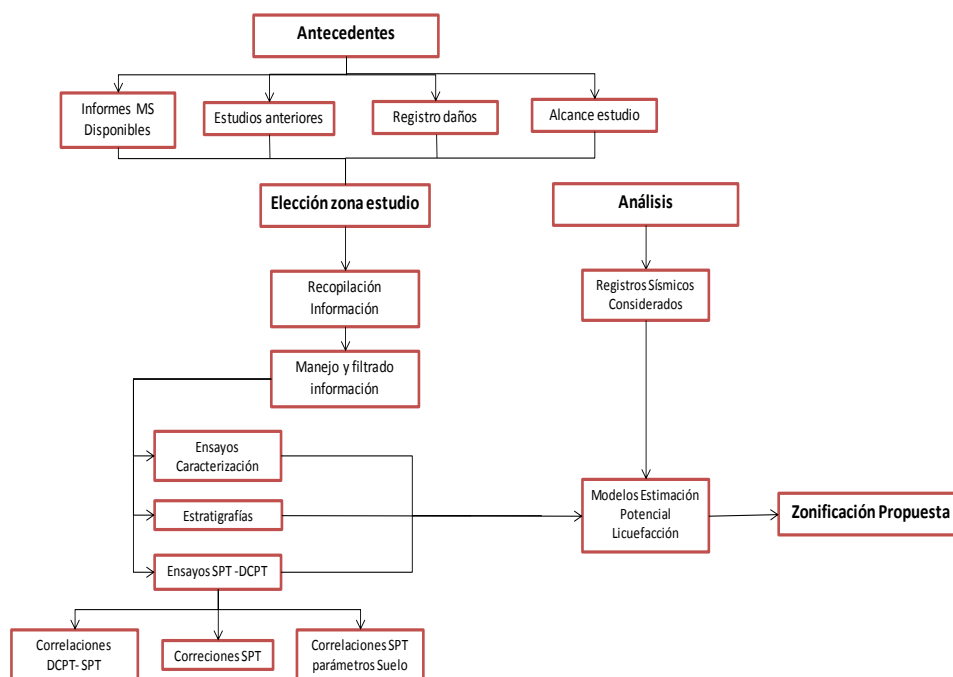
2.3 Metodología utilizada

Como método de trabajo se escoge una aproximación semi-empírica, en la cual la zonificación tiene un componente altamente empírico y subjetivo dado por la incertidumbre en la exactitud de los datos considerados y el juicio o criterios usados para establecer el tipo de parámetros a considerar, los rangos de variación de estos y el método de combinación de los mismos.

Los valores cuantitativos de los datos experimentales serán principalmente los obtenidos de estudios anteriores, sin embargo, el manejo y análisis de estos será exclusivo de este trabajo de título. El proceso y metodología a seguir para obtener la zonificación de la ciudad de Viña del Mar se muestra en la Figura 6. Del esquema se puede deducir que el estudio de la información y antecedentes anteriores junto con el alcance del trabajo título es relevante para seleccionar la zona de estudio a considerar. Una vez determinada la zona de estudio, la recopilación y un buen manejo de los datos recopilados permite obtener buenas correlaciones y resultados al momento de la fase de análisis.

En esta fase de análisis, cabe hacer notar el importante rol que cumplen los modelos matemáticos, correlaciones y programas de análisis considerados para estimar el potencial de licuefacción además del criterio geotécnico y experiencia obtenida desde los efectos de los sismos que han afectado a la región y los daños causados. Teniendo el cuidado de seleccionar métodos y escalas de valores que representen de buena forma los resultados obtenidos.

Figura 6: Metodología utilizada.



Fuente: Elaboración propia (2017).

2.4 Elección de la zona de estudio

El área seleccionada corresponde a: 1) plan de Viña del Mar y 2) el sector entre el estero Marga – Marga y la Av. Álvarez. La primera zona está delimitada por Av. Los Castaños al oriente, Av. Perú al Poniente, calle 15 Norte al Norte y el estero Marga-Marga (calle 1 Norte) al sur. Mientras que la segunda por la calle Ocoa al Oriente, calle Von Schroeder al Poniente, estero Marga – Marga al Norte y la Av. Álvarez al Sur. En la Figura 1 se muestra destacada en color el área de estudio seleccionada.

La zona de estudio fue seleccionada en base a la gran cantidad de sondajes e informes de mecánica de suelos realizados en el sector motivo del gran desarrollo urbano en los últimos años, principalmente en el lado poniente de la ciudad. Estos ensayos fueron obtenidos de la dirección de obras municipales y los laboratorios a cargo fueron mayoritariamente los del LEMCO, LEPUCV ,entre otras empresas particulares. Esta zona también contiene los sectores donde se registró mayor daño durante el terremoto del 27 de Febrero del 2010 y coincide con lo seleccionado en los estudios anteriores de zonificación realizados en la ciudad (De Vidts, et al., 2015; Carrasco & Núñez, 2013).

2.5 Recopilación, ordenamiento y presentación de la información utilizada

La información utilizada en el estudio corresponde principalmente a sondajes SPT y DCPT, estratigrafías, ensayos de plasticidad y de granulometría elaborados por los laboratorios LEMCO y LEPUCV ubicados en la región de Valparaíso. La base de datos utilizada fue facilitada por el laboratorio del LEMCO de la Universidad Técnica Federico Santa María y complementada con la usada en el trabajo realizado por De Vidts (De Vidts, et al., 2015). También se recopiló información extra desde biblioteca del Grupo de Geotecnia de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, específicamente ensayos realizados en la ciudad de Viña del Mar por distintos laboratorios en los últimos años.

Esta información se ordenó y agrupó en cuadras limitadas dentro de la zona de estudio usando el mapa de distribución urbana de la ciudad que se muestra en la Figura 7. En general, se cuenta con estudios de estratigrafías, granulometrías, ensayos de penetración y plasticidad para un gran número de edificios construidos en la zona en estudio. Sin embargo hay cuadras donde no se cuenta con información suficiente y es necesario interpolar usando modelos matemáticos.

En la Tabla 1 se muestra un resumen de la cantidad y tipo de información recopilada, la cual se puede consultar en los anexos digitales de esta memoria de título de acuerdo al cuadro resumen mostrado en el Anexo N°1: Resumen información recopilada del presente documento.

Tabla 1: Resumen información recopilada zona en estudio.

Sondajes SPT	Sondajes DCPT	Estratigrafías	Granulometrías	Límites de Atterberg
83	236	58	49	50

Fuente: Elaboración propia (2017).

Figura 7: Zona estudio por cuadras según estructura urbana Viña del Mar.

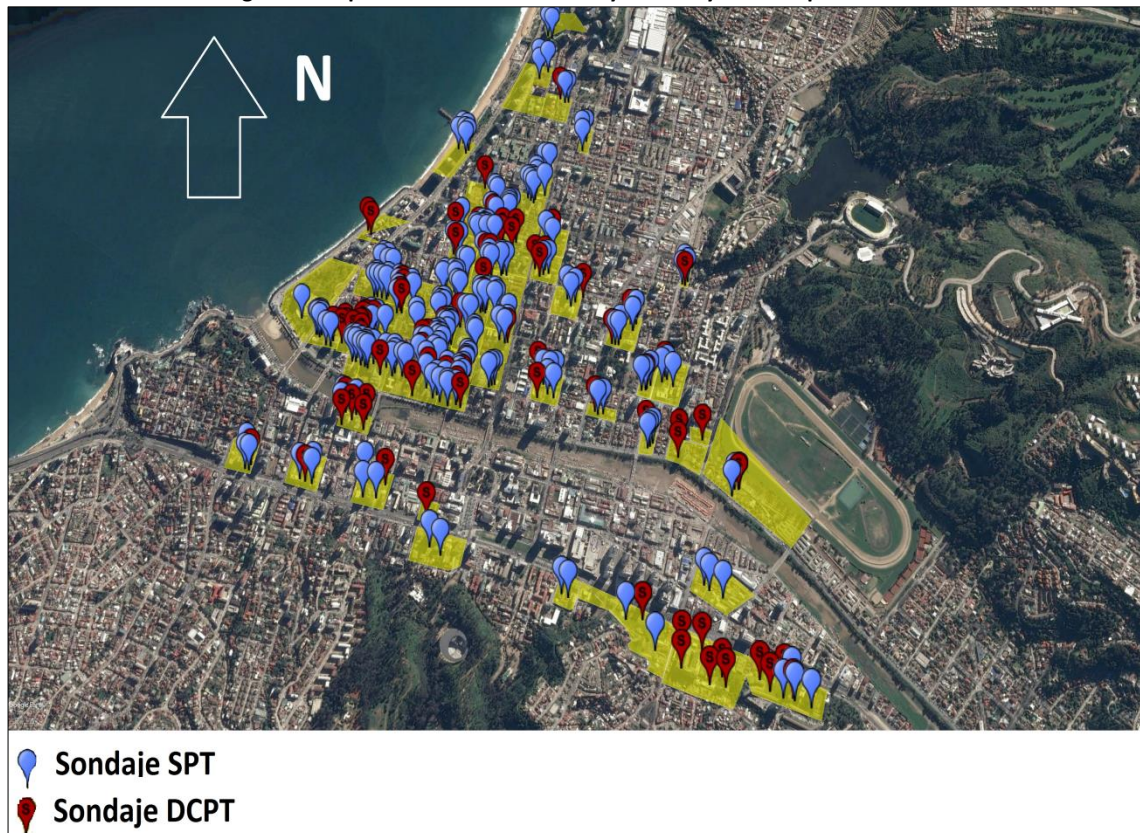


Fuente: Elaboración propia (2017).

A modo de estudiar correlaciones entre los ensayos SPT y DCPT y usar los valores de N corregido como input para los modelos de licuefacción, se ordenó la información de los sondeos SPT y DCPT por: año, laboratorio que desarrolló el ensayo, coordenadas geográficas, cuadra en la que se encuentra y proyecto para el cual se hizo el ensayo. Esta información se muestra resumida en el Anexo N°1: Resumen información recopilada del presente documento. Usando las coordenadas mostradas en este anexo, se generó la Figura 8 en donde se muestra una imagen satelital con los emplazamientos de todos los sondeos recopilados para la zona en estudio ordenados por cuadra; en rojo se muestran marcados los ensayos SPT y en azul los DCPT; en amarillo se muestra el área a la cual pertenece cada sondeo. Se puede ver que la mayor cantidad de datos se encuentra en el plan de Viña del Mar, mientras que en el sector oriente más allá de la calle 8 Norte prácticamente no se tiene información.

El manejo y filtrado de la información para llevar a cabo los análisis y obtener los resultados de la zonificación son detallados en la sección 5.1.

Figura 8: Emplazamiento satelital ensayos DCPT y SPT recopilados.



Fuente: Elaboración propia (2017).

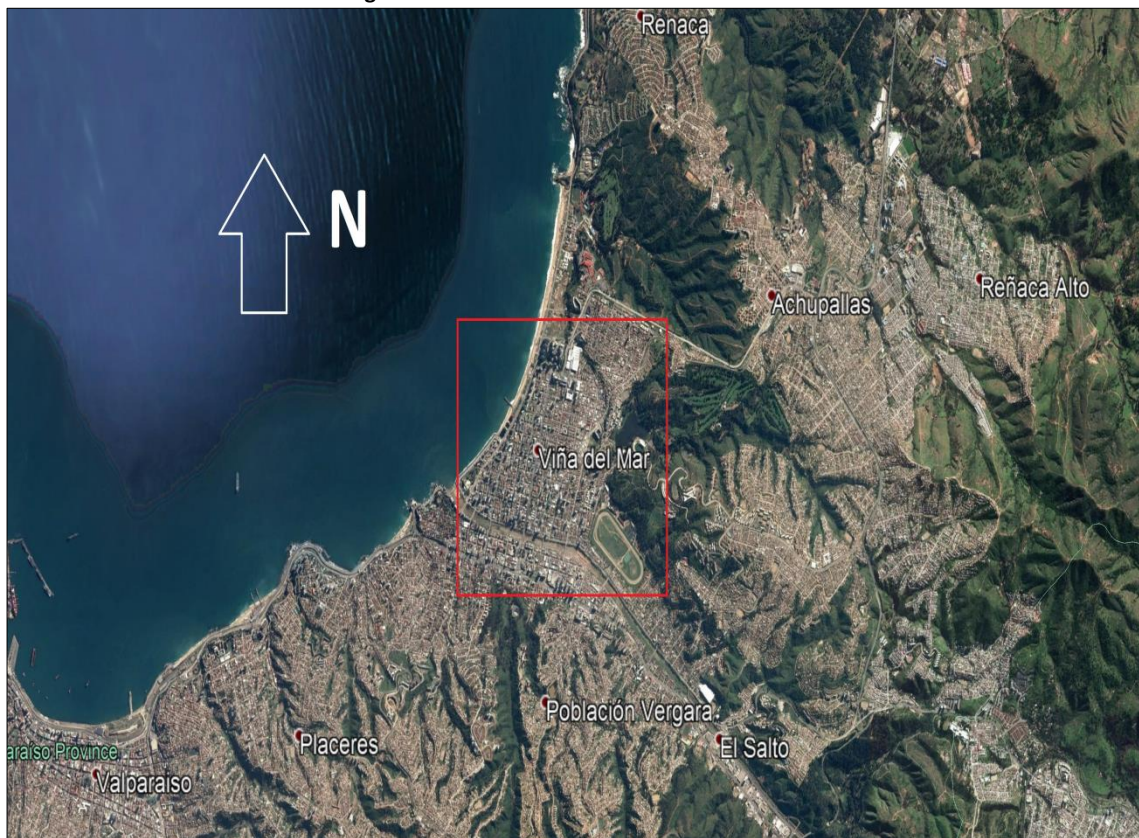
Captítulo 3 : : Antecedentes

3.1 Antecedentes físicos de la zona estudio

3.1.1 Ubicación

La zona de estudio está localizada en la ciudad de Viña del Mar, la cual se encuentra en la zona central del país y pertenece a la V región de Valparaíso. Se emplaza a 120 [km] al noroeste de Santiago y a 7 km al norte de Valparaíso. Viña del mar está ubicada en la zona central de Valparaíso con fáciles accesos a los valles centrales y localidades al norte y sur de la ciudad.

Figura 9: Ubicación satelital zona estudio.



Fuente: Elaboración propia (2017).

3.1.2 Estructura urbana

Viña del Mar es la cuarta comuna más poblada del país con una población cercana a las 320.000 personas, la cual se ve incrementada considerablemente en verano con una población flotante que sobrepasa las 200.000 personas (Carrasco & Núñez, 2013). El crecimiento poblacional de la comuna, 14.8% entre 1982-1992, es inferior al crecimiento del país. Sin embargo, su peso demográfico en relación al área del Gran Valparaíso es significativo, concentrando actualmente el 40.2 % del total de habitantes de esta área metropolitana. La comuna posee una densidad poblacional de 1763.5 hab./km², siendo la

mayor en el país después de las comunas más pobladas de la Región Metropolitana (Berrios , et al., 2010).

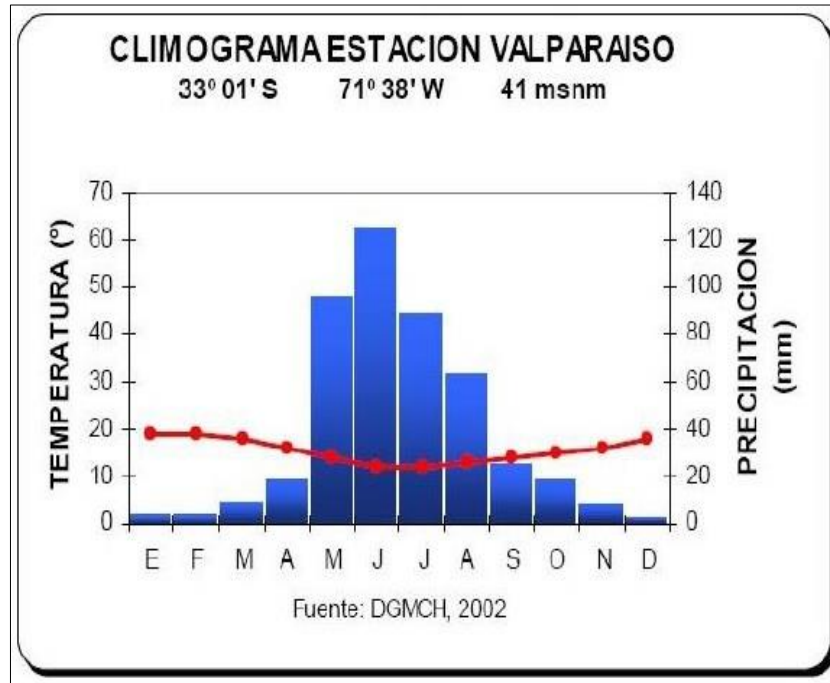
Actualmente la ciudad está constituida por 12 sectores. Esta conformación territorial de la comuna se caracteriza por una zona centro o plan, que corresponde a los sectores más antiguos de la ciudad, donde se localiza la casi totalidad de los servicios y la actividad comercial, así como un sector residencial importante de la población de mayores recursos. En este sector vive alrededor del 12% de los habitantes de la comuna. La otra parte de la población se localiza en los territorios o sectores vecinales que se ubican en los cerros aledaños a la zona centro, con características eminentemente residenciales de estratos sociales medios y bajos, a excepción de las zonas de Recreo-Agua Santa y Reñaca Bajo, donde predominan los grupos económicos medios y altos. Estos sectores populares donde vive una población cercana al 70% son: Nueva Aurora, Forestal, Chorrillos en la zona Sur; Santa Inés, Miraflores, Achupallas, Santa Julia, Gómez Carreño, Glorias Navales y Reñaca Alto, en la zona Norte; Limonares, Canal Beagle, Villa Dulce, El Olivar y Villa Hermosa, en la zona Oriente (Carrasco & Núñez, 2013).

3.1.3 *Clima*

La ciudad de Viña del mar se encuentra ubicada en la zona de clima templado mediterráneo con lluvias invernales y estación seca prolongada, la influencia costera y la presencia de la corriente fría de Humboldt producen un régimen de precipitaciones de tipo ciclónico orográfico, por lo cual la cantidad de precipitaciones aumenta según la exposición del relieve y, por consiguiente, de acuerdo a su altura. Como se indica en el climograma de la Figura 10, las precipitaciones se concentran en los meses fríos, con valores que pueden alcanzar en un mes, los 120 [mm] (Berrios , et al., 2010). Las precipitaciones anuales varían entre 250 y 400 [mm].

En general en toda la región las precipitaciones tienden a presentarse por períodos cortos de 24 a 48 [hrs], interrumpidos por breves períodos de calma. La influencia marítima afecta a toda la comuna, debido al efecto térmico del agua, el aire que entra al continente desde el mar funciona como regulador de las variaciones diarias y estacionales del tiempo. Las variaciones anuales fluctúan entre los 20 [°C] y los 12 [°C]. Las temperaturas más bajas se registran en los meses de Mayo a Agosto con una media de 11.4° C, mientras que las más altas se registran en Enero con una media de 17.7 [°C]. Debido a la influencia del mar, la comuna se caracteriza por presentar durante gran parte del año una amplia cobertura de nubosidad baja matinal y una alta humedad relativa. Los vientos son en forma mayoritaria anti ciclónicos del sur y suroeste, con características oceánicas.

Figura 10: Climograma ciudad Viña del Mar estación Valparaíso.



Fuente: Berrios et al. (2010).

3.1.4 Hidrología

La hidrogeología de la zona en estudio está fuertemente determinada por la cuenca del estero Marga - Marga. Esta cuenca se encuentra entre las longitudes 71°12' y 71° 35' y entre las latitudes 33° 00' y 33° 14', presenta una extensión de 40.5 [km] y un ancho de 17 [km] en su parte central. La escorrentía se desarrolla en los faldeos occidentales de la cordillera de la costa con orientación Este – Oeste. El régimen de escorrentía es puramente fluvial con grandes crecidas en los meses de invierno. Estas crecidas son de corta duración pero hacen oscilar importantemente el nivel freático del subsuelo (Aguas, 2002).

A partir de los informes de mecánica de suelos recopilados para la zona en estudio, en la Tabla 3 se muestran los niveles freáticos considerados en el análisis para cada cuadra con datos dentro de la zona; valores S/I indican que no se encontró napa; para cuadras con más de un ensayo se consideró el valor con registro más actual. Se puede rescatar que existen variaciones importantes entre realizar un ensayo entre una estación u otra y/o entre años más secos o lluviosos.

El nivel promedio para cada estación del año se muestra en la Tabla 2.

Tabla 2: Valores promedio niveles freáticos zona estudio.

Nivel Freático Promedio [m]			
Verano	Otoño	Invierno	Primavera
5.30	5.04	4.20	4.66

Fuente: Elaboración propia (2017).

Tabla 3: Niveles freáticos medidos por cuadra zona estudio.

Cuadra	Nivel Freático [m]	Fecha de Registro	Estación del año
3	4.5	07-10-1998	Primavera
4	1.0	30-08-1989	Invierno
5	3.3	24-04-2006	Otoño
6	4.2	11-07-2011	Invierno
7	4.8	19-07-2013	Invierno
15	4.2	22-11-2013	Primavera
17	4.1	09-08-2010	Invierno
19	5.9	20-05-2016	Otoño
21	S/I	S/I	S/I
22	2.8	16-12-2011	Primavera
23	6.8	15-03-2013	Verano
24	2.3	08-02-2012	Verano
25	2.7	15-11-2008	Primavera
28	4.7	30-06-2015	Invierno
29	3.9	26-04-1994	Otoño
30	4.4	21-11-2000	Primavera
32	3.2	01-02-2013	Verano
34	3.6	29-09-2009	Primavera
41	5.4	29-10-2012	Primavera
46	4.4	23-07-2004	Invierno
47	S/I	S/I	S/I
48	4.7	13-07-2012	Invierno
49	4.9	22-11-2010	Primavera
51	5.0	15-12-2008	Primavera
56	5.1	20-11-2010	Primavera
57	5.5	09-12-2011	Primavera
62	3.9	12-11-1992	Primavera
64	4.4	17-07-2004	Invierno
65	2.8	30-06-2001	Invierno
66	3.9	16-07-1991	Invierno
68	5.0	01-06-2012	Otoño
70	4.3	15-05-1999	Otoño
74	5.9	16-11-2012	Primavera
87	5.8	30-03-2001	Otoño
88	4.5	15-10-2010	Primavera
89	5.5	08-06-1993	Otoño
92	5.0	27-01-2014	Verano
101	4.2	15-06-2012	Otoño
105	4.4	19-10-2009	Primavera

107	5.1	16-05-2007	Otoño
108	4.8	16-10-2010	Primavera
109	5.9	24-05-2013	Otoño
119	S/I	S/I	S/I
120	5.0	20-03-1997	Verano
121	5.7	10-04-2010	Otoño
122	5.5	14-06-2013	Otoño
128	7.3	13-02-2015	Verano
135	3.7	23-01-2012	Verano
136	S/I	S/I	S/I
137	6.5	15-11-1997	Primavera
144	5.0	15-08-1985	Invierno
150	5.0	21-07-1992	Invierno
177	6.0	15-06-1993	Otoño
191	8.0	15-02-1994	Verano
192	6.2	30-04-1999	Otoño
205	6.5	18-02-1995	Verano
627	5.0	08-06-1993	Otoño
666	5.8	05-06-2015	Otoño
668	3.5	11-06-2011	Otoño
670	4.7	11-04-2014	Otoño
674	4.7	20-05-2010	Otoño
681	5.6	02-07-2011	Invierno
1215	S/I	S/I	S/I
1222	S/I	S/I	S/I
1223	5.5	11-10-2012	Primavera
1224	S/I	S/I	S/I
1225	5.0	05-12-2014	Primavera

Fuente: Elaboración Propia (2017).

3.1.5 Geomorfología

La ciudad de Viña del mar se encuentra en un área caracterizada por formas topográficas que indican una costa de regresión (Grimme & Álvarez, 1964). Sus rasgos geomorfológicos más notables son las terrazas de abrasión marina y de depositación, acantilados costeros y profundas quebradas que cortan las terrazas como se puede ver en la Figura 11.

Dentro de la ciudad se pueden presenciar las distintas unidades caracterizadas principalmente por sus relieves. La primera es una llanura donde se encuentra emplazado el sector Plan, constituido por sedimentos marino- fluviales provenientes del estero Marga-Marga y la costa, delimitada por terrazas hacia el Norte y Sur del Estero.

Figura 11: Geomorfología ciudad Viña del Mar.



Fuente: Carrasco & Nuñez (2013).

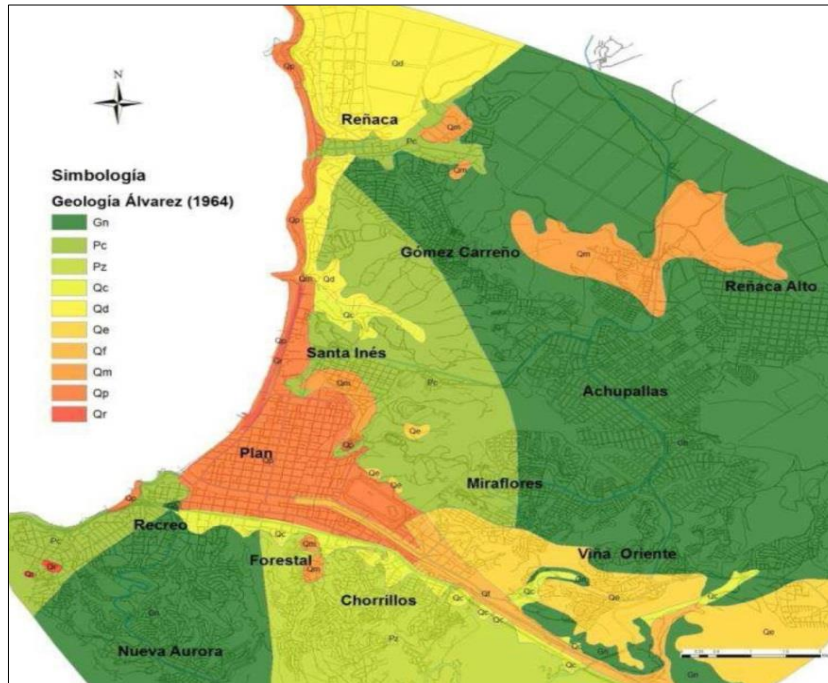
Hacia el norte y sur de la zona en estudio es posible distinguir terrazas de gran extensión que corresponden a superficies relativamente planas disectadas por profundas quebradas y zonas de erosión. Los niveles aterrizados a ambos lados del estero Marga-Marga son discordantes entre sí, exhibiendo diferentes alturas. Hacia el Norte de estero, es posible distinguir terrazas de gran extensión, las cuales tienen cotas máximas desde 200 a 450 [m.s.n.m]. Bordeando la costa hacia el Norte, existen afloramientos de sedimentos marinos, principalmente arenas, mientras que hacia el Sur, se encuentran terrazas con mayor altitud, las cuales se ubican a cotas superiores a 250 [m.s.n.m] y alcanzando más de 450 [m.s.n.m] al Sur de Valparaíso (Grimme & Álvarez, 1964).

3.1.6 Descripción geológica

La zona en estudio cuenta principalmente con dos mapas geológicos. Grimme, K. y Álvarez, L. en 1964 (Grimme & Álvarez, 1964) propone el primer mapa geológico, el cual abarca desde la zona de Playa Ancha hasta la desembocadura del río Aconcagua en la localidad de Concón. En la Figura 12 se muestra el mapa propuesto.

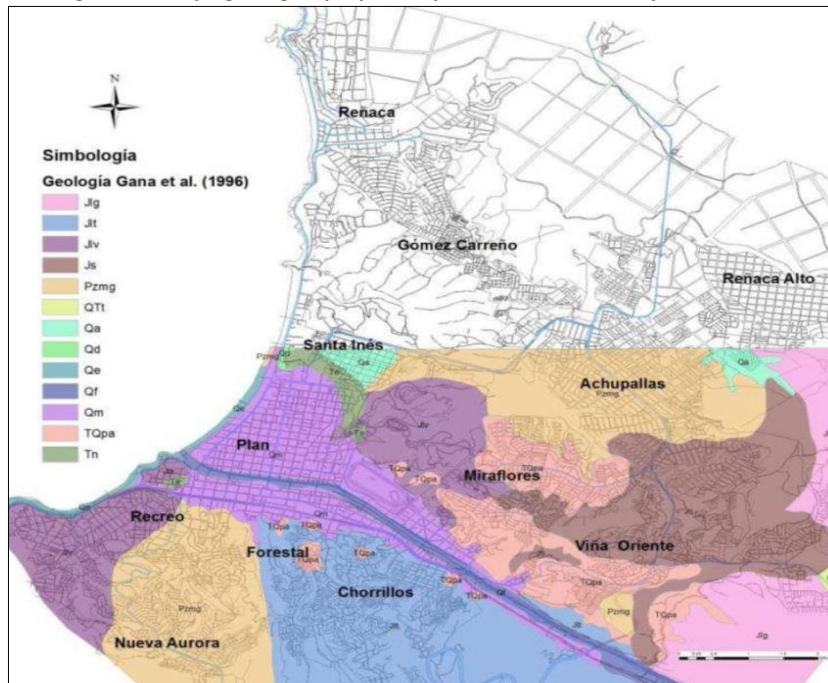
En 1996 Gana et al. (Gana, et al., 1996) actualizó este mapa abarcando un área para los sectores comprendidos entre Valparaíso y Curacaví, mostrando la geología parcial de la ciudad, específicamente de la zona sur de Viña del Mar, esta clasificación se muestra en la Figura 13.

Figura 12: Mapa geológico propuesto por Grimme, K. y Álvarez, L.



Fuente: Grimme, K. & Álvarez, L. (1964).

Figura 13: Mapa geológico propuesto por Gana, P., Wall, R. y Gutiérrez, A.



Fuente: Gana, P. et al. (1996).

De ambas figuras y clasificaciones geológicas es posible observar que las principales unidades geológicas presentes en la zona de estudio son:

- Neis Granítico (Gn): Unidad de roca de color gris claro, grano grueso y con esquistosidad. Se presenta en la ciudad de Viña del Mar y la localidad de Reñaca.

- Depósitos Marinos (Qm): Es una unidad de sedimentos marinos, conformados por limos, arenas y gravas. Se presentan en la ciudad de Viña del Mar.
- Depósitos Aluviales (Qa): Esta unidad se conforma por sedimentos aluviales que se presentan en zonas planas en la ciudad de Viña del Mar.
- Depósitos litorales y eólicos actuales (Qe): Se constituye de sedimentos de playa, conformados por arenas y gravas de bolones bien redondeados. Se presentan en las ciudades de Valparaíso y Viña del Mar.
- Depósitos Fluviales (Qf): Esta unidad se conforma de sedimentos asociados a cursos fluviales activos. Se presentan en la ciudad de Viña del Mar en el estero Marga Marga.

3.1.6.1 Profundidad estrato rocoso

A partir de los informes de mecánica de suelos recopilados para la zona en estudio, en la Tabla 4 se muestran las profundidades del estrato rocoso y las ubicaciones donde se encontró; información usada como input para la creación de modelos estratigráficos. Se puede apreciar variaciones considerables en el sector poniente y oriente de la zona en estudio. Esta información coincide con lo propuesta por Serafini (Serafini, 2017) y Verdugo (Verdugo, 1995) existiendo una tendencia a tener mayores profundidades en la zona donde solía pasar el estero Marga-Marga.

Tabla 4: Profundidad estrato rocoso encontrada en zona estudio.

Cuadra	Proyecto	Sondaje	Ubicación	Profundidad [m]	
				Desde	Hasta
22	Edificio Plaza México	SPT-1	2 Norte Esquina 6 Poniente	31.00	40.00
23	Edificio Casino Plaza	SPT-1	6 Poniente #124 #136 #160 #172	36.00	37.00
128	Edificio Tempo 7 Norte	SPT-1	7 Norte #1250	26.00	30.00
205	Edificio Reina Victoria	-	15 Norte #585	18.00	18.00
666	Edificio Viana	SPT-1	Viana esquina Von Schroeders	32.00	35.00
668	Edificio Cruciani	SPT-1	Viana #273	24.00	28.00
670	Hotel Viana	SPT-1	Viana #459	33.00	35.00
1223	Edificio Alvarez 2	SPT-1	Álvarez #1248	6.00	21.00
1225	Edificio Inm. Brotec	SPT-1	Álvarez #1886	12.00	20.00

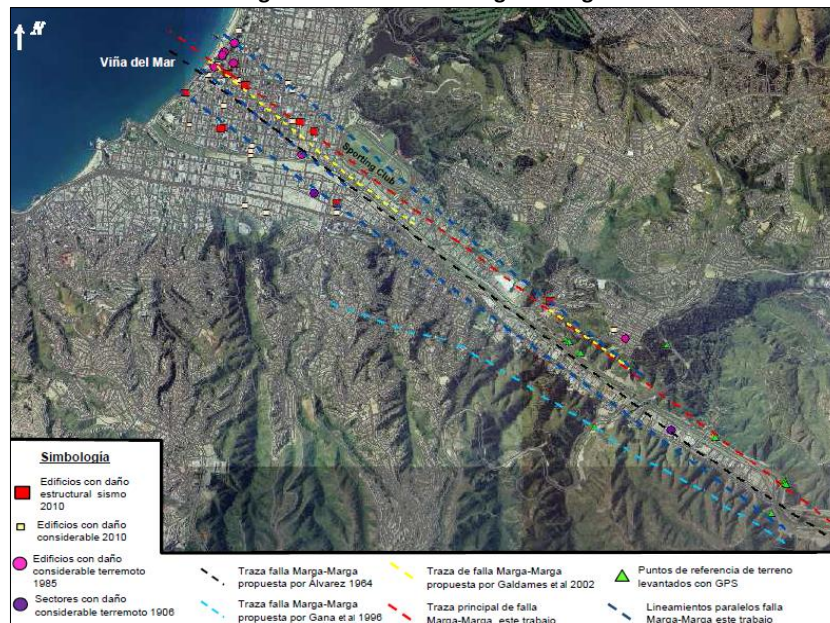
Fuente: Elaboración propia (2017).

3.1.6.2 Falla Marga - Marga

Distintos autores a lo largo de los últimos 40 años han propuestos trazas de la falla. El trabajo de Thorson (Thorson, 1999) es hasta ahora el más reconocido y validado. En este se presentan evidencias de una zona brechizada en el entorno sur del cauce además de la correlación entre los daños registrados en los sismos de 1985 y 1906 con la continuidad del cauce proveniente desde el este, interpretando que la proyección superficial de la traza de la falla atravesaría la población Vergara.

En el año 2010 el departamento de geología de la Universidad de Chile desarrolló el trabajo "Nuevos antecedentes sobre la falla Marga-Marga y sus implicancias en el peligro sísmico" (Muñoz, et al., 2010) en donde se define una nueva traza de la falla Marga - Marga bajo el Plan de la ciudad de Viña del Mar a partir de la recopilación de antecedentes de daños ocasionados por el terremoto del 27 de Febrero 2010, antecedentes de terreno e información de deformaciones post sismo. Superponiendo los daños de los principales eventos sísmicos del último tiempo, 1906, 1985 y 2010 se pudo apreciar una recurrencia en algunos sectores del plan de Viña del Mar. Sin embargo, realizando un modelo estratigráfico y con la recopilación de antecedentes de terreno se descarta la presencia de un único brazo del estero por debajo del Plan de Viña y que fuera el causante de concentración de daños por presencia de sedimentos fluviales. A partir de esto se definió una nueva traza de la falla paralela a las existentes como se muestra en la Figura 14. También se proyectaron 3 lineamientos (uno al norte y dos al sur) paralelos a la traza principal definida; lo anterior permite sugerir la presencia de una "zona de falla", acotada al norte y al sur y que tendría implicancias en el peligro sísmico por un potencial de amplificación y concentración de daños. Como motivo del objetivo de esta tesis, se espera dar información geotécnica relevante para futuros estudios que puedan determinar la presencia de la falla. En relación a lo mismo, con los resultados de análisis de licuefacción y potencial de riesgo sísmico se espera relacionar las zonas con más daños cercanas a la falla con los resultados obtenidos.

Figura 14: Trazas falla Marga – Marga.



Fuente: Muñoz, E. et al. (2010).

3.2 Ensayos geotécnicos in situ

Los ensayos geotécnicos in situ constituyen una serie de técnicas variadas e independientes con un objetivo común: la caracterización mecánica de las capas que componen el subsuelo a través de parámetros medidos en el propio medio natural. A continuación se describen los ensayos que han sido utilizados como input para el desarrollo de esta memoria de título. Se detalla en que consiste cada ensayo, el método en que son llevados a cabo y la interpretación de los resultados de cada uno de ellos, también se muestran las correlaciones existentes entre ambos ensayos y con otros parámetros geotécnicos.

3.2.1 Ensayo de penetración estándar (SPT)

El ensayo de penetración estándar o SPT es un tipo de prueba de penetración dinámica empleado ampliamente en Chile y el mundo para ensayar terrenos en los que se necesita realizar un reconocimiento geotécnico. El ensayo SPT tiene su principal utilidad en la caracterización de suelos granulares (arenas o gravas arenosas), en las que es muy difícil obtener muestras inalteradas para ensayos de laboratorio.

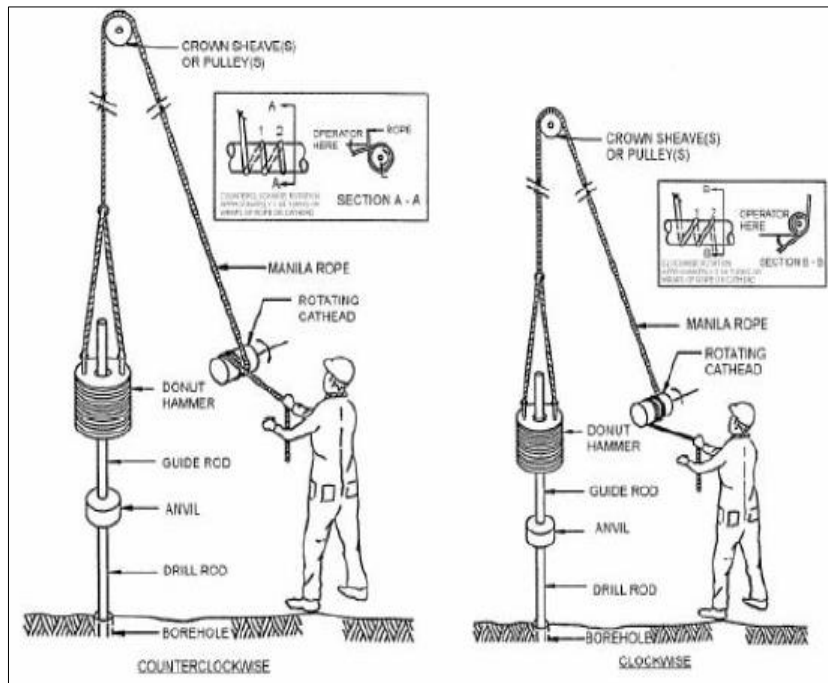
El ensayo consiste en contar el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El tipo de cuchara, peso y altura de caída del martinete están normalizados por distintas normas internacionales.

La norma chilena vigente es la norma NCh3364:2014 “Geotecnia – Ensayo de penetración estándar” (NCh3364, 2014) , la cual establece que se use un martillo de cuerpo de acero que pese (63.5 ± 0.5) [kgf] dejándolo caer de una altura de 0.76 [m] para proporcionar la energía de impacto requerida para el ensayo. El procedimiento consiste en marcar las barras de perforación en tres tramos sucesivos de 0.15 [m] cada uno, una vez hecho esto, se hince el muestreador con golpes del martillo y se cuenta el número de golpes aplicados en cada tramo de 0.15 [m]. El primer tramo de 0.15 [m] se considera de acomodamiento, por lo cual no se considera en el cálculo. La suma del número de golpes del segundo y tercer tramo se denomina resistencia a la penetración estándar o valor de N. Se define como condición de rechazo del ensayo (R) cuando ocurre cualquiera de las situaciones siguientes: aplicar un total de 50 golpes en uno de los tres tramos de 0.15 [m], aplicar un total de 100 golpes durante los tres tramos sucesivos o que no se observe ningún avance del muestreador durante la aplicación de 10 golpes sucesivos del martillo. En la Figura 15 se muestra el procedimiento del ensayo usando un equipo manual (a) y automático (b).

Figura 15: Procedimiento hincado ensayo SPT y DCPT tipo automático (a) y manual (b).



(a) Fuente: Figueroa, E. & Orostegui, P. (2014).



(b) Fuente: De Vidts, D. et al. (2015).

3.2.2 Ensayo de cono de penetración dinámica (DCPT)

El ensayo de penetración de cono, conocido como DCPT, es un método versátil dado su rápida y fácil ejecución, rápido y más económico en comparación con sondajes de penetración SPT. El ensayo es empleado para una determinación preliminar de las propiedades del suelo pero que mediante añadidos es capaz de medir la presión del agua subterránea, así como otros parámetros de interés en el área de la Geotecnia.

De acuerdo a el Manual de Carreteras (Dirección de Vialidad, 2014) el ensaye consiste en el hincado controlado de un cono mediante golpes de una masa de peso 140[lbs], que cae libremente de una altura de 75 [cm] y es usado para tener una idea cualitativa de la compacidad o consistencia de un suelo, o para extrapolar en forma confiable la información que pueda obtenerse de un sondaje convencional. Es frecuente realizar estos ensayes que son similares al de la cuchara normal (SPT), pero con conos de 50 [mm] de diámetro y un ángulo de 60 grados en la punta, seguido por un cilindro o fuste del mismo diámetro y 10 [mm] de altura, contabilizando el número de golpes necesarios para hincar el cono en 30 [cm]. El registro que se lleva es de carácter continuo.

Es conveniente en la mayoría de los casos calibrar este ensaye con el ensaye de penetración estándar realizando en un punto conveniente elegido de manera tal que sea representativo del conjunto un ensayo de penetración con cono tan cerca como sea posible de un ensaye de penetración estándar. En general este procedimiento permite establecer correlaciones de relativa confiabilidad (Dirección de Vialidad, 2014).

Dado que el registro es continuo para toda la profundidad y se puede tener información para intervalos pequeños como de 30 mm, permite evidenciar pequeños cambios que puedan ocurrir entre estratos de suelo.

En la Figura 15 (b) se muestra el procedimiento de hincado del ensayo.

3.2.3 Correcciones ensayo SPT

Para la obtención de resultados confiables, es necesario efectuar correcciones al índice de penetración obtenido en terreno por distintos factores intrínsecos del sistema. Los principales factores que afectan el valor de N son: preparación y calidad del sondeo, longitud de las barras, diámetro del sondeo, pandeo de las barras y dispositivo de golpeo. Con el objetivo de reflejar estos factores y normalizar los valores medidos de N para poder relacionarlo con otros parámetros geotécnicos se debe calcular el valor $(N_1)_{60}$ de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$(N_1)_{60} = N_m * C_E * C_R * C_S * C_B * C_N \quad (1)$$

Dónde:

- $(N_1)_{60}$: Índice de penetración estándar normalizado por presión de confinamiento de 1 kgf/cm² y corregido al 60% de la energía normalizada.
- N_m : Índice de penetración registrado en terreno por ensayo SPT o DCPT.

- C_E : Factor de corrección de energía para llevar al 60% de la energía teórica del ensayo.
- C_R : Factor de corrección por longitud de barras.
- C_S : Factor de corrección por el uso cucharas con liner.
- C_B : Factor de corrección de acuerdo al diámetro del sondaje.
- C_N : Factor de normalización a presión confinante de 1 kgf/cm. Aplicable para suelos arenosos.

3.2.3.1 Factor de corrección por energía C_E

Dado que la energía de cada golpe que es transmitida por el martillo en el ensayo no corresponde al 100% de la energía teórica producto de una caída totalmente libre debido principalmente a las pérdidas producidas por rozamiento o fricción del sistema de izaje, acople de barras y a la manipulación que realiza el operador que ejecuta el ensayo es que es necesario aplicar un factor de corrección por transferencia de energía C_E .

Estudios han demostrado que la mayoría de los SPT realizados desarrollan una energía del orden del 60% de la teórica, lo que hace necesario normalizar los valores de N al N_{60} . Esto se logra mediante la siguiente ecuación.

$$N_{60} = N_m * C_E \quad (2)$$

En que:

C_E : (ERi/60)

ERi: Razón de energía transmitida por las barras de perforación, expresado como porcentaje.

La razón de energía transmitida depende del tipo de martillo utilizado. En la actualidad existen tres tipos de martillos que pueden ser usados: Donut, martillo tipo Safety y martillo automático (los dos primeros son manuales y el último automático). Los valores típicos usados de ERi y C_E se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5: Valores factor corrección energía por tipo de martillo.

Tipo de Martillo	ERi%	C_E
Martillo tipo Donut	45-75	0.5 a 1.0
Martillo Safety	45-75	0.7 a 1.2
Martillo Automático	55-80	0.8 a 1.3

(a) Fuente: Fuente: Figueroa, E. & Orostegui, P. (2014).

3.2.3.2 Factor de corrección por longitud de barras C_R

Al aumentar la longitud de barras el peso del elemento percutido también aumenta, resumiéndose en un aumento del valor de N a mayores profundidades. Debido a esto, es necesario usar un factor de corrección por longitud de barras. Se consideran los siguientes valores de acuerdo al largo total de barras utilizadas hasta la profundidad del ensayo (L_t).

Como se puede ver a medida que la profundidad del sondeo aumenta, el factor de corrección se aproxima a uno.

Para martinete manual:

Tabla 6: Valores factor corrección por longitud de barras para martinete manual.

Largo total (Lt) [m]	C_R
≤ 3	0.75
150	1.00

Fuente: NCh3364 (20014).

Para martinete automático:

Tabla 7: Valores factor de corrección por longitud de barras para martinete automático.

Largo total (Lt) [m]	C_R
≤ 3	0.75
$3 < Lt \leq 4$	0.80
$4 < Lt \leq 6$	0.85
$6 < Lt \leq 10$	0.95
$10 < Lt \leq 30$	1.00

Fuente: NCh3364 (2014).

3.2.3.3 Factor de corrección uso cucharas con liner C_s

Se refiere a la utilización de una cuchara con una camisa o tubería protectora. Dado que la cuchara presenta un espacio para alojar el liner, en general se recomienda utilizarlo, de modo que la muestra mantenga la ubicación de eventuales substratos.

Tabla 8: Valores factor de corrección por uso de liner.

Cuchara estándar	C_s
Con liner	1.0
Sin liner	1.1-1.3

Fuente: NCh3364 (2014).

3.2.3.4 Factor de corrección diámetro del sondaje C_B

Este factor considera las variaciones del ensayo por el diámetro de la perforación realizada. Se puede apreciar en la Tabla 9 que a medida que el diámetro aumenta, el valor de C_B también, este efecto se debe a que se produce una relajación de tensiones al interior de la perforación para diámetros mayores o iguales a 150 [mm] (Díaz & Rodríguez, 2007).

Tabla 9: Valores factor de corrección por diámetro del sondaje.

Diámetro de la perforación [mm]	C_B
65 a 115	1.00
150	1.05
200	1.15

Fuente: NCh3364 (20014).

3.2.3.5 Factor de normalización a presión confinamiento C_N

El valor de C_N se estima a partir de la siguiente ecuación:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_{v0}} \right)^n \quad (3)$$

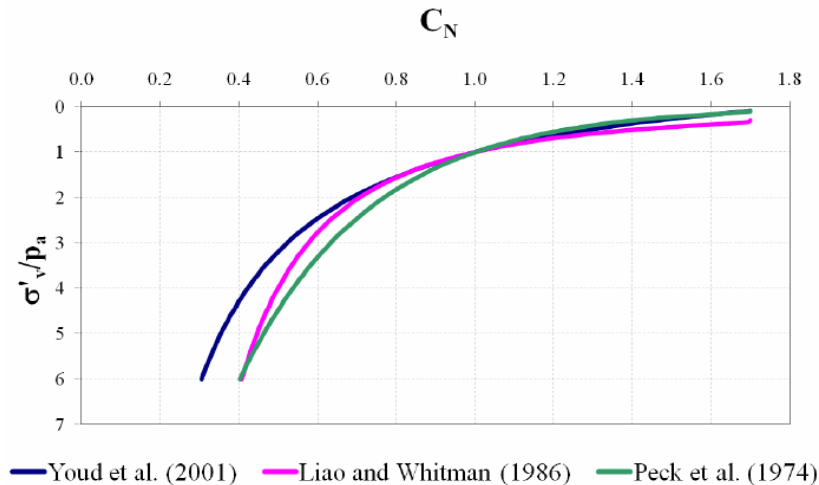
El valor del exponente “n” en la ecuación (3) varía con la densidad, tamaño de partícula, razón de pre consolidación y el envejecimiento del suelo. Valores típicos del exponente “n” en arenas limpias se encuentran en el rango de 0.45 a 0.60 (Boulanger & Idriss, 2014).

Notar que el valor de C_N puede alcanzar valores considerables a bajas profundidades. Es por esto que algunos investigadores han recomendado limitar los valores de C_N a aproximadamente 1.7 debido a las incertidumbres a profundidades más superficiales (Boulanger & Idriss, 2014).

En la Figura 16 se muestra los valores para C_N presentados por distintos autores y usados en la práctica para la normalización del valor $(N_1)_{60}$ en muchas situaciones prácticas donde la variación de C_N con D_r no es de gran importancia (como es el caso de profundidades menores a 10-15 metros). Sin embargo, si se quiere estimar el potencial de licuefacción se deberán usar los valores propuestos por Boulanger (Boulanger & Idriss, 2014) en la ecuación (4) ajustando el valor de $(N_1)_{60}$ por la cantidad de finos presentes en la arena.

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_v'} \right)^{0.784 - 0.0768 \cdot \sqrt{(N_1)_{60CS}}} \leq 1.7 \quad (4)$$

Figura 16: Valores factor de corrección C_N propuestos.



Youd et al. (2001)	Liao y Whitman (1986)	Peck et al. (1974)
$C_N = \frac{2,2}{1,2 + \frac{\sigma'_v}{P_{atm}}}$	$C_N = \sqrt{\frac{P_{atm}}{\sigma'_v}}$	$C_N = 0,77 \cdot \log \left[\frac{20 \cdot P_{atm}}{\sigma'_v} \right]$

Fuente: Díaz, E. & Rodríguez, F. (2007).

3.2.4 Correlaciones existentes ensayo DCPT con SPT

La elección de un ensayo de penetración u otro dependerá del mecánico de suelos a cargo del proyecto, los recursos económicos, la disponibilidad de los equipos necesarios para llevar a cabo el ensayo, entre otros factores. Sin embargo, la gran cantidad de estudios para determinar el potencial de licuefacción han sido desarrollados usando datos y valores de penetración de ensayos SPT. Junto con esto también existen numerosas correlaciones con parámetros de diseño como densidad relativa, compacidad, velocidad de onda corte, etc. y clasificaciones en base a el valor corregido de N . Pareciera ser lo óptimo contar y desarrollar solo este tipo de ensayos, pero como ya se mencionó por motivos económicos, tiempo o personal adecuado no siempre es posible realizar en ensayos SPT para el proyecto realizado. Además que los ensayos DCPT pueden ser muy útiles para espacializar valores de NSPT con el objetivo de tomar decisiones como donde colocar el sello de excavación y/o fundación. Por esta razón y para motivos de desarrollo de este trabajo es conveniente estudiar una correlación que permita relacionar los valores de penetración del ensayo DCPT con los valores del ensayo SPT.

Muchos autores han investigado en relación a encontrar una correlación entre ambos ensayos, proponiendo distintas fórmulas matemáticas que logran relacionar ambos ensayos en función del tipo de suelo existente. Entre estas investigaciones se destacan las propuestas por el IDIEM (Dobry, et al., 1967) para el suelo de Concepción y la usada por DeVidts et al. (De Vidts, et al., 2015) correspondiente a una correlación propuesta por la PUCV en un estudio de los suelos de Viña del Mar y a la práctica común en estudios de mecánica de suelos en la región en los años 90. En la ecuación (5) se muestra la correlación propuesta por la PUCV mientras que en la ecuación (6) la propuesta por el IDIEM.

$$N_{spt} = \frac{N_{dcpt}}{2} * C_N \quad (5)$$

$$\Delta N = N_c - N_1 \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \Delta N &= 0 & \text{para } h < 1.2 h_f \\ \Delta N &= 2(h - 1.2 h_f)^2 + 12 & \text{para } h \geq 1.2 h_f \end{aligned}$$

Dónde:

N_{spt} : Índice de penetración medido en terreno para ensayo SPT correlación PUCV.

N_{dcpt} : Índice de penetración medido en terreno para ensayo DCPT correlación PUCV.

N_c : Índice de penetración medido en terreno para ensayo DCPT correlación IDIEM.

N_1 : Índice de penetración medido en terreno para ensayo SPT correlación IDIEM.

ΔN : Diferencia entre índice de penetración medido para ensayo SPT – medido para ensayos DCPT correlación IDIEM.

h_f : Profundidad napa freática.

A partir de las expresiones mostradas se puede observar que la correlación propuesta por el IDIEM obtenida a partir de ensayos realizados en el plan de Concepción durante los años 1965 y 1966 independiente de la profundidad del ensayo, cuando ésta es menor a la

profundidad de la napa freática amplificada por 1.2 los valores de ambos índices de penetración son iguales y que los valores de ΔN comienzan a aumentar a partir de la profundidad límite $h_o = 1.2h_f$. Esto se debe principalmente al hecho que el cono al tener diámetro mayor que la barra y abrir un orificio por el cual se puede infiltrar agua a profundidades mayores y bajo donde la tendencia al derrumbe aumenta y no existen fuerzas capilares, la arena se comporta como un material totalmente no cohesivo haciendo que la fricción lateral aumenta rápidamente.

Por otro lado, la correlación propuesta por la PUCV el valor del índice de penetración del ensayo SPT será igual a 0.5 veces el valor del N_{dcpt} para todas las profundidades sin considerar una corrección por presencia de nivel freático. En base a los ensayos recopilados se pudo apreciar esta correlación es la más usada en la práctica para suelos de Viña del Mar y Valparaíso.

En un análisis de sensibilidad realizado por De Vidts et al. (De Vidts, et al., 2015) para estudiar la diferencia entre ambas correlaciones, se llegó a la conclusión que la correlación presentada por la PUCV para el suelo de Viña del Mar entrega resultados más conservadores que la propuesta por el IDIEM y que esta última no es necesariamente aplicable a los suelos de Viña del Mar.

Como objetivo de este trabajo de título se estudia la correlación entre ambos ensayos mediante un análisis estadístico usando como variables la profundidad de la napa freática, tipo de suelo explorado, tipo de mecanismo de hincado y la profundidad del estrato. Este estudio y los resultados obtenidos se muestran en detalle en la sección 5.2 de la presente memoria de título.

3.2.5 Correlaciones ensayo SPT parámetros geotécnicos

Existen numerosas correlaciones empíricas entre el índice de penetración y diversos parámetros geotécnicos. Debe entenderse claramente que estas relaciones son aproximadas y su uso resulta adecuado cuanto mayor sea la experiencia de quien las utiliza.

3.2.5.1 Correlación índice de penetración $(N_1)_{60}$ y DR%

En 1948 Terzaghi y Peck (Terzaghi & Peck, 1948) publicaron la primera correlación entre N_{spt} y DR.

$$DR = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{C_d}} \quad (7)$$

Donde DR se expresa como razón en vez de porcentaje. Las observaciones originales de Meyerhof (Meyerhof, 1957) indicaban un valor de aproximadamente 41 para C_d . Skempton (Skempton, 1986) en base a datos obtenidos de terreno y laboratorio sugiere que los valores promedio más apropiados para C_d en depósitos de arena natural normalmente consolidada son de alrededor de 55 para arenas finas y 65 para arenas gruesas. Más tarde Skempton notó que C_d variaba significativamente con la antigüedad del depósito, por lo que el valor típico podría ser de 35 en ensayos de laboratorio, 40 en rellenos y 55 en depósitos.

Posterior a esto, Cubrinovski e Ishihara (Cubrinovski & Ishihara, 1999) resumieron los datos de muestras no perturbadas de alta calidad obtenidas a través de congelamiento in situ con valores de C_d promedio de aproximadamente 51 para muestras de arena limpia, alrededor de 26 para muestras de arena limosa y de 39 para todas las muestras. Esta correlación mostrada en la ecuación (7) se usó por Boulanger y Idriss (Boulanger & Idriss, 2003) para verificar la consistencia entre las correlaciones para el accionamiento de licuefacción basadas en ensayos SPT obteniendo un valor de $C_d = 46$ como se muestra en la siguiente ecuación:

$$DR = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \quad (8)$$

En base a la ecuación (7) y valores medidos de DR% para distintas arenas Terzaghi y Peck propusieron lo que hoy es un clásico sistema de clasificación de arenas. Este sistema, modificado por Skempton en 1986 (Skempton, 1986) para tener en cuenta las normalizaciones del valor de N (N_{160}) que se presenta en la Tabla 10.

Tabla 10: Correlación N_{160} densidad relativa Terzaghi y Peck modificada por Skempton.

Índice (N_1) ₆₀	DR%	Estado de compacidad	Comportamiento mecánico
< 3	<15 %	Muy suelto	Contractivo
3 – 8	15 – 35	Suelto	Contractivo
8 - 25	35 – 55	Medianamente Denso	Contractivo
25 - 42	55 – 65	Denso	Límite
42 - 58	65 – 85	Muy Denso	Dilatante

Fuente: Skempton, A. (1986).

El uso en Chile de los valores de la Tabla 10 han sido calibrados y modificados de acuerdo lo mostrado en la Tabla 11.

Tabla 11: Correlación N_{160} densidad relativa nacional.

Índice (N_1) ₆₀	DR%	Estado de compacidad	Comportamiento mecánico
< 3	<15 %	Muy suelto	Contractivo
3 – 8	15 – 35	Suelto	Contractivo
8 - 20	35 – 55	Compacto	Contractivo
20 - 28	55 – 65	Compacto a Denso	Límite
28 - 47	65 – 85	Denso	Dilatante
47 - 65	85 – 100	Muy Denso	Dilatante

Fuente: Congreso geotecnia (2014).

3.2.5.2 Correlación índice de penetración N_{60} y q_u/S_u

El primer estudio realizado para determinar una relación entre el ensayo NSPT y q_u fue llevado a cabo por Terzaghi & Peck en el año 1967 (Terzaghi & Peck, 1967). En su estudio consideraron una variedad de suelos finos y analizaron la relación entre q_u y N_{spt} sin considerar otros parámetros. En la Tabla 12 se muestran los valores propuestos.

Tabla 12: Correlación q_u y N_{spt} propuesta por Terzaghi y Peck.

Consistencia	N_{spt}	q_u (kPa)
Muy Blando	<2	<25
Blando	2-4	25-50
Medio	4-8	50-100
Rígido	8-15	100-200
Muy Rígido	15-30	200-400
Duro	>30	>400

Fuente: Terzaghi & Peck. (1967).

Posteriormente Sanglerat (Sanglerat, 1972) fue el primero en presentar una correlación entre q_u y N_{spt} considerando el índice de plasticidad de suelos arcillosos y dividiéndolo en dos categorías: arcillas y arcillas limosas. Luego Sowers (Sowers, 1979) en el año 1979 examinando las correlaciones propuestas y usando valores de resistencias al corte obtenidos de ensayos no consolidados obtuvo que los valores de S_u aumentan con un aumento en el índice de plasticidad. En la Tabla 13 se muestran algunas de las correlaciones entre N_{spt} y S_u presentadas por distintos autores.

Debido a la gran variedad de correlaciones existentes, Nassaji y Kalantari (Nassaji & Kalantari, 2011) en el año 2011 en base a sondeos SPT y valores medidos en laboratorio de S_u para la ciudad de Tehran, Irán y usando como base correlaciones existentes entre N_{spt} y S_u , propusieron la ecuación (9) que es aplicable para suelos con índices de plasticidad $IP \leq 20$ y suelos de características similares a los de Tehran (ver Tabla 14).

$$S_u = 2.1 * N_{60} + 17.6 \quad (9)$$

Tabla 13: Correlación S_u y N_{spt} propuesta por diferentes autores.

Autor	Definición	S_u (kPa)
Sanglerat (1972)	Arcilla Arcilla limosa	12.5 N_{spt} 10 N_{spt}
Stroud (1974)	$PI < 20$ $20 < PI < 30$ $PI > 30$	(6-7) N_{spt} (4-5) N_{spt} 4.2 N_{spt}
Sowers (1979)	Suelo altamente plástico Suelo plasticidad media Suelo plasticidad baja	12.5 N_{spt} 7.5 N_{spt} 3.75 N_{spt}
Nixon (1982)	Arcilla	12 N_{spt}

Fuente: Nassaji & Kalantari (2011).

Tabla 14: Propiedades del suelo de Tehran en estudio de Nassaji y Kalantari.

Propiedades	Min.	Máx.	Promedio	D. Estándar
Límite Plasticidad	12	31	20.58	3.82
Límite Líquido	23	57	35.05	7.93
Índice de Plasticidad	5	28.5	14.46	6.22
Índice Líquido	-1	0.85	0.013	034
Contenido de agua %	9.8	29	20.9	3.52
Valor SPT (N)	4	46	24.02	9.31
N ₆₀	2.4	36.8	18.01	7.43
Resistencia Su (kPa)	18	104	56	20.73

Fuente: Nassaji & Kalantari (2011).

Captítulo 4 : : Licuefacción

4.1 General

La licuefacción de suelos es un proceso natural que ocurre generalmente en arenas y limos arenosos saturados que tienden a densificarse cuando son sometidos a cargas cíclicas rápidas como un sismo, sin embargo, también ha existido evidencia que muestra licuefacción en suelos finos como arcillas y limos. El fenómeno se produce debido a un aumento en la presión de los poros que puede llegar a anular el esfuerzo efectivo del suelo, con lo cual sobreviene la flotación de las partículas y la pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante. En el suelo licuado se producen grandes deformaciones para muy bajos esfuerzos de corte, lo cual se ve reflejado en daños en edificios y estructuras.

4.2 Fenómenos relacionados con licuefacción

El fenómeno de licuefacción en sí mismo no es particularmente destructivo o peligroso. Sólo cuando es acompañado por algún tipo de desplazamiento o falla del terreno resulta destructiva para las edificaciones. Por lo tanto, la ocurrencia de la licuefacción no es el factor de primera importancia, sino más bien la severidad o capacidad destructiva de ésta. Los fenómenos de licuefacción se pueden clasificar principalmente en dos grupos: licuefacción de flujo (flow liquefaction) y movilidad cíclica (Cyclic Mobility). Entre estos fenómenos el que ocurre más frecuentemente en terreno corresponde al de movilidad cíclica ya que se manifiesta en un rango más amplio de condiciones de sitio y suelos que la licuefacción de flujo. Sin embargo, en este último los daños suelen ser mucho más severos que en el caso de movilidad cíclica, donde los efectos pueden variar desde ser prácticamente insignificantes hasta altamente destructivos.

4.2.1 Licuefacción de flujo

El fenómeno de licuefacción de flujo puede ocurrir cuando el esfuerzo de corte estático es mayor a la resistencia al corte del suelo en su estado licuado. En particular, este fenómeno de flujo produce los efectos más catastróficos de todos los fenómenos asociados a la licuefacción como son las fallas de flujo donde grandes masas de terreno pueden desplazarse decenas de metros. Los flujos pueden estar compuestos de suelos completamente licuados o por bloques intactos de material flotando sobre la capa de suelo licuados. Los flujos se presentan en arenas y limos sueltos y saturados en taludes relativamente empinados con pendientes superiores a los 3 grados.

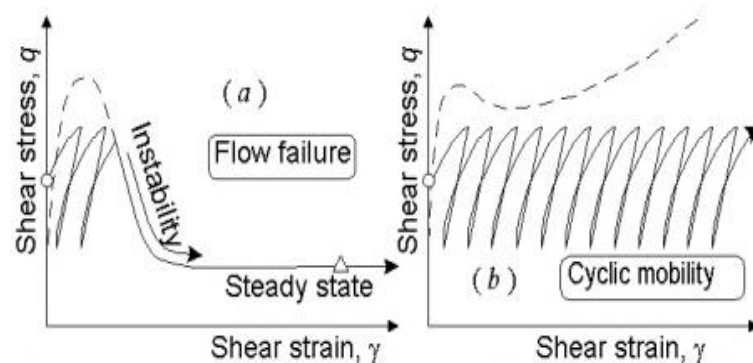
4.2.2 Movilidad Cíclica

Otro fenómeno que así como en el caso de la licuefacción de flujo también puede producir deformaciones permanentes de gran magnitud en presencia de un movimiento sísmico es el de movilidad cíclica. En este fenómeno a diferencia de la licuefacción de flujo ocurre cuando el esfuerzo de corte estático es menor a la resistencia al corte del suelo en su estado licuado. Las deformaciones que se producen debido al movimiento sísmico van en aumento durante el desarrollo del movimiento y son accionadas por ambos esfuerzos de corte: cíclico y estático. El término para referirse a estas deformaciones se denomina “lateral spreading”

(o expansión lateral) y se presenta por lo general en pendientes suaves o planos adyacentes a cuerpos de agua como en las cercanías de un canal o un río.

Un caso especial de movilidad cíclica corresponde a “level ground liquefaction” (o licuefacción a nivel de suelo). Este tipo de fallas ocurren cuando las presiones de poros en exceso inducidas por un sismo se disipan causando un flujo de agua ascendente y que el suelo se consolide. La ocurrencia de fallas debido a este fenómeno puede ocasionarse incluso después que el movimiento sísmico ha finalizado dependiendo de cuan extenso sea el lapso de tiempo requerido para lograr el equilibrio hidráulico. Algunas de las características típicas de este tipo de falla son el asentamiento vertical excesivo y la consecuente inundación de terrenos bajo nivel y el desarrollo de “sand boils” (o borbotones de arena).

Figura 17: Tipos de licuefacción (a) Falla de flujo y (b) Movilidad Cíclica.



Fuente: Yoshimire & Ishihara (1998).

4.2.3 Degradación de rigidez cíclica

La degradación de rigidez cíclica (“cyclic softening”) corresponde a la pérdida de resistencia y a la deformación en arcillas y limos plásticos (suelos cohesivos). La

A pesar que se han observado fallas en depósitos de suelos cohesivos durante ocurrencia de sismos, éstas son considerablemente menos comunes que en los depósitos de arenas saturadas y otros tipos de suelos no cohesivos. De todas formas, los sedimentos cohesivos también pueden desarrollar deformaciones unitarias considerables que resultan en deformaciones del suelo durante la aplicación de carga sísmica, en particular cuando (Boulanger & Idriss, 2004):

- Los sedimentos son blandos y sensitivos.
- Existe un esfuerzo de corte significativo que es capaz de accionar este tipo de fenómeno.
- El movimiento sísmico es suficientemente fuerte para producir deformaciones.

4.3 Susceptibilidad a la licuefacción

La ocurrencia del fenómeno de licuefacción depende de ciertos ambientes geológicos e hidrológicos junto con las características del movimiento sísmico. Existen varios criterios a través de los cuales es posible evaluar la susceptibilidad a la licuefacción y algunos son diferentes para la licuefacción de flujo y la movilidad cíclica.

4.3.1 Criterio Histórico

En base a una gran cantidad de información proveniente de investigaciones de terreno post-sismos, el fenómeno de licuefacción se repite frecuentemente en una misma ubicación cuando las condiciones de suelo y de aguas subterráneas han permanecido invariables (Boulanger & Idriss, 2008). Esta información de casos históricos relacionados a la licuefacción pueden ser usados entonces para la identificación de sitios específicos o condiciones más generales de sitios que pueden ser susceptibles a la licuefacción en futuros sismos. Este tipo de investigaciones de terreno post-sismos también ha demostrado que los efectos a la licuefacción han sido confinados a una zona dentro de una distancia determinada medida desde la fuente sísmica, lo que no asegura que este fenómeno no pueda ocurrir a distancias mayores pero son de ayuda para estimar escenarios de daños regionales debidos a licuefacción.

4.3.2 Criterio Geológico

La susceptibilidad a la licuefacción también se encuentra determinada por el medio ambiente en el que se desarrollan los depósitos de suelo, tanto de sedimentación como hidrológico y por la antigüedad del depósito, es decir, se forman dentro de un rango relativamente estrecho de entornos geológicos (Boulanger & Idriss, 2008).

Los suelos jóvenes (menos de 3000 años) son débiles y no cohesivos, de modo que tienen mayor probabilidad de licuarse comparado con aquellos más antiguos donde han actuado procesos de compactación y cementación natural que incrementan la resistencia del suelo (Alfaro, 2013).

Los suelos depositados por procesos fluviales, litorales y eólicos se sedimentan fácilmente y sus granos tienen poca probabilidad de compactarse, de modo que se licuarán con facilidad. Los depósitos glaciales por otro lado, ya son bastante densos y tienen menor probabilidad de licuarse (Alfaro, 2013).

La susceptibilidad también se encuentra influenciada por la profundidad existente a napas subterráneas, al aumentar la profundidad a la napa la susceptibilidad a la licuefacción disminuye por lo que generalmente es más común observar los efectos de este fenómeno en lugares en que la napa subterránea se encuentra a pocos metros de profundidad desde la superficie.

4.3.3 Criterio de Composición

Las características de composición de suelos, como el tamaño de partículas, su forma y gradación que se encuentran asociadas a potenciales grandes cambios de volumen tienden a estar relacionadas con una gran susceptibilidad a la licuefacción.

En suelos finos, más que el tamaño de las partículas por sí sólo, lo que más influye son sus características de plasticidad. Los limos gruesos con forma de partículas voluminosa que no son plásticos y sin cohesión son totalmente susceptibles a la licuefacción (Boulanger & Idriss, 2008) mientras que los limos finos con forma de partículas escamosa generalmente poseen cohesión suficiente como para inhibir la licuefacción (Boulanger & Idriss, 2008).

La gradación también influye en la susceptibilidad siendo los suelos bien graduados generalmente menos susceptibles a la licuefacción que los mal graduados, esto debido a que el relleno de los vacíos entre partículas más grandes por partículas más pequeñas en un suelo bien graduado genera un menor potencial cambio de volumen bajo condiciones drenadas (Boulanger & Idriss, 2008).

Además la forma de las partículas también puede influenciar a la susceptibilidad. Los suelos con formas de partículas más redondeadas densifican más fácilmente que los suelos con granos angulares siendo consecuentemente más susceptibles a la licuefacción (Boulanger & Idriss, 2008).

4.3.4 Criterio de estado

Incluso si el suelo cuenta con todos los criterios precedentes para la susceptibilidad a la licuefacción, puede que sea o no susceptible a licuar dependiendo del estado inicial del suelo, es decir, sus características de esfuerzo y densidad al momento del sismo. Como la tendencia de un suelo a la generación de presiones de poros en exceso está fuertemente influenciada por las condiciones tanto de densidad como de esfuerzo inicial, la susceptibilidad a la licuefacción queda determinada también por las condiciones iniciales del estado del suelo (como su razón de vacíos crítica, deformación de estado estable y el parámetro de estado). Estos criterios de susceptibilidad se diferencian dependiendo si el fenómeno se trata de licuefacción de flujo o movilidad cíclica (Boulanger & Idriss, 2008).

Otro factor a tener en cuenta en la susceptibilidad de los suelos a sufrir licuefacción es la amplitud y duración de la vibración del terreno. La licuefacción de suelos bajo condiciones de tensión provocadas por un terremoto aumenta con la magnitud y la duración del sismo. Por esta razón, sismos pequeños licuarán únicamente los suelos más próximos al epicentro, mientras que ante un sismo de magnitud mayor podría existir licuefacción a distancias hasta 400 km desde el epicentro (Alfaro, 2013).

4.4 Casos de Licuefacción en Viña del Mar y Chile

La información gráfica y escrita de los grandes terremotos de la historia reciente de Chile, permite sin lugar a dudas concluir que el fenómeno de licuefacción de suelos ha ocurrido sistemáticamente en Chile. Por ejemplo, relatos de los grandes terremotos de Concepción (1570) y Santiago (1647) describen enormes grietas en el suelo por donde fue expelido material que en algunos casos se caracterizó por un color oscuro y olor intenso. El historiador Diego Barros Arana en su obra “Historia General de Chile” (Barros Arana, 1885) realiza la siguiente afirmación del terremoto de 1647:

“Pero el territorio comprendido entre los ríos de Choapa por el norte, i del maule por el sur, era el que había sufrido más desastrosos estragos, a punto de no queda edificio entero. En muchas partes la tierra se había rasgado formando grandes grietas, algunas de las cuales arrojaban aguas turbias como barro diluido, impregnadas de gases mefíticos que despedían un olor insoportable”.

En la región de Valparaíso el primer registro que se tiene de este fenómeno se obtuvo para el terremoto de 1906 que tuvo varios hechos que llamaron la atención de la población.

Rodríguez y Gajardo (Rodríguez & Gajardo, 1906) señalan los siguientes acontecimientos en las ciudades de Viña del Mar y Talca, respectivamente:

“... en los momentos mismos en que se sucedían los temblores más fuertes, en la calle de Limache, frente a la Refinería de Azúca, se abrió una profunda grieta por donde salía el agua a borbotones é igual cosa sucedió en varias partes de la población Vergara, donde se formaron verdaderas lagunas, sobre el nivel de las calles... ”. “En distintos puntos se formaron hoyos circulares por donde salía agua y arena, formándose montículos de la última. Por uno de esos agujeros el agua saltó con fuerza, elevándose hasta 10 metros”

El terremoto de 1985 también dejó varios sitios con daños por licuefacción de suelos dónde se generaron desplazamientos de muros gravitacionales hacia la poza de abrigo en el puerto de San Antonio, asentamientos diferenciales y formación de volcanes de arenas. Daños también se registraron en la ciudad de Valparaíso como se muestra en la Figura 18(a) donde González, J. y Verdugo, R. (Gonzalez & Verdugo, 2014) muestran la formación de grietas y asentamientos verticales por efectos de licuefacción del tipo movilidad cíclica.

El caso más reciente de licuefacción es el registrado en el terremoto del año 2010 con epicentro en Concepción donde nuevamente en el muelle Prat de Valparaíso se observaron asentamientos verticales, desplazamientos de muros y formación de grietas producto de la presencia de arenas sueltas mal graduadas de origen fluvial y/o litoral con baja capacidad de compactación ante cargas cíclicas haciendo que el esfuerzo de corte estático sea menor a la resistencia la corte del suelo en su estado licuado y generando el fenómeno de movilidad cíclica.

Figura 18: Formación de grietas y asentamientos del terreno en Valparaíso posterior al terremoto de 1985 (a) y 2010 (b) respectivamente.



Fuente: Congreso geotecnia (2014).

4.5 Potencial de Licuefacción

Existen tres enfoques principales para estimar el potencial de licuefacción de un suelo, el enfoque basado en las tensiones, el enfoque basado en las deformaciones y el enfoque basado en la energía. A lo largo de la historia el enfoque basado en las tensiones ha sido el más utilizado para la evaluación del potencial de licuefacción.

En el enfoque basado en las tensiones la carga impuesta al suelo por el terremoto y la resistencia del suelo a la licuefacción son caracterizadas en términos de tensiones de corte cíclicas. Este enfoque representa el método clásico para la evaluación del potencial de licuefacción, pues ha sido estudiado y validado como una aproximación práctica y útil para la evaluación y por consiguiente su uso se ha mantenido en el tiempo y se recomienda al menos en el futuro cercano (Kramer & Stewart, 2004).

Dentro del enfoque basado en tensiones desde comienzos de 1970 un gran número de métodos han sido usados para estimar el potencial de licuefacción de un suelo. Mucho de estos métodos son derivados y desarrollados a partir del procedimiento simplificado propuesto por Seed & Idriss en el año 1971 (Seed & Idriss, 1971). Este procedimiento es presentado en términos de demanda, capacidad y factor de seguridad, donde la demanda corresponde a la carga impartida al suelo por el terremoto, la capacidad la resistencia del suelo a la licuefacción y el factor de seguridad la razón entre capacidad y demanda. El procedimiento se basa en observaciones empíricas y datos obtenidos en laboratorio y terreno y ha sido continuamente refinado como resultado de nuevos estudios y del mayor número de historiales de licuefacción disponibles en la actualidad. El método requiere determinar:

- a) La excitación sísmica del estrado de suelo expresada en términos de la relación de tensiones cíclicas promedio (CSR).
- b) La capacidad del estrato de suelo para resistir la licuefacción en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR).
- c) Factor de seguridad a la licuefacción (FS).

La razón de resistencia cíclica (CRR) puede ser calculada con la ayuda de distintos ensayos in situ, tales como: ensayo de penetración estándar (SPT), ensayo de penetración cono con medición de presión de poros (DCPTu) y velocidad de onda de corte (V_s) (Youd, et al., 2001). Sin embargo, procedimientos basados en ensayos SPT han sido los más ampliamente usados para la evaluación de la resistencia debido a su mayor uso mundialmente. En general, el factor de seguridad (FS) en profundidad para un perfil de suelo puede ser determinado usando la siguiente información: aceleración máxima horizontal en la superficie, magnitud del terremoto (M), número de golpes ensayo SPT, presión de confinamiento, contenido de finos (FC), límites de plasticidad y distribución partículas (Seed & Idriss, 1971) (Youd, et al., 2001).

A continuación se muestran las ecuaciones y procedimiento para estimar el potencial de licuefacción en suelos arenosos y suelos finos presentado por Boulanger & Idriss en el año 2014 y 2004 respectivamente (Boulanger & Idriss, 2014) (Boulanger & Idriss, 2004) en base al método simplificado propuesto por Seed & Idriss usando valores de ensayos SPT (Seed & Idriss, 1971). En donde, la razón de tensiones cíclicas (CSR) se estima en función de las

características del terremoto considerado y es igual para la estimación del potencial en suelos arenosos y suelos finos, mientras que la razón de resistencia cíclica (CRR) cambia en función del tipo de suelo y sus características, siendo necesario diferenciar entre comportamiento arenoso y fino (sand-like, clay-like).

4.6 Método simplificado para estimar potencial licuefacción.

4.6.1 Razón tensiones cíclicas (CSR):

El valor promedio de la relación de tensiones cíclicas (CSR) inducidos por el sismo se estima del análisis de la respuesta dinámica del suelo, o mediante la siguiente expresión.

$$CSR_{\{M, \sigma_v'\}} = 0.65 * \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} * \frac{a_{max}}{g} * r_d \quad (10)$$

Dónde:

a_{max} = Máxima aceleración registrada en la superficie

g = Aceleración de gravedad

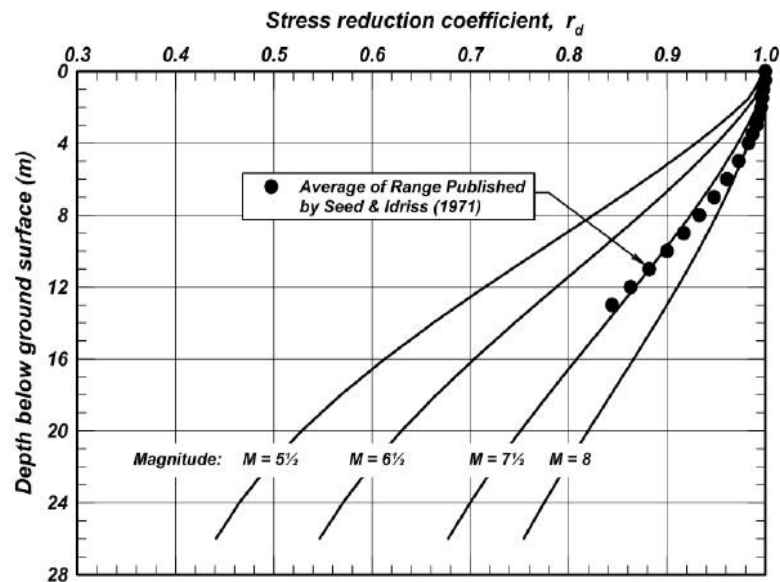
σ_v = Presión total a la profundidad considerada

σ_v' = Presión efectiva a la profundidad considerada

r_d = Factor de reducción efectiva

El factor de reducción r_d corresponde a un factor de corrección por profundidad (z) y magnitud de momento (M_w). Este factor se estima según la ecuación (11) propuesta por Boulanger & Idriss en base a un estudio para magnitudes de momento $M_w=8.0$, $M_w=9.0$ realizado en la ciudad de Japón. Para magnitudes mayores recomiendan realizar futuras investigaciones (Boulanger & Idriss, 2014). La variación del factor r_d en función de la profundidad y la magnitud de momento se puede ver en la Figura 19.

Figura 19: Variación del coeficiente de reducción de esfuerzos r_d con la profundidad y la magnitud del sismo.



Fuente: Boulanger, R. & Idriss, I. (2014).

$$r_d = e^{\alpha(z) + \beta(z) * M} \quad (11)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 * \operatorname{sen}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

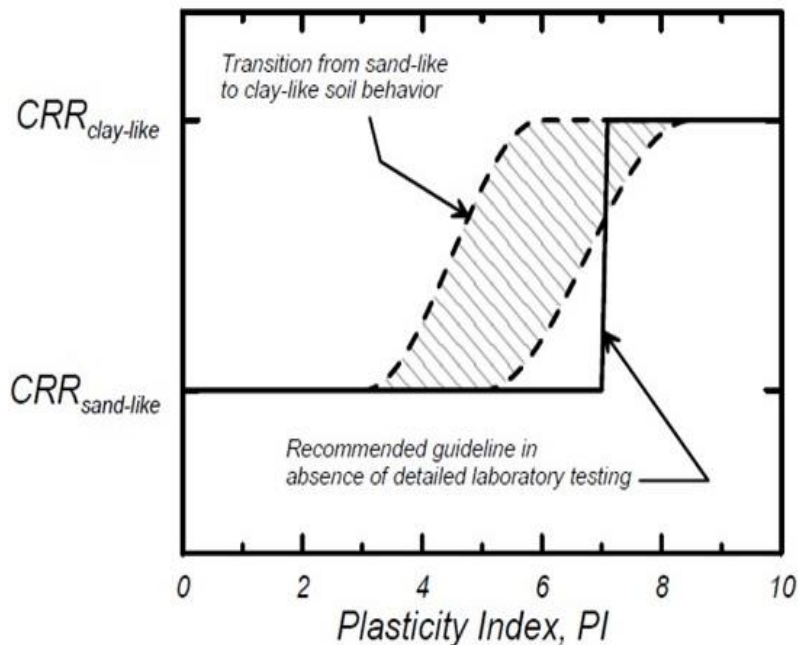
$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 * \operatorname{sen}\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

4.6.2 Comportamiento suelos de granos finos

Para estudiar el comportamiento del suelo de granos finos se usa el gráfico que se muestra en la Figura 20 en el cual se clasifica el tipo de comportamiento del suelo de granos finos ante cargas cíclicas según su plasticidad. La transición entre el comportamiento tipo arena y tipo arcilla en suelos de grano fino abarca un rango de límites de Atterberg, principalmente debido a que el comportamiento real del suelo experimentaría una transición suave al incrementar la plasticidad (o contenido de arcilla) y porque no se puede esperar que un simple ensayo provee una correlación perfecta con las complejas características de esfuerzo-deformación unitaria del suelo. Boulanger y Idriss (Boulanger & Idriss, 2014) muestran en la Figura 20 como la resistencia cíclica de un suelo puede experimentar una transición razonable mientras el índice de plasticidad aumenta desde 3 hasta 8.

En la práctica de ingeniería, los suelos de grano fino se puede esperar razonablemente que presenten comportamiento tipo-arcilla si tienen un índice de plasticidad mayor o igual a 7 como se muestra en la Figura 20. Este criterio provee una interpretación levemente conservativa del intervalo de transición probable e incluye todos los suelos CL por definición. Los suelos que no cumplan con estos criterios deberán ser considerados como suelos que exhiben comportamiento tipo-arena a menos que se pruebe lo contrario a través de ensayos realizados en laboratorio (Boulanger & Idriss, 2014).

Figura 20: Comportamiento suelo licuefacción en función índice de plasticidad.



Fuente: Boulanger, R. & Idriss, I. (2014).

4.6.3 Razón resistencia cíclica (CRR) suelos arenosos

Se estima la resistencia cíclica del estrato de suelo arenoso para un sismo de magnitud de momento "M" y presión de confinamiento σ_v' de acuerdo a la ecuación (12) propuesta por Boulanger & Idriss (Boulanger & Idriss, 2014).

$$CRR_{\{M, \sigma_v'\}} = CRR_{\{M=7.5, \sigma_v'=1\}} * MSF * K_\sigma \quad (12)$$

En dónde $CRR_{\{M=7.5, \sigma_v'=1\}}$ corresponde a la razón de resistencia cíclica calculada para un sismo de magnitud $M = 7.5$ [Mw] y una presión de confinamiento igual a 1 [atm].

$$CRR_{\{M=7.5, \sigma_v'=1\}} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.2} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.2}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right) \quad (13)$$

En la ecuación (13) la resistencia del suelo queda representada por $(N_1)_{60cs}$, que corresponde a la cantidad de golpes medidos para el ensayo SPT corregido por los factores mostrados en la sección 3.2.3 del presente documento y por el contenido de finos medidos en el suelo de acuerdo a la ecuación (14).

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (14)$$
$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.01}\right)^2\right)$$

El factor de corrección por presión de confinamiento C_N a usar para estimar el potencial de licuefacción se determina a partir de la ecuación (15), la cual requiere de un simple proceso iterativo. Notar que en esta ecuación el valor $(N_1)_{60cs}$ se limita a una máximo de 46.

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_v'}\right)^m \leq 1.7 \quad (15)$$

$$m = 0.784 - 0.0768 * \sqrt{(N_1)_{60cs}}$$

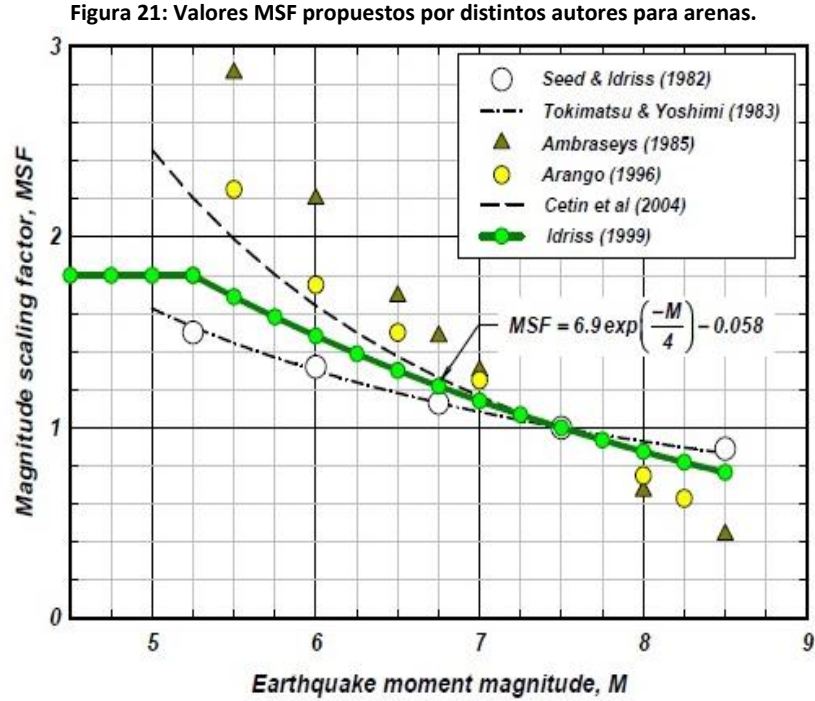
4.6.3.1 Factor de escala por magnitud del sismo (MSF)

Al momento de determinar el potencial de licuefacción ante una carga sísmica, la duración y la magnitud del sismo juegan un rol importante. A una mayor cantidad de ciclos que se presenten, mayor será la cantidad de presión de poros que se acumula. Este efecto puede ser tomado en cuenta aplicando un factor de corrección por magnitud del terremoto.

Boulanger & Idriss proponen la ecuación (16) para determinar el factor MSF para un valor de magnitud de momento "M". Los valores MSF han sido desarrollado en base datos y zonas de estudios donde se presentó licuefacción asociada a sismos de magnitudes cercanos a $M=7.5$ (Boulanger & Idriss, 2014).

$$MSF = 6.9 * \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8 \quad (16)$$

Esta ecuación es graficada en la Figura 21 donde se muestra además las curvas propuesta por otros autores. El límite superior de 1.8 para MSF es usado para corregir terremotos de pequeñas magnitudes en los cuales un solo “peak” puede dominar toda la serie de tiempo.



4.6.3.2 Factor de corrección por tensión de sobrecarga (K_σ)

Un factor adicional a considerar se debe a un incremento en la tensión efectiva de sobrecarga. La disminución de resistencia a la licuefacción es una manifestación de un comportamiento del tipo “estado crítico” en donde los suelos llegan a disminuir la dilatancia cerca del incremento de tensión efectiva.

El factor K_σ fue introducido por Seed (Seed & Idriss, 1982) para ajustar CSR y/o CRR a un valor común de esfuerzo de sobrecarga efectivo, puesto que el CRR de la arena depende del esfuerzo de sobrecarga efectivo. La definición de K_σ propuesta es:

$$K_\sigma = \frac{CRR_{\sigma'_{vc}}}{CRR_{\sigma'_{vc} = 1}} \quad (17)$$

Dónde $CRR_{\sigma'_{vc}}$ es la CRR de un suelo bajo un valor específico de σ'_{vc} y $CRR_{\sigma'_{vc} = 1}$ es la CRR del mismo suelo cuando $\sigma'_{vc} = 1$ [atm].

La mayoría de las relaciones para K_σ han sido derivadas de resultados de ensayos de laboratorios o por regresión en base a casos históricos de terreno. Boulanger (Boulanger &

Idriss, 2014) derivó relaciones para K_σ que son consistentes con correlaciones semi-empíricas entre CRR medido en terreno y las resistencias a la penetración.

Las relaciones recomendadas se calculan de acuerdo a lo mostrado en la ecuación (18).

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma * \ln\left(\frac{\sigma_v'}{P_a}\right) \leq 1.1 \quad (18)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 * \sqrt{(N_1)_{60CS}}} \leq 0.3$$

4.6.4 Razón resistencia cíclica (CRR) suelos finos

Se estima la resistencia cíclica del estrato de suelo para un sismo de magnitud de momento "M" y presión de confinamiento σ_v' de acuerdo a la ecuación (19) propuesta por Boulanger & Idriss en el año 2004 (Boulanger & Idriss, 2004).

$$CRR_{\{M, \sigma_v'\}} = CRR_{\{M=7.5, \sigma_v'=1\}} * MSF \quad (19)$$

En dónde $CRR_{\{M=7.5, \sigma_v'=1\}}$ corresponde a la razón de resistencia cíclica calculada para un sismo de magnitud $M = 7.5$ [Mw] y una presión de confinamiento igual a 1 [atm].

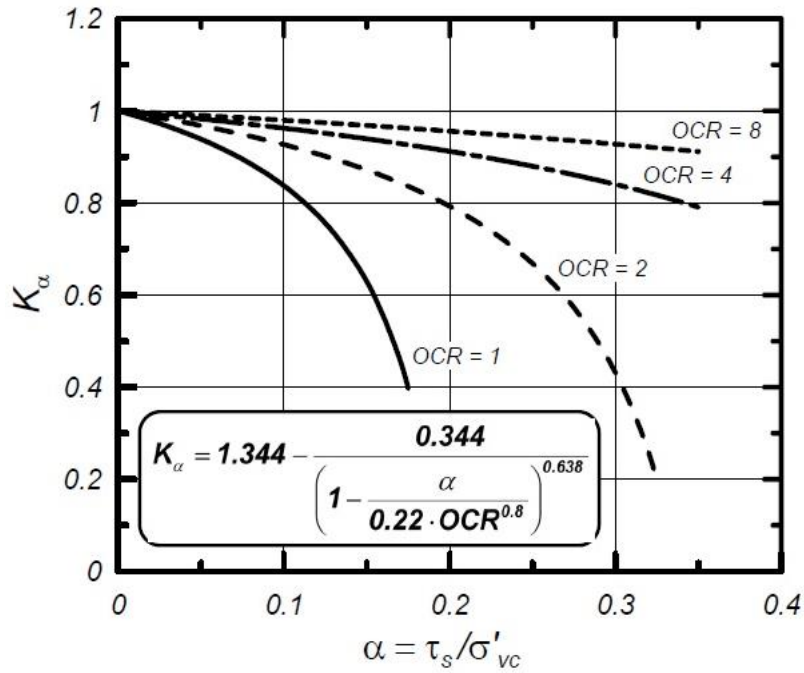
$$CRR_{\{M=7.5, \sigma_v'=1\}} = 0.8 * 0.22 * OCR^{0.8} * K_\alpha = 0.18 * OCR^{0.8} * K_\alpha \quad (20)$$

En la ecuación (20) el valor de K_α corresponde a la razón de la resistencia cíclica con algún esfuerzo de corte estático inicial a la resistencia cíclica sin ningún esfuerzo de corte estático inicial. Las relaciones de K_α para arcillas de Drammen (OCRs de 1 y 4) fue estudiada para un rango de esfuerzos $\frac{\tau_s}{S_u}$ obteniéndose la ecuación (24) para aproximar los resultados. Dado que la mayoría de los diseños para carga sísmica asumirían que los suelos tipo arcilla tienen el tiempo suficiente para consolidar bajo carga sostenida de alguna estructura otros resultados de ensayos para arcilla de Drammen mostraron relaciones similares para OCrs de 1, 4 y 40 cuando los especímenes no fueron consolidados bajo esfuerzos de corte estático. Resultando razonable que la ecuación planteada es aplicable sobre un rango amplio de OCrs.

$$K_\alpha = 1.344 - \frac{0.344}{\left(1 - \frac{\tau_s}{S_u}\right)^{0.638}} \quad (21)$$

Boulanger & Idriss (Boulanger & Idriss, 2004) proponen los valores mostrados en la Figura 22 para distintos valores de OCR. Estas curvas muestran como la resistencia cíclica de suelos tipo arcilla normalmente consolidados puede ser despreciable si ya se encuentran sosteniendo un esfuerzo de corte estático que es cercano a su resistencia de corte no drenada. Al contrario, la resistencia de un suelo tipo arcilla con un OCR=8 es reducida sólo levemente por un α tan alto como 0.3. Los resultados muestran que para ambos suelos tipo arcilla y arena para una razón de esfuerzo de corte estático dada, el efecto del esfuerzo de corte estático en la resistencia cíclica es más perjudicial para suelos contractivos.

Figura 22: Valores K_α para distintos OCR.



Fuente: Boulanger, R. & Idriss, I. (2014).

4.6.4.1 Factor de escala por magnitud del sismo (MSF)

Boulanger & Idriss en el año 2004 (Boulanger & Idriss, 2004) proponen la ecuación (22) para determinar el factor MSF para un valor de magnitud de momento "M". Para arcillas, la relación MSF se considera cómo:

$$MSF = 1.12 * \exp\left(-\frac{M}{4}\right) + 0.828 \leq 1.13 \quad (22)$$

La relación tal como se ve en la Figura 23 es más plana (menor dependencia en el número de ciclos y por lo tanto en M) que para arenas lo cual refleja las diferencias en las pendientes de la resistencia cíclica versus el número de ciclos para distintos tipos de suelos.

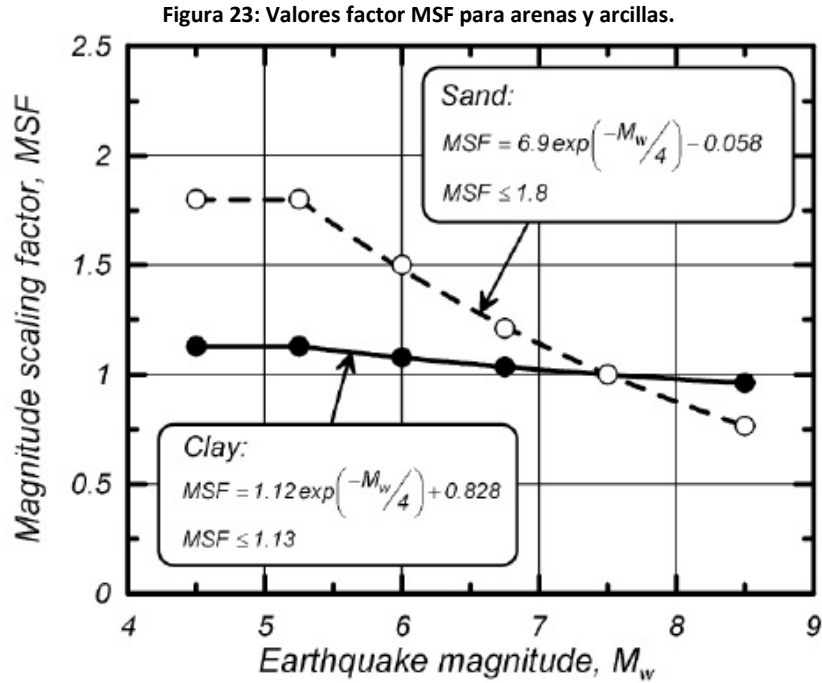
4.6.5 Factor de seguridad licuefacción (FS)

El factor de seguridad a licuefacción propuesto originalmente por Seed y Idriss (Seed & Idriss, 1971) se calcula como la razón entre CSR y CRR como se muestra en la ecuación (23).

$$FS = \frac{CSR}{CRR_{finos \text{ o } arenosos}} \quad (23)$$

En función del valor obtenido del factor de seguridad es posible interpretar los resultados de forma que $FS > 1$ y un $FS < 1$ indican que la capa de suelo es clasificable como no licuable y licuable respectivamente, mientras que un $FS = 1$ el equilibrio límite. Sin embargo, estos valores teóricos no siempre reflejan la realidad dado que podría existir licuefacción durante un terremoto incluso para cuando $FS > 1$. Más aun, FS no es una herramienta práctica para preparar mapas de susceptibilidad de licuefacción dado que si bien es posible determinar si una capa presentará licuefacción, no es posible determinar la severidad de esta.

Es por esta razón y como objetivo de superar estas limitaciones que distintos autores a lo largo de los años han propuestos nuevos términos y ecuaciones basándose en enfoques probabilísticos y calibraciones con observaciones en terreno que usan como base el FS para estimar el potencial de licuefacción o potencial de daños a la licuefacción de un suelo ante un movimiento sísmico.



Fuente: Boulanger, R. & Idriss, I. (2014).

4.7 Probabilidad de licuefacción (PL)

Chen and Juang (Chen & Juang, 2000) y Juang et al. (Juang, et al., 2003) en el año 2000 y 2003 respectivamente, realizaron estudios sobre la probabilidad de licuefacción del suelo en función de los valores del factor de seguridad FS. Juang et al. propusieron la siguiente ecuación, la cual va desde 0 hasta 1.

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS}{0.96}\right)^{4.5}} \quad (24)$$

En base al valor obtenido de P_L , la probabilidad de licuefacción de una capa de suelo puede ser definido en base a la clasificación propuesta por Cheng and Juang (Chen & Juang, 2000) mostrada en la Tabla 15.

Tabla 15: Clasificación probabilidad de licuefacción propuesta por Cheng and Juang (2000).

Rangos probabilidad (P_L)	Descripción	Rangos Factor de seguridad (FS)
$0.85 \leq P_L \leq 1.00$	Casi certero que habrá licuefacción	$0.653 \geq FS \geq 0.000$
$0.65 \leq P_L \leq 0.85$	Muy probable	$0.837 \geq FS \geq 0.653$
$0.35 \leq P_L \leq 0.65$	Licuefacción o no licuefacción igualmente probable	$1.102 \geq FS \geq 0.837$
$0.15 \leq P_L \leq 0.35$	Poco probable	$1.411 \geq FS \geq 1.102$
$0.00 \leq P_L \leq 0.15$	Casi certero que no habrá licuefacción	$\infty \geq FS \geq 1.411$

Fuente: Cheng, C. & Juang, C. (2000).

4.8 Índice de potencial de licuefacción (LPI)

El índice de potencial de licuefacción (LPI) ayuda a cuantificar la severidad de licuefacción y predecir daños o potencial de fallas en la superficie producto de licuefacción en zonas propensas a sufrir este fenómeno. Acorde a lo originalmente propuesto por Iwasaki en 1978 (Iwasaki, et al., 1978) , LPI pondera factores de seguridad y espesores de capas potencialmente licuables en función de la profundidad. Se asume que la severidad de la licuefacción es directamente proporcional a:

- Espesor acumulado de capas licuadas.
- Proximidad de capas que presentan licuefacción a la superficie.
- Cantidad en que el factor de seguridad (FS) es menor a 1.

La expresión propuesta por Iwasaki es la mostrada en la ecuación (25)

$$LPI = \int_0^{20} F(z) w(z) dz \quad (25)$$

$$1 - FS ; FS \leq 1$$

$$F = 0 ; FS > 1$$

$$w(z) = 10 - 0.5 z$$

Dónde: z representa la profundidad del punto medio de la capa de suelo medido en metros y w(z) un factor de peso que va desde uno (en la superficie) a cero a una profundidad de 20 metros. El factor de seguridad (FS) es determinado más comúnmente a través de métodos simplificados usando ensayos geotécnicos in situ, como el propuesto por Idriss y Boulanger mostrado anteriormente en la sección 4.6.

La interpretación y significado de los valores de LPI varía dependiendo del modelo empírico usado para determinar FS y la ubicación donde los valores de LPI fueron calibrados con casos históricos de licuefacción.

El primero en calibrar y proponer una clasificación para los valores de LPI fue Iwasaki et al. (Iwasaki, et al., 1982) , quien en 1982 compilando información de 6 terremotos históricos en Japón y estimando CRR para cada capa de suelo a partir de un método empírico basado en

valores de SPT alternativo al método simplificado propuesto originalmente por Seed & Idriss (Seed & Idriss, 1971), correlacionó los valores de LPI con observaciones de daños en la superficie y propuso 4 categorías para clasificar el índice de potencial de licuefacción: “muy bajo”, “bajo”, “alto” y “muy alto” (Ver Tabla 16). Al respecto se puede comentar que las áreas mostrando distinto grado de susceptibilidad y áreas no susceptibles a licuar pueden ser clasificadas en mapas de susceptibilidad como zonas propensas a licuar. Sin embargo, áreas no susceptibles a licuar no podrían ser caracterizadas. Además, a pesar que las categorías “alto” y “bajo” están bien definidas, la clasificación carece de una clase que pueda estimar un potencial de licuefacción “moderado”.

Tabla 16: Categorías potencial de licuefacción basadas en valor LPI propuestas por Iwasaki et al. (1982).

LPI	Categoría potencial licuefacción Iwasaki et al.	Categoría potencial licuefacción Luna and Frost.
0	Muy bajo	Bajo a nulo
$0 < LPI < 5$	Bajo	Bajo
$5 < LPI < 15$	Alto	Moderado
$LPI > 15$	Muy Alto	Alto

Fuente: Iwasaki, T. et al. (1982); Luna, R. & Frost, J. (1998).

Para integración de LPI en la ecuación (25) Luna and Frost (Luna & Frost, 1998) propusieron una forma de integración discreta donde el perfil de suelo es dividido en un número de capas “N” de acuerdo a la ecuación (26). Donde: H_i es el espesor de la capa de suelo discretizada, FS_i el factor de seguridad de licuefacción, w_i el factor de peso ($=10-0.5z_i$) y z_i la profundidad de la capa “i”. Junto con ello, calibrando valores con datos históricos en California, Norte América proponen una nueva clasificación a la propuesta por Iwasaki y que se muestra en la Tabla 16.

$$LPI = \sum_{i=1}^N w_i * F_i * H \quad (26)$$

$$F_i = 1 - FS_i ; FS_i \leq 1$$

$$F_i = 0 ; FS_i > 1$$

Con el objetivo de superar las limitaciones de interpretación en los valores de LPI para la clasificación propuesta por Iwasaki y modificada por Luna, es que en el año 2003 Sonmez (Sonmez, 2003) modificó el término $F(z)$ en la ecuación (25) propuesta originalmente por Iwasaki (Iwasaki, et al., 1982) considerando un valor límite igual a 1.2 para separar las categorías de suelo “no licuable” y “ligeramente licuable” según lo siguiente:

$$F(z) = 0 ; \text{ Para } FS \geq 1.2 \quad (27)$$

$$F(z) = 2 * 10^6 * e^{-18.427 * FS} ; \text{ Para } 1.2 > FS > 0.95$$

$$F(z) = 1 - FS ; \text{ Para } FS < 0.95$$

Esto le permitió a Sonmez introducir 2 nuevas categorías en la clasificación propuesta por Iwasaki (Iwasaki, et al., 1982) llamadas: “no licuable” y “moderado”. Los valores límites de LPI para las categorías “alto” y “muy alto” fueron mantenidos. Esta introducción de conservatismo en la ecuación es consistente con las recomendaciones hechas por Seed &

Idriss (Seed & Idriss, 1982) de adoptar un FS entre 1.25 y 1.5 para identificar suelos potencialmente licuables. Los valores límites propuestos por Sonmez se muestran en la Tabla 17.

Tabla 17: Categorías potencial de licuefacción basadas en valor LPI propuestas por Sonmez (2003).

LPI	Categoría potencial licuefacción
0	No licuable (basado en $FS \geq 1.2$)
$0 < LPI \leq 2$	Bajo
$2 < LPI \leq 5$	Moderado
$5 < LPI \leq 15$	Alto
$LPI > 15$	Muy Alto

Fuente: Sonmez, H. (2003).

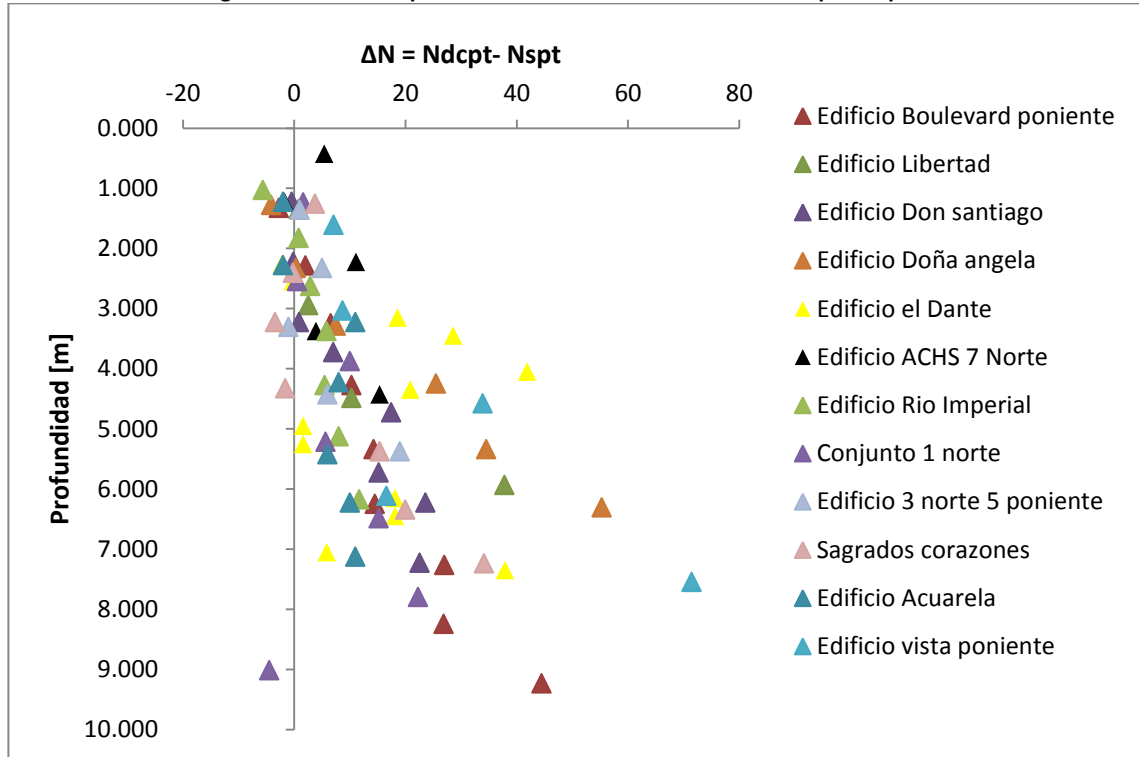
Por otro lado, Toprak y Holzer (Toprak & Holzer, 2003) compilando información del terremoto de 1989 en Loma Prieta California y estimando CRR a partir de una relación empírica basada en valores de ensayos CPT propuesta por Robertson y Wride y recomendada por Youd et al. (Youd, et al., 2001) estimaron la probabilidad de manifestaciones superficiales de licuefacción en función de LPI y correlacionaron LPI con las observaciones reales en la superficie. A pesar que el método difiere notoriamente con lo propuesto por Iwasaki (Iwasaki, et al., 1982), la escala resultante para clasificar el potencial de licuefacción fue similar a la obtenida por Iwasaki. La probabilidad de daños en la superficie producto de licuefacción fue de 58% cuando LPI fue mayor o igual a 5 y de un 98% cuando es mayor o igual a 15. También descubrieron que la severidad de estos daños generalmente aumenta a medida que el valor de LPI lo hace.

Lee et al. en el año 2004 (Lee, et al., 2003) siguiendo el mismo procedimiento para estimar CRR que Toprak y Holzer (Toprak & Holzer, 2003) y considerando la probabilidad de licuefacción mostrada en la ecuación (24) propuesta por Juang. et al. (Juang, et al., 2003), reemplazaron el término $F(z)$ en la ecuación (25) propuesta por Iwasaki et al. (Iwasaki, et al., 1978) con P_L renombrando el índice de potencial de licuefacción (LPI) como índice de riesgo a la licuefacción definido según la ecuación (28) calibraron los valores obtenidos con observaciones de daños por licuefacción en el terremoto de 1999 en Chi-Chi, Taiwan, y encontraron que 85% de los casos en que el suelo fue clasificado como “no licuable” tenían un $LPI > 5$ y que el 30% de estos casos tenían incluso un valor de $LPI > 15$. A motivo de esto concluyeron que el potencial de licuefacción es extremadamente alto para sitios con $LPI > 30$ y bajo para sitios con $LPI < 20$. Dos años más tarde Sonmez y Gokceoglu (Sonmez & Gokceoglu, 2005) realizaron una revisión al trabajo realizado por Lee et al. (Lee, et al., 2003) estableciendo un límite al valor de $P_L(z) = 0$ en la ecuación (28) cuando $FS > 1.411$ y renombrando el término como índice de severidad de licuefacción (L_S).

$$I_R = \int_0^{20} P_L(z) * w(z) dz \quad (28)$$

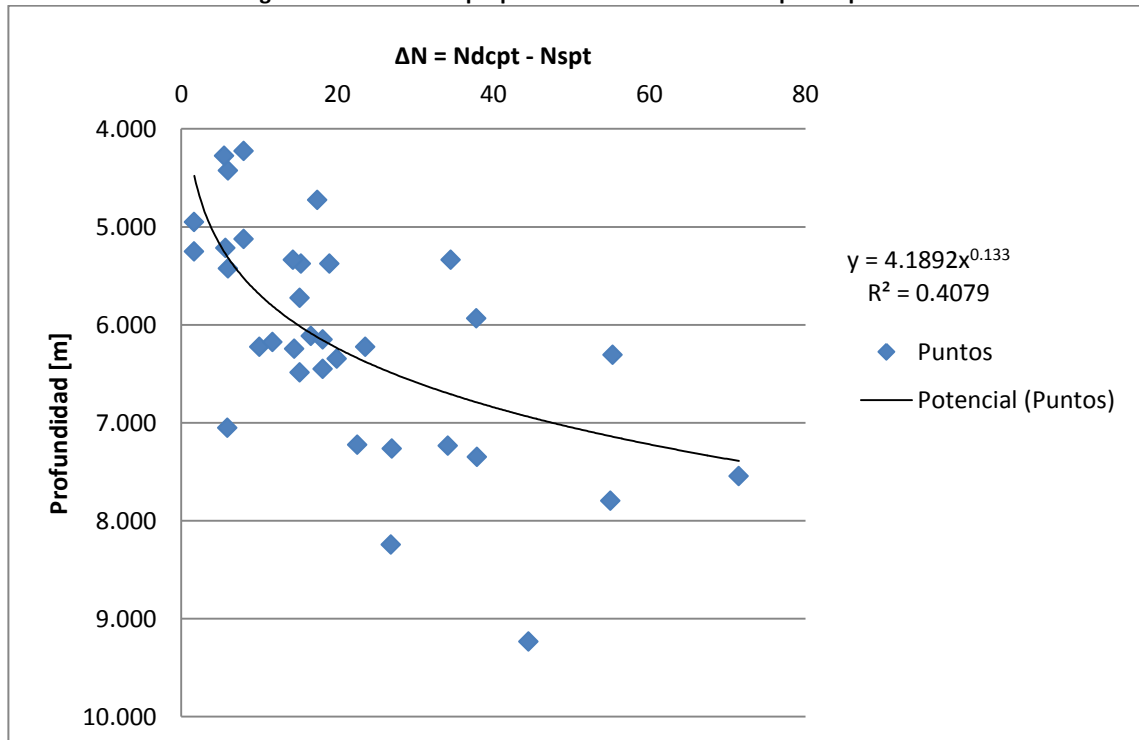
Producto de todas estas variaciones y estudios existentes para estimar e interpretar los valores de LPI es que se debe ser muy cuidadoso al momento de seleccionar una escala de valores; teniendo en cuenta el área en donde se está realizando el estudio y que la escala seleccionada corresponda al modelo usado para estimar LPI.

Figura 26: Puntos dispersión correlación diferencias $\Delta N = N_{dcpt} - N_{spt}$.



Fuente: Elaboración propia (2017).

Figura 27: Correlación propuesta diferencias $\Delta N = N_{dcpt} - N_{spt}$.



Fuente: Elaboración propia (2017).

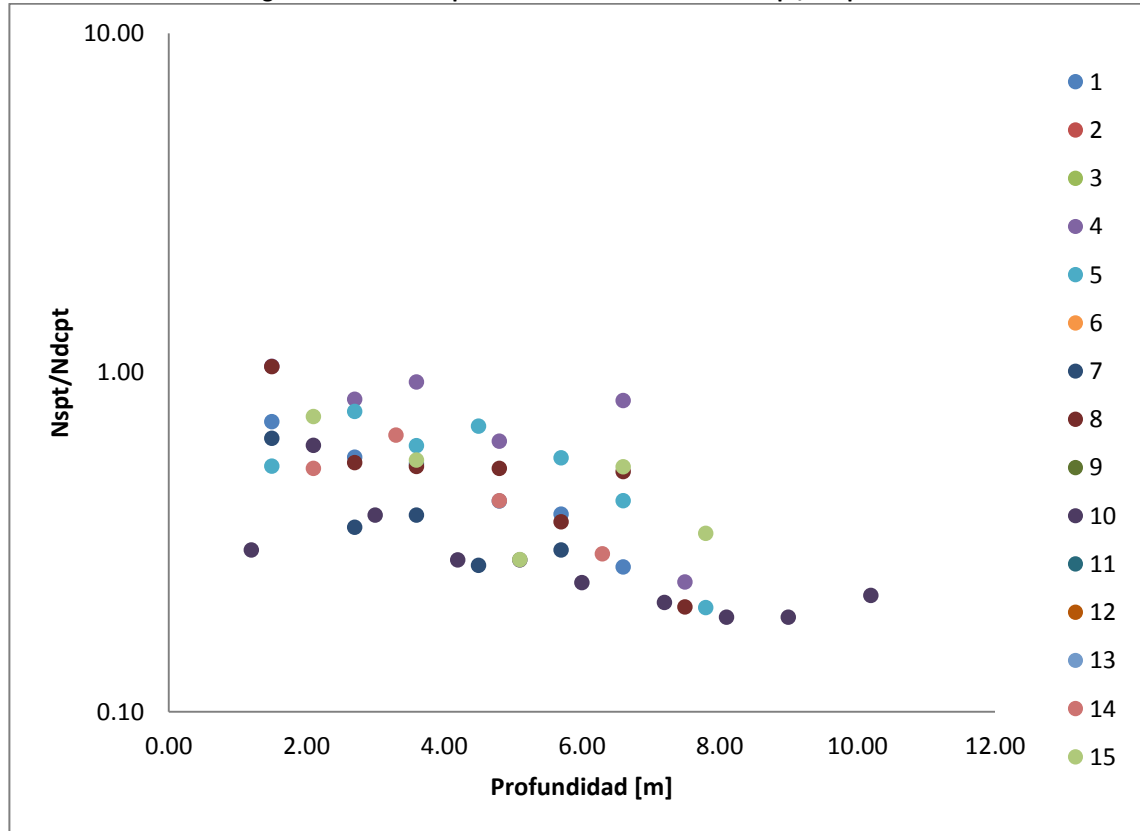
5.2.2 Correlación cuociente N_{spt}/N_{dcpt}

A modo de obtener una correlación con datos más actuales que los usados en el estudio de De Vidts et al. (De Vidts, et al., 2015) y suplir la variabilidad de resultados obtenidos con la ecuación (29) propuesta; Toledo (Toledo, 2017) usando datos $N_{in situ}$ de ensayos DCPT y SPT realizados por el mismo laboratorio, en el mismo edificio y en el mismo año (a partir desde el año 2000) para 15 cuadras de la zona en estudio, calculó los cuocientes N_{spt}/N_{dcpt} usando valores representativos de cada ensayo de penetración. Como supuesto consideró todos los ensayos fueron realizados de forma manual con equipos que disipan la misma cantidad de energía, de tal forma que se aplica el mismo factor de corrección C_E para todos. En la Figura 28 se muestra un gráfico con los puntos N_{spt}/N_{dcpt} versus profundidad obtenidos. Graficando los valores en una escala logarítmica y generando una línea de tendencia obtuvo una ecuación exponencial de la forma:

$$\frac{N_{spt}}{N_{dcpt}} = 0.9653 * e^{-0.135*z} \quad (30)$$

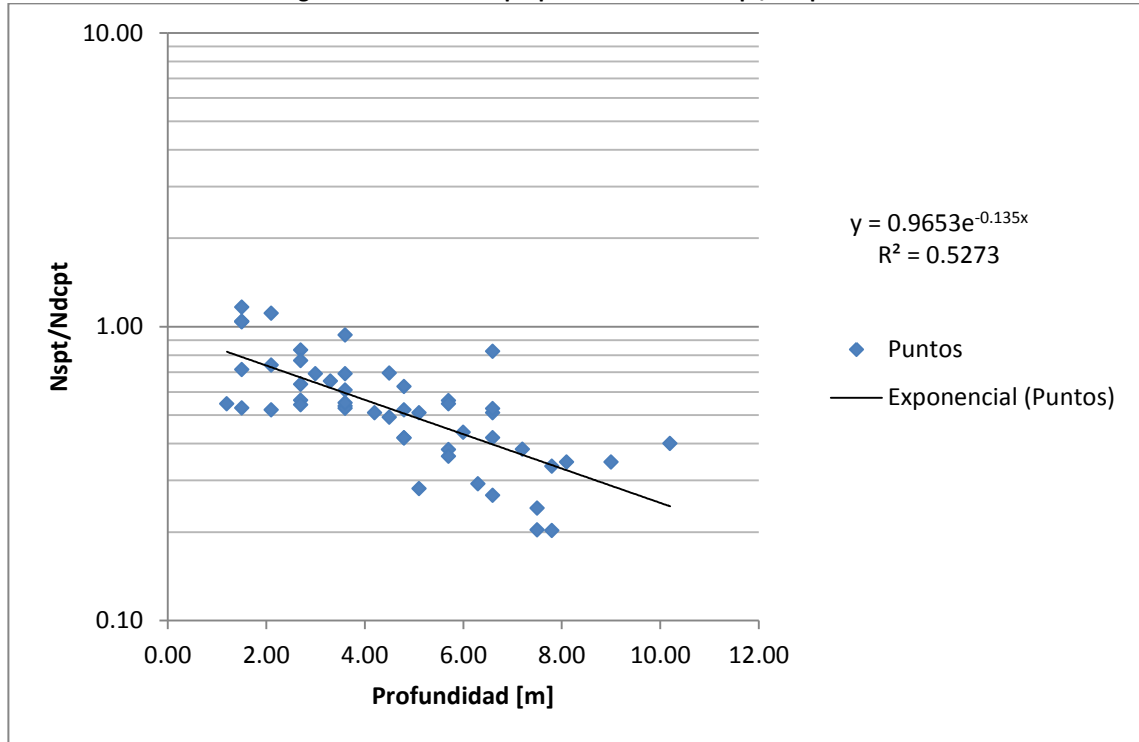
De la Figura 30 se puede apreciar que la correlación se comporta de buena forma para los puntos pares DCPT-SPT considerados en el estudio encontrándose la mayoría de estos a una distancia de más y menos una desviación estándar.

Figura 28: Puntos dispersión correlación cuociente N_{spt}/N_{dcpt} .



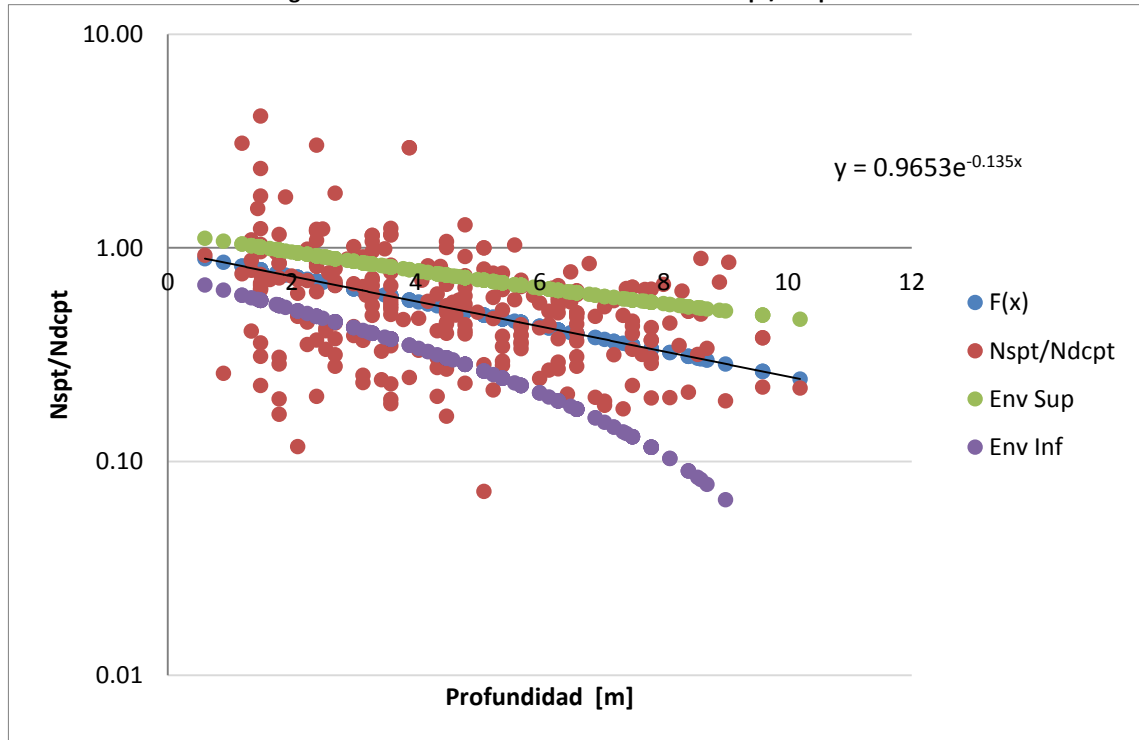
Fuente: Toledo, G. (2017).

Figura 29: Correlación propuesta cuociente Nspt/Ndcpt.



Fuente: Toledo, G. (2017).

Figura 30: Verificación Correlación Cuociente Nspt/Ndcpt.



Fuente: Elaboración Propia (2017).

Para el caso en estudio se considerará la correlación del cuociente obtenida dado que presenta una menor sensibilidad a la correlación de diferencias y a la vez considera una base de datos más representativa de la muestra de ensayos.

5.3 Modelación en Rock Works

Con los datos filtrados, correlacionados y corregidos de ensayos de penetración, se ingresan los valores al programa de modelación Rock Works (RockWorks16, 2016). Este permite extrapolar valores geotécnicos mediante distintos métodos geo estadísticos ingresando las coordenadas, profundidad y parámetros característicos del suelo para cada sondaje. Los parámetros a modelar son: estratigrafía, el índice de penetración corregido (N_1)₆₀ y la densidad relativa (DR%).

5.3.1 Modelación estratigrafía

Para modelar la estratigrafía del área en estudio se usa la opción "Stratigraphy" del programa mediante en la cual se deben ingresar horizontes de suelo para cada sondaje respetando un orden estratigráfico previamente definido por el usuario. En esta opción el programa interpola mediante distintos algoritmos matemáticos superficies usando como puntos de control los datos ingresados y una determinada malla definida por el usuario. Los horizontes encontrados en la zona en estudio y usados para la modelación se muestran en la Tabla 18.

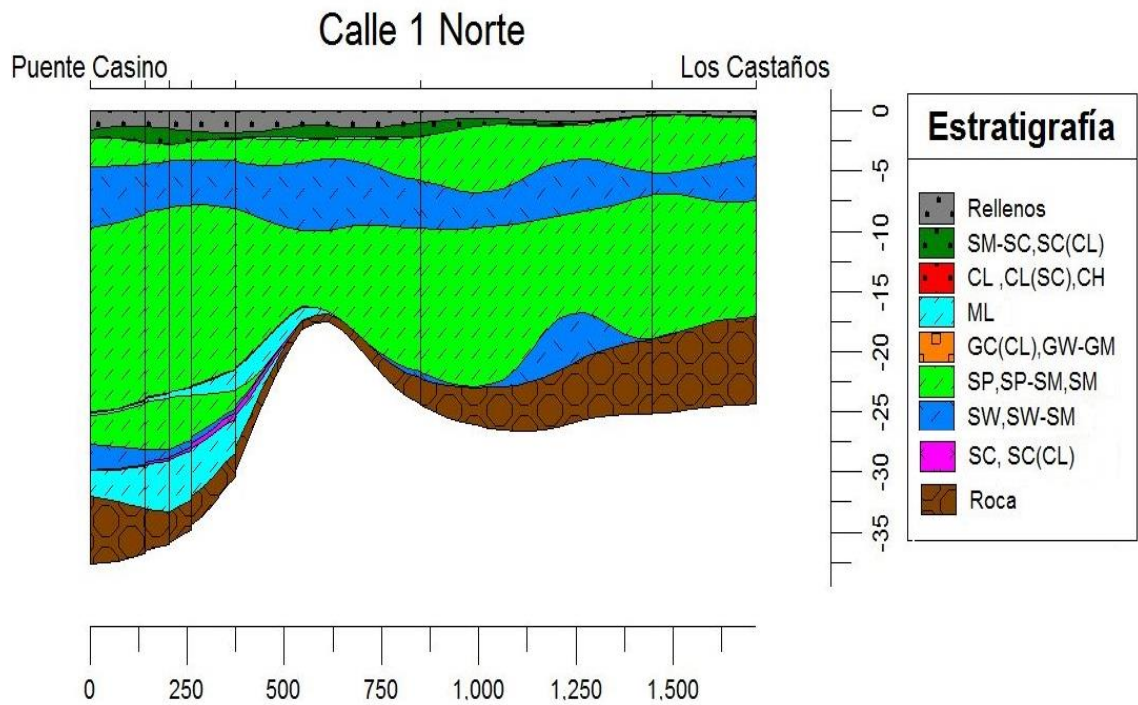
La modelación se hace usando un método de interpolación inverso a la distancia con un factor de peso igual a 2 y considerando la influencia de los 8 puntos de control más cercanos al nodo interpolado; la cantidad de nodos considerados y el factor de peso igual a 2 usado se consideran aceptables dado que la sensibilidad de variar estos valores no genera grandes diferencias en los resultados obtenidos. Los perfiles estratigráficos obtenidos se presentan para 8 cuadras del área en estudio que se consideran representativas; para información de todos los perfiles generados ver Anexo N°3.

Tabla 18: Horizontes estratigráficos área en estudio.

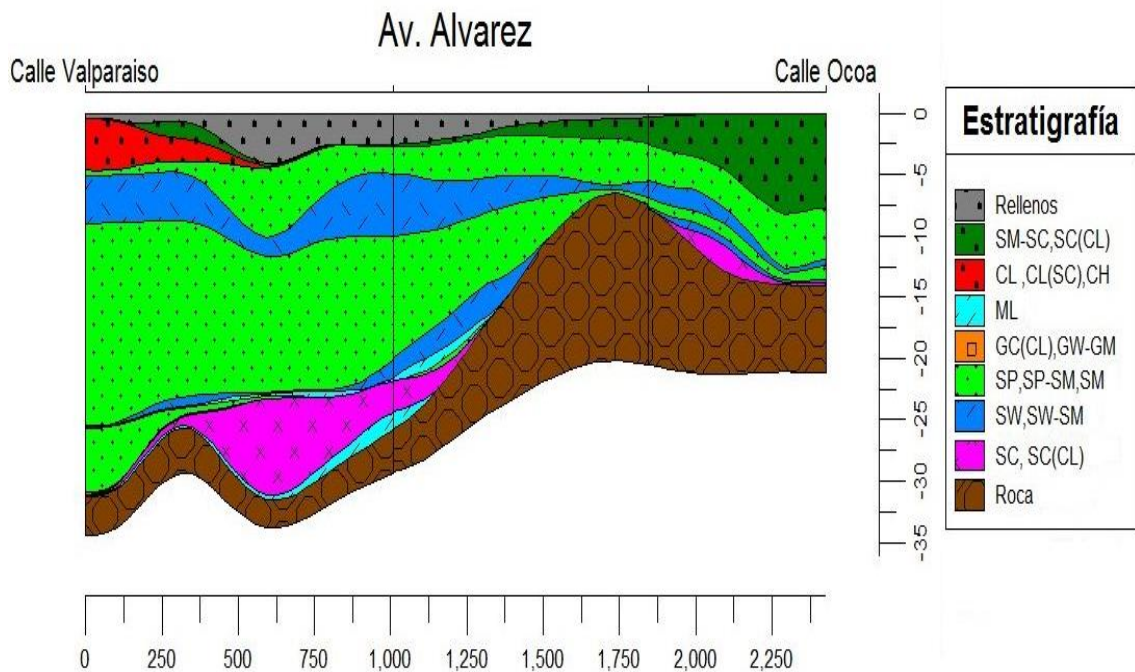
Nombre Horizonte	Descripción
Rellenos	Capa vegetal y relleno de arenas limosas
SM-SC,SC(CL)	Arena arcillosa y limo arcillosa
CL ,CL(SC),CH	Arcilla plástica
ML	Limo arenoso
GC(CL),GW-GM	Gravas
SP,SP-SM,SM	Arenas y Arenas limosas mal graduadas
SW,SW-SM	Arenas y Arenas limosas bien graduadas
SC, SC(CL)	Arena arcillosa
Roca	Roca

Fuente: Elaboración propia (2017).

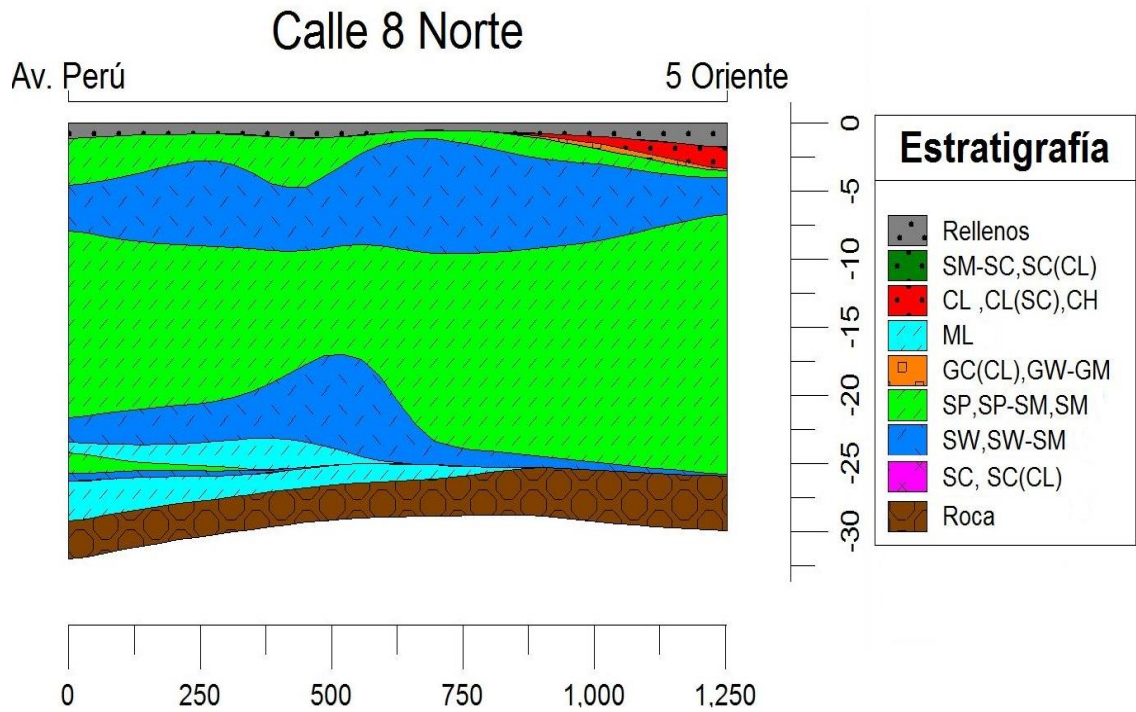
Figura 31: Perfiles estratigráficos obtenidos Viña del Mar.



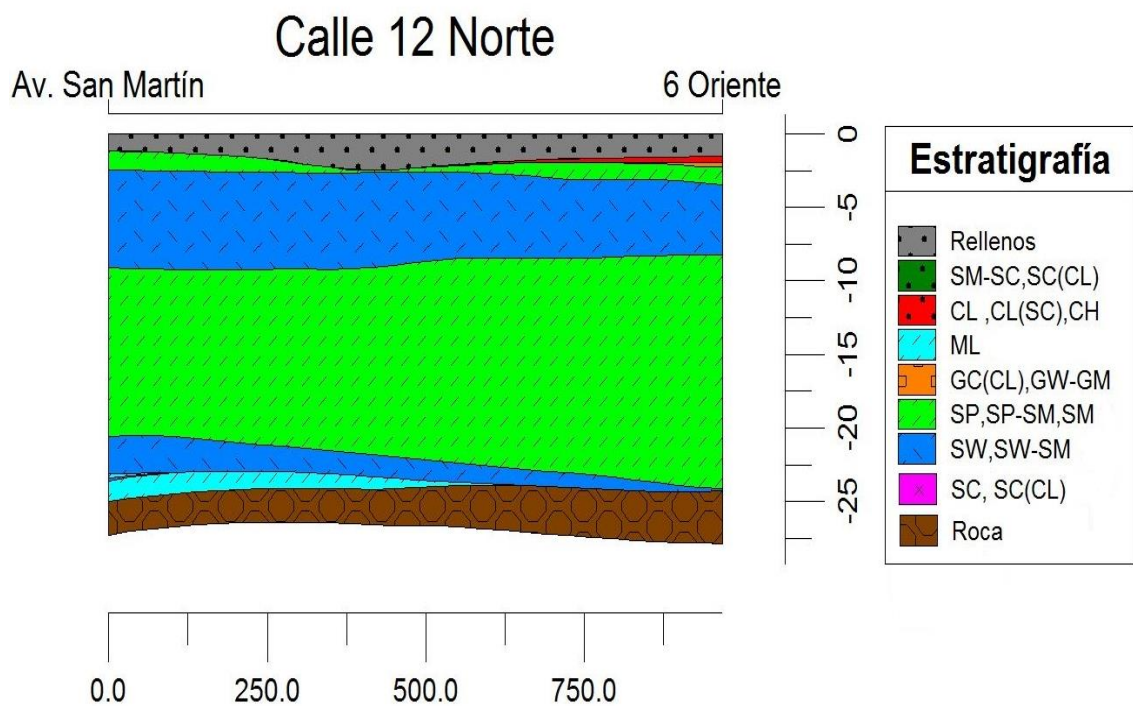
a) Estratigrafía Calle 1 Norte: Fuente: Elaboración propia (2017).



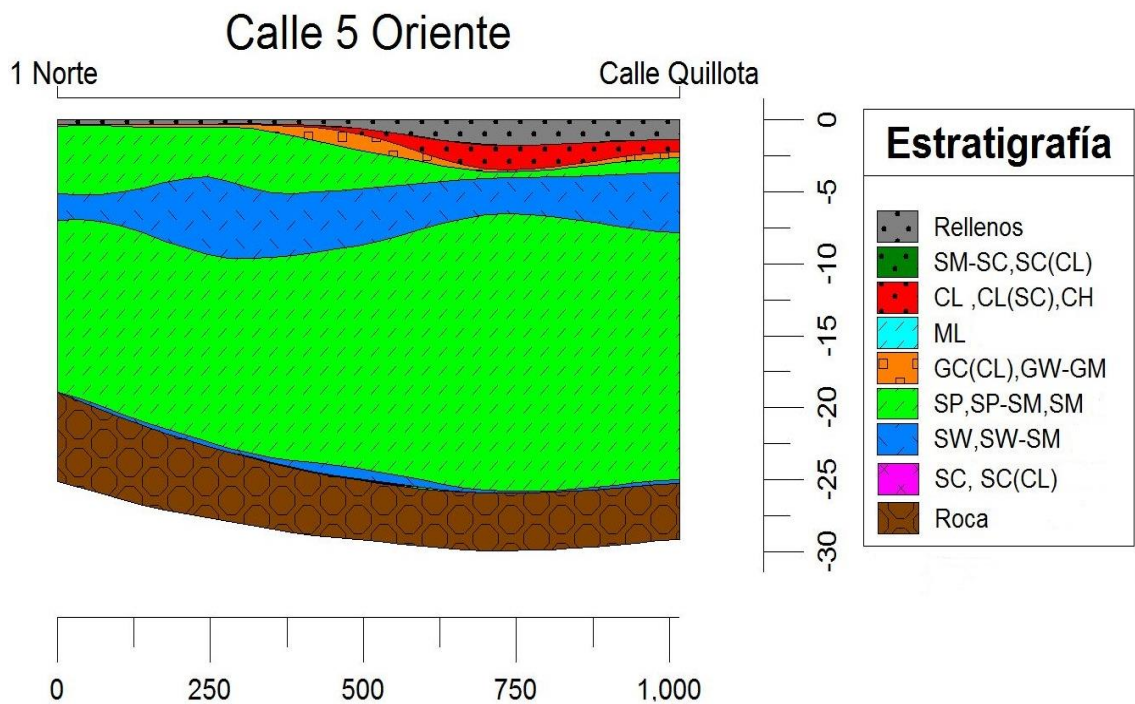
b) Estratigrafía Avenida Alvarez: Fuente: Elaboración propia (2017).



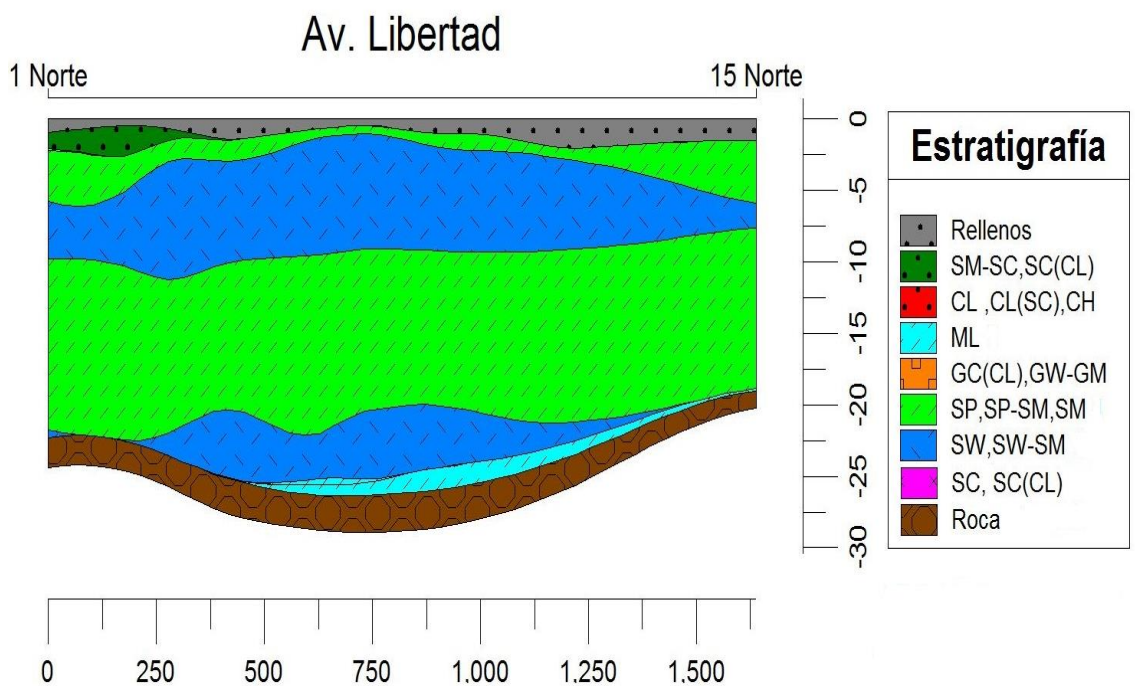
c) Estratigrafía Calle 8 Norte: Fuente: Elaboración propia (2017).



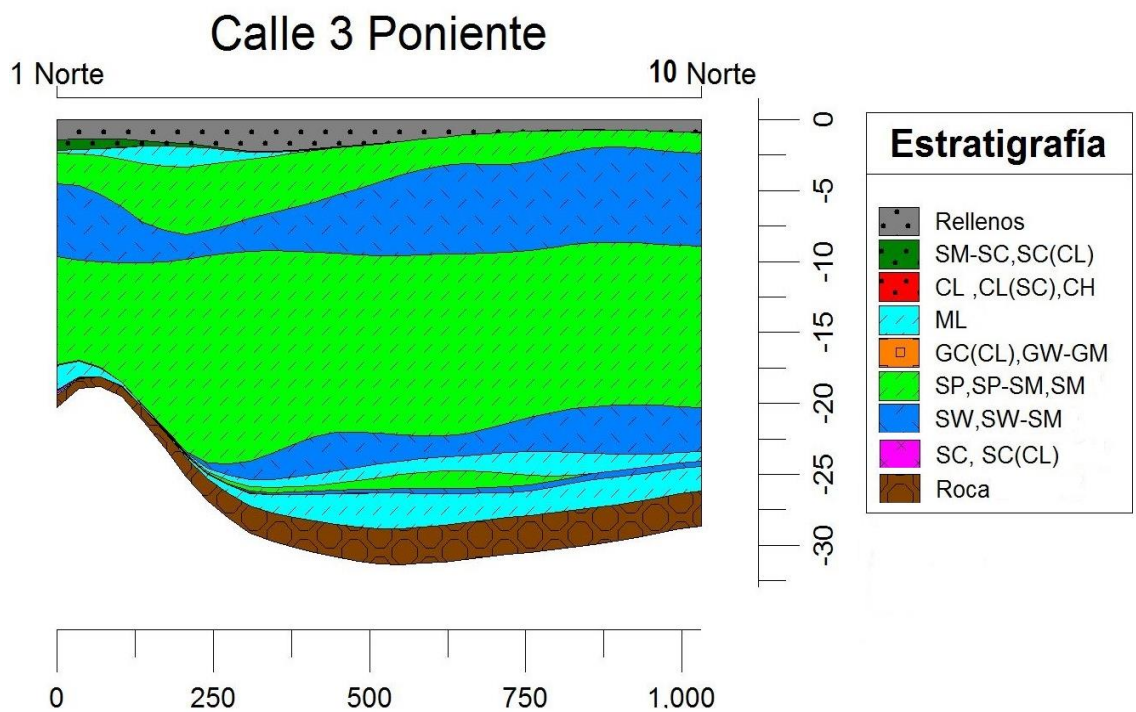
d) Estratigrafía Calle 12 Norte: Fuente: Elaboración propia (2017).



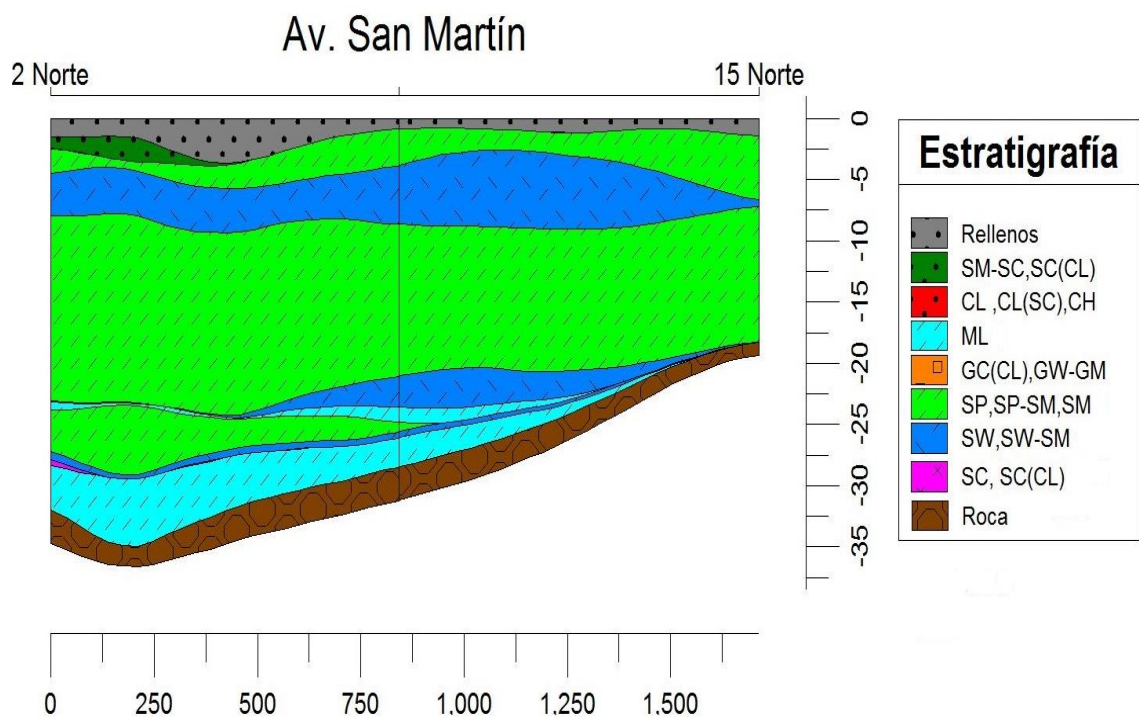
e) Estratigrafía Calle 5 Oriente: Fuente: Elaboración propia (2017).



f) Estratigrafía Avenida Libertad: Fuente: Elaboración propia (2017).



g) Estratigrafía Calle 3 Poniente: Fuente: Elaboración propia (2017).



h) Estratigrafía Avenida San Martín: Fuente: Elaboración propia (2017).

De los resultados obtenidos a partir de la recuperación de muestras de sondajes y posterior modelación de estos datos se puede observar que el suelo de Viña del Mar está caracterizado principalmente por una capa de relleno vegetal en los primeros 2 metros, arenas arcillosas y limo arcillosas entre los 2 y 5 metros de profundidad seguido de capas de gran profundidad de arenas sedimentarias del estero Marga – Marga de color amarillo a gris variando en su distribución granular de arenas bien a mal graduadas (capas verdes y azul en Figura 31). En los sectores poniente estas arenas tienden a tener una mayor cantidad de finos bajo la malla #200 tendiendo a ser una arena más limosa o arcillosa. En el sector oriente en algunas zonas es posible encontrar gravas arenosas y plásticas junto con lentes de arcilla plástica de aproximadamente 2 metros de espesor en los primeros metros de profundidad y arenas arcillosas altamente plásticas a profundidades entre los 20 y 30 metros.

Para profundidades mayores a los 30 metros se puede apreciar en los perfiles que no se tiene información estratigráfica, sin embargo, en base a la geomorfología del sector y lo comentado por especialistas en mecánica de suelos de la región en el sector poniente del estero Marga - Marga se esperaría encontrar material limoso de comportamiento fangoso producto de sedimentos de un brazo del estero que antiguamente pasaba por la calle 3 Poniente. Este material limoso como muestran los modelos también es posible encontrarlo a profundidades menores variando entre los 5 a 10 metros de espesor y que valida lo propuesto por De Vidts et al. en el año 2015 (De Vidts, et al., 2015). Por otra parte, si viene cierto los resultados son similares a los presentados por De Vidts et al. en el sector poniente, la presencia de material gravo arenoso y arcilla plásticas en la zona oriente no fue detectada por estos últimos. Esto puede deberse a la falta de información estratigráfica usada en este estudio que puede llevar a una errónea representación en el modelo realizado en RockWorks debido a la falta de puntos de control en esta zona.

Respecto a la profundidad del nivel freático se puede comentar que esta varía entre valores superficiales de 2 a 3 metros para las zona más poniente del plan de Viña del Mar y valores máximos que pueden llegar a alcanzar hasta los 7 y 8 metros de profundidad medidos en veranos en las zonas más oriente del plan. Es importante recalcar la influencia que tiene el estero Marga – Marga en la medición de este parámetro y la topografía de la ciudad que hace que los sectores oriente tengo profundidades mayores a los puntos más cerca de la costa. El promedio de profundidades para todos los ensayos recopilados es igual a 4.8 metros obtenido de la Tabla 3.

La profundidad de la roca es variable de acuerdo a la información recopilada y mostrada en la Tabla 4 teniendo profundidades que van entre los 30-40 metros para sondajes realizados en la zona poniente del plan de Viña del Mar y cercanos al cerro Castillo y profundidades entre los 6 - 15 metros en sondajes realizados en el sector más oriente de la ciudad. De los sondajes que se han realizado en la ciudad de Viña del Mar no existen datos para profundidades mayores a los 30-40 metros. Como parte complementario de este estudio, Serafini (Serafini, 2017) estima la profundidad del estrato rocoso de la ciudad de Viña del mar para profundidades mayores a las mencionadas a partir de mediciones espectrales H/V.

5.3.2 Modelación parámetros $(N_1)_{60}$ y DR%

La modelación de los parámetros $(N_1)_{60}$ y DR% se lleva a cabo usando la opción "P-Point interval" del programa, en la cual se ingresan los valores por intervalos de profundidad para cada sondaje considerado. El software interpola los valores mediante el método de la distancia - inversa anisotrópica, asignando a cada nodo de la malla un promedio ponderado de los datos vecinos distribuidos direccionalmente. El valor de cada uno de los puntos de datos se pondera por un factor de peso de acuerdo a la inversa de su distancia desde el nodo al punto de control. En el análisis se considera un máximo de 8 puntos de control y un factor de peso igual a 2. La cantidad de nodos considerados y el factor de peso igual a 2 usado se consideran aceptables dado que la sensibilidad de variar estos valores no genera grandes diferencias en los resultados obtenidos.

El parámetro $(N_1)_{60}$ es obtenido a partir de los factores de corrección mostrados en la sección 3.2.3 del presente estudio. Mientras que el valor DR% se obtiene usando la correlación mostrada en la Tabla 11. La planilla de cálculo tipo usada para llevar a cabo el cálculo se muestra en el Anexo N°4. Para este cálculo se usan valores típicos de densidades y humedades del suelo obtenidos de Coduto (Coduto, 2001) y mostradas en la Tabla 19 dado que la información contenida en los ensayos recopilados se consideró insuficiente para ser representativo de todos los estratos de suelo encontrados presentándose diferencias de hasta 1.0 tonf/m³ para dos suelos con la misma clasificación pero detectados en calicatas o sondajes realizados por en distintos sectores, años y laboratorios. Además la data existente era insuficiente en la mayor cantidad de informes de mecánica de suelos en cuanto a contenido de humedad, densidades naturales y densidades secas.

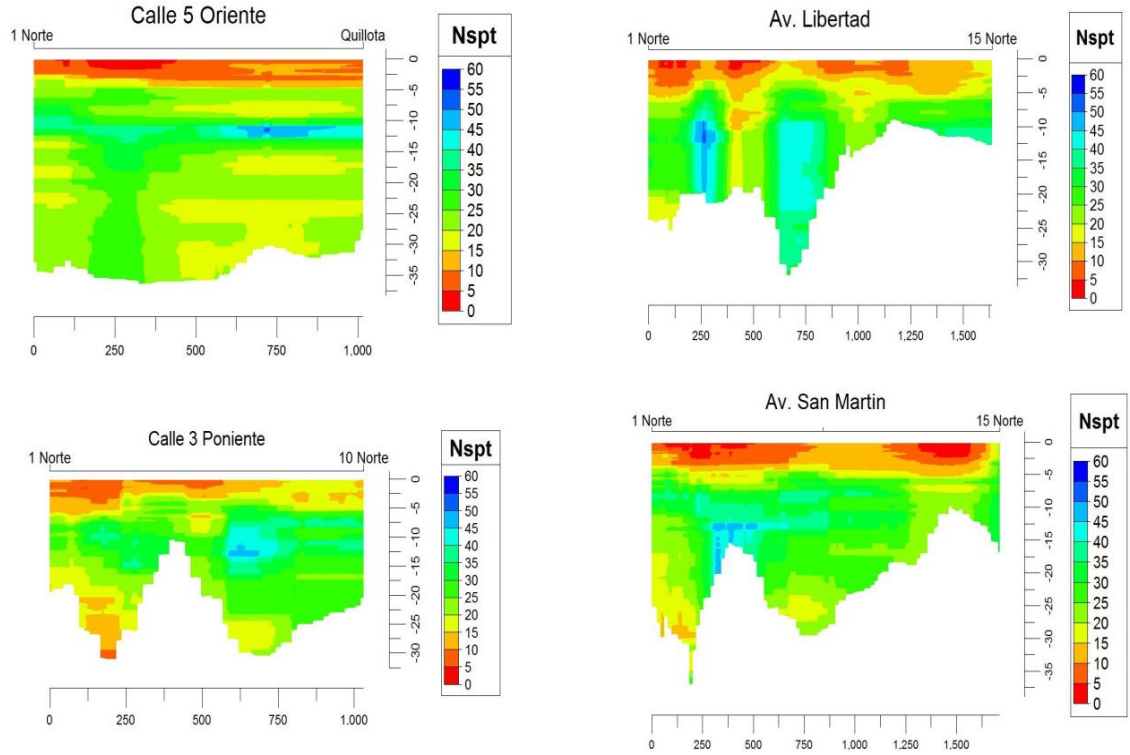
Tabla 19: Valores densidades usadas según tipo de suelo.

Material	γ_{nat} [tonf/m ³]	$\gamma_{saturado}$ [tonf/m ³]	$\gamma_{boyante}$ [tonf/m ³]	γ_{seca} [tonf/m ³]
CL	1.86	2.27	1.27	1.65
GC(CL)	2.09	2.54	1.54	1.85
GW-GM	2.09	2.54	1.54	1.85
ML	1.81	2.20	1.20	1.6
ML-CL	1.81	2.20	1.20	1.6
SC(CL)	1.86	2.27	1.27	1.65
SM	1.75	2.13	1.13	1.55
SM(ML)	1.86	2.27	1.27	1.65
SM(ML)-SC(CL)	1.86	2.27	1.27	1.65
SM-SC	1.75	2.13	1.13	1.55
SP	1.75	2.13	1.13	1.55
SP-SM	1.86	2.27	1.27	1.65
SP-SM(ML)	1.86	2.27	1.27	1.65
SW	2.09	2.54	1.54	1.85
SW-SM	1.75	2.13	1.13	1.55
SW-SM(ML)	1.75	2.13	1.13	1.55

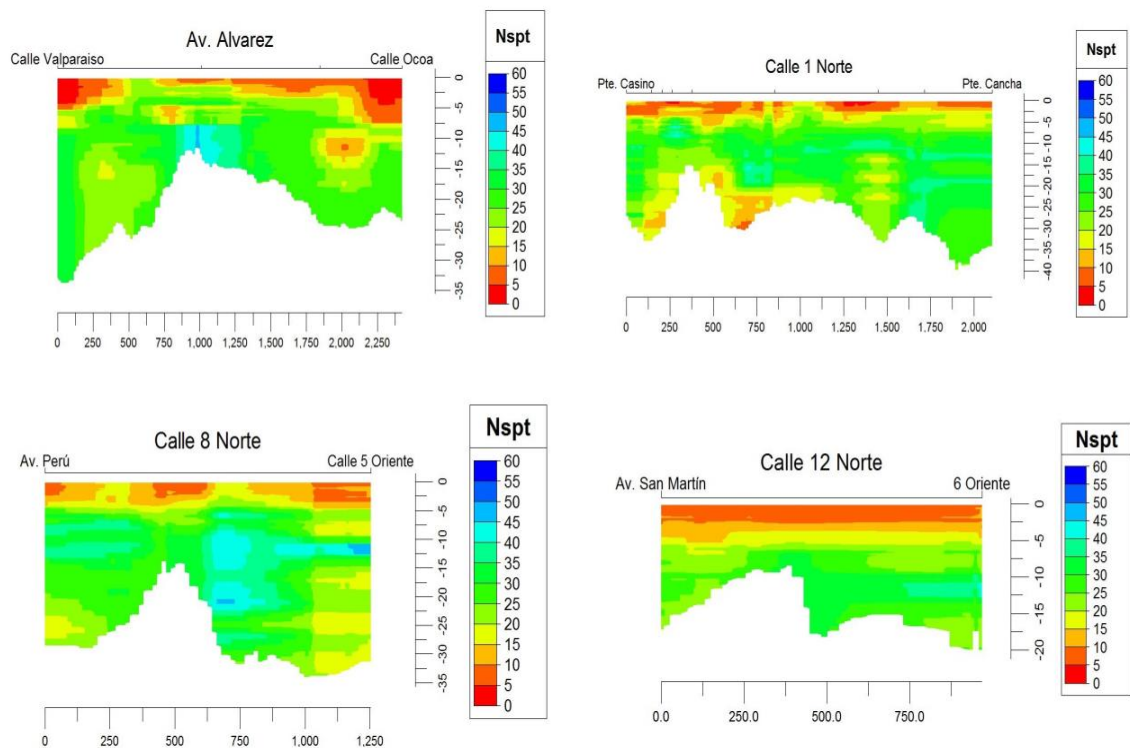
Fuente: Coduto (Coduto, 2001).

Los resultados obtenidos se presentan para perfiles de 8 cuadras del área en estudio que se consideran representativas. Para información de todos los perfiles generados ver Anexo N°3.

Figura 32: Perfiles Nspt obtenidos Viña del Mar.

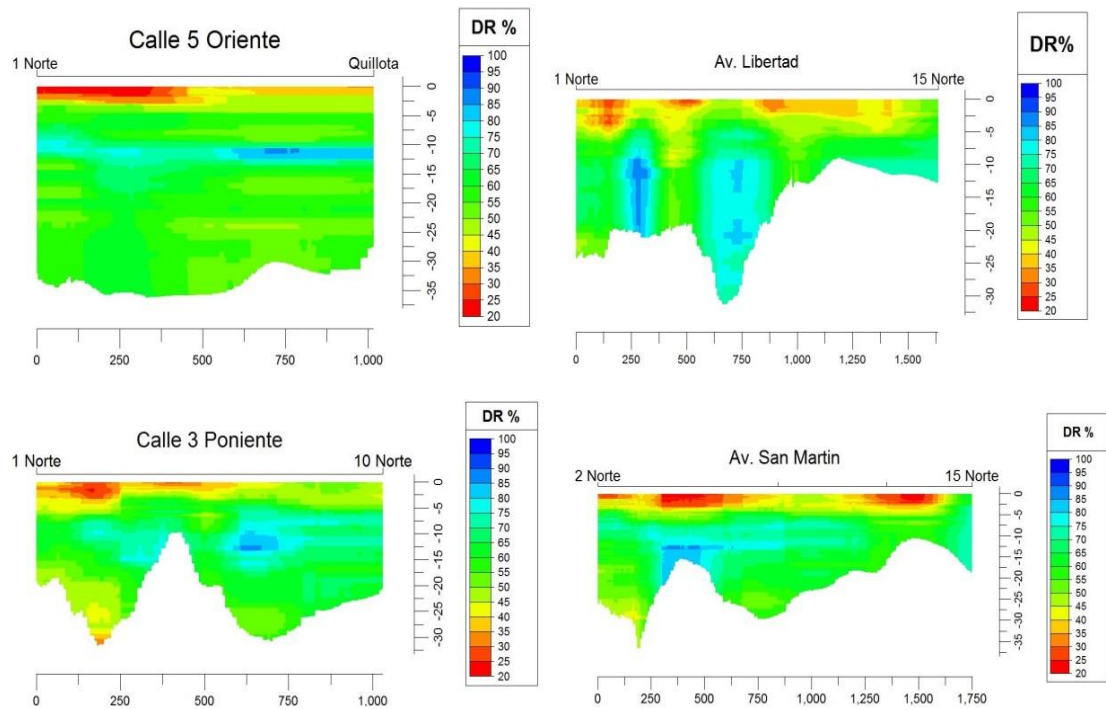


a) Oriente y Poniente: Fuente: Elaboración propia (2017).

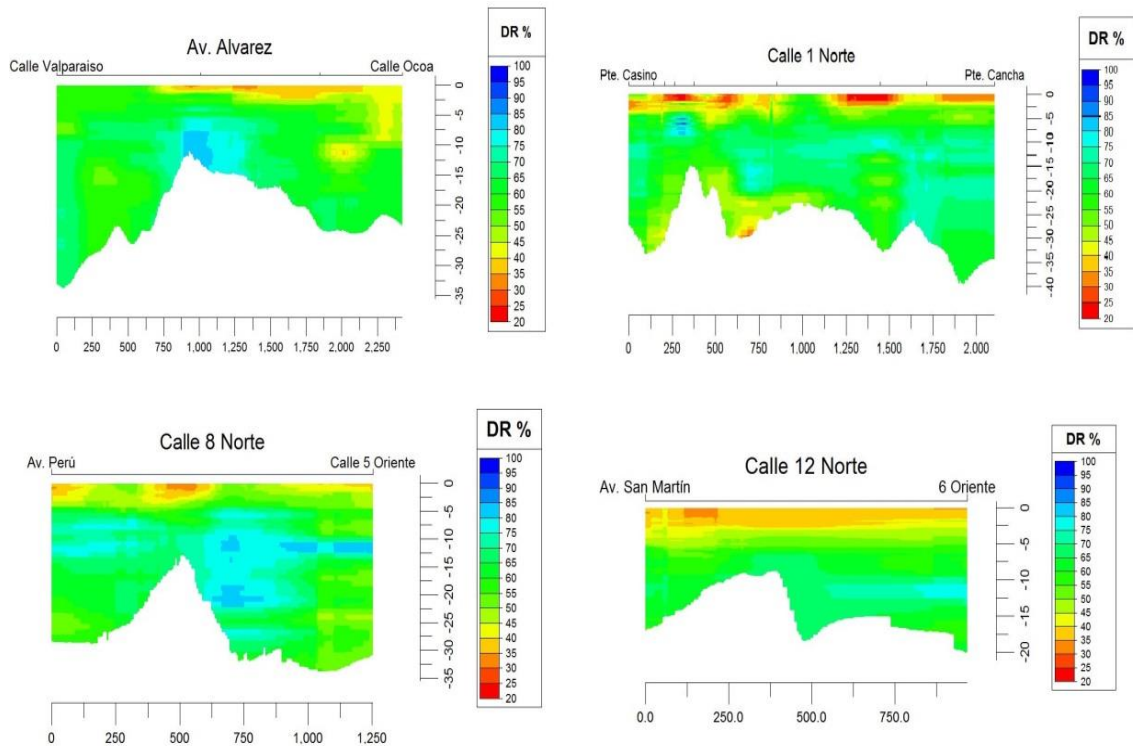


b) Norte y Sur: Fuente: Elaboración propia (2017).

Figura 33: Perfiles densidad relativa obtenidos Viña del Mar.



a) Oriente y Poniente: Fuente: Elaboración propia (2017).



b) Norte y Sur: Fuente: Elaboración propia (2017).

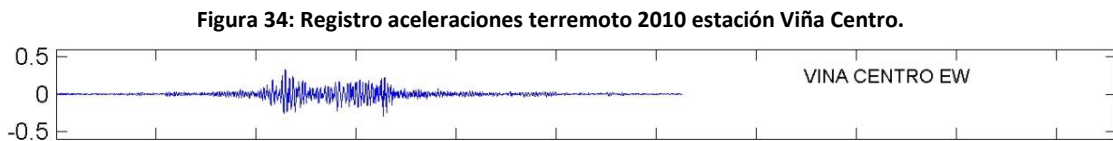
Se puede observar que la primera capa de rellenos vegetales posee una baja resistencia con valores de $(N_1)_{60}$ que van entre 0-10 golpes y densidades relativas que varían desde densidades entre 15 – 30% en el sector poniente a valores de 30-50% desde Avenida Libertad hacia el oriente. Las capas de arenas sedimentarias de esteros varían su resistencia y densidad relativa en función de la cantidad de limos arenosos presentes y su distribución granular. En el sector poniente dónde se encuentran en gran mayoría arenas pobremente graduadas y arenas limosas con contenido de finos entre 10-25% los valores de $(N_1)_{60}$ varían entre 20 y 35 para profundidades de 5 - 15 metros aumentando a valores entre 30 – 45 para profundidades mayores entre 15 – 25 que está asociado a la presencia de arenas más densas.

A partir de los 20 metros de profundidad en algunas zonas (Calle 3 poniente – Av. San Martín) se puede apreciar una baja considerable de resistencia; la cual está relacionada con la presencia de la capa fangosa de limo arenoso existente mostrada anteriormente en los perfiles estratigráficos (Ver Figura 31). Por otro lado desde la Avenida Libertad al oriente los valores de $(N_1)_{60}$ a partir de los 5 metros de profundidad no parecen variar significativamente a excepción de lentes arenosos con resistencias que llegan hasta los 45 golpes entre los 10 y 15 metros de profundidad debido a la presencia de arenas más densas. En el sector más céntrico de Avenida Álvarez valores de $(N_1)_{60}$ entre 0 – 10 llegan hasta los 7 metros de profundidad en algunos casos debido a la presencia de una capa de arcillas plásticas en el sector poniente y de arenas limosas y arcillosas más hacia el oriente. Si bien la resistencia aumenta a partir de los 10 metros debido a la presencia de arenas sedimentarias compactas, se producen lentes de valores bajos de $(N_1)_{60}$ debido a la presencia de arenas arcillosas plásticas y limos arenosos.

5.4 Índice de potencial de licuefacción (LPI)

Usando el método simplificado propuesto por Boulanger & Idriss (Boulanger & Idriss, 2014) (Boulanger & Idriss, 2004) y detallado en la sección 4.6, la correlación de cuocientes entre ensayos DCPT y SPT obtenida del análisis de resultados y las correcciones al valor del índice de penetración $N_{in situ}$ de la sección 3.2.3, se estima el potencial de licuefacción en términos del factor de seguridad (FS) para un sismo de características similares al terremoto del Maule del 27 de Febrero de 2010 (Boroschek, et al., 2010).

- Magnitud de momento $M_w = 8.8^\circ$ Richter
- Aceleración máxima horizontal $a = 0.334g$



Fuente: Registro sísmológico Universidad de Chile (2010).

El índice de potencial de licuefacción (LPI) se estima a partir de la ecuación discretizada propuesta por Luna y Frost (Luna & Frost, 1998) y usando las recomendaciones y escala de valores propuesta en el año 2003 por Sonmez (Sonmez, 2003); ver ecuación (31) y Tabla 20 respectivamente. Para la elección de este método se tuvo en cuenta la gran cantidad de

estudios similares de creación de mapas de susceptibilidad a la licuefacción realizados en base a este parámetro (Dixit, et al., 2012) (Kim, et al., 2012) (Sarker & Ahmed, 2015) y su aplicabilidad al suelo de Viña del Mar.

$$LPI = \sum_{i=1}^N w_i * F_i * H_i \quad (31)$$

$$F_i = 1 - FS_i ; FS_i \leq 0.95$$

$$F_i = 2 * 10^6 * e^{-18.427 * FS_i} ; 1.2 > FS_i > 0.95$$

$$F_i = 0 ; FS_i > 1.2$$

Dónde:

FS_i = Factor de seguridad licuefacción capa de suelo “i” determinado de acuerdo a sección 4.6 y ecuación (23).

w_i = Factor de peso capa de suelo “i” igual a (10 – 0.5*zi) y 0 para profundidades mayores a 20 metros.

H_i = Espesor capa de suelo “i”

z_i = Profundidad capa de suelo “i”

Tabla 20: Categorías potencial de licuefacción basadas en valor LPI propuestas por Sonmez (2003).

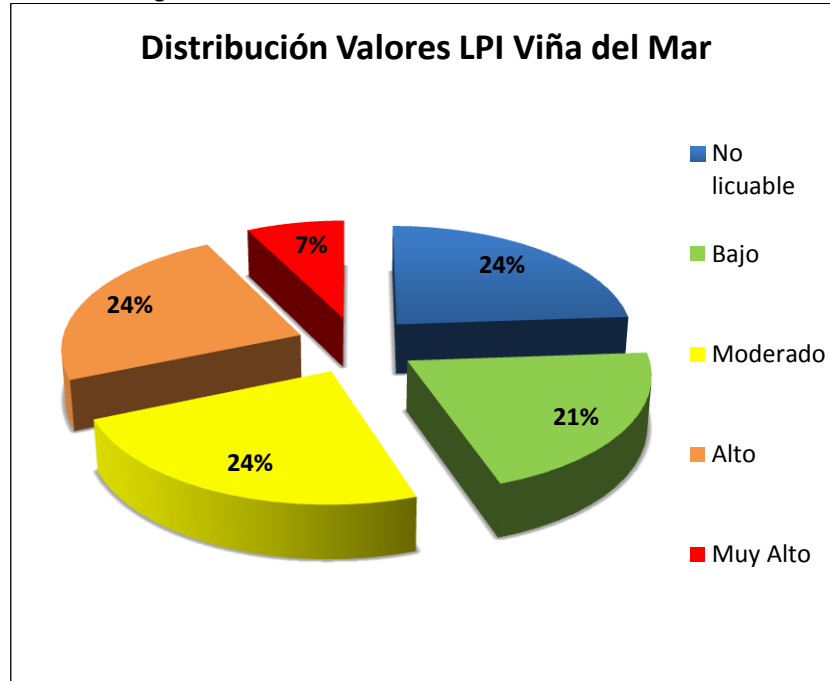
LPI	Categoría potencial licuefacción
0	No licuable (basado en FS ≥ 1.2)
0 < LPI ≤ 2	Bajo
2 < LPI ≤ 5	Moderado
5 < LPI ≤ 15	Alto
LPI > 15	Muy Alto

Fuente: Sonmez, H. (2003).

El procedimiento simplificado a seguir para el cálculo es el siguiente: a partir de los valores obtenidos de FS con el procedimiento mostrado en la sección 4.6 para un sismo de magnitud Mw = 8.8 y aceleración máxima horizontal a = 0.334g, se calcula el valor de LPI por capa de suelo de acuerdo a la ecuación (31) y se obtiene la suma para una profundidad de 20 metros de la columna de suelo. En casos que la napa freática se encuentra bajo la capa de suelo analizada se considera no existirá peligro de licuefacción (Fi=0). La planilla de cálculo tipo usada para el cálculo de LPI se muestra en el Anexo N°4.

Los resultados obtenidos se presentan en resumen en la Tabla 21 para cada cuadra indicando la ubicación del punto representativo para la cuadra y su valor. De la tabla se puede apreciar que existe una distribución bastante uniforme en los datos para las categorías de potencial de licuefacción nulo, moderado y alto; variando entre un 20 a 24 % de los datos recopilados. Mientras que sólo para un 7% del total de sondeos considerados se espera tener un potencial “Muy Alto”. En la Figura 35 se muestra la distribución de los valores de LPI obtenidos para la zona en estudio en forma gráfica.

Figura 35: Distribución valores obtenidos LPI Viña del Mar.



Fuente: Elaboración propia (2017).

Tabla 21: Valores Obtenidos LPI Viña del Mar sismo MW= 8.8 y a = 0.334g.

SPT Cuadra	Longitud	Latitud	LPI	Clasificación
SPTc 3	-71.558	-33.021	20	Muy Alto
SPT 4	-71.557	-33.021	30	Muy Alto
SPTc 5	-71.556	-33.021	27	Muy Alto
SPT 6	-71.554	-33.022	5	Moderado
SPT 7	-71.553	-33.022	1	Bajo
SPT 15	-71.545	-33.023	5	Moderado
SPT 17	-71.543	-33.023	3	Moderado
SPT 19	-71.540	-33.024	1	Bajo
SPTc 21	-71.560	-33.019	12	Alto
SPT 22	-71.559	-33.020	15	Alto
SPT 23	-71.558	-33.020	5	Moderado
SPT 24	-71.558	-33.020	21	Muy Alto
SPT 25	-71.557	-33.020	6	Alto
SPT 28	-71.554	-33.021	4	Moderado
SPT 29	-71.553	-33.021	0	No licuable
SPTc 30	-71.552	-33.021	2	Bajo
SPT 32	-71.549	-33.021	1	Bajo
SPT 34	-71.547	-33.022	3	Moderado
SPT 41	-71.543	-33.023	6	Alto
SPT 46	-71.556	-33.019	3	Moderado
SPTc 47	-71.555	-33.020	15	Alto
SPT 48	-71.554	-33.020	3	Moderado
SPT 49	-71.553	-33.020	1	Bajo

SPT 51	-71.552	-33.020	0	No licuable
SPT 56	-71.545	-33.021	1	Bajo
SPT 57	-71.544	-33.021	5	Moderado
SPTc 62	-71.558	-33.018	14	Alto
SPT 64	-71.556	-33.018	3	Moderado
SPTc 65	-71.556	-33.019	8	Alto
SPTc 66	-71.554	-33.019	4	Moderado
SPT 68	-71.552	-33.019	1	Bajo
SPTc 70	-71.551	-33.019	31	Muy Alto
SPT 74	-71.546	-33.019	4	Moderado
SPTc 87	-71.554	-33.018	14	Alto
SPT 88	-71.553	-33.018	1	Bajo
SPTc 89	-71.551	-33.018	12	Alto
SPT 92	-71.549	-33.018	0	No licuable
SPT 101	-71.557	-33.016	6	Alto
SPT 105	-71.553	-33.017	0	No licuable
SPT 107	-71.552	-33.017	2	Bajo
SPT 108	-71.551	-33.017	0	No licuable
SPT 109	-71.550	-33.017	0	No licuable
SPTc 119	-71.554	-33.016	0	No licuable
SPT 120	-71.552	-33.016	0	No licuable
SPT 121	-71.551	-33.016	1	Bajo
SPT 122	-71.549	-33.016	0	No licuable
SPT 128	-71.543	-33.017	11	Alto
SPT 135	-71.553	-33.014	4	Moderado
SPTc 136	-71.552	-33.015	6	Alto
SPTc 137	-71.551	-33.015	1	Bajo
SPTc 144	-71.554	-33.013	14	Alto
SPTc 150	-71.550	-33.014	14	Alto
SPTc 177	-71.548	-33.012	0	No licuable
SPTc 191	-71.551	-33.010	0	No licuable
SPT 192	-71.550	-33.011	2	Bajo
SPTc 205	-71.550	-33.007	0	No licuable
SPT 627	-71.557	-33.023	7	Alto
SPT 666	-71.562	-33.024	3	Moderado
SPT 668	-71.559	-33.025	4	Moderado
SPT 670	-71.556	-33.025	4	Moderado
SPT 674	-71.554	-33.026	2	Bajo
SPT 681	-71.542	-33.027	1	Bajo
SPTc 1215	-71.553	-33.027	0	No licuable
SPTc 1222	-71.548	-33.028	0	No licuable
SPT 1223	-71.545	-33.029	0	No licuable
SPT 1224	-71.542	-33.030	0	No licuable
SPT 1225	-71.539	-33.030	10	Alto

Fuente: Elaboración propia (2017).

A partir de los resultados obtenidos de la Tabla 21 y el área de estudio delimitada en Google Earth, se ingresa al programa ArcGIS (ESDI, 2010) el cual permite interpolar información dentro de una zona limitada en formato shapfile a través de métodos numéricos y crear mapas de susceptibilidad de parámetros de interés con colores.

Ingresando los valores obtenidos por cuadra mostrados en la Tabla 21¹ con su longitud, latitud, valor LPI y clasificación de potencial se obtiene la Figura 36 con la distribución de los puntos en la zona de estudio. Se puede observar que los puntos propensos a sufrir niveles “Altos” y “Muy Alto” de licuefacción se encuentran principalmente en la zona poniente del plan de Viña del Mar, los puntos con categoría “Muy Alto” específicamente se ubican en las calles 1 y 2 Norte en cercanías del estero Marga – Marga siendo dos de ellos ensayos DCPT y dos ensayos SPT; esto se puede explicar debido a niveles freáticos superficiales, presencia de material suelto debido a sedimentos del estero y el efecto de aplicar correlaciones entre ensayos DCPT y SPT que subestiman la razón de resistencia cíclica del suelo. Por otro lado, desde la Avenida libertad hacia el oriente los valores principalmente varían entre “No licuable” – “Moderado” a excepción de 3 puntos con niveles de potencial “Alto”, los cuales pueden tener relación con su cercanía a la falla del Marga – Marga en el caso del punto ubicado en la calle 7 Norte con 5 Oriente y a la presencia de capas de material fino plástico en el caso del punto ubicado en la Avenida Álvarez en cercanías del hospital Gustavo Fricke.

Con los datos ingresados al programa y usando la clasificación propuesta se procede a interpolar los puntos para toda el área en estudio (zona marcada en verde Figura 36) creando superficies de susceptibilidad al potencial de licuefacción; para la interpolación se usa un método de inverso a la distancia con un factor de peso igual a 2 y un número máximo de datos vecinos para la interpolación igual a 8 determinado en base a un análisis de sensibilidad realizado al aplicar el método y obtener la mejor representación de los puntos de control en el mapa de susceptibilidad. Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 37. Se puede observar que la interpolación obtenida representa de manera apropiada los puntos en la zona con una mayor cantidad de datos correspondiente al sector poniente de la Avenida Libertad entre 1 Norte y 10 Norte. Sin embargo, en la zona nororiente entre las calles 9 y 15 Norte se puede notar que cuadras sin información quedan clasificadas en las categorías “Alto” y “Moderado” influenciados por los puntos medidos cerca de la falla Marga – Marga en la calle 8 Norte; lo cual no es del todo representativo.

Finalmente con el objetivo de comparar los resultados obtenidos con casos reales de posible licuefacción, a la Figura 37 se superponen la ubicación de edificios dónde se registraron daño posterior al terremoto del 27F y que se muestran en la Tabla 22 y se obtiene como resultado la Figura 38. Los edificios dañados ubicados en el sector poniente entre las calles 6 y 9 Norte tienen niveles de potencial de licuefacción que varían entre “Alto” y “Moderado”, lo cual podría explicarse debido a un efecto de amplificación sísmica debido a que los edificios tenían un periodo fundamental similar al periodo fundamental del suelo sobre el cual estaban fundados y grandes profundidades del estrato rocoso (Thiers, 2014) . Sin embargo, en la zona entre las calles 2 y 6 Norte los registros de daños parecen no coincidir con las zonas más propensas a licuar quedando clasificados en categorías “Bajo”, “Moderado” y hasta “No licuable” en el caso del edificio Murano. Además, la zona

¹ Los valores marcados en rojo no son considerados en el análisis por no ser sondeos representativos de la zona lo cual puede deberse a la antigüedad en que se hicieron (1988-1990).

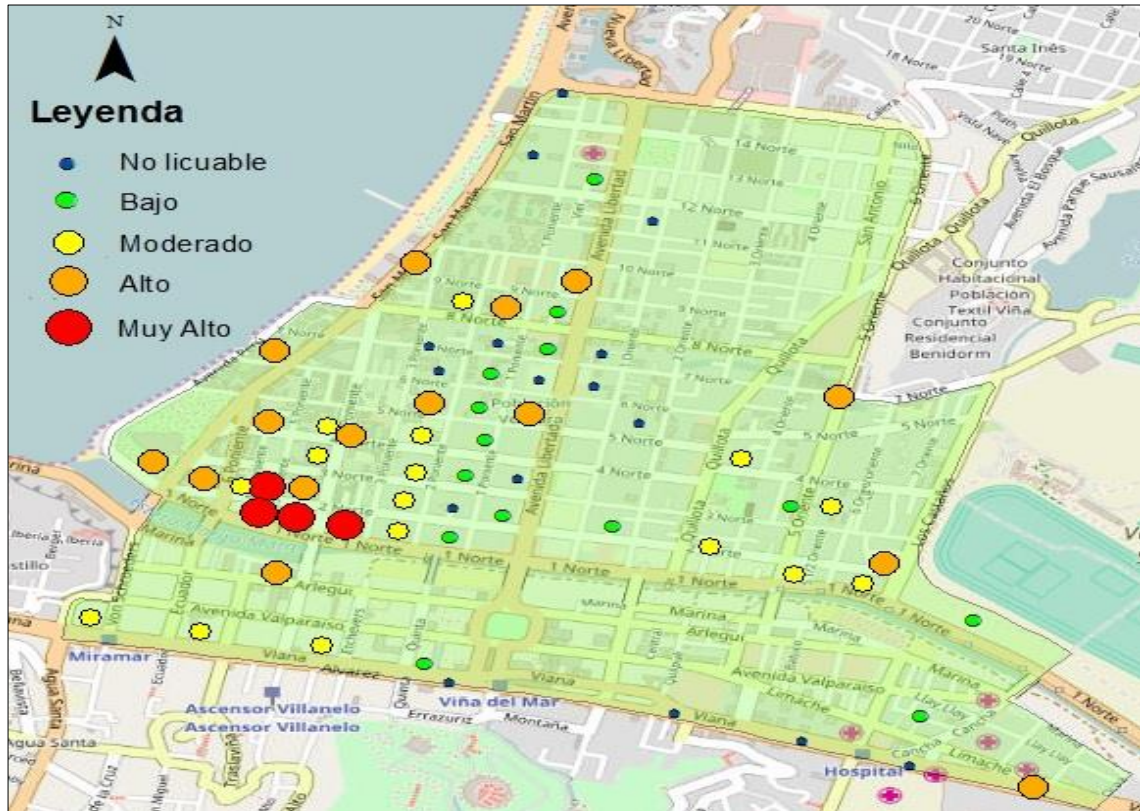
clasificable en la categoría “Muy alto” no coincide con ninguno de los edificios registrados con daños, lo cual podría deberse a que esta zona no presenta muchos edificios de gran o mediana altura y tuvieron un mejor comportamiento para el sismo del 27F junto a profundidades menores de la roca como se ve en la Figura 31.

Tabla 22: Catástrofe edificios dañados 27F

Numero	Nombre Edificio	Ubicación	Latitud	Longitud
1	Acapulco	10 Norte Av. San Martín	-33.014626	-71.555626
2	Antígona	5 Oriente 4 Norte	-33.020625	-71.544131
3	Boloña	6 Norte Av. Perú	-33.016147	-71.557853
4	Emporion	1 Poniente 9 Norte	-33.014048	-71.551143
5	Festival	3 Poniente 8 y 9 Norte	-33.014386	-71.553492
6	Marina del Sol	6 Norte 2 Poniente	-33.017142	-71.552534
7	Monte Bianco	1 Poniente 4 y 5 Norte	-33.018897	-71.552156
8	Murano	1 Oriente 7 y 8 Norte	-33.016276	-71.548755
9	Rio Imperial	2 Poniente 7 y 8 Norte	-33.015455	-71.552754
10	Rio Pretohué	1 Poniente 7 Norte	-33.161490	-71.551577
11	Tenerife	4 Oriente 4 Norte	-33.019597	-71.545619
12	Toledo	3 Norte 2 y 3 Poniente	-33.019922	-71.554186
13	Torre del Mar	8 Norte 3 Poniente	-33.014912	-71.554207
14	Tricahue	8 Norte 2 Poniente	-33.014837	-71.552249
15	9 Norte	9 Norte 1024	-33.014909	-71.545928
16	Achira	3 Norte 2 y 3 Poniente	-33.020092	-71.554191
17	Emperador	8 Norte 2 Oriente	-33.015717	-71.547534

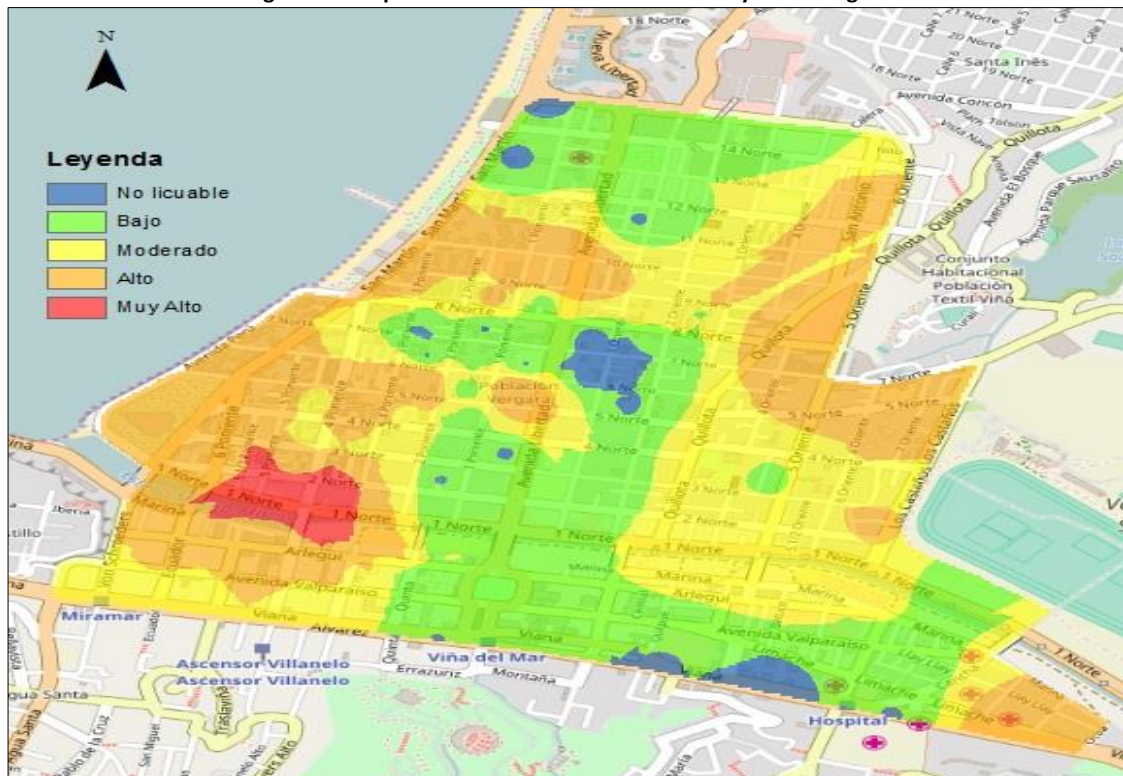
Fuente: Elaboración propia (2017).

Figura 36: Valores obtenidos LPI Viña del Mar sismo MW= 8.8 y $a = 0.334g$.



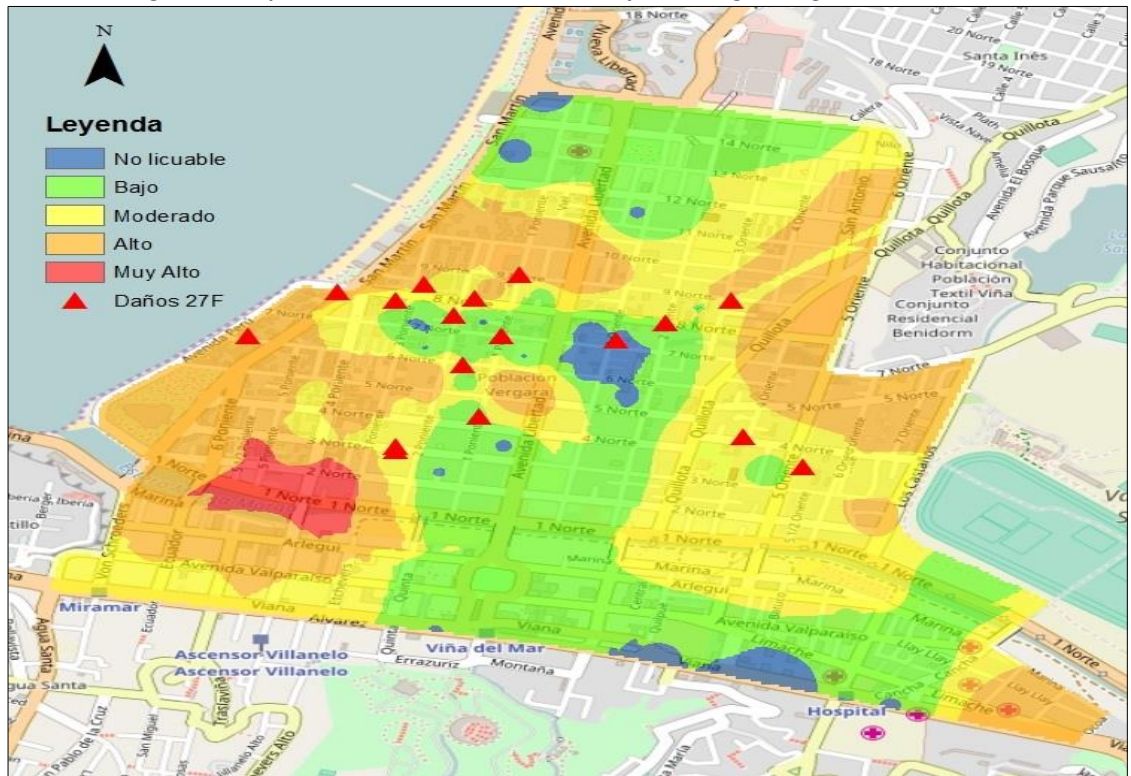
Fuente: Elaboración propia (2017).

Figura 37: Mapa LPI Viña del Mar sismo MW= 8.8 y $a = 0.334g$.



Fuente: Elaboración propia (2017).

Figura 38: Mapa LPI Viña del Mar sismo MW= 8.8 y $a = 0.334g$ con registro daños 27F.



Fuente: Elaboración propia (2017).

Captítulo 6 : Conclusiones y Recomendaciones

Como resultado de la zonificación geotécnica llevada a cabo, el suelo de Viña del Mar se puede clasificar básicamente en tres capas: rellenos vegetales sueltos en los primeros 2 metros con baja resistencia, arcillas, arenas arcillosas y limos arcillosos poco compactos hasta los 5 metros, seguido de capas de gran profundidad de arenas limosas y arenas gravo limosas sedimentarias variando entre arenas bien graduadas y pobremente graduadas con valores de resistencia N_{160} entre los 20 y 40 golpes y niveles de densidades relativas que van desde arenas compactas a densas. En el sector poniente del Plan de Viña es posible encontrar lentes de limos arenosos con gran cantidad de finos a profundidades de 20 a 35 metros debido a sedimentos del estero Marga – Marga que antes pasaba por esta zona, componiendo una capa fangosa que se traduce en una disminución de resistencia y un aumento en el potencial de licuefacción; en el sector oriente por otro lado, se encuentran lentes de gravas areno limosas y arcillas plásticas que también producen bajas en la resistencias con valores de N_{160} cercanos a 10 y 15 golpes respectivamente. La profundidad del estrato rocoso en base a los sondeos recopilados varía entre los 20 - 30 metros principalmente, alcanzado valores extremos de hasta 40 metros en la zona más poniente del Plan de Viña del Mar cercana al cerro castillo y de 6 metros en la zona más al oriente cercana al hospital Gustavo Fricke. Esto coincide con lo indicado por Verdugo (Verdugo, 1995) y Serafini (Serafini, 2017) en cuanto a que la máxima profundidad coincide con el eje original del cauce del estero Marga – Marga y la falla del mismo nombre y en que para el sondeo donde se llegó a roca en el sector poniente el mapa de morfología propuesto por Serafini (Serafini, 2017) entrega resultados congruentes.

Respecto a las correlaciones entre los ensayos SPT y DCPT encontradas se puede comentar que el procedimiento propuesto en el estudio por el IDIEM para el suelo de Concepción no es aplicable para el suelo de Viña del Mar, si viene cierto la correlación encontrada usando las diferencias de los valores de N_{spt} y N_{dcpt} se ajusta bien en los primeros 4-5 metros de profundidad con valores de $\Delta N \approx 0$, a profundidades mayores se vuelve muy sensible a variaciones de N_{dcpt} y a la profundidad “z” generando en muchos casos valores de N_{spt} negativos. Por otro lado, la correlación encontrada usando el cociente N_{spt}/N_{dcpt} se ajusta satisfactoriamente a los sondeos considerados con un valor de $R^2 = 0.527$ y con cerca de un 75% de los puntos dentro o en encima de la envolvente superior e inferior de la función $F(x)$ encontrada; además a diferencia de la correlación de las diferencias es estable a valores extremos de N_{dcpt} y profundidades mayores a 9 metros. Sin embargo, para valores muy altos de N_{dcpt} mayores a 100 golpes, la correlación tiende a subestimar los valores reales de N_{spt} que se obtendrían para el mismo suelo alcanzando valores de N_{dcpt}/N_{spt} mayores a 2.

El índice de potencial de licuefacción (LPI) propuesto por Iwasaki (Iwasaki, et al., 1978) y modificado Luna y Frost (Luna & Frost, 1998) ha sido ampliamente usado para cuantificar el potencial de licuefacción de un suelo y generar mapas de susceptibilidad. Al aplicar la

ecuación propuesta por Luna y Frost (Luna & Frost, 1998) y la escala de valores propuesta por (Sonmez, 2003) al suelo de Viña del Mar se puede observar existe una relación entre los edificios que sufrieron daños en muros estructurales post terremoto 27F versus el potencial de licuefacción esperado del estrato de suelo, específicamente aquellos ubicados en el sector poniente entre las calles 6 a 9 Norte. Sin embargo, la zona clasificable con nivel “Muy Alto” en el sector poniente del Plan de Viña del Mar entre las calles 1 y 2 Norte no coincide con ningún edificio dañado, lo cual podría deberse a que los niveles freáticos medidos no sean representativos como en el caso de la cuadra 4 donde el informe estratigráfico data del año 1996 y también a el uso de la correlación entre ensayos Dcpt y Nspt como es el caso de las cuadras 3 y 5 donde valores de cono del orden de 80-105 golpes son correlacionados con valores de Nspt de 20-27 golpes produciendo una clara baja en la resistencia cíclica del suelo . De todas formas, considerando las fallas que puede llegar a producir el efecto de licuefacción como son: falla de flujo, corrimiento lateral, pérdida de capacidad de soporte, asentamientos, entre otros, se estima necesario la inclusión de este fenómeno en futuros diseños de fundaciones para estructura en Viña del Mar considerando como base la zonificación e información geotécnica presentada en este trabajo.

A continuación se dan a conocer un número de recomendaciones a tener en cuenta en estudios posteriores de zonificación para la ciudad de Viña del Mar.

- Si viene cierto la correlación encontrada para ensayos DCPT y SPT fue estimada considerando sondajes para un mismo proyecto y realizado por el mismo laboratorio, en algunos casos existe mucha dispersión en los valores de índices de penetración entre ensayos realizados en una misma cuadra pero en distintos años. Esta puede deberse a la cantidad de energía entregada realmente por el equipo, laboratorista a cargo del ensayo y nivel freático. Se recomienda calibrar la correlación de cuocientes realizando ensayos DCPT y SPT en un mismo sitio, por un mismo equipo y laboratorista y para las mismas condiciones ambientales. Además dado que a profundidades mayores a los 7 metros y valores de Ndcpt sobre los 100 golpes la correlación aleja los valores de Nspt de la realidad, se recomienda el uso información proveniente de sondajes SPT por sobre ensayos DCPT.
- Considerando la alta componente empírica de la zonificación propuesta se estima necesario recopilar y agregar información de sondajes, estratigrafía y ensayos de caracterización en las cuadras sin información, especialmente en la zona entre las calles 7 Norte y 15 Norte del plan de Viña del Mar donde se concentran la mayor cantidad de daños producto del terremoto del 27F.
- Dado la poca información existente para estimar la profundidad del estrato rocoso, se estima necesario la realización de un estudio que estime la profundidad de la roca para la ciudad de Viña del Mar considerando como input los valores de

sondajes mostrados en el presente trabajo e información de ensayos de velocidad de onda de corte (V_s) tipo Downhole.

- Para tener una mejor idea de la relación que puede existir entre los daños post terremoto y las características del suelo, se recomienda hacer un estudio que estime el efecto de amplificación sísmica del suelo considerando modelos de respuesta bidimensionales del suelo usando la estratigrafía presentada en esta tesis y la morfología propuesta por Serafini (Serafini, 2017) y buscar una relación de esta amplificación con los daños registrados y los valores del periodo fundamental del suelo v/s periodo estructura.
- A pesar de la alta aplicabilidad en distintos trabajos de investigación a lo largo del mundo de la ecuación propuesta por Luna (Luna & Frost, 1998) para cuantificar el índice de potencial de licuefacción (LPI) y la escala de valores propuesta por Sonmez (Sonmez, 2003) para clasificar los valores de LPI y crear mapas de susceptibilidad, de los resultados obtenidos se puede observar que existen zonas susceptibles a sufrir licuefacción que no representan lo observado en la realidad, por lo cual se recomienda calibrar y modificar los valores límites de clasificación de LPI mediante un estudio estadístico y probabilístico que considere información de sondajes SPT y casos reales de licuefacción.

Captítulo 7 : Bibliografía

1. Aguas, D. G. d., 2002. *Informe de Zonificación Hidrogeológica para las regiones Metropolitana y V.*, Santiago, Chile: Ministerio de Obras Públicas.
2. Alfaro, F., 2013. *Comparación entre la Metodología para evaluar el Potencial de Riesgo de Licuefacción y los Catastros realizados luego del terremoto de 2010 en Concepción*, Concepción: Universidad del Bio Bio Facultad de Ingeniería Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental.
3. Astroza, I. & Monge, E., 1989. *Aumento de Intensidades Según las Características Geológicas de los Suelos de Fundación, Sismo del 3 de Marzo de 1985*, Santiago, Chile: AUCH 5ta serie N°21.
4. Barros Arana, D., 1885. *Historia General de Chile*. s.l.:Rafael Jover.
5. Berrios , M., Haro, R. & Olivares, C., 2010. *Conoce Viña del Mar*. [En línea] Available at: <https://sites.google.com/site/conocevinadelmar/Home>
6. Boroschek, R., Soto, P. & Leon, R., 2010. *Registros del Terremoto del Maule Mw = 8.8 27 de Febrero de 2010*, Santiago, Chile: Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento Ingeniería Civil.
7. Boulanger , R. W. & Idriss, I. M., 2008. *Soil Liquefaction During Eartquakes*. s.l.:Earthquake Engineering Research Institute.
8. Boulanger, R. W. & Idriss, I. M., 2003. *SPT- Based Liquefaction Triggering Procedures*. December 2010 ed. California : Department of Civil & Enviromental Engineering.
9. Boulanger, R. W. & Idriss, I. M., 2004. *Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays*, University of California at Davis: Department of civil engineering & enviromental engineering .
10. Boulanger, R. W. & Idriss, I. M., 2010. *SPT - Based Liquefaction Triggerin Procedures*. Davis, CA, EE.UU: Center for Geotechnical Modeling.
11. Boulanger, R. W. & Idriss, I. M., 2014. *CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures*. Department of Civil & Enviromental Engineering : University of California at Davis.
12. Carrasco, O. & Núñez, C., 2013. *Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Viña del Mar*, Valparaíso, Chile: Universidad Técnica Federico Santa María.

13. Chen, C. J. & Juang, C. H., 2000. Calibration of SPT- and CPT- based liquefaction evaluation methods. *Geotechnical Special Publication*, pp. 49-64.
14. Coduto, D., 2001. *Foundation Design, Principles and Practices*, New Jersey: 2th ed..
15. Cubrinowski, M. & Ishihara, K., 1999. *Correlation between penetration resistance and relative density of sandy soils*. Tokyo, Japan: s.n.
16. De Vidts, D., Perez, J. & Torres, D., 2015. *Microzonificación geotécnica: Sector poniente de población vergara, Viña del Mar - Chile*, Valparaíso, Chile: Pontificia Universidad Católica de Valparaíso.
17. Diaz, E. & Rodríguez, F., 2007. *Interpretación de ensayos SPT y DCPT en arenas*, VI Congreso Chileno de Geotecnia. Valparaíso, Chile: Pontificia Universidad Católica de Valparaíso.
18. Dirección de Vialidad, 2014. *Manual de Carreteras*, Santiago, Chile: Ministerio de Obras Públicas.
19. Dixit, J., Dewaikar, M. & Jangid, R. S., 2012. Assessment of liquefaction potential index for Mumbai city. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, Issue 12, pp. 2759-2768.
20. Dobry, R., Poblete, M. & Oppliger, M., 1967. *Indices de penetración de cuchara normal y de cono dinámico en las arenas limosas de Bio Bio*, Concepción, Chile: Revista del IDIEM.
21. Errazuriz, J., 2012. *Microzonificaciones Sísmicas en ciudades del Mundo y su discusión sobre la aplicabilidad en la ciudad de Santiago*, Santiago, Chile: Universidad de Chile.
22. ESDI, 2010. *ArcGIS V10.1*, s.l.: s.n.
23. Figueroa, E. & Orostegui, P., 2014. *Ensayos de medición de energía en ensayos SPT con martillo manual y automático en proyectos inmobiliarios*, Santiago, Chile: VIII Congreso chileno de ingeniería geotécnica.
24. Gana, P., Wall, R. & Gutierrez, A., 1996. *Mapa Geológico del Área de Valparaíso - Curacaví*. Valparaíso, Chile: SERNAGEOMIN.
25. Gonzalez, J. & Verdugo, R., 2014. *Sitios Afectados por Licuefacción a causa del terremoto 27-F*, s.l.: VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.
26. Grimme, K. & Álvarez, L., 1964. *El suelo de fundación de Valparaíso y Viña del Mar*, Valparaíso, Chile: Boletín N°16, Instituto de Investigaciones Geológicas.

27. Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K.-i. & Yasuda, S., 1978. A practical method for assessing soil liquefaction potential based on cases studies at various sites in Japan. *Proc. 2nd International Conference on Microzonation*, pp. 885-896.
28. Iwasaki, T. et al., 1982. Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods. *Proc. 3rd International Earthquake Microzonation Conference*, pp. 1319-1330.
29. Juang, C. H., Yuan, H., Lee, D. -H. & Lin, P. -S., 2003. Simplified cone penetration test-based method for evaluating liquefaction resistance of soils. *Geotechnical and Geoenvironmental Engrg.*, Issue 129(1), pp. 66-80.
30. Kim, H. S., Cho, N. G. & Chung, C. K., 2012. *Real-time LPI-based Assessment of the Liquefaction Potential of the Incheon Port in Korea*. Seoul, Department of Civil and Environmental Engineering, Seoul National University.
31. Kramer, S. & Stewart, J., 2004. *Geotechnical Aspects of Seismic Hazards*, London: Taylor and Francis Group.
32. Lee, D., Ku, C. & Yuan, H., 2003. A study of the liquefaction risk potential at Yuanlin, Taiwan. *Engineering Geology*, Issue 71(1-2), pp. 97-117.
33. Luengo, R., 1986. *Actualización de zonificación sísmica de suelos en Viña del Mar*, Valparaíso, Chile: Universidad Técnica Federico Santa María. Departamento de Obras Civiles.
34. Luna, R. & Frost, J., 1998. Spatial liquefaction analysis system. *Journal Comput. Civil Engineering*, Issue 12, pp. 48-56.
35. Meyerhof, G., 1957. Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils. *Journal Geotechnical Engineering ASCE*, Volumen 82.
36. Muñoz, E., Sepúlveda, S. & Rebolledo, S., 2010. *Nuevos Antecedentes sobre la falla Marga - Marga y sus implicancias en el peligro sísmico*, Santiago, Chile: Departamento de Geología, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
37. Nassaji, F. & Kalantari, B., 2011. SPT Capability to Estimate Undrained Shear Strength of Fine-Grained Soils of Tehran, Iran. *EJGE*, Volumen 16, pp. 1229-1238.
38. NCh3364, 2014. *Geotecnia - Ensayo de Penetración Estándar*. Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización.

39. Pérez, L., 1988. *Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Viña del Mar*, Valparaíso, Chile: Universidad Técnica Federico Santa María, Departamento de Obras Civiles.
40. Perez, P., 2000. *Amplificación sísmica en suelos y microzonificación de los sectores planos de Viña del Mar y Valparaíso*, Valparaíso, Chile: Universidad Técnica Federico Santa María.
41. RockWorks16, 2016. [En línea] Available at: <https://www.rockware.com/product/newFeaturesContent.php?id=165&category=326>
42. Rodriguez, A. & Gajardo, A., 1906. *La catástrofe del 16 de Agosto de 1906 en la República de Chile*, s.l.: s.n.
43. Sanglerat, G., 1972. *The Penetration and Soil Exploration; Interpretation of Penetration Diagrams- Theory and Practice*. Amsterdam: Elsevier Publishing Co.
44. Sarker, D. & Ahmed, M., 2015. Assessment of Liquefaction Potential Index for Approach Road of Padma Multipurpose Bridge. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering*, Issue 12, pp. 132-138.
45. Seed, H. B. & Idriss, I. M., 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *J. Soil Mech. Foundation Division*, Volumen 97, pp. 1249-1273.
46. Seed, H. & Idriss, I., 1982. *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*, s.l.: Earthquake Engineering Research Institute University of California.
47. Serafini, F., 2017. *Estimación de la profundidad del basamento rocoso en la cuenca del Marga Marga a partir de mediciones espectrales H/V*. Valparaíso, Chile: Universidad Técnica Federico Santa María.
48. Skempton, A., 1986. *Índice de penetración estándar normalizado por presión de confinamiento de 1 kgf/cm² y corregido al 60% de la energía normalizada.*, s.l.: Geotechnique 36 N°3.
49. Sonmez, H., 2003. Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol, Turkey). *Environmental Geology*, Issue 44(7), pp. 862-871.
50. Sonmez, H. & Gokceoglu, C., 2005. A liquefaction severity index suggested for engineering practice. *Environmental Geology*, Issue 48(1), pp. 81-91.

51. Sowers, G., 1979. *Introductory Soil Mechanics and Foundations*. New York: 4 edition Macmillan.
52. Terzaghi, K. & Peck, R., 1948. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, New York: John Wiley and Sons.
53. Terzaghi, K. & Peck, R., 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: John Wiley.
54. Thiers, R., 2014. *Daños en edificios de hormigón armado y su relación con el suelo - Terremoto de Chile 2010*, Valparaíso, Chile: Universidad Técnica Federico Santa María.
55. Thorson, R., 1999. *La falla "Marga - Marga" Viña del Mar - Chile*. Valparaíso, Chile: Universidad Técnica Federico Santa María.
56. Toledo, G., 2017. *Aportes para una nueva zonificación geotécnica de Viña del Mar: Estimación de la amplificación sísmica en la cuenca del Marga-Marga*, Valparaíso, Chile: Universidad Técnica Federico Santa María.
57. Toprak, S. & Holzer, T., 2003. Liquefaction potential index: Field assesment. *Journal Geotechnical & Enviromental Engineering*, Issue 129(4), pp. 315-322.
58. Universidad de Chile, 2016. *Servicio Sismológico Universidad de Chile*. [En línea] Available at: <http://www.csn.uchile.cl/efemerides-sismicas-terremoto-de-valparaiso-1906/> [Último acceso: 2017].
59. Verdugo, R., 1995. *Estudio Geofísico de los Suelos de Fundación para una Zonificación Sísmica de Valparaíso y Viña del Mar*. Santiago, Chile: Universidad de Chile.
60. Youd, T. L. y otros, 2001. Liquefaction resistance of soils summary report from 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soil. *J.Geotech. Geoenviron. Eng*, Issue 127, pp. 817-833.

ANEXOS

Anexo N°1: Resumen información recopilada por cuadra

Cuadra N°	DCPT	SPT	Estratigrafía	Granulometría	Ensayos Plasticidad	Anexo Digital
3	4	0	NO	NO	NO	A
4	8	1	SI	NO	NO	B
5	6	0	SI	NO	NO	C
6	4	2	SI	SI	SI	D
7	11	4	SI	SI	SI	E
15	3	1	SI	SI	SI	F
17	0	2	SI	SI	SI	G
19	3	1	SI	SI	SI	H
21	1	0	SI	SI	SI	I
22	8	1	SI	SI	SI	J
23	0	3	SI	NO	NO	K
24	0	4	SI	SI	SI	L
25	4	1	SI	SI	SI	M
28	13	3	SI	SI	SI	N
29	4	1	NO	NO	NO	O
30	3	0	SI	NO	NO	P
32	5	2	SI	SI	SI	Q
34	2	1	SI	SI	SI	R
41	0	1	SI	SI	SI	S
46	2	2	SI	SI	SI	T
47	2	0	NO	NO	NO	U
48	13	1	SI	SI	SI	V
49	5	1	SI	SI	SI	W
51	3	1	SI	SI	SI	X
56	3	1	SI	SI	SI	Y
57	3	1	SI	SI	SI	Z
62	5	0	SI	NO	NO	AA
64	8	2	SI	SI	SI	AB
65	2	0	NO	NO	NO	AC
66	7	0	SI	SI	SI	AD
68	4	1	SI	SI	SI	AE
70	4	0	SI	SI	SI	AF
74	5	2	SI	SI	SI	AG
87	2	0	SI	SI	SI	AH
88	3	1	SI	SI	SI	AI
89	3	0	SI	NO	NO	AJ
92	3	1	SI	SI	SI	AK
101	0	2	NO	NO	NO	AL
105	4	3	SI	SI	SI	AM
107	8	3	SI	SI	SI	AN
108	0	1	SI	SI	SI	AO

109	2	3	SI	SI	SI	AP
119	1	0	NO	MO	SI	AQ
120	6	2	SI	SI	SI	AR
121	0	1	SI	SI	SI	AS
122	2	1	SI	SI	SI	AT
128	3	2	SI	SI	SI	AU
135	0	1	SI	SI	SI	AV
136	2	0	SI	SI	SI	AW
137	5	0	SI	NO	NO	AX
144	6	0	NO	NO	NO	AY
150	5	0	NO	NO	NO	AZ
177	3	0	SI	SI	SI	BA
191	3	0	SI	NO	NO	BB
192	2	1	SI	SI	SI	BC
205	4	0	SI	NO	NO	BD
627	3	5	SI	SI	SI	BE
666	3	1	SI	SI	SI	BF
668	3	1	SI	SI	SI	BG
670	3	1	SI	SI	SI	BH
674	0	1	SI	SI	SI	BI
681	2	1	SI	SI	SI	BJ
1215	2	0	SI	SI	SI	BK
1222	2	0	NO	NO	NO	BL
1223	2	1	SI	SI	SI	BM
1224	0	6	SI	SI	SI	BN
1225	4	4	SI	SI	SI	BO
TOTAL	236	83	58	49	50	

Anexo N°2: Sondajes recopilados por cuadra

Cuadra	Latitud	Longitud	N° SPT	N° DCPT	Año	Lab	Proyecto
3	33° 1'14.51"S	71°33'28.50"O		DCPT1	1998	LEMCO	Edificio Calle 2 Norte # 190
	33° 1'14.49"S	71°33'27.87"O		DCPT2	1998	LEMCO	
	33° 1'14.95"S	71°33'28.54"O		DCPT3	1998	LEMCO	
	33° 1'14.97"S	71°33'27.95"O		DCPT4	1998	LEMCO	
4	33° 1'14.76"S	71°33'26.98"O		DCPT5	1996	LEMCO	Edificio Castillo Poniente 2 Norte Esquina 5 Poniente
	33° 1'15.36"S	71°33'27.12"O		DCPT6	1996	LEMCO	
	33° 1'15.48"S	71°33'26.43"O		DCPT7	1996	LEMCO	
	33° 1'15.24"S	71°33'26.25"O		DCPT8	1996	LEMCO	
	33° 1'14.93"S	71°33'25.97"O		DCPT9	1996	LEMCO	
	33° 1'15.65"S	71°33'25.59"O		DCPT10	1996	LEMCO	
	33° 1'15.10"S	71°33'25.12"O		DCPT11	1996	LEMCO	
	33° 1'15.46"S	71°33'25.30"O		DCPT12	1996	LEMCO	
	33° 1'16.40"S	71°33'23.85"O	SPT1		1989	GKW	
							Planta de Bombeo ESVAL 4 Poniente 1 y 2 Norte
5	33° 1'15.50"S	71°33'21.65"O		DCPT13	2006	LEMCO	Edificio 2 Norte # 330
	33° 1'16.06"S	71°33'21.55"O		DCPT14	2006	LEMCO	
	33° 1'16.48"S	71°33'21.92"O		DCPT15	2006	LEMCO	
	33° 1'16.40"S	71°33'20.33"O		DCPT16	1994	LEPUCV	Edificio Ascar 2 Norte # 398
	33° 1'16.57"S	71°33'19.72"O		DCPT17	1994	LEPUCV	
	33° 1'15.84"S	71°33'19.94"O		DCPT18	1994	LEPUCV	
6	33° 1'16.15"S	71°33'16.54"O		DCPT19	2011	LEMCO	Edificio Vista Poniente Calle 2 Norte # 442 #444
	33° 1'17.71"S	71°33'16.29"O		DCPT20	2011	LEMCO	
	33° 1'16.93"S	71°33'16.10"O	SPT2		2011	LEMCO	
	33° 1'18.43"S	71°33'14.56"O		DCPT21	1989	LEMCO	Edificio Los Cedros 2 Poniente #21
	33° 1'18.86"S	71°33'15.14"O		DCPT22	1989	LEMCO	
	33° 1'18.72"S	71°33'18.39"O	SPT3		2011	LEMCO	Hotel Diego de Almagro 1 Norte # 363
7	33° 1'17.19"S	71°33'13.04"O		DCPT23	2008	LEMCO	Conjunto 1 Norte #599 (EX Colegio SS.CC)

	33° 1'18.43"S	71°33'13.19"O		DCPT24	2008	LEMCO	Edificio Sagrados Corazones 2 Norte #619
	33° 1'18.33"S	71°33'11.14"O		DCPT25	2008	LEMCO	
	33° 1'19.48"S	71°33'11.41"O		DCPT26	2008	LEMCO	
	33° 1'17.85"S	71°33'13.12"O	SPT4		2008	LEMCO	
	33° 1'19.04"S	71°33'11.30"O	SPT5		2008	LEMCO	
	33° 1'17.17"S	71°33'10.53"O		DCPT27	2008	LEMCO	
	33° 1'18.06"S	71°33'10.47"O		DCPT28	2008	LEMCO	
	33° 1'17.39"S	71°33'11.08"O		DCPT29	2008	LEMCO	
	33° 1'17.73"S	71°33'11.08"O		DCPT30	2008	LEMCO	
	33° 1'17.62"S	71°33'10.49"O	SPT6		2008	LEMCO	
	33° 1'19.26"S	71°33'13.99"O		DCPT31	2013	LEMCO	Edificio Paz 1 Norte esquina 1 poniente
	33° 1'19.37"S	71°33'12.74"O		DCPT32	2013	LEMCO	
	33° 1'19.67"S	71°33'12.70"O		DCPT33	2013	LEMCO	
	33° 1'19.80"S	71°33'10.67"O	SPT7		2013	LEMCO	
15	33° 1'22.90"S	71°32'40.87"O		DCPT34	2013	LEMCO	Edificio Inmb. Numancia 1 Norte entre 5 y 5 1/2 oriente
	33° 1'23.14"S	71°32'41.21"O		DCPT35	2013	LEMCO	
	33° 1'22.52"S	71°32'40.44"O		DCPT36	2013	LEMCO	
	33° 1'21.73"S	71°32'41.50"O	SPT8		2013	LEMCO	
17	33° 1'22.51"S	71°32'36.38"O	SPT9		2013	LEMCO	Edificio RVC 1 Norte #1355
	33° 1'23.99"S	71°32'36.48"O	SPT10		2013	LEMCO	Edificio 2 Norte , 2 Norte # 1338
19	33°01'28.1"S	71°32'28.2"O		DCPT37	2016	LEMCO	Proyecto Edificio 1 Norte 1 Norte #1495
	33°01'27.3"S	71°32'27.8"O		DCPT38	2016	LEMCO	
	33°01'27.2"S	71°32'27.1"O		DCPT39	2016	LEMCO	
	33°01'27.3"S	71°32'27.2"O	SPT11		2016	LEMCO	
21	33° 1'9.83"S	71°33'37.64"O		DCPT40	2013	LVM	Ampliación terraza casino municipal
22	33° 1'12.13"S	71°33'34.30"O		DCPT41	1977	LEMCO	Edificio Solimar San Martin # 120
	33° 1'11.85"S	71°33'33.99"O		DCPT42	1977	LEMCO	
	33° 1'11.54"S	71°33'34.22"O		DCPT43	1977	LEMCO	
	33° 1'11.63"S	71°33'34.63"O		DCPT44	1977	LEMCO	
	33° 1'11.80"S	71°33'34.91"O		DCPT45	1977	LEMCO	

	33° 1'12.11"S	71°33'34.71"O		DCPT46	1977	LEMCO	Edificio Plaza Mexico 2 Norte Con 6 Poniente
	33° 1'13.20"S	71°33'32.33"O		DCPT47	2012	LEMCO	
	33° 1'13.06"S	71°33'33.10"O		DCPT48	2012	LEMCO	
	33° 1'12.50"S	71°33'32.03"O	SPT12		2012	LEMCO	
23	33° 1'12.02"S	71°33'30.19"O	SPT13		2013	LEMCO	Edificio Casino Plaza 6 Poniente #124 #136 #160 #172
	33° 1'12.62"S	71°33'29.92"O	SPT14		2013	LEMCO	
	33° 1'12.69"S	71°33'30.61"O	SPT15		2013	LEMCO	
24	33° 1'12.51"S	71°33'27.63"O	SPT16		2012	KBA	Edificio Costa Viña 5 Poniente # 177
	33° 1'12.48"S	71°33'27.12"O	SPT17		2012	KBA	
	33° 1'13.14"S	71°33'27.34"O	SPT18		2012	KBA	
	33° 1'12.85"S	71°33'28.75"O	SPT19		2013	LEMCO	Proyecto 5 1/2 Poniente entre 2 y 3 Norte
25	33° 1'11.02"S	71°33'26.15"O		DCPT49	2008	LEMCO	Edificio 3 Norte 5 Poniente
	33° 1'11.23"S	71°33'25.12"O		DCPT50	2008	LEMCO	
	33° 1'11.99"S	71°33'25.88"O		DCPT51	2008	LEMCO	
	33° 1'11.40"S	71°33'25.67"O	SPT20		2008	LEMCO	
	33° 1'11.88"S	71°33'23.73"O		DCPT52	1989	LEMCO	Edificio Eurocasino #370
28	33° 1'15.37"S	71°33'17.79"O		DCPT53	2002	LEMCO	Edificio Acuarela IV 2 Norte # 402
	33° 1'15.13"S	71°33'17.38"O	SPT21		2002	LEMCO	
	33° 1'13.27"S	71°33'14.09"O		DCPT54	1985	LEMCO	Edificio Las Encinas 3 Norte # 486
	33° 1'13.00"S	71°33'13.58"O		DCPT55	1985	LEMCO	
	33° 1'13.11"S	71°33'14.98"O		DCPT56	1988	PETRUS	Edificio Megasalud 3 Norte #456 #464
	33° 1'13.58"S	71°33'15.18"O		DCPT57	1988	PETRUS	
	33° 1'13.97"S	71°33'14.85"O		DCPT58	1988	PETRUS	
	33° 1'13.73"S	71°33'14.46"O		DCPT59	1988	PETRUS	
	33° 1'14.14"S	71°33'14.19"O		DCPT60	1988	PETRUS	
	33° 1'14.32"S	71°33'17.56"O		DCPT61	2011	LEMCO	Edificio Inmobilia Chile 2 Norte entre 2 y 3 Poniente
	33° 1'14.31"S	71°33'16.83"O		DCPT62	2011	LEMCO	
	33° 1'13.52"S	71°33'17.44"O	SPT22		2011	LEMCO	Edificio Inmobiliaria VIMAC Calle 3
	33° 1'15.32"S			DCPT63	2013	LEMCO	

		71°33'15.34"O					Poniente #140 #160
	33° 1'15.67"S	71°33'14.56"O		DCPT64	2013	LEMCO	
	33° 1'14.83"S	71°33'14.74"O		DCPT65	2013	LEMCO	
	33° 1'13.40"S	71°33'16.70"O	SPT23		2013	LEMCO	
29	33° 1'16.53"S	71°33'10.07"O		DCPT66	1994	LEMCO	Edificio Piedra Azul 1 Poniente # 123
	33° 1'16.23"S	71°33'10.15"O		DCPT67	1994	LEMCO	
	33° 1'15.82"S	71°33'9.75"O		DCPT68	1994	LEMCO	
	33° 1'15.53"S	71°33'10.05"O		DCPT69	1994	LEMCO	
	33° 1'16.46"S	71°33'10.20"O	SPT24		1994	VENTURA	
30	33° 1'17.07"S	71°33'6.49"O		DCPT70	2000	LEMCO	Edificio Libertador 2 Norte # 655
	33° 1'16.81"S	71°33'6.07"O		DCPT71	2000	LEMCO	
	33° 1'16.69"S	71°33'5.63"O		DCPT72	2000	LEMCO	
32	33° 1'16.26"S	71°32'57.97"O		DCPT73	2013	LEMCO	Edificio Viña Libertad 2 Norte con 2 Oriente
	33° 1'16.29"S	71°32'55.98"O		DCPT74	2013	LEMCO	
	33° 1'17.94"S	71°32'58.79"O	SPT25		2013	LEMCO	
	33° 1'17.87"S	71°32'56.22"O		DCPT75	2012	LEMCO	Edificio Inmobiliaria Argenta 2 Oriente #133
	33° 1'17.41"S	71°32'57.21"O		DCPT76	2012	LEMCO	
	33° 1'16.41"S	71°32'56.86"O		DCPT77	2012	LEMCO	
	33° 1'15.31"S	71°32'58.87"O	SPT26		2012	LEMCO	CEII 2 Oriente #133
34	33° 1'19.36"S	71°32'48.33"O		DCPT78	2009	LEMCO	Edificio 2 Norte # 1013 Esquina Calle Quillota
	33° 1'19.50"S	71°32'49.15"O		DCPT79	2009	LEMCO	
	33° 1'19.14"S	71°32'49.63"O	SPT27		2009	LEMCO	
41	33° 1'21.77"S	71°32'32.81"O	SPT28		2012	LEMCO	Edificio Vista Oriente 6 y media oriente #192
46	33° 1'7.67"S	71°33'22.21"O		DCPT80	2004	LEMCO	Edificio Jardin Poniente 4 Norte y 4 Poniente
	33° 1'8.41"S	71°33'22.39"O		DCPT81	2004	LEMCO	
	33° 1'7.97"S	71°33'22.55"O	SPT29		2004	LEMCO	
	33° 1'8.05"S	71°33'21.86"O	SPT30		2004	LEMCO	
47	33° 1'10.56"S	71°33'18.64"O		DCPT82	1988	LEMCO	Edificio Oregon 3 Norte # 357
	33° 1'11.23"S	71°33'18.66"O		DCPT83	1988	LEMCO	
48	33° 1'8.99"S	71°33'15.26"O		DCPT84	1995	LEMCO	Edificio 4 Norte # 440 # 460

	33° 1'8.96"S	71°33'14.65"O		DCPT85	1995	LEMCO	
	33° 1'9.47"S	71°33'14.65"O		DCPT86	1995	LEMCO	
	33° 1'9.40"S	71°33'15.16"O		DCPT87	1995	LEMCO	
	33° 1'9.81"S	71°33'15.41"O		DCPT88	1995	LEMCO	
	33° 1'12.17"S	71°33'13.74"O		DCPT89	2012	LEMCO	
	33° 1'11.65"S	71°33'13.51"O		DCPT90	2012	LEMCO	
	33° 1'12.04"S	71°33'13.09"O		DCPT91	2012	LEMCO	
	33° 1'11.69"S	71°33'14.24"O	SPT31		2012	LEMCO	
	33° 1'12.03"S	71°33'14.15"O		DCPT92	1995	LEMCO	Edificio Toledo 3 Norte # 487
	33° 1'11.56"S	71°33'13.86"O		DCPT93	1995	LEMCO	
	33° 1'12.00"S	71°33'13.55"O		DCPT94	1995	LEMCO	
	33° 1'11.91"S	71°33'13.14"O		DCPT95	1995	LEMCO	
	33° 1'11.67"S	71°33'13.24"O		DCPT96	1995	LEMCO	
49	33° 1'12.83"S	71°33'9.12"O		DCPT97	1994	MPA	Edificio Montecasino 3 Norte # 599
	33° 1'12.39"S	71°33'9.31"O		DCPT98	1994	MPA	
	33° 1'12.77"S	71°33'9.74"O		DCPT99	1994	MPA	
	33° 1'9.80"S	71°33'10.31"O		DCPT100	2010	LEMCO	Edificio Nuevo Poniente 4 Norte con 2 Poniente
	33° 1'9.79"S	71°33'11.07"O		DCPT101	2010	LEMCO	
	33° 1'9.74"S	71°33'11.94"O	SPT32		2010	LEMCO	
51	33° 1'10.87"S	71°33'4.20"O		DCPT102	2008	LEMCO	Edificio Libertad # 269 # 283
	33° 1'11.39"S	71°33'4.58"O		DCPT103	2008	LEMCO	
	33° 1'11.02"S	71°33'5.49"O		DCPT104	2008	LEMCO	
	33° 1'11.31"S	71°33'4.13"O	SPT33		2008	LEMCO	
56	33° 1'16.16"S	71°32'42.48"O		DCPT105	2010	LEMCO	Edificio Ankarem 3 Norte con 5 Oriente
	33° 1'16.11"S	71°32'41.86"O		DCPT106	2010	LEMCO	
	33° 1'15.49"S	71°32'41.11"O		DCPT107	2010	LEMCO	
	33° 1'15.95"S	71°32'41.68"O	SPT34		2010	LEMCO	
57	33° 1'14.98"S	71°32'39.32"O		DCPT108	2012	LEMCO	Edificio Inm. Vimac 6 Oriente entre 3 y 4 Norte
	33° 1'14.62"S	71°32'38.55"O		DCPT109	2012	LEMCO	
	33° 1'15.47"S	71°32'37.57"O		DCPT110	2012	LEMCO	
	33° 1'14.25"S	71°32'38.87"O	SPT35		2012	LEMCO	

62	33° 1'6.44"S	71°33'26.40"O		DCPT111	1988	LEMCO	Edificio Don Rodrigo 4 Norte # 181
	33° 1'6.11"S	71°33'26.04"O		DCPT112	1988	LEMCO	
	33° 1'6.45"S	71°33'25.86"O		DCPT113	1988	LEMCO	
	33° 1'3.87"S	71°33'25.65"O		DCPT114	1992	LEMCO	Edificio Puerta Alcala 5 Norte # 182
	33° 1'3.44"S	71°33'25.24"O		DCPT115	1992	LEMCO	
64	33° 1'6.41"S	71°33'22.26"O		DCPT116	2004	LEMCO	Edificio Don Santiago 4 Norte 4 Poniente
	33° 1'6.96"S	71°33'22.34"O		DCPT117	2004	LEMCO	
	33° 1'6.59"S	71°33'21.73"O	SPT36		2004	LEMCO	
	33° 1'7.08"S	71°33'21.53"O	SPT37		2004	LEMCO	
	33° 1'3.64"S	71°33'24.52"O		DCPT118	2003	LVM	Edificio Pontevedra # 206
	33° 1'4.32"S	71°33'24.46"O		DCPT119	2003	LVM	
	33° 1'4.38"S	71°33'23.58"O		DCPT120	2003	LVM	
	33° 1'6.56"S	71°33'25.14"O		DCPT121	1996	MPA	Edificio Versailles 4 Norte # 221
	33° 1'6.69"S	71°33'24.34"O		DCPT122	1996	MPA	
	33° 1'6.23"S	71°33'24.13"O		DCPT123	1996	MPA	
65	33° 1'6.90"S	71°33'20.14"O		DCPT124	S/I	LEPUCV	Edificio AMED 4 Norte # 319
	33° 1'7.42"S	71°33'19.85"O		DCPT125	2001	LEPUCV	Edificio Ampliación Centromed 4 Norte # 319
66	33° 1'6.53"S	71°33'12.81"O		DCPT126	2003	LVM	Edificio Arquitraba 2 Poniente # 355
	33° 1'6.72"S	71°33'12.39"O		DCPT127	2003	LVM	
	33° 1'5.15"S	71°33'13.54"O		DCPT128	1991	LEMCO	Edificio Navarra 5 Norte # 468
	33° 1'5.26"S	71°33'12.94"O		DCPT129	1991	LEMCO	
	33° 1'5.57"S	71°33'13.21"O		DCPT130	1991	LEMCO	
	33° 1'5.65"S	71°33'15.23"O		DCPT131	1995	MPA	Edificio Veracruz 5 Norte # 430
	33° 1'5.20"S	71°33'14.91"O		DCPT132	1995	MPA	
68	33° 1'7.15"S	71°33'8.96"O		DCPT133	2012	LEMCO	Edificio Doña Angela 1 Poniente # 347 #349 #365
	33° 1'7.21"S	71°33'7.99"O		DCPT134	2012	LEMCO	
	33° 1'7.63"S	71°33'8.93"O		DCPT135	2012	LEMCO	
	33° 1'7.65"S	71°33'8.15"O		DCPT136	2012	LEMCO	
	33° 1'7.45"S	71°33'8.54"O	SPT38		2012	LEMCO	
70	33° 1'9.43"S	71°33'4.13"O		DCPT137	1988	EAV	Edificio Don Matias 4 Norte # 657
	33° 1'7.23"S	71°33'6.60"O		DCPT138	1999	S/I	Edificio Montebianco 1 Poniente # 326

	33° 1'7.68"S	71°33'6.18"O		DCPT139	1999	S/I	#350
	33° 1'7.84"S	71°33'6.59"O		DCPT140	1999	S/I	
74	33° 1'10.66"S	71°32'46.42"O		DCPT141	2012	LEMCO	Edificio Ex Tenerife 4 Norte con 4 Oriente
	33° 1'10.64"S	71°32'46.95"O		DCPT142	2012	LEMCO	
	33° 1'9.86"S	71°32'46.14"O		DCPT143	2012	LEMCO	
	33° 1'10.52"S	71°32'47.44"O	SPT39		2012	LEMCO	
	33° 1'7.82"S	71°32'43.76"O		DCPT144	2010	LEMCO	Edificio Plaza la Rioja 4 Norte #1015
	33° 1'8.71"S	71°32'44.24"O		DCPT145	2010	LEMCO	
	33° 1'7.86"S	71°32'44.63"O	SPT40		2010	LEMCO	
87	33° 1'3.48"S	71°33'11.54"O		DCPT146	2001	MPA	Edificio 2 Poniente #439
	33° 1'3.39"S	71°33'12.05"O		DCPT147	2001	MPA	
88	33° 1'4.83"S	71°33'8.74"O	SPT41		2010	DICTUC	Edificio 5 Norte #537
	33° 1'2.20"S	71°33'8.09"O		DCPT148	2003	LEMCO	Edificio Marina del Sol 6 Norte #536
	33° 1'2.92"S	71°33'7.70"O		DCPT149	2003	LEMCO	
	33° 1'2.78"S	71°33'8.27"O		DCPT150	2003	LEMCO	
89	33° 1'2.30"S	71°33'5.86"O		DCPT151	1999	TERRA	Edificio XCARET 6 Norte N°615 esquina uno poniente
	33° 1'2.55"S	71°33'6.10"O		DCPT152	1999	TERRA	
	33° 1'2.48"S	71°33'5.25"O		DCPT153	1999	TERRA	
92	33° 1'5.46"S	71°32'53.75"O		DCPT154	2014	LEMCO	Edificio Inm. Brotec 5 Norte con 2 Oriente #867
	33° 1'5.14"S	71°32'55.05"O		DCPT155	2014	LEMCO	
	33° 1'6.07"S	71°32'54.40"O		DCPT156	2014	LEMCO	
	33° 1'04.8"S	71°32'52.5"O	SPT42		2014	LEMCO	
101	33° 0'57.55"S	71°33'28.87"O	SPT43		2012	R&V	Edificio Bahia Av. Peru # 530
	33° 0'58.13"S	71°33'28.27"O	SPT44		2012	R&V	
105	33° 1'0.09"S	71°33'14.26"O		DCPT157	2009	LEMCO	Edificio El Dante 3 Poniente # 540
	33° 1'0.14"S	71°33'13.18"O		DCPT158	2009	LEMCO	
	33° 1'0.34"S	71°33'13.86"O	SPT45		2009	LEMCO	
	33° 0'58.71"S	71°33'10.69"O		DCPT159	2013	LEMCO	Edificio Innova Poniente 2 Poniente #561
	33° 0'58.99"S	71°33'10.40"O		DCPT160	2013	LEMCO	
	33° 0'57.7"S	71°33'09.4"O	SPT46		2013	LEMCO	
	33° 0'57.55"S	71°33'14.21"O	SPT47		2009	LEMCO	Edificio Alister 6 Norte con 3 Poniente
107	33° 0'58.92"S	71°33'7.54"O		DCPT161	2007	LEMCO	Edificio ACHS 7 Norte #568

	33° 0'58.83"S	71°33'6.57"O	SPT48		2007	LEMCO	
	33° 0'58.13"S	71°33'9.55"O		DCPT162	1996	UV	Edificio Tamarugal 2 Poniente #580
	33° 0'58.26"S	71°33'8.81"O		DCPT163	1996	UV	
	33° 0'58.69"S	71°33'9.04"O		DCPT164	1996	UV	
	33° 0'58.82"S	71°33'9.60"O		DCPT165	1996	UV	
	33° 0'58.98"S	71°33'8.88"O		DCPT166	1996	UV	
	33° 0'58.59"S	71°33'9.33"O		DCPT167	1996	UV	
	33° 1'1.53"S	71°33'8.68"O	SPT49		2010	LEMCO	Clinica Dental Cumbre 6 Norte # 555
	33° 1'1.33"S	71°33'9.27"O		DCPT168	2010	LEMCO	
	33° 1'1.55"S	71°33'7.97"O	SPT50		2012	LEMCO	
108	33° 1'0.68"S	71°33'3.45"O	SPT51		2010	LEMCO	Proyecto Oficina 7 Norte , 7 Norte con 1 Poniente
109	33° 1'2.10"S	71°32'59.22"O		DCPT169	2013	LEMCO	Edificio Libertad #500 6 Norte con Libertad
	33° 1'1.92"S	71°32'58.39"O		DCPT170	2013	LEMCO	
	33° 1'1.40"S	71°33'0.65"O	SPT52		2013	LEMCO	
	33° 1'2.38"S	71°32'59.81"O	SPT53		2013	LEMCO	
	33° 1'1.46"S	71°32'59.01"O	SPT54		2013	LEMCO	
119	33° 1'2.10"S	71°32'59.22"O		DCPT171	1987	LEMCO	Edificio Araucaria 7 Norte #407
120	33° 0'56.39"S	71°33'7.64"O		DCPT172	1997	EAV	Edificio Rio Imperial 2 Poniente #630 #666
	33° 0'55.81"S	71°33'8.49"O		DCPT173	1997	EAV	
	33° 0'56.11"S	71°33'8.06"O	SPT55		1997	EAV	
	33° 0'55.13"S	71°33'5.48"O		DCPT174	1989	MPA	Edificio San Sebastian 8 Norte #590
	33° 0'55.04"S	71°33'5.01"O		DCPT175	1989	MPA	
	33° 0'55.46"S	71°33'5.44"O		DCPT176	1989	MPA	
	33° 0'55.85"S	71°33'5.51"O		DCPT177	1989	MPA	
	33° 0'57.92"S	71°33'6.34"O	SPT56		2010	LEMCO	Edificio Lira & Stichkin 7 Norte con 1 Poniente
121	33° 0'57.96"S	71°33'4.12"O	SPT57		2010	LEMCO	Edificio 7 Norte #645 Esquina 1 Poniente
122	33° 0'57.91"S	71°32'59.12"O		DCPT178	2013	LEMCO	Proyecto Edificio 7 Norte, 7 Norte #775
	33° 0'58.84"S	71°32'57.98"O		DCPT179	2013	LEMCO	
	33° 0'57.69"S	71°32'58.08"O	SPT58		2013	LEMCO	
128	33° 1'2.20"S	71°32'36.51"O		DCPT180	2015	LEMCO	Edificio Tempo 7 Norte #1250
	33° 1'1.33"S	71°32'36.10"O		DCPT181	2015	LEMCO	
	33° 1'1.85"S	71°32'35.64"O		DCPT182	2015	LEMCO	
	33° 1'04.0"S	71°32'34.9"O	SPT59		2015	LEMCO	
	33°01'03.1"S	71°32'34.5"O	SPT60		2015	LEMCO	
135	33° 0'50.82"S		SPT61		2011	LEMCO	Edificio Festival 9 norte #450

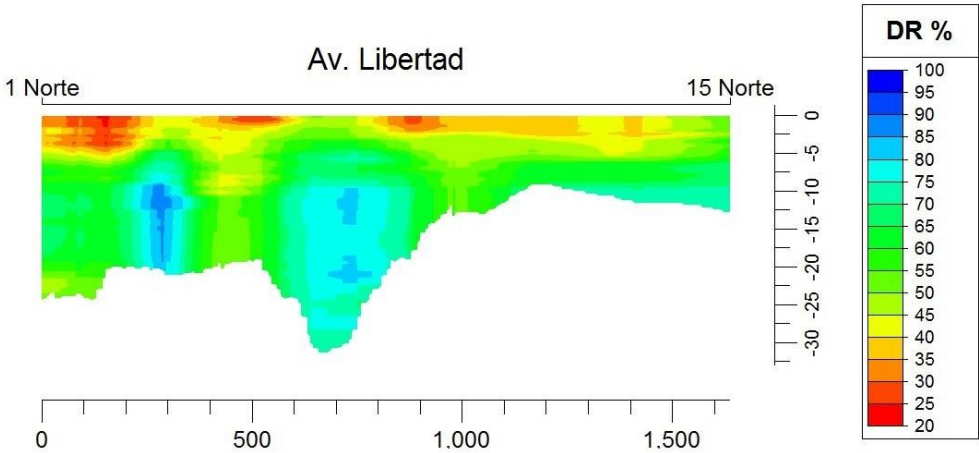
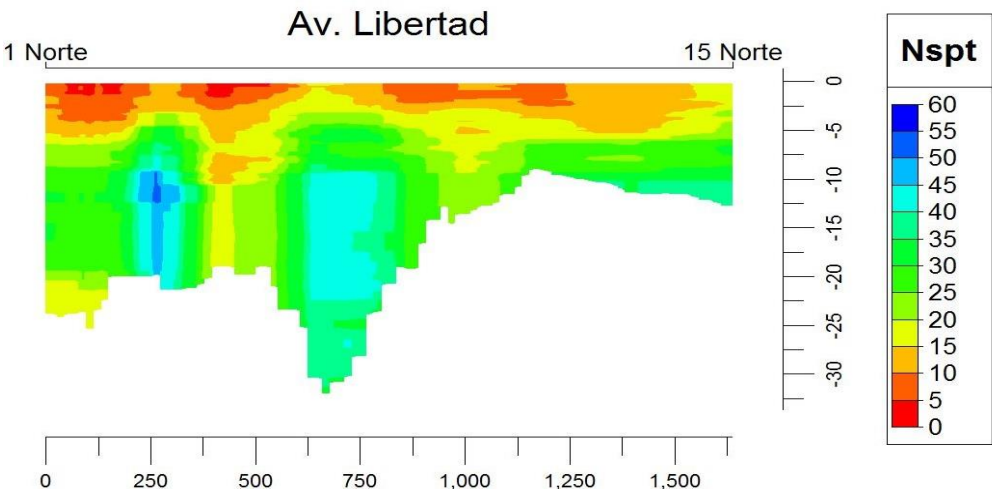
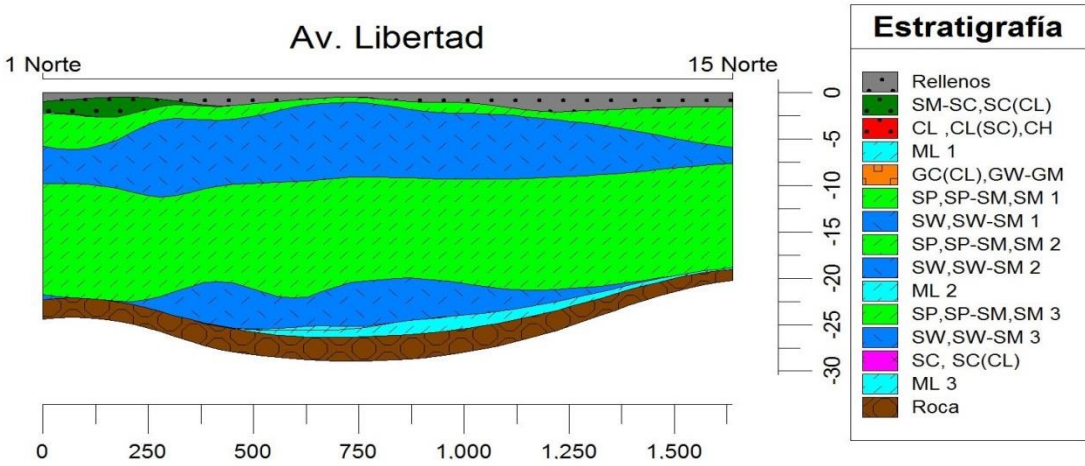
		71°33'10.06"O					
136	33° 0'53.28"S	71°33'8.05"O		DCPT183	1996	MPA	Edificio Tricahue 8 Norte # 501
	33° 0'53.69"S	71°33'7.67"O		DCPT184	1996	MPA	
137	33° 0'51.64"S	71°33'2.75"O		DCPT185	1997	LEMCO	Edificio 9 Norte # 610 # 652
	33° 0'51.58"S	71°33'2.06"O		DCPT186	1997	LEMCO	
	33° 0'51.83"S	71°33'1.50"O		DCPT187	1997	LEMCO	
	33° 0'51.96"S	71°33'2.22"O		DCPT188	1997	LEMCO	
	33° 0'52.33"S	71°33'1.73"O		DCPT189	1997	LEMCO	
144	33° 0'44.30"S	71°33'14.62"O		DCPT190	1985	TERRA	Edificio Hanga Roa San Martin # 925
	33° 0'45.17"S	71°33'15.30"O		DCPT191	1985	TERRA	
	33° 0'44.61"S	71°33'13.82"O		DCPT192	1985	TERRA	
	33° 0'45.20"S	71°33'14.16"O		DCPT193	1985	TERRA	
	33° 0'45.83"S	71°33'13.95"O		DCPT194	1985	TERRA	
	33° 0'45.36"S	71°33'13.52"O		DCPT195	1985	TERRA	
150	33° 0'48.27"S	71°32'59.41"O		DCPT196	1991	LEMCO	Edificio Don Humberto 10 Norte # 680
	33° 0'48.21"S	71°33'0.21"O		DCPT197	1991	LEMCO	
	33° 0'50.80"S	71°33'1.36"O		DCPT198	1992	LEPUCV	Edificio Banco Santander 9 Norte con Av.Libertad
	33° 0'50.16"S	71°33'1.47"O		DCPT199	1992	LEPUCV	
	33° 0'51.17"S	71°32'59.95"O		DCPT200	1992	LEPUCV	
177	33° 0'43.12"S	71°32'54.25"O		DCPT201	1993	LEMCO	Edificio Manquehue 11 Norte #775 esquina medio oriente
	33° 0'42.93"S	71°32'53.56"O		DCPT202	1993	LEMCO	
	33° 0'44.34"S	71°32'54.11"O		DCPT203	1993	LEMCO	
191	33° 0'32.82"S	71°33'0.99"O		DCPT204	1994	LEMCO	Edificio Inmobiliaria Petrohue 14 Norte esquina 1 poniente
	33° 0'32.58"S	71°33'2.57"O		DCPT205	1994	LEMCO	
	33° 0'33.97"S	71°33'2.42"O		DCPT206	1994	LEMCO	
192	33° 0'37.17"S	71°32'57.06"O		DCPT207	1999	TERRA	Edificio Clinica Avantsalud 13 Norte con 1 Poniente
	33° 0'37.27"S	71°32'57.66"O		DCPT208	1999	TERRA	
	33° 0'36.79"S	71°32'58.49"O	SPT62		1999	TERRA	
205	33° 0'26.31"S	71°33'1.54"O		DCPT209	1995	GEOFUN	Edificio Reina Victoria Avenida 15 Norte #585
	33° 0'26.49"S	71°33'0.70"O		DCPT210	1995	GEOFUN	
	33° 0'27.05"S	71°33'1.53"O		DCPT211	1995	GEOFUN	
	33° 0'27.39"S	71°33'0.77"O		DCPT212	1995	GEOFUN	
627	33° 1'21.16"S	71°33'28.86"O		DCPT213	1994	LEMCO	Edificio Marina Centro Av. Marina esquina traslaviña
	33° 1'21.50"S	71°33'26.78"O		DCPT214	1994	LEMCO	

	33° 1'21.98"S	71°33'29.02"O		DCPT215	1994	LEMCO	
	33° 1'21.32"S	71°33'28.44"O	SPT63		1995	LEMCO	
	33° 1'21.99"S	71°33'25.07"O	SPT64		1995	LEMCO	
	33° 1'22.84"S	71°33'28.82"O	SPT65		1995	LEMCO	
	33° 1'23.27"S	71°33'25.34"O	SPT66		1995	LEMCO	
	33° 1'22.17"S	71°33'27.34"O	SPT67		1995	LEMCO	
666	33°01'28.9"S	71°33'42.6"O		DCPT216	2013	LEMCO	Proyecto Edificio Viana Avenida Viana esquina Von Schroeder
	33°01'27.7"S	71°33'42.6"O		DCPT217	2013	LEMCO	
	33°01'29.0"S	71°33'42.0"O		DCPT218	2013	LEMCO	
	33°01'28.4"S	71°33'41.8"O	SPT68		2013	LEMCO	
668	33° 1'29.58"S	71°33'34.08"O		DCPT219	2011	LEMCO	Edificio Inmobiliaria Numancia Avenida Viana #273
	33° 1'29.37"S	71°33'32.03"O		DCPT220	2011	LEMCO	
	33° 1'30.06"S	71°33'32.13"O		DCPT221	2011	LEMCO	
	33° 1'29.82"S	71°33'33.20"O	SPT69		2011	LEMCO	
670	33° 1'31.20"S	71°33'22.08"O		DCPT222	2013	LEMCO	Proyecto Hotel Viana Avenida Viana #459
	33° 1'28.92"S	71°33'24.18"O		DCPT223	2013	LEMCO	
	33° 1'31.19"S	71°33'24.10"O		DCPT224	2013	LEMCO	
	33°01'29.6"S	71°33'20.9"O	SPT70		2013	LEMCO	
674	33° 1'33.16"S	71°33'14.10"O	SPT71		2009	LEMCO	Proyecto Hotel de Viña Avenida Viana #619
681	33° 1'38.38"S	71°32'32.21"O		DCPT225	2008	LEMCO	Edificio Prierwer Calle Cancha #153
	33° 1'39.62"S	71°32'29.42"O		DCPT226	2008	LEMCO	
	33° 1'38.92"S	71°32'31.43"O	SPT72		2008	LEMCO	
1215	33° 1'36.34"S	71°33'13.19"O		DCPT227	2009	LEMCO	Proyecto Hotel Quinta Vergara Calle Errazuriz #690
	33° 1'37.18"S	71°33'11.46"O		DCPT228	2009	LEMCO	
1222	33° 1'40.45"S	71°32'53.12"O		DCPT229	2011	LEMCO	Edificio Inmobiliaria Campo Real Calle Lampa #368
	33° 1'40.82"S	71°32'52.12"O		DCPT230	2011	LEMCO	
1223	33° 1'45.78"S	71°32'39.17"O		DCPT231	2013	LEMCO	Proyecto Edificio Alvarez 2 Avenida Alvarez #1248
	33° 1'42.78"S	71°32'43.57"O		DCPT232	2013	LEMCO	
	33° 1'42.63"S	71°32'41.12"O	SPT73		2013	LEMCO	
1224	33° 1'45.36"S	71°32'35.31"O	SPT74		2014	LEPUCV	Hospital Gustavo Fricke

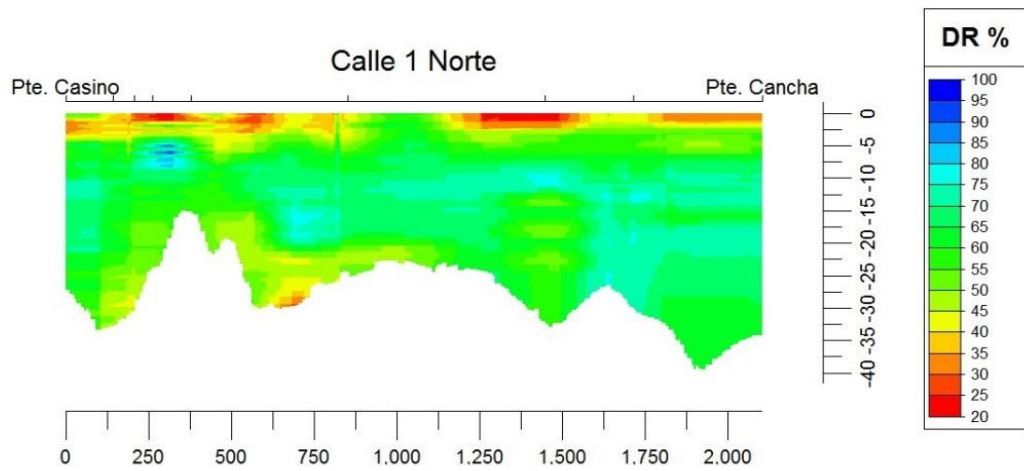
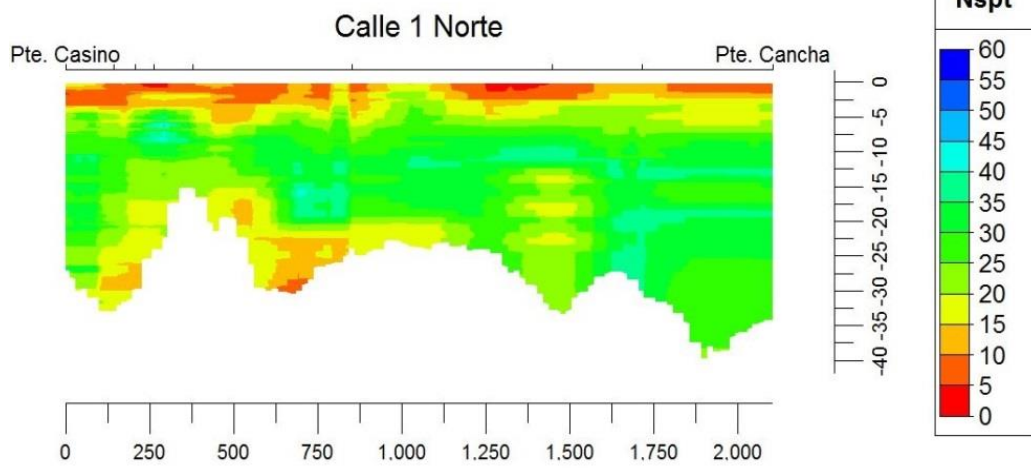
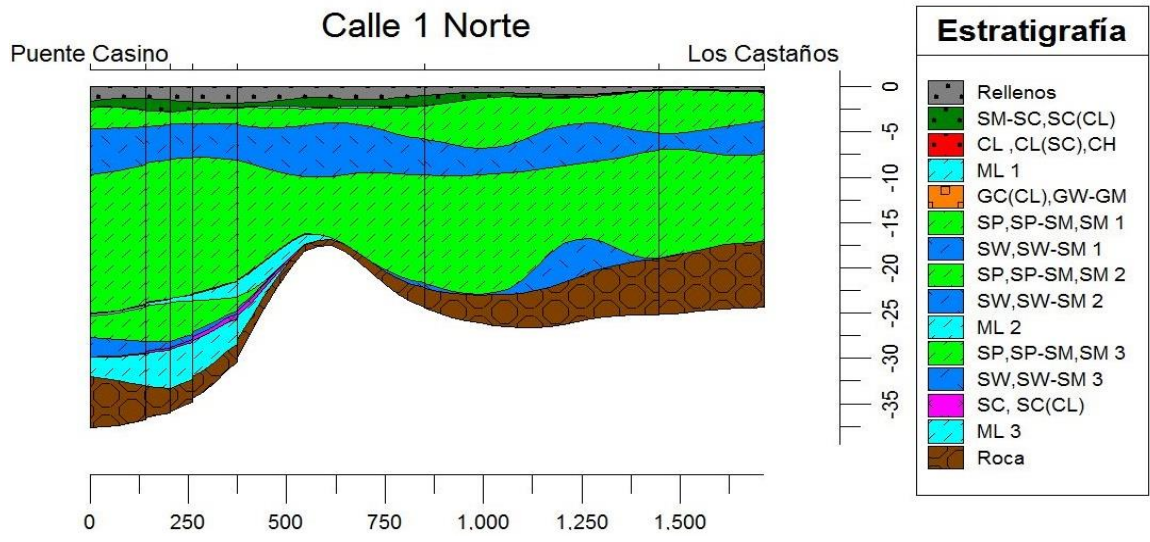
	33° 1'47.40"S	71°32'35.33"O	SPT75		2014	LEPUCV	
	33° 1'45.41"S	71°32'32.38"O	SPT76		2014	LEPUCV	
	33° 1'48.04"S	71°32'29.51"O	SPT77		2014	LEPUCV	
	33° 1'48.93"S	71°32'31.26"O	SPT78		2014	LEPUCV	
	33° 1'49.05"S	71°32'29.00"O	SPT79		2014	LEPUCV	
1225	33°01'78.09"S	71°32'00.00"O		DCPT233	2013	LEMCO	Edificio Echeverreria Izquierdo Alvarez #1782
	33°01'77.35"S	71°32'19.39"O		DCPT234	2013	LEMCO	
	33°01'54.39"S	71°32'46.40"O		DCPT235	2013	LEMCO	
	33°01'54.39"S	71°32'46.45"O		DCPT236	2013	LEMCO	
	33°01'79.4"S	71°32'32.9"O	SPT80		2013	LEMCO	
	33°01'80.7"S	71°32'33.1"O	SPT81		2013	LEMCO	
	33° 1'48.17"S	71°32'20.68"O	SPT82		2012	LEMCO	Edificio Brotec Avenida Alvarez #1886
	33° 1'49.73"S	71°32'19.58"O	SPT83		2012	LEMCO	

Anexo N°3: Resultados modelos RockWorks

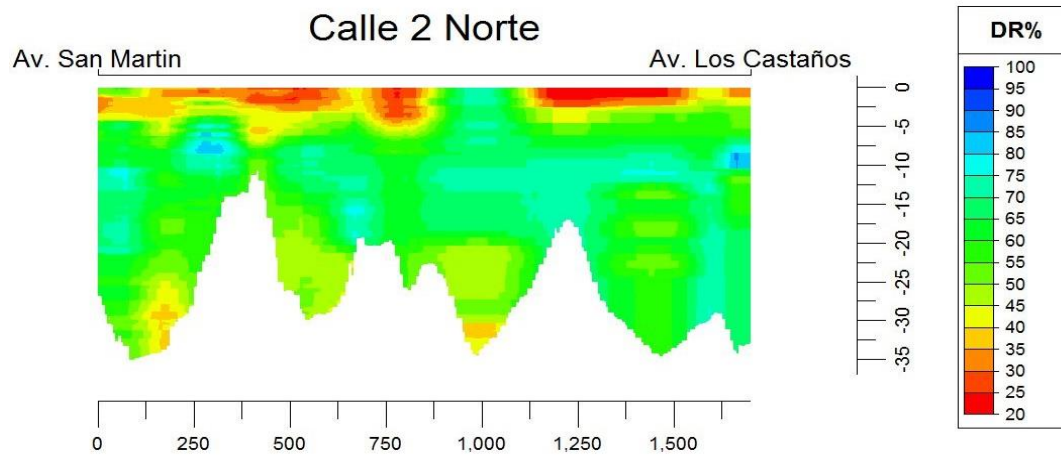
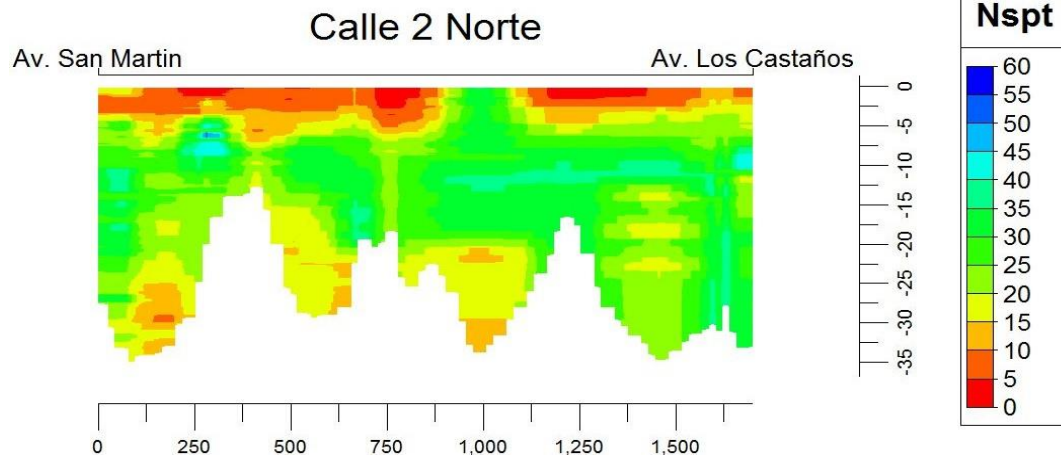
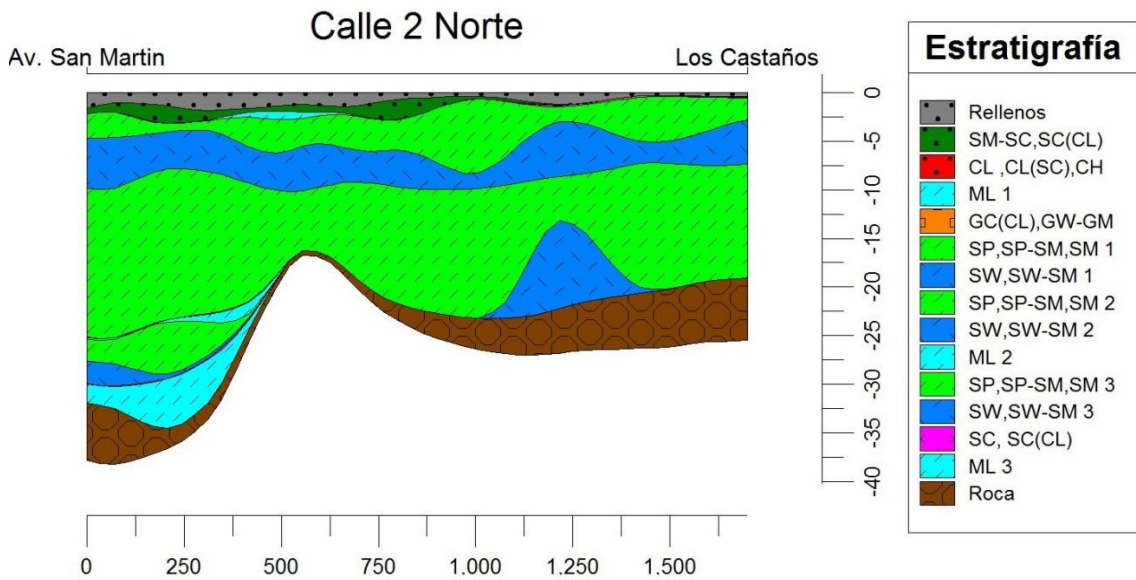
Av. Libertad:



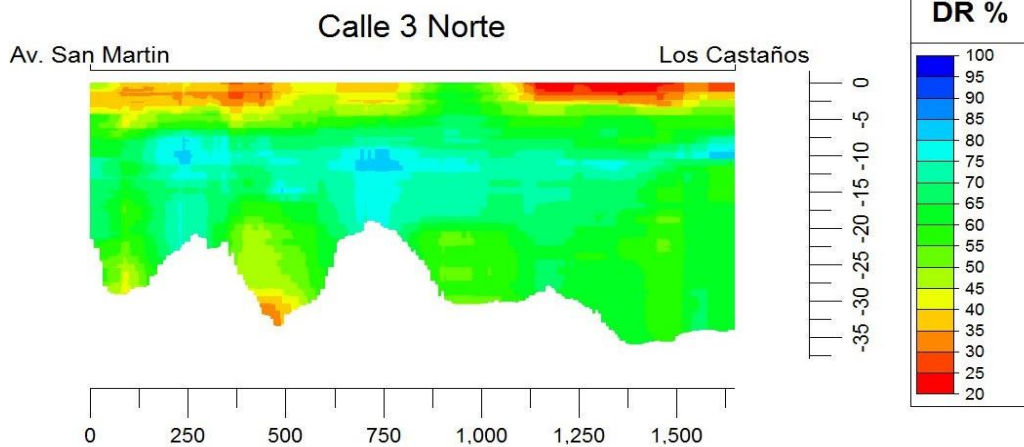
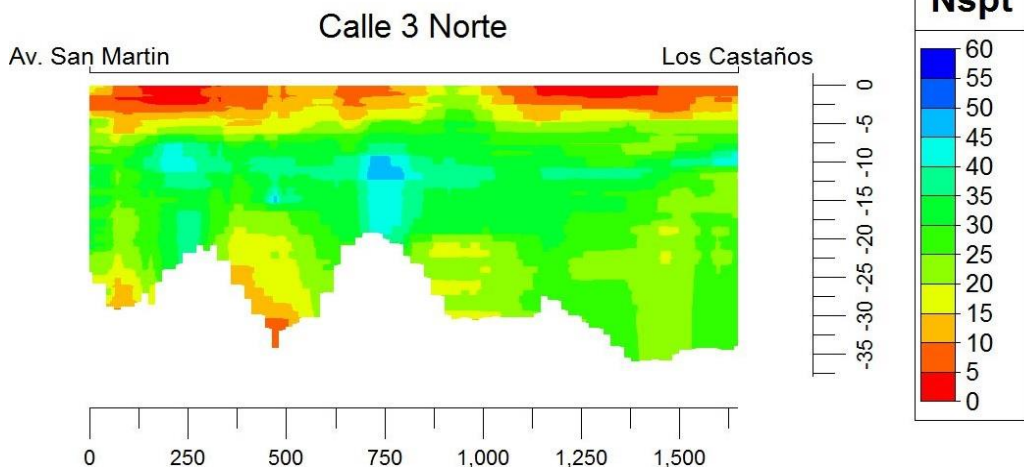
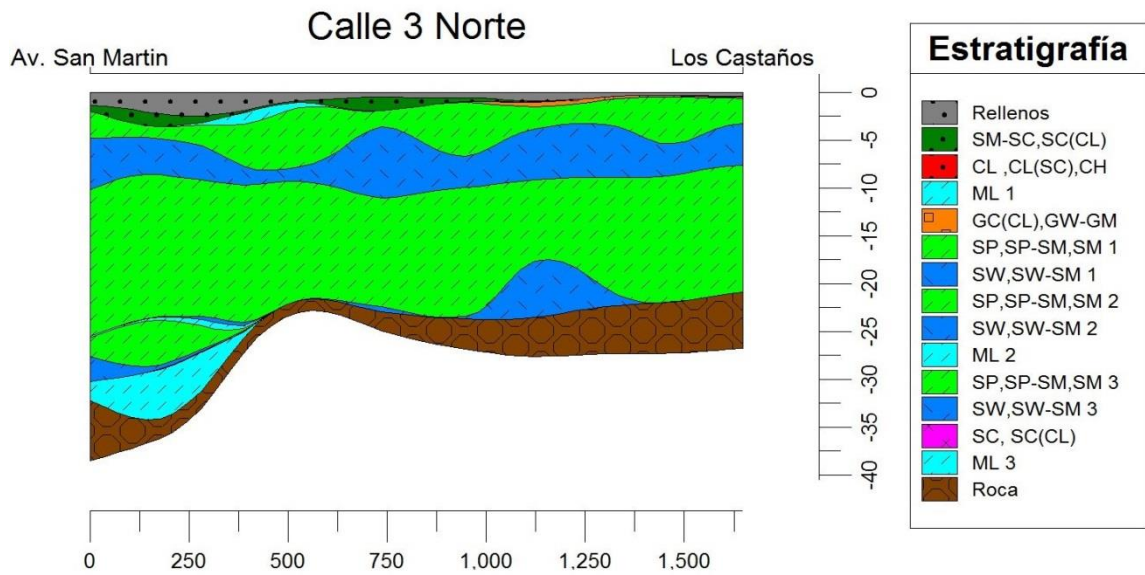
Calle 1 Norte:



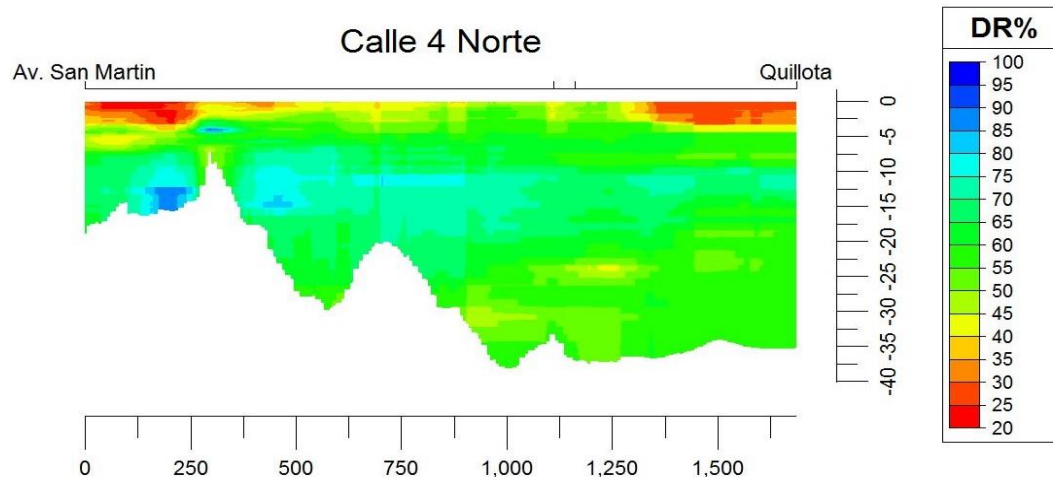
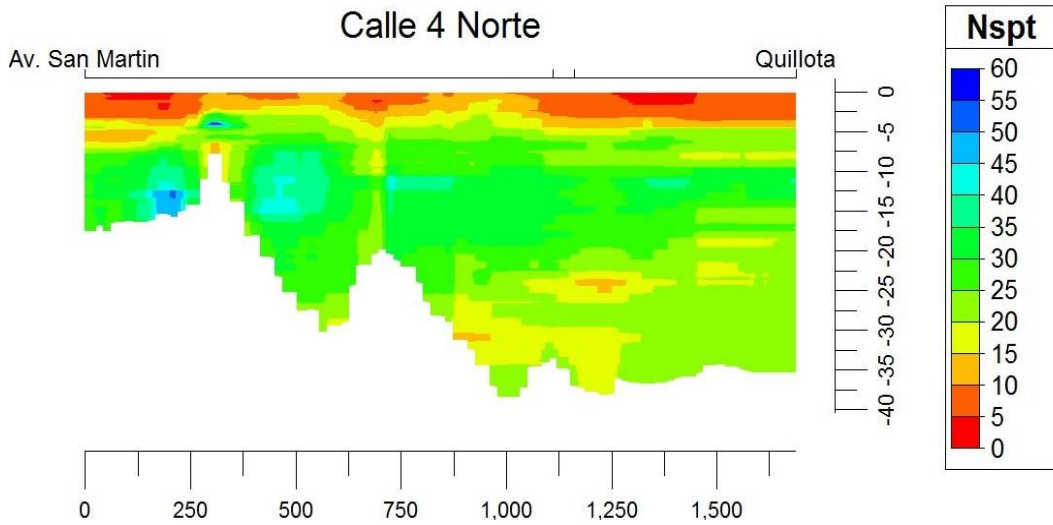
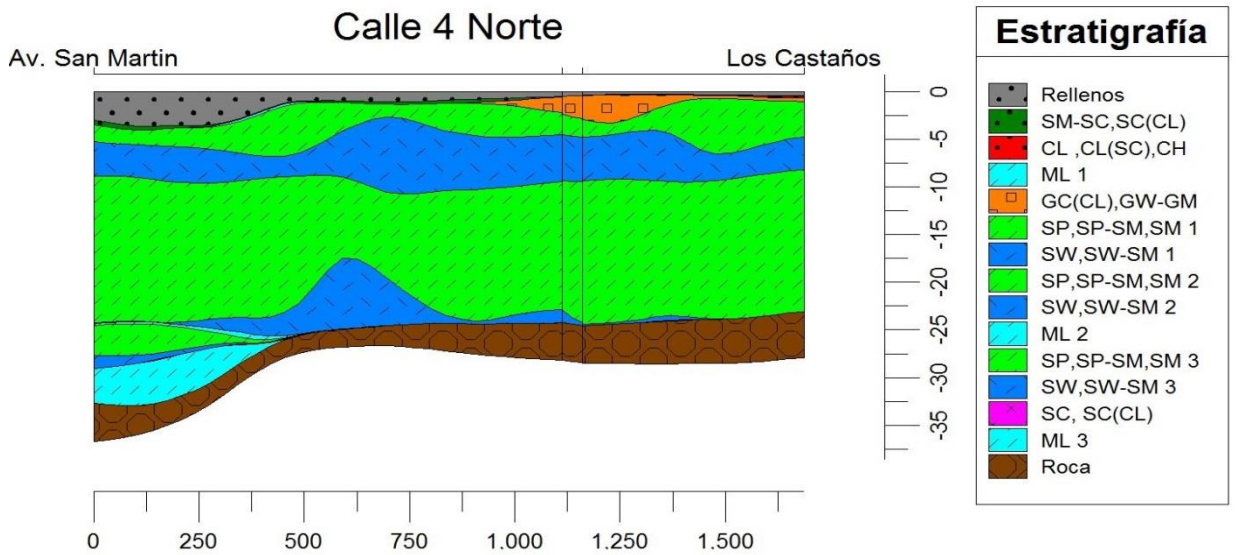
Calle 2 Norte:



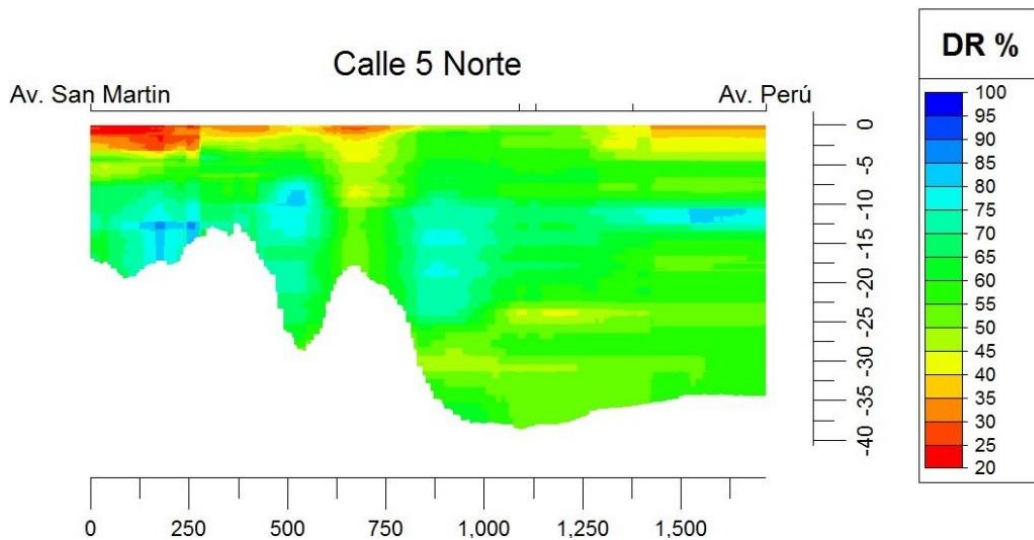
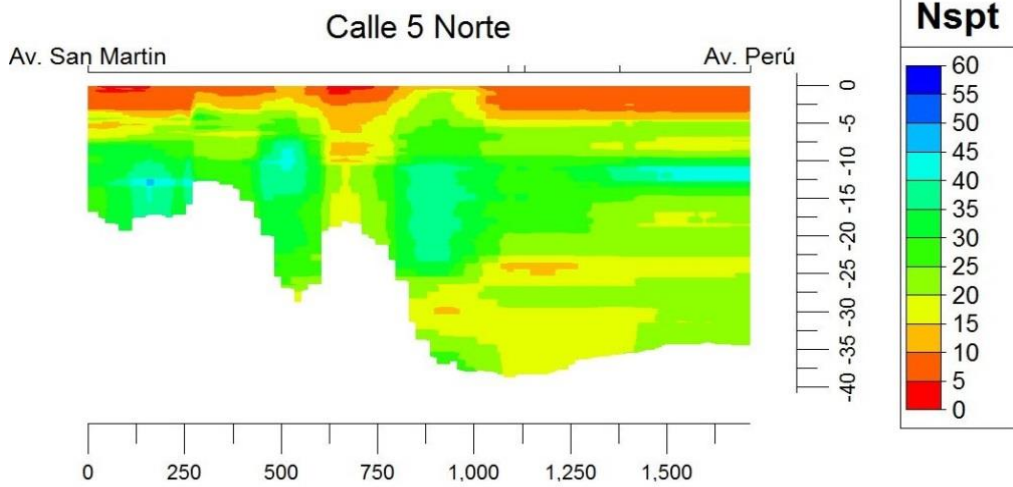
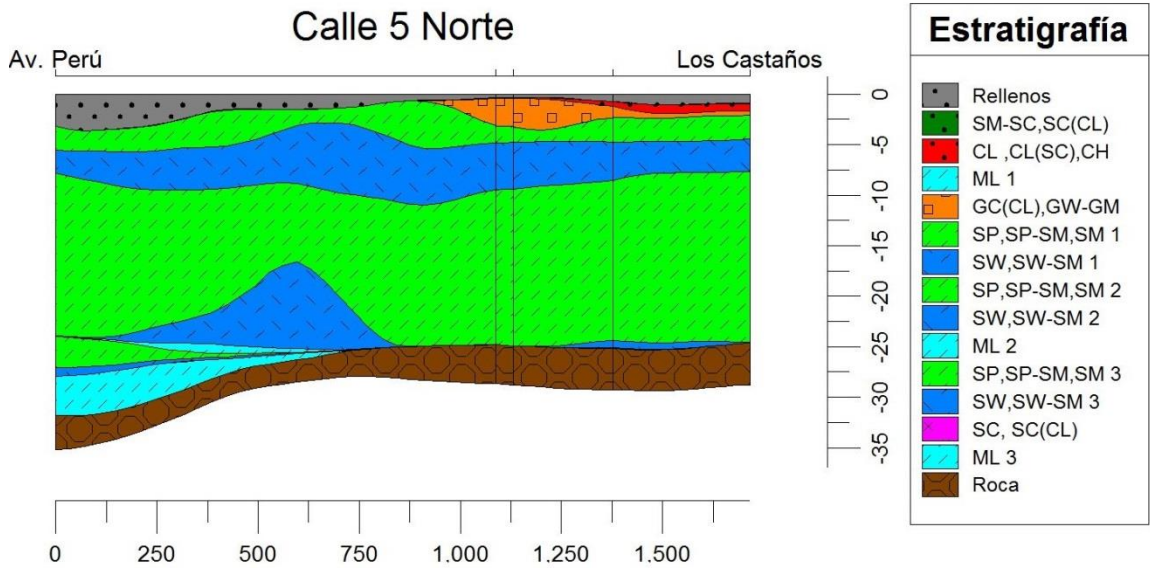
Calle 3 Norte:



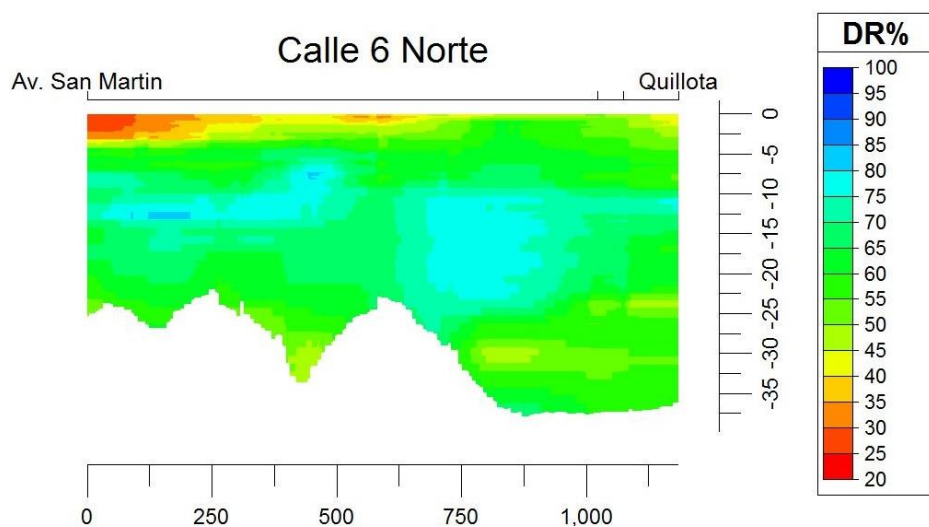
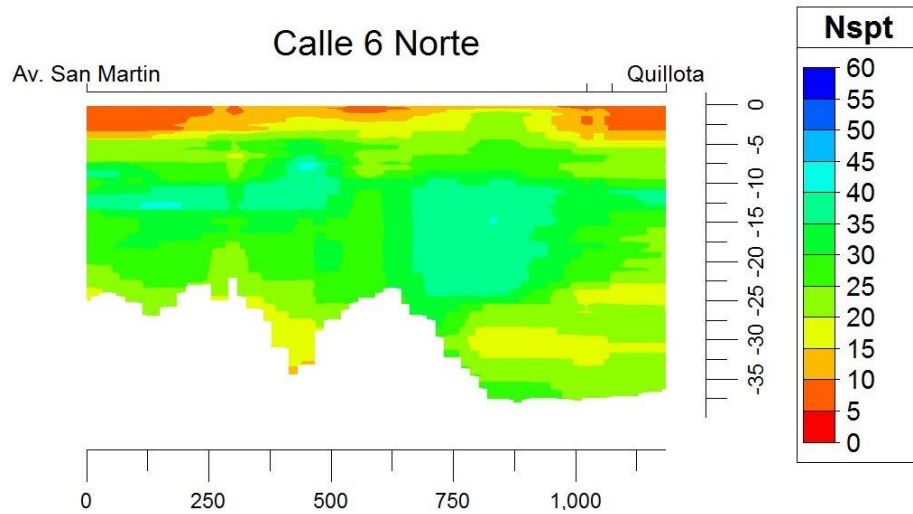
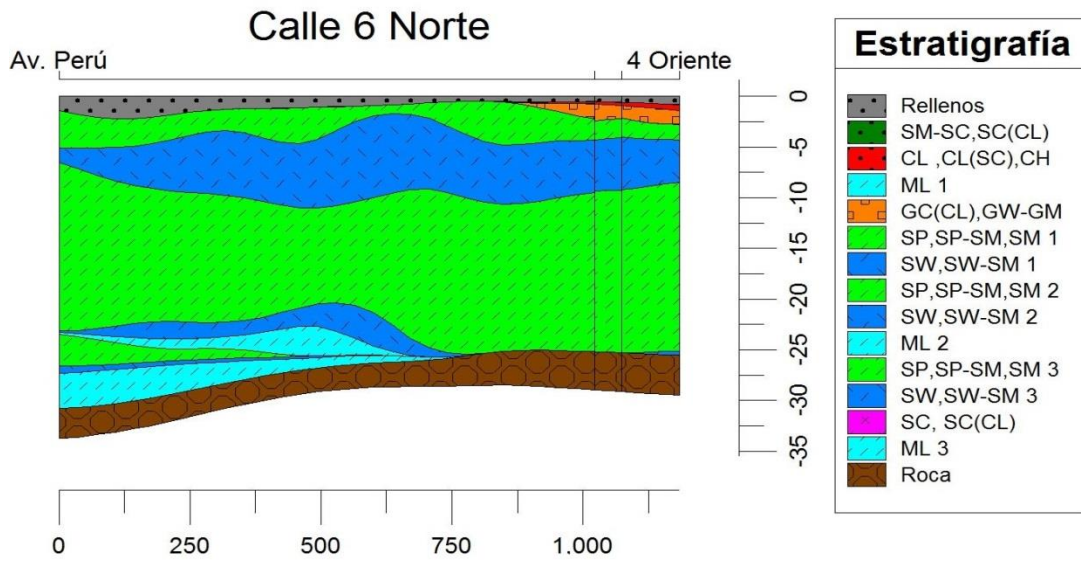
Calle 4 Norte:



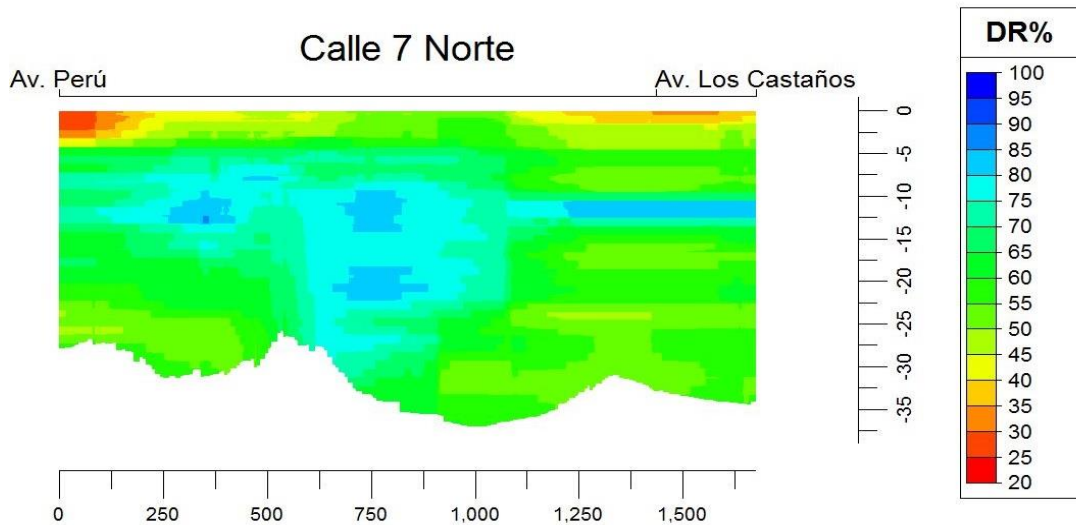
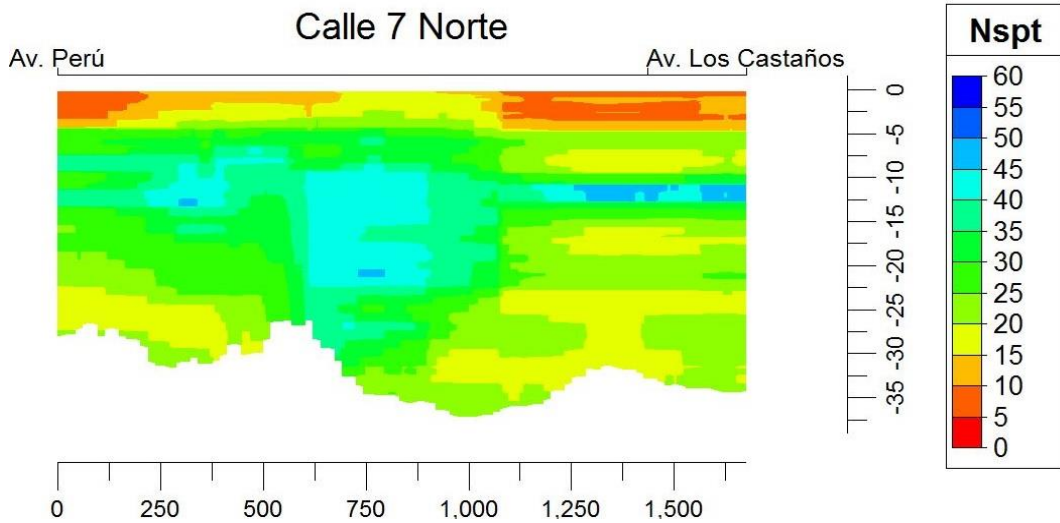
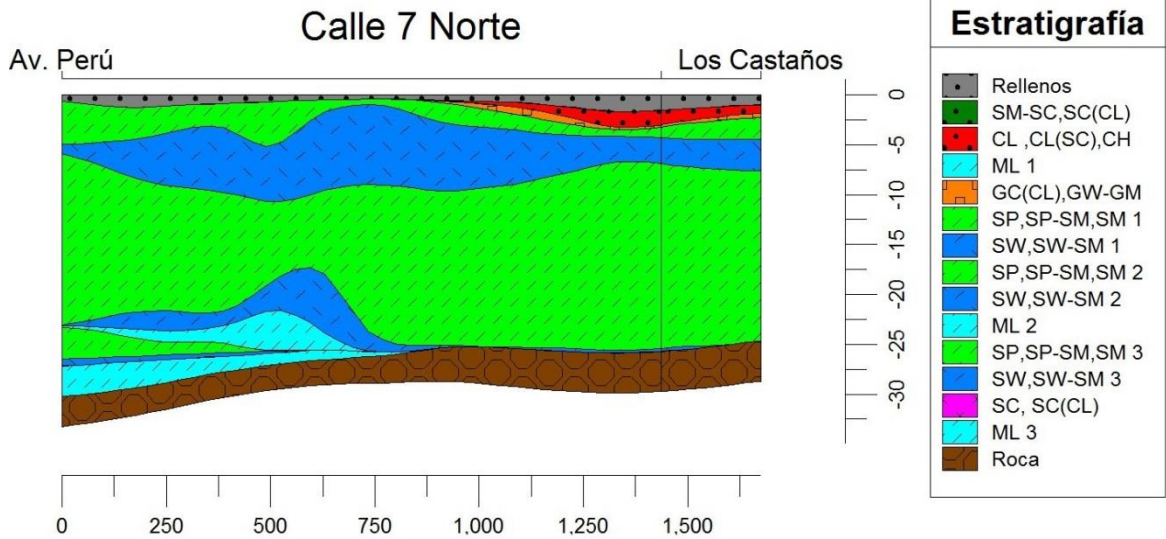
Calle 5 Norte:



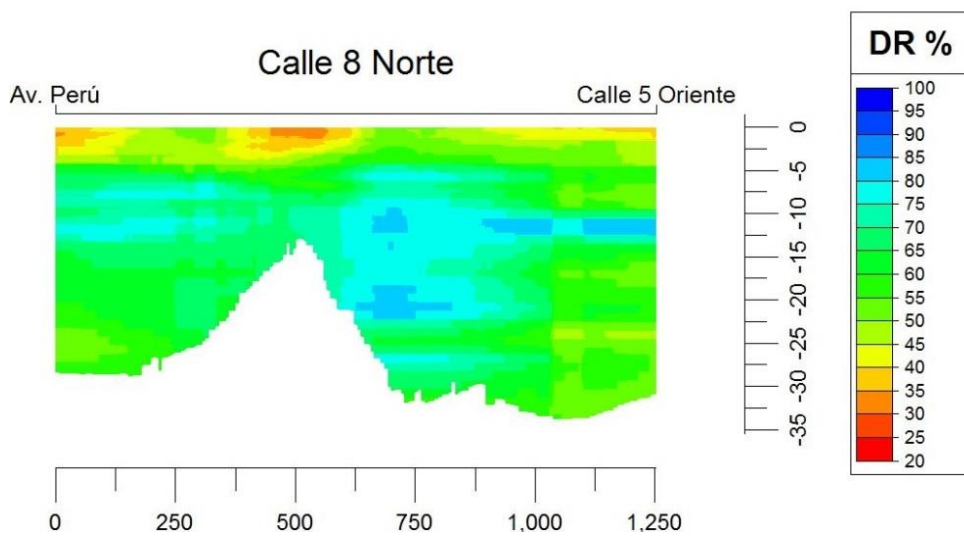
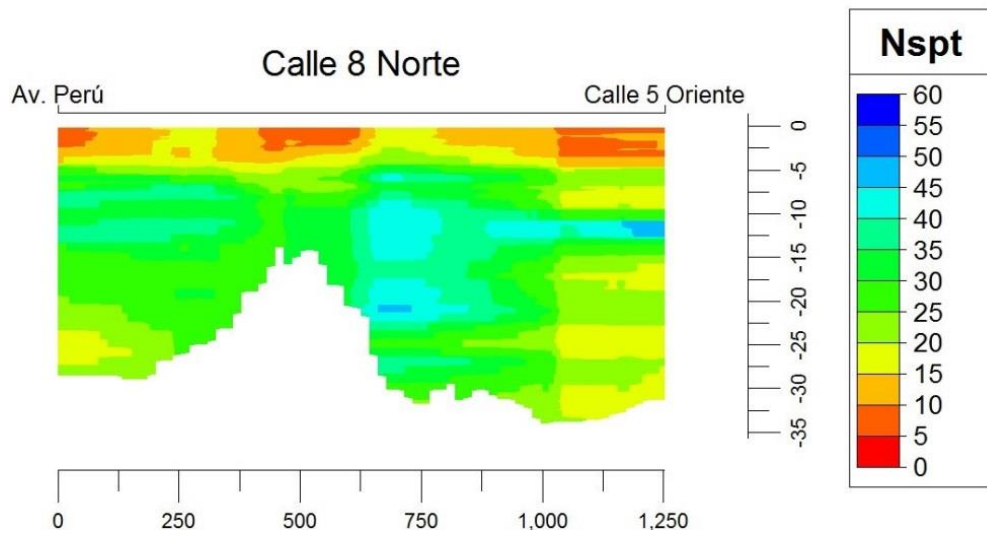
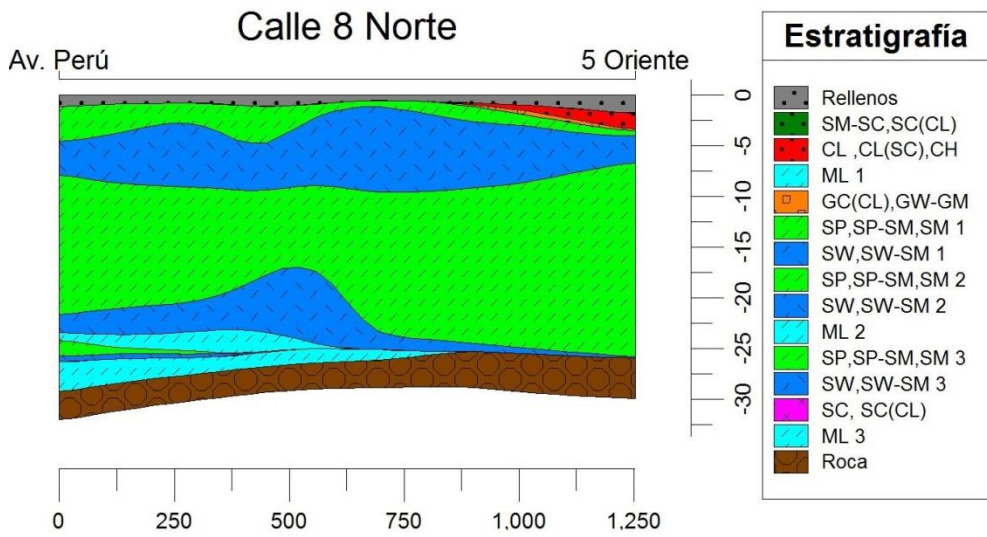
Calle 6 Norte:



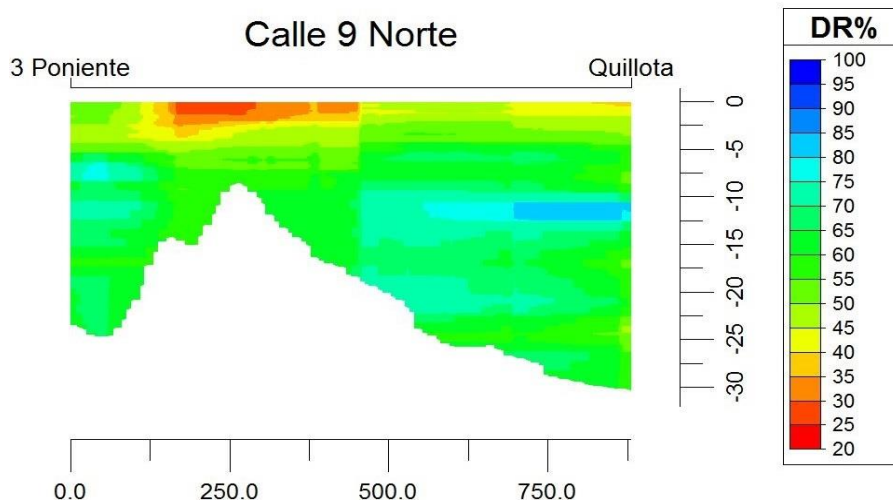
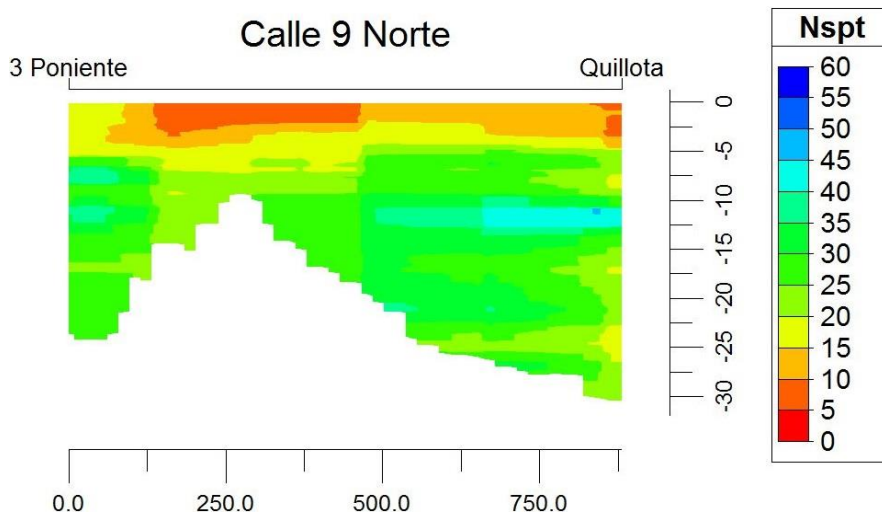
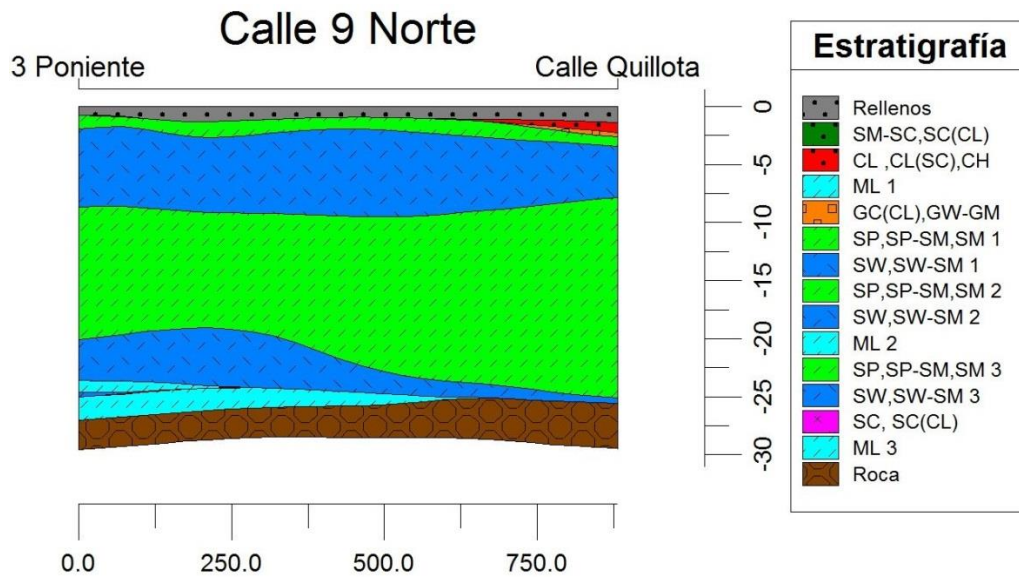
Calle 7 Norte:



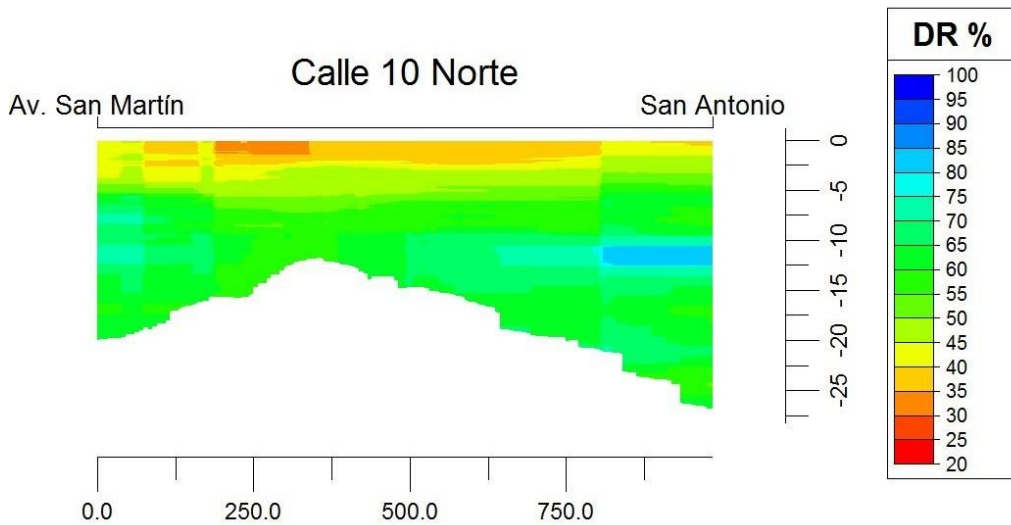
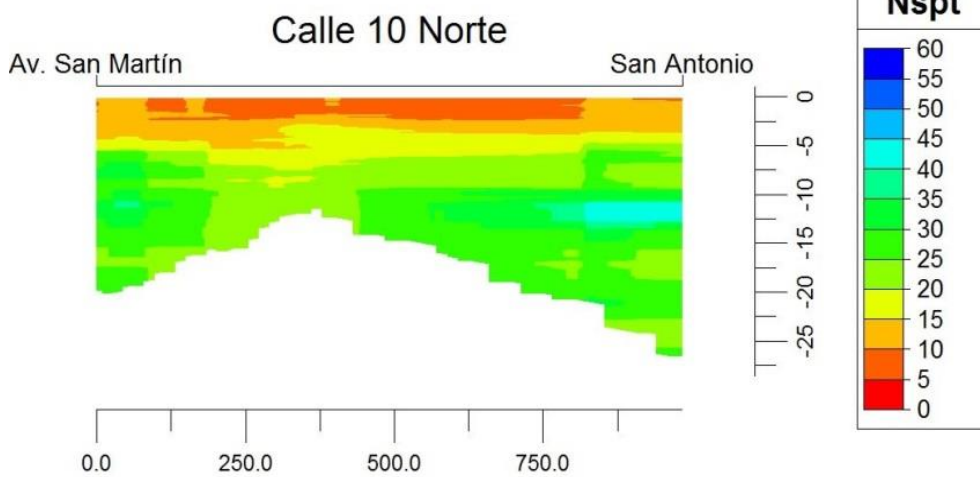
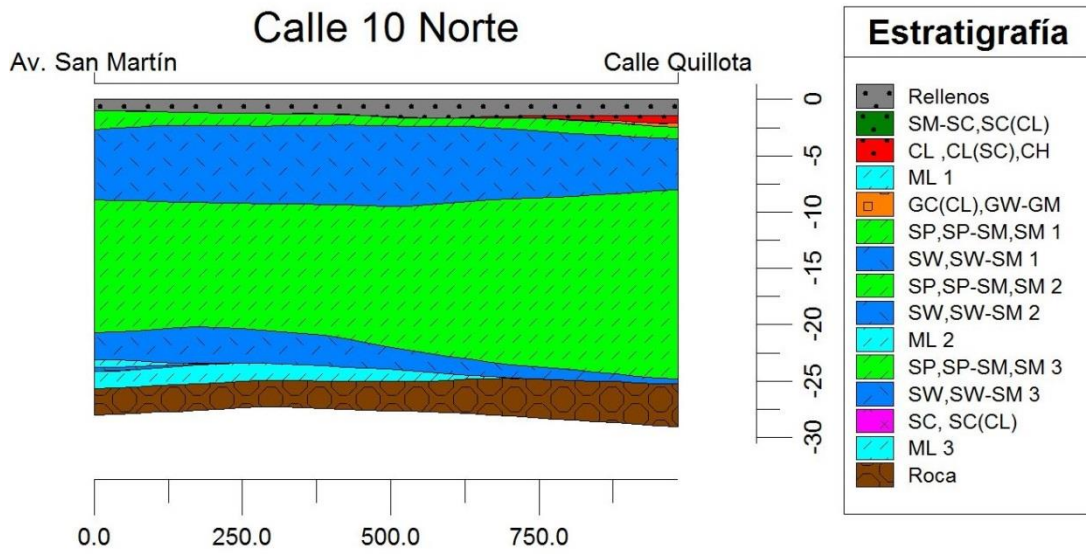
Calle 8 Norte:



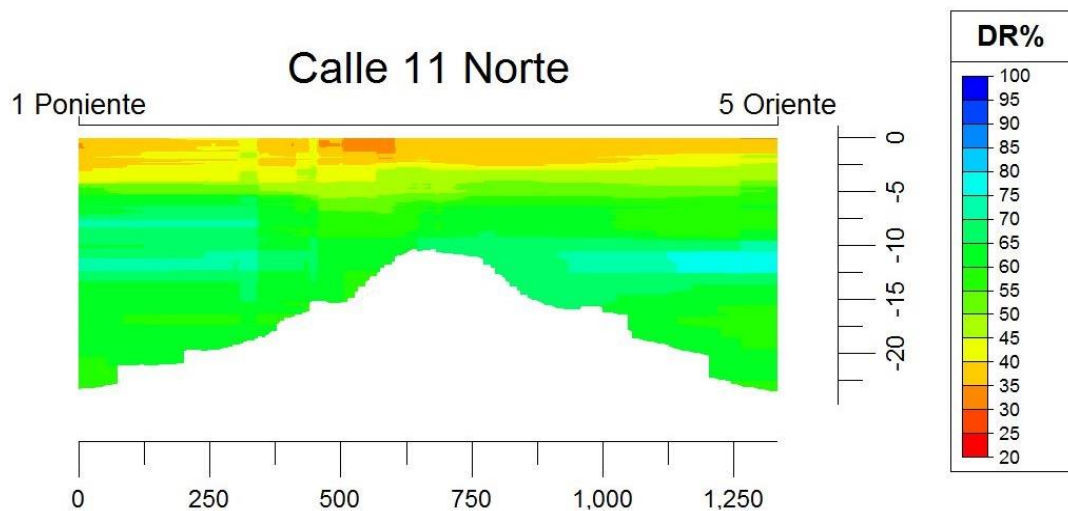
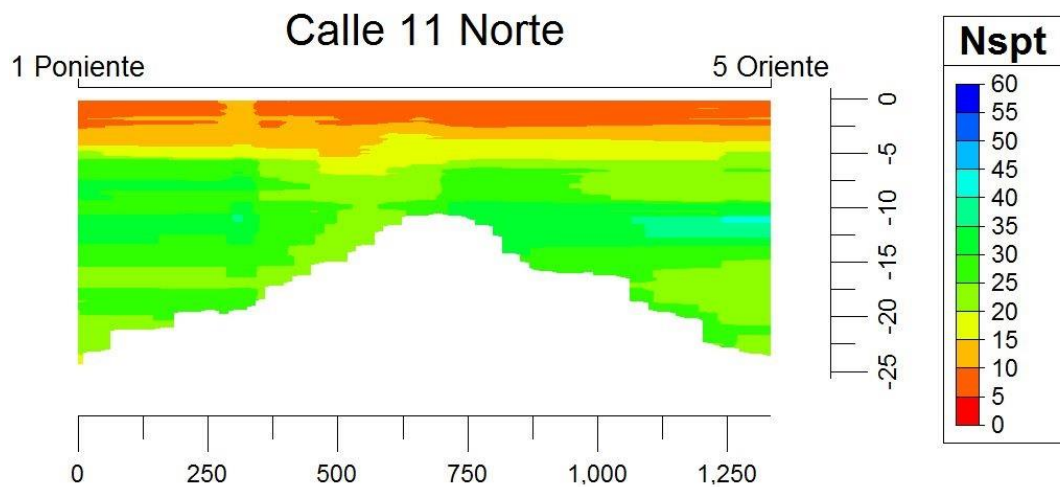
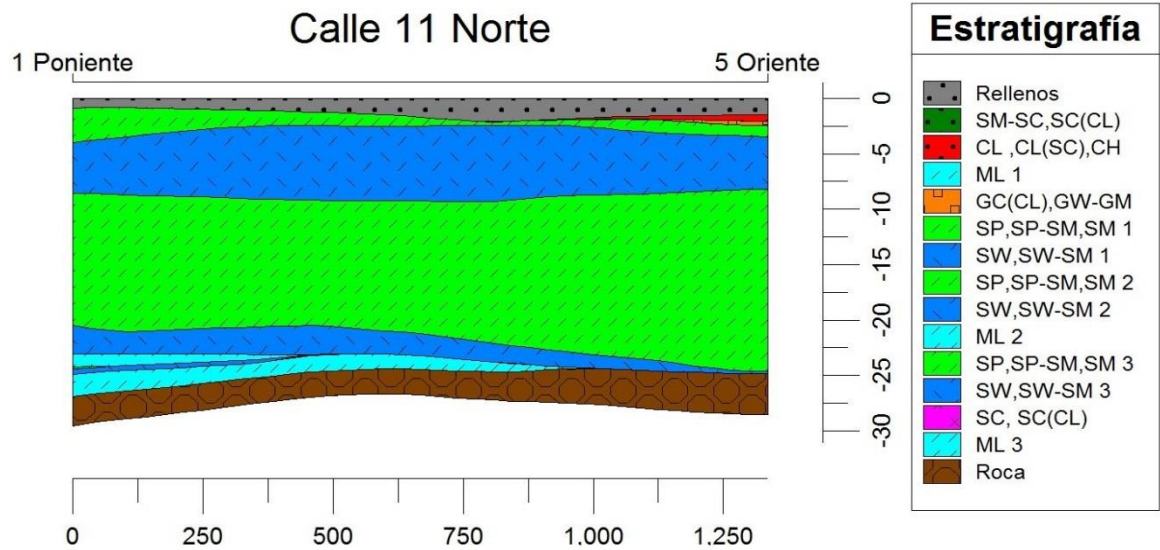
Calle 9 Norte:



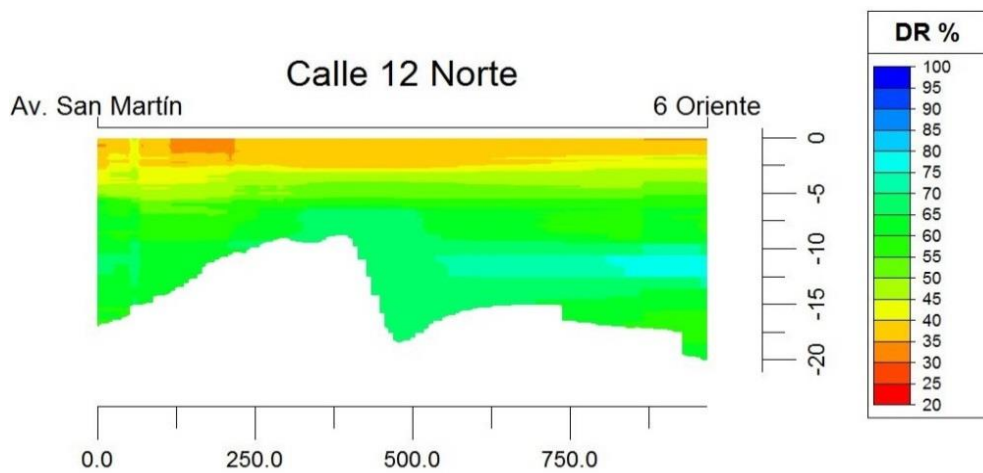
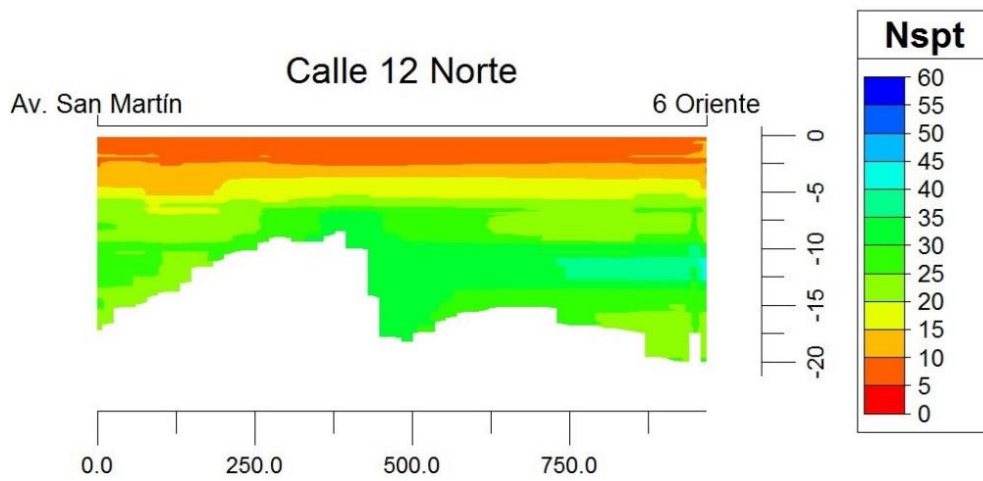
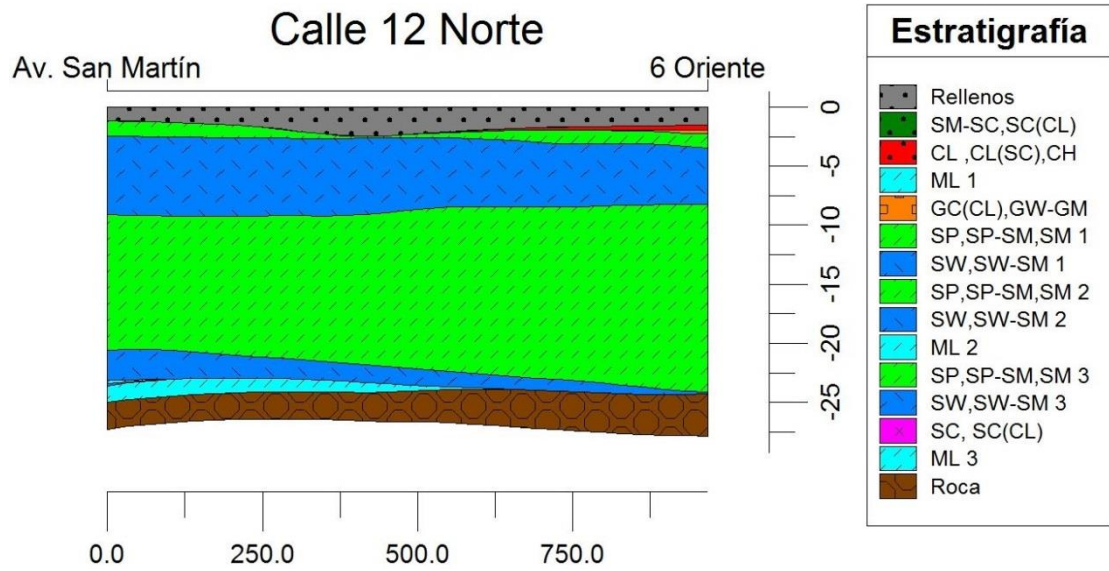
Calle 10 Norte:



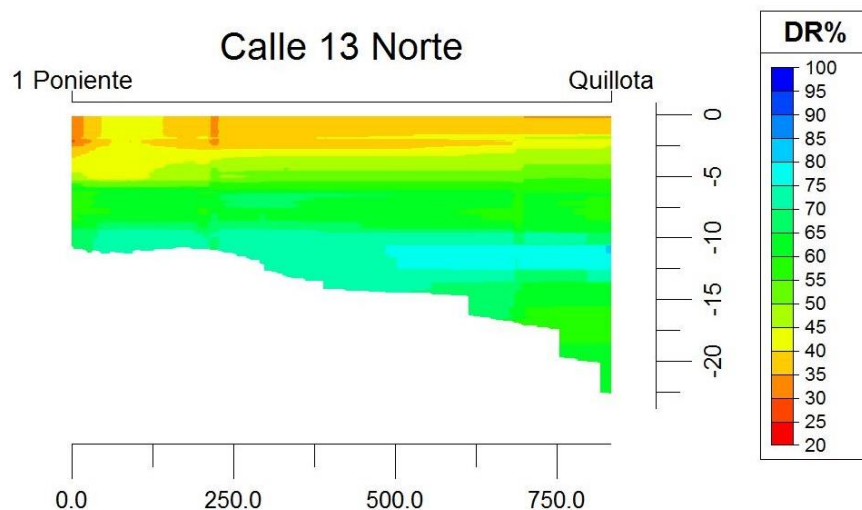
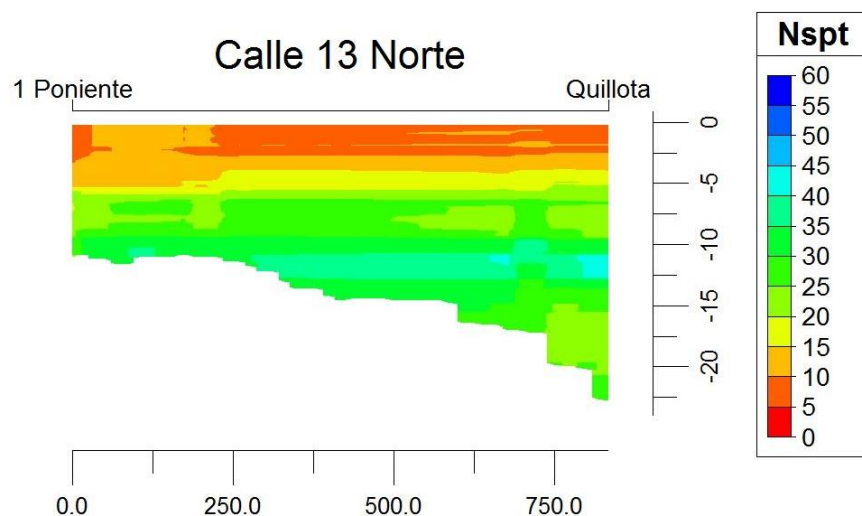
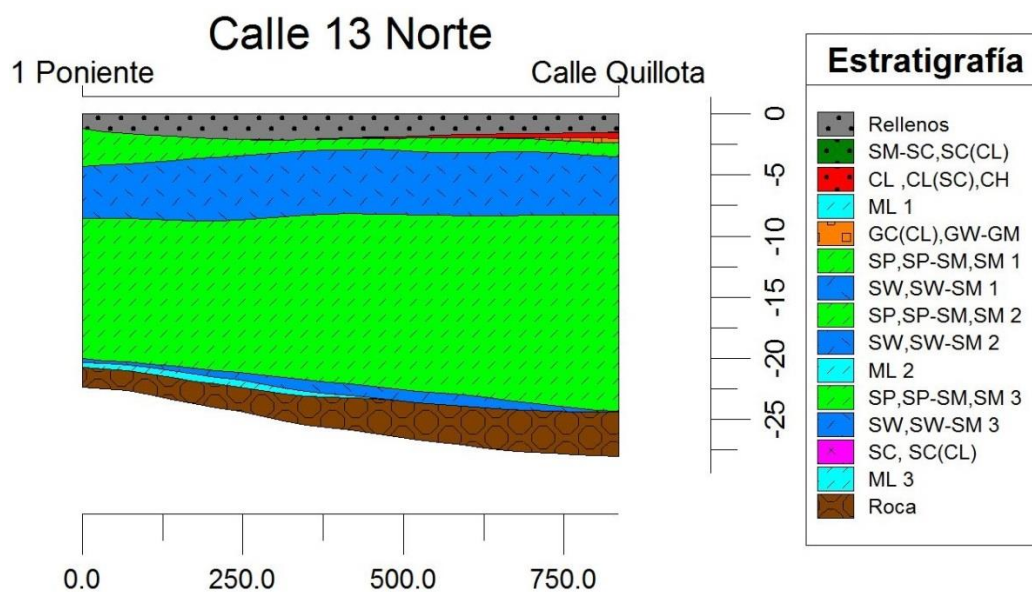
Calle 11 Norte:



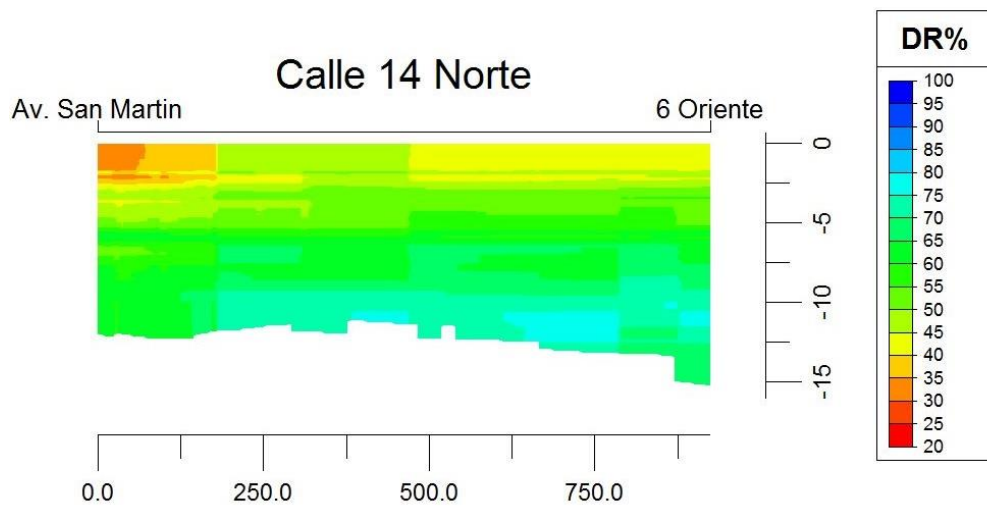
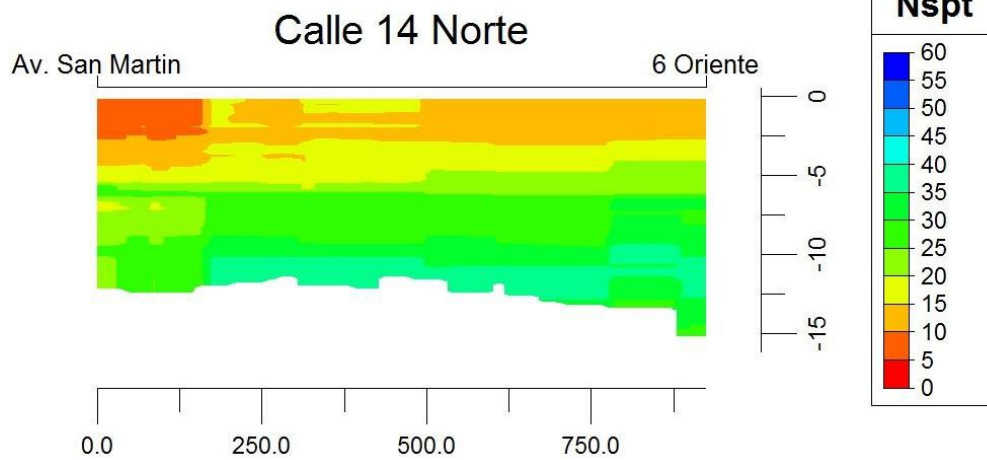
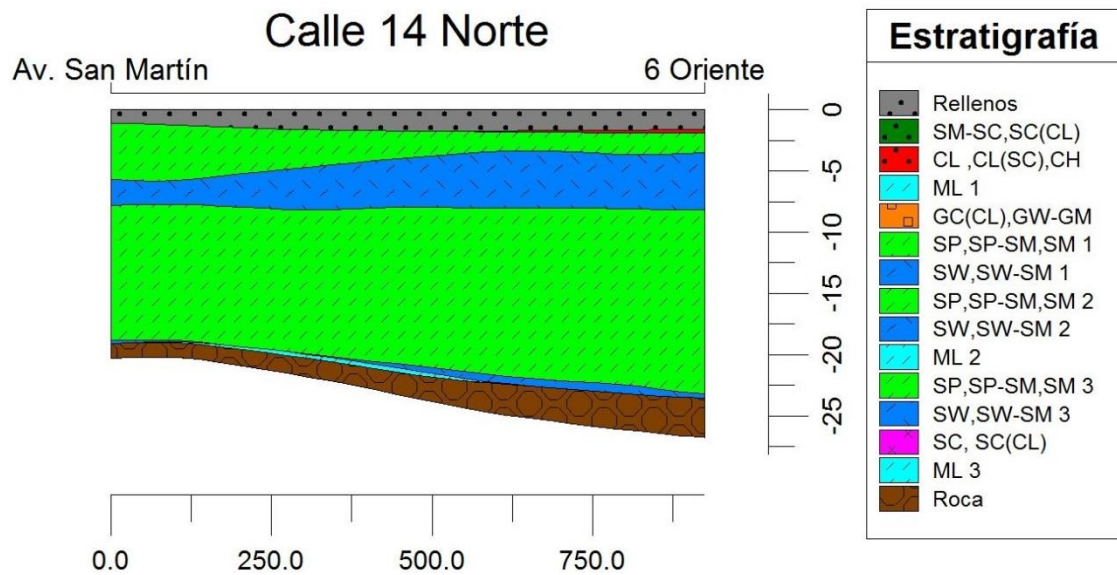
Calle 12 Norte:



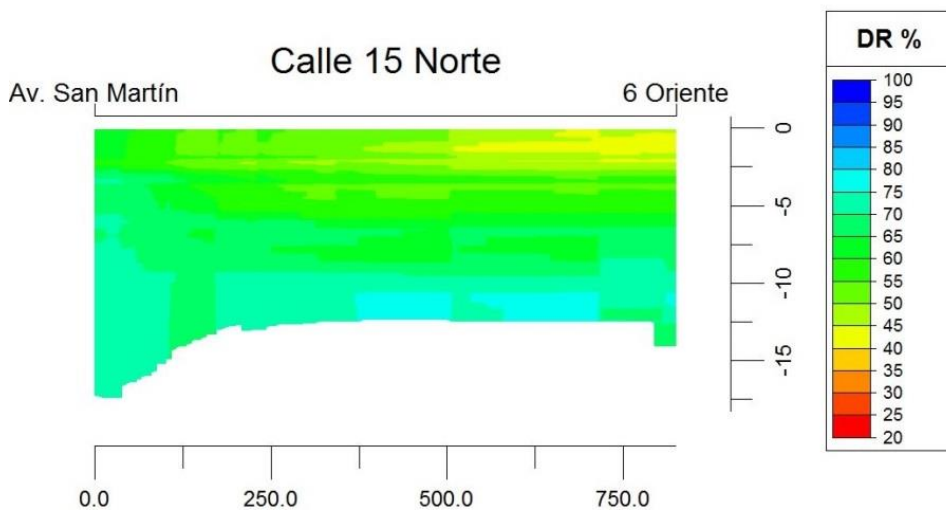
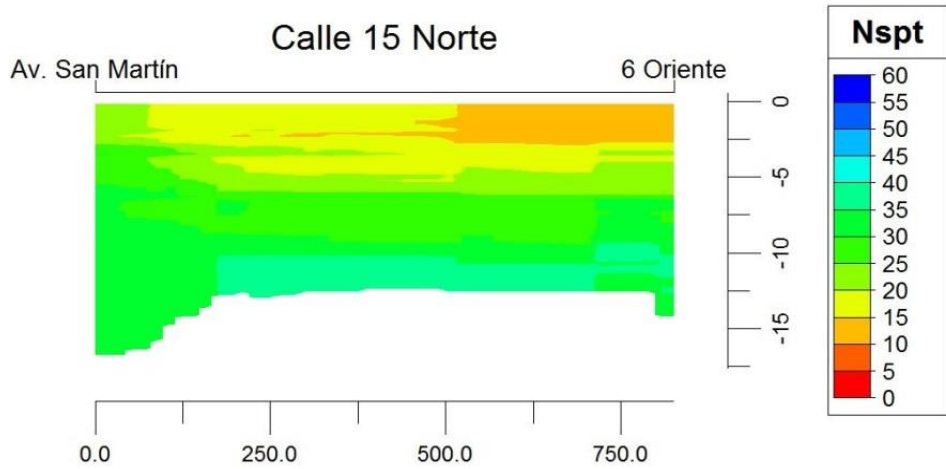
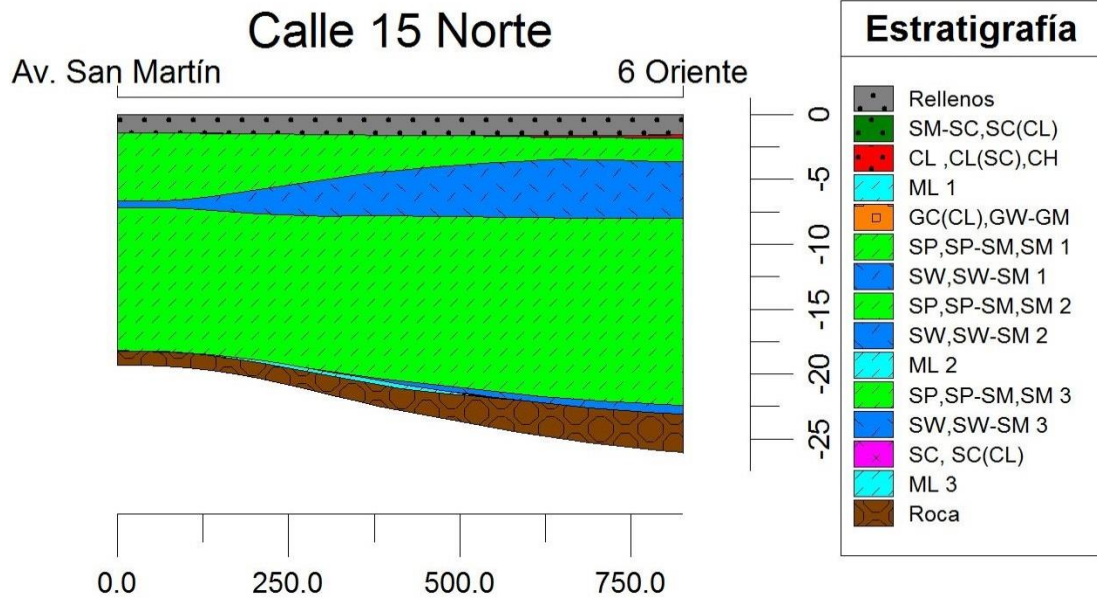
Calle 13 Norte:



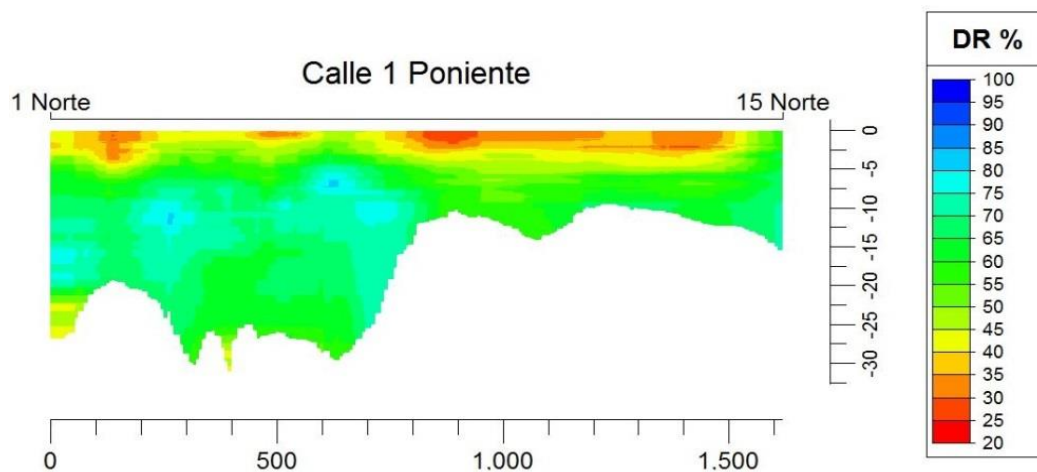
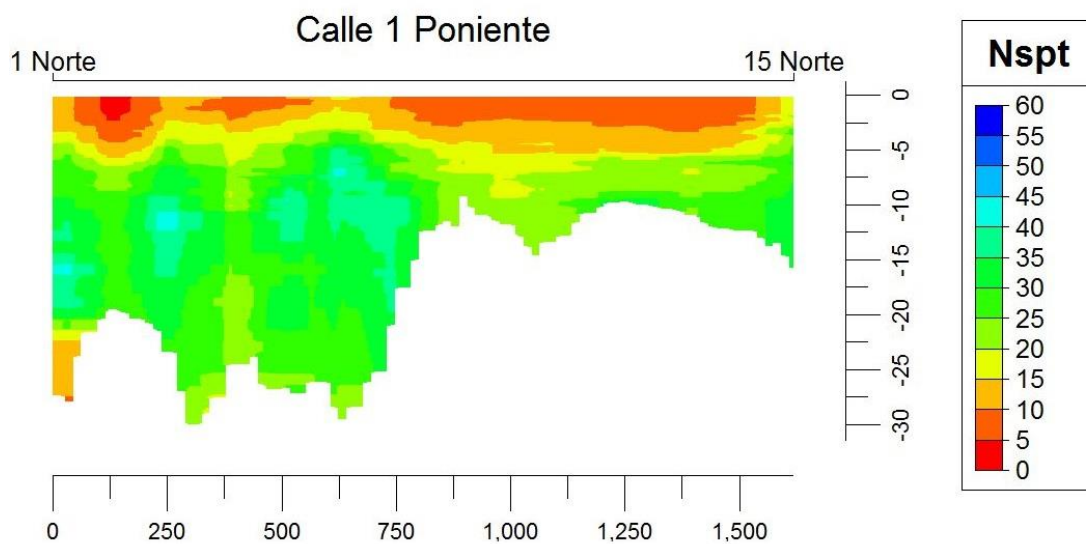
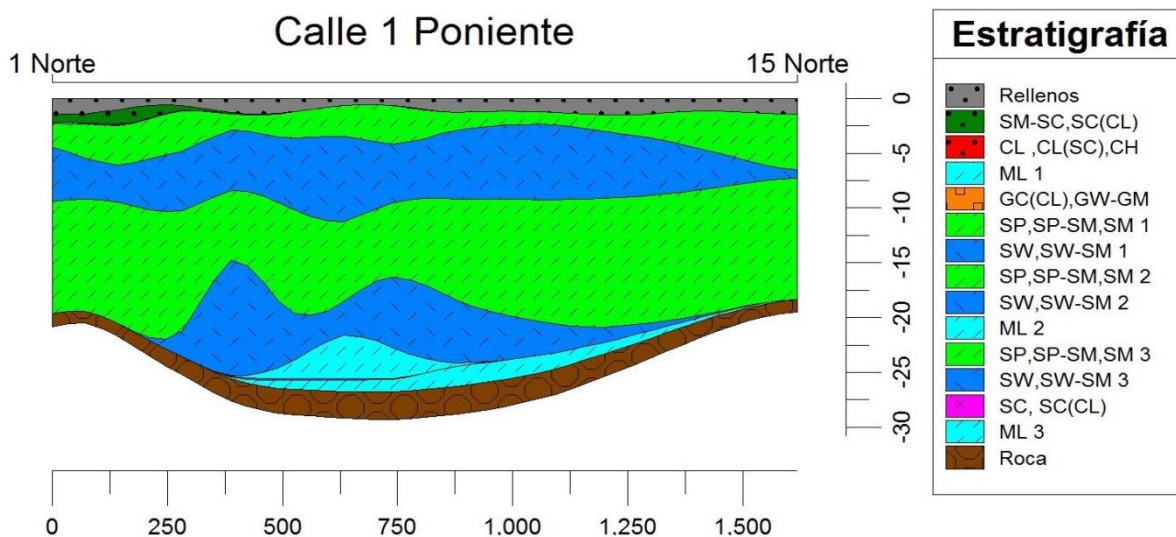
Calle 14 Norte:



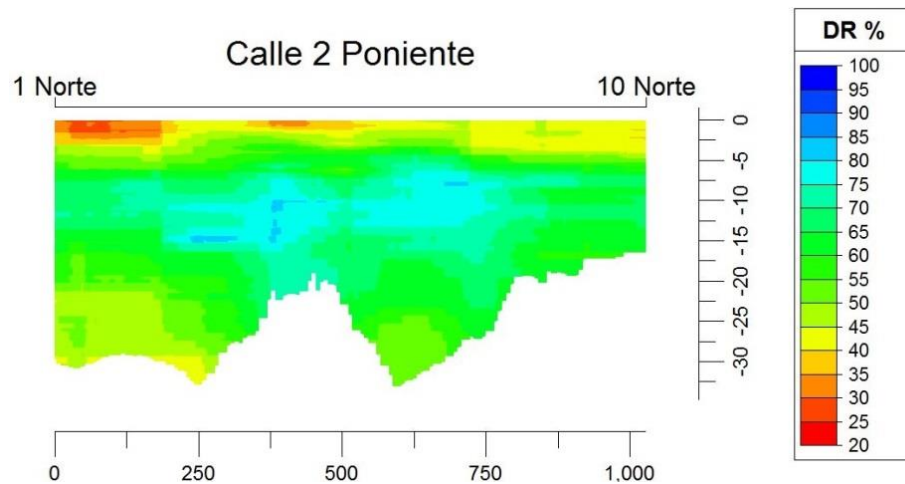
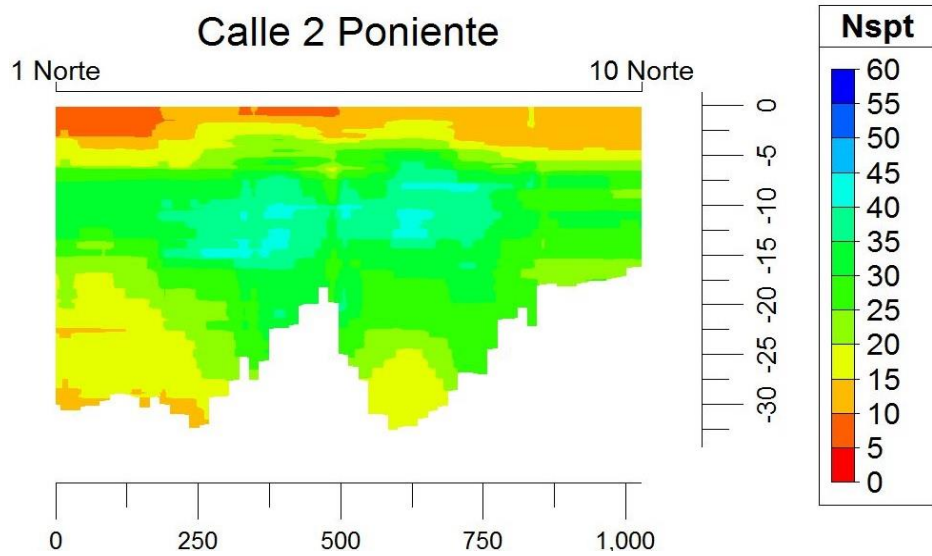
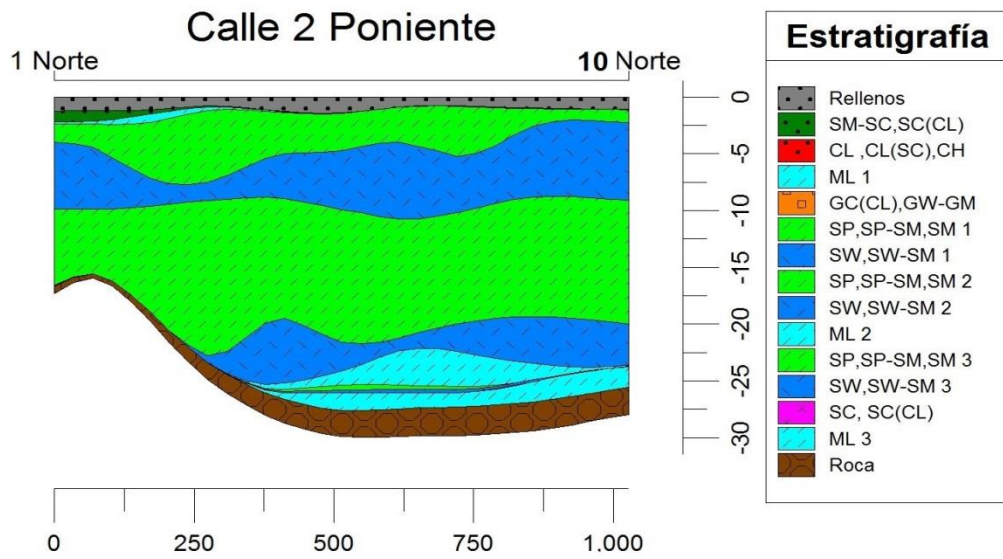
Calle 15 Norte:



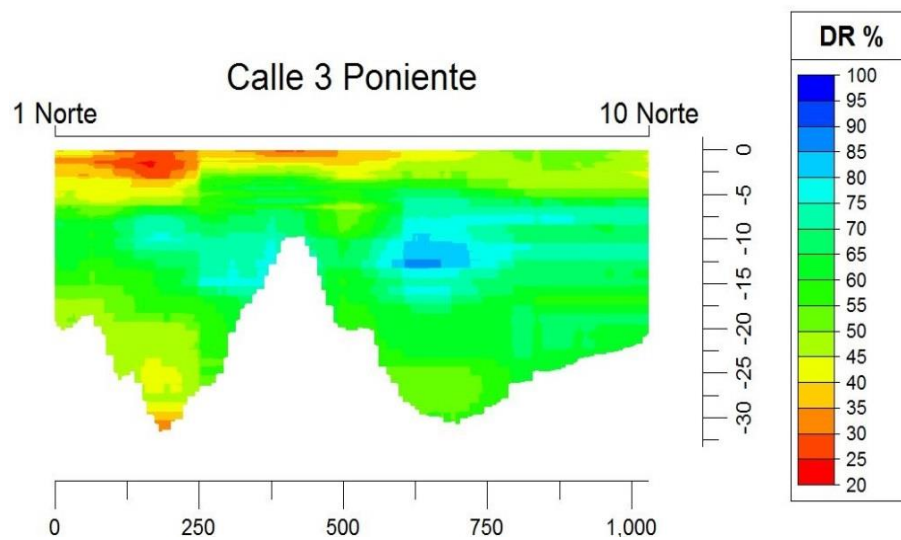
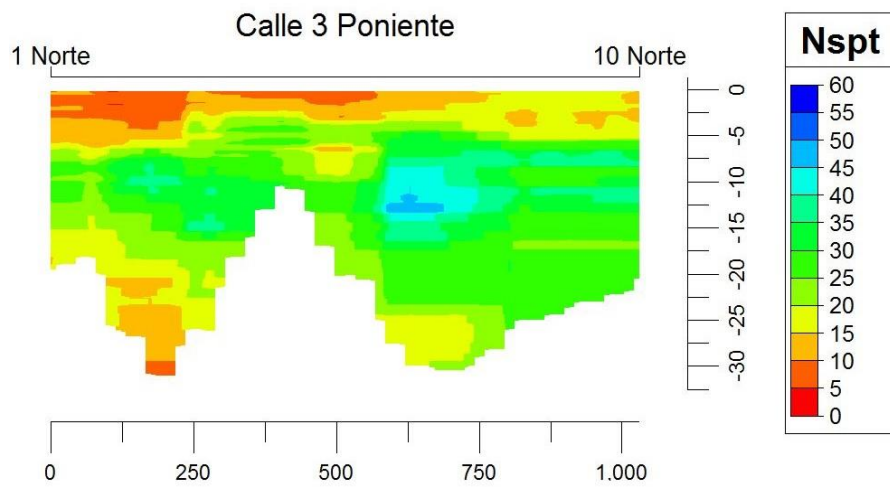
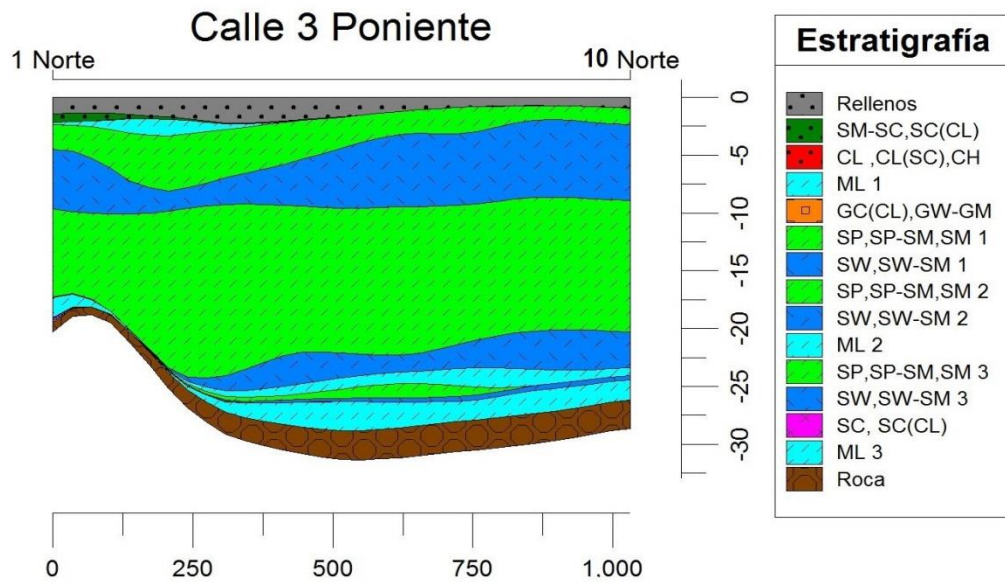
Calle 1 Poniente:



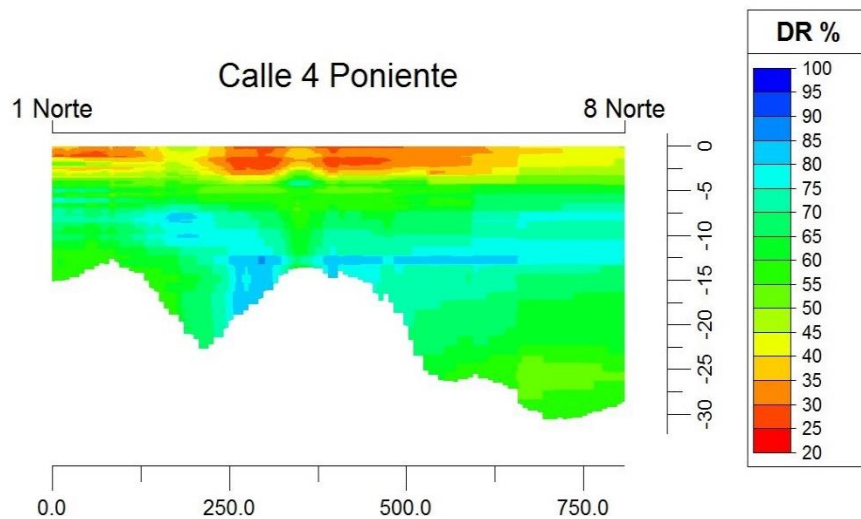
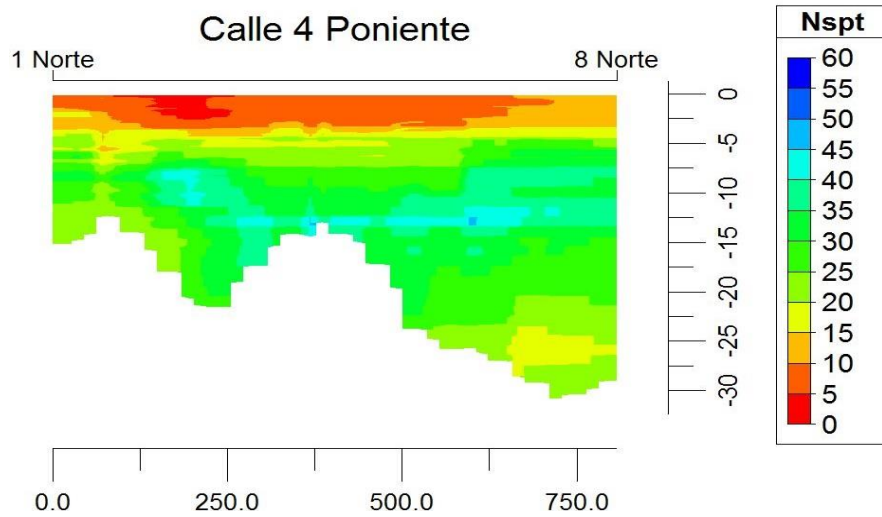
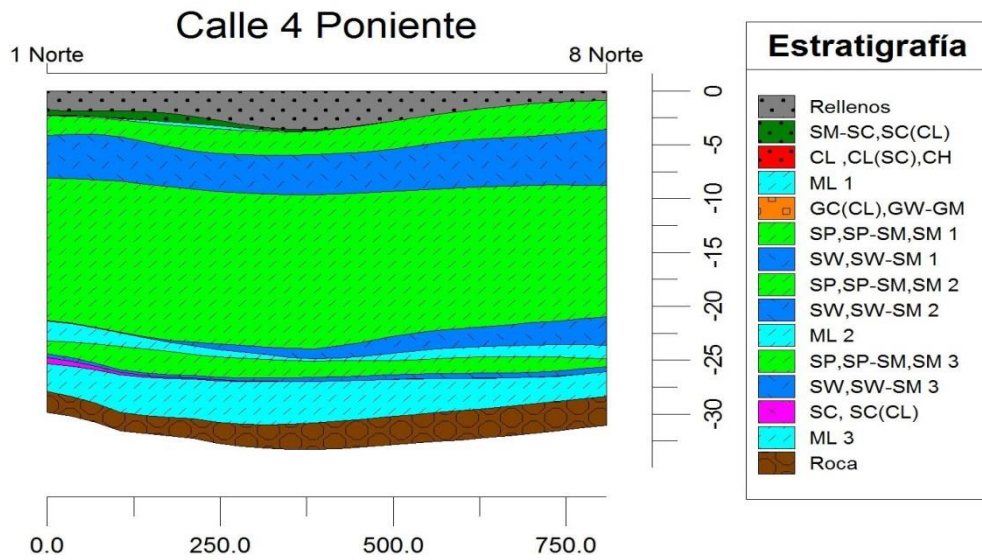
Calle 2 Poniente:



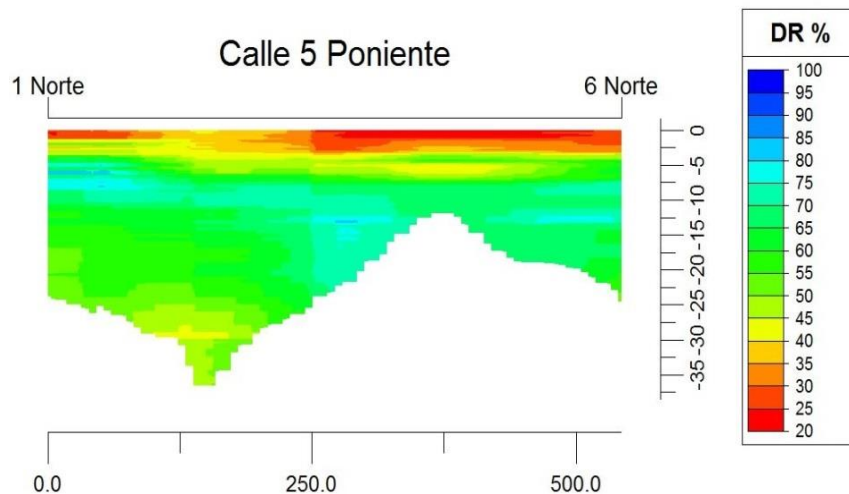
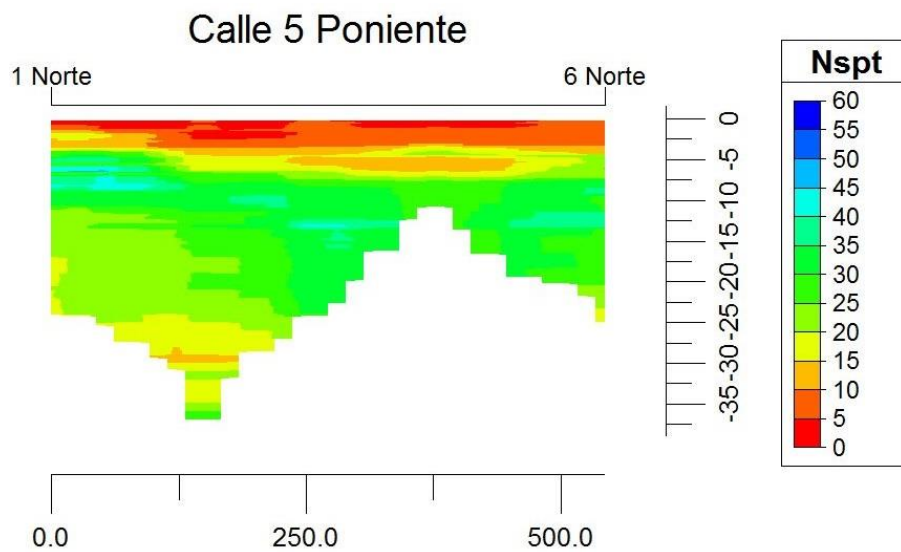
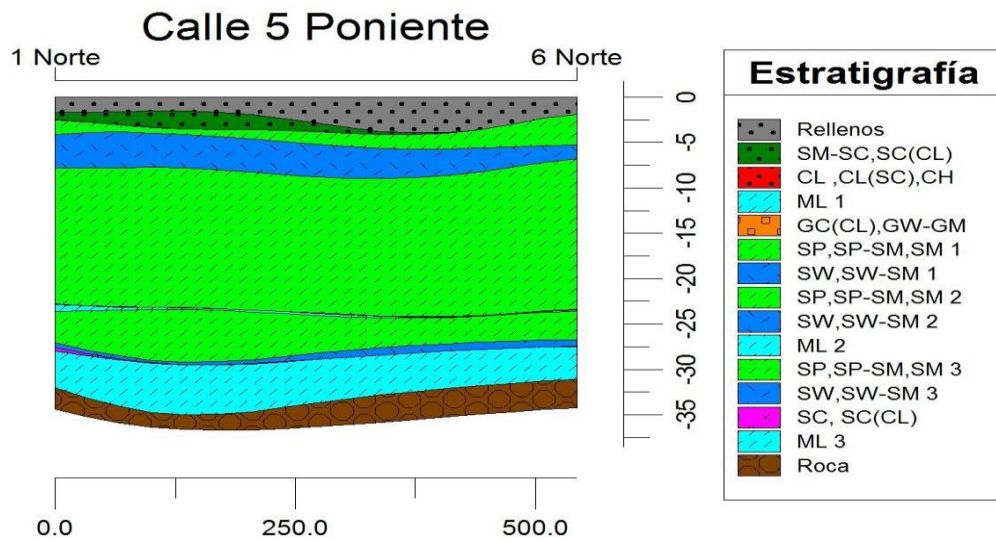
Calle 3 Poniente:



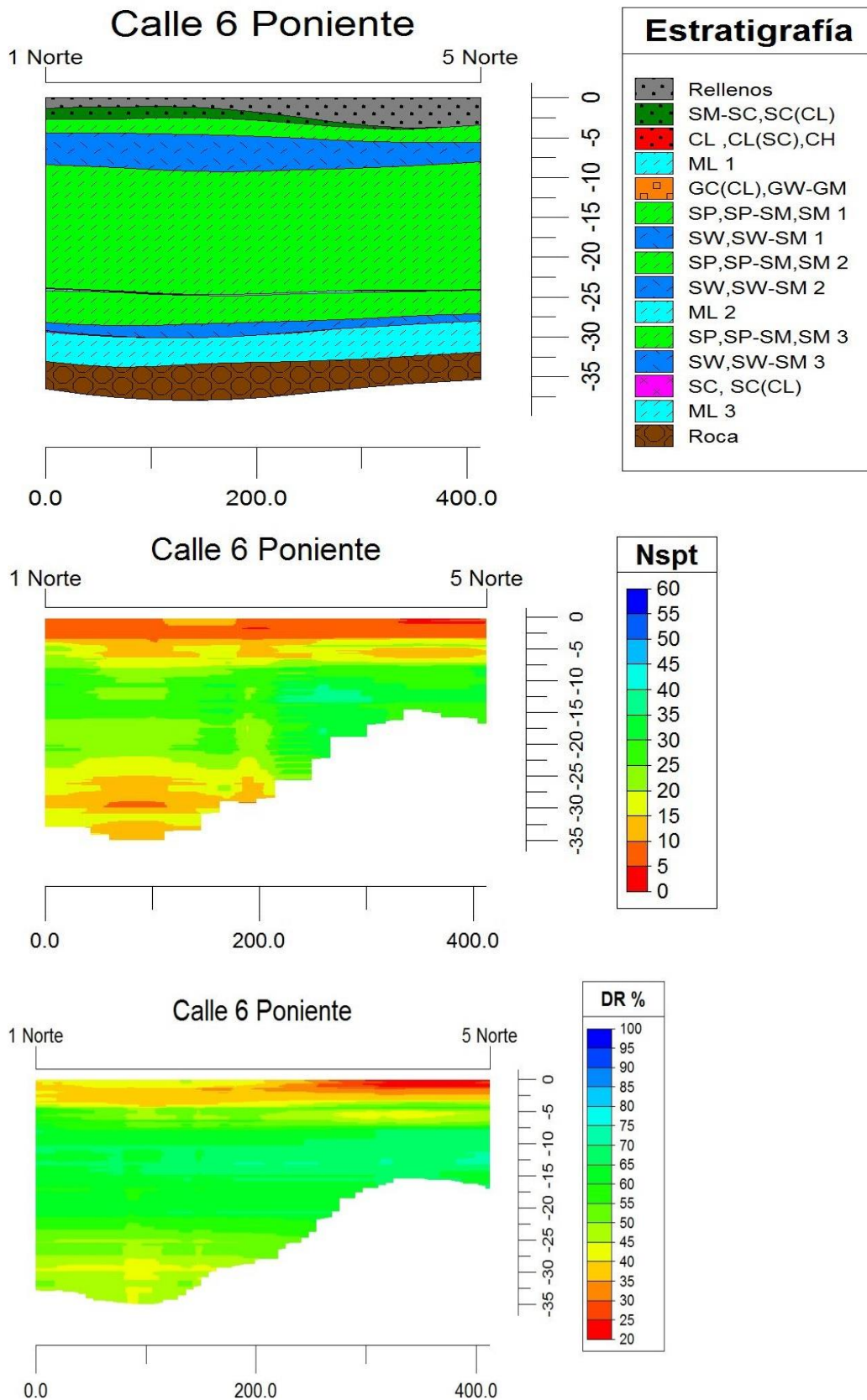
Calle 4 Poniente:



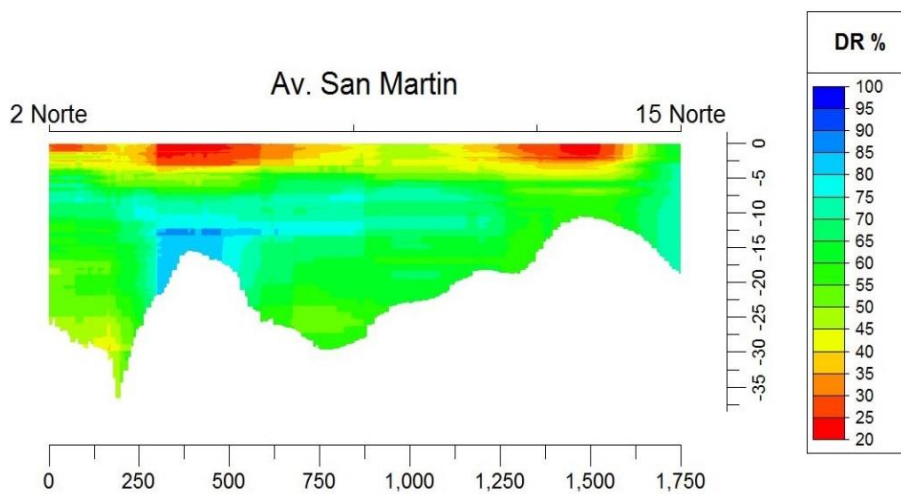
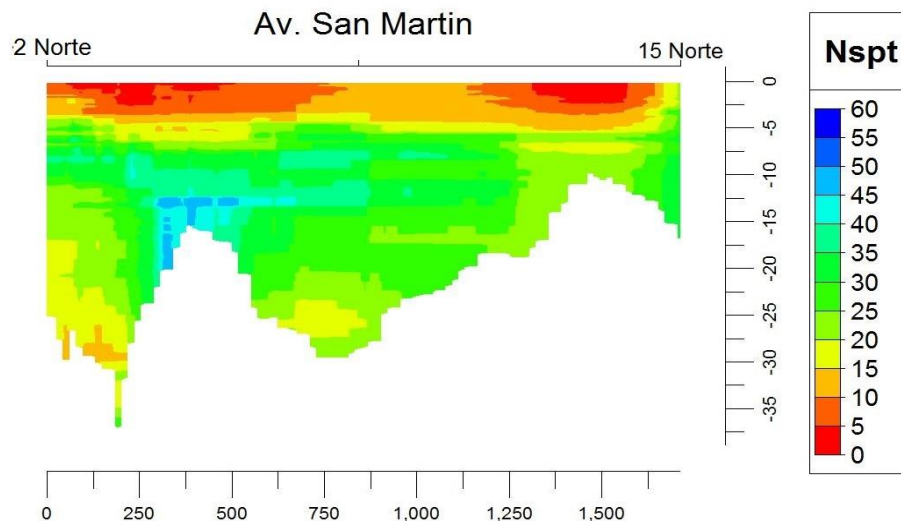
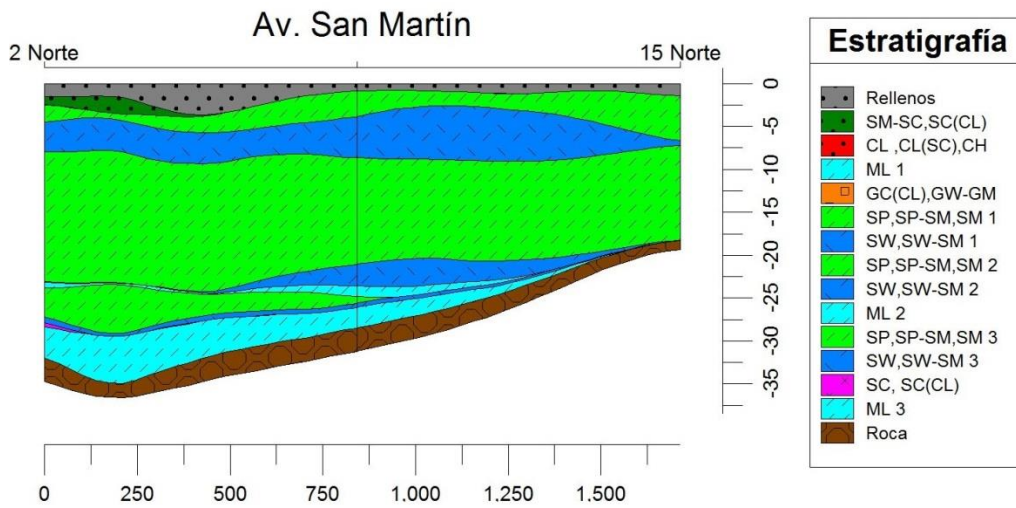
Calle 5 Poniente:



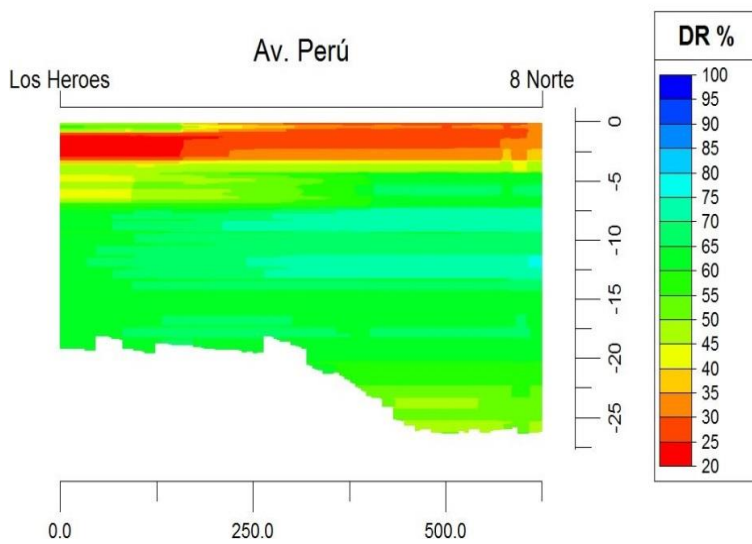
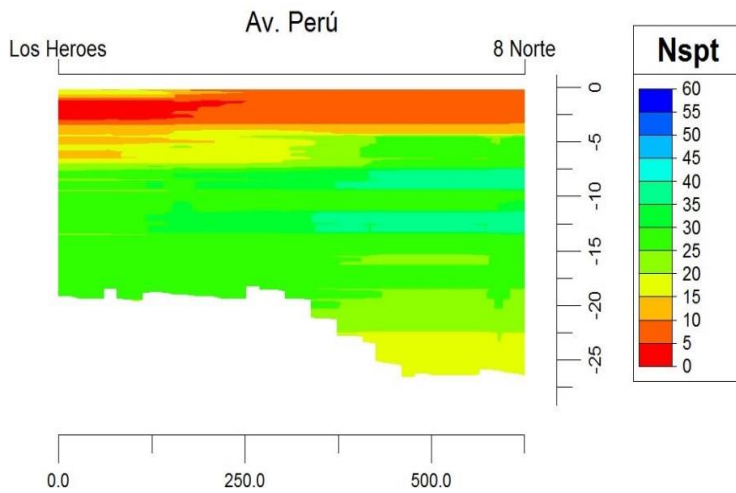
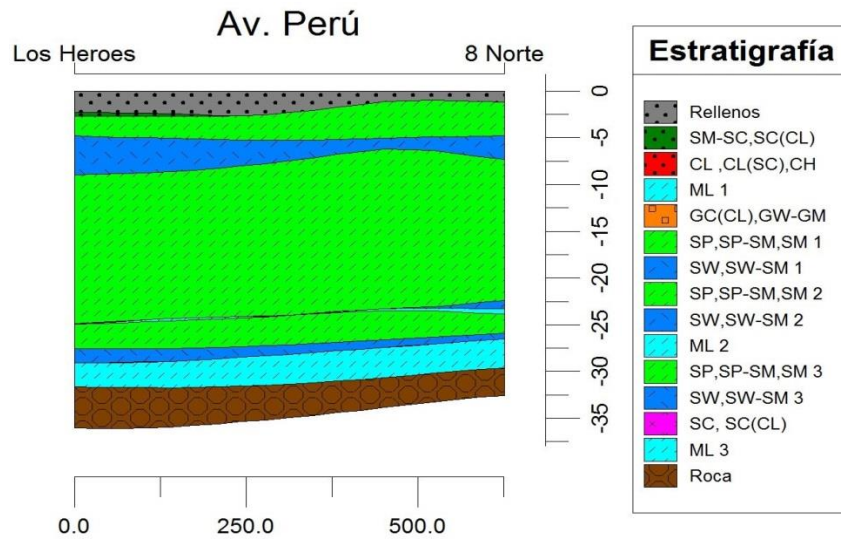
Calle 6 Poniente:



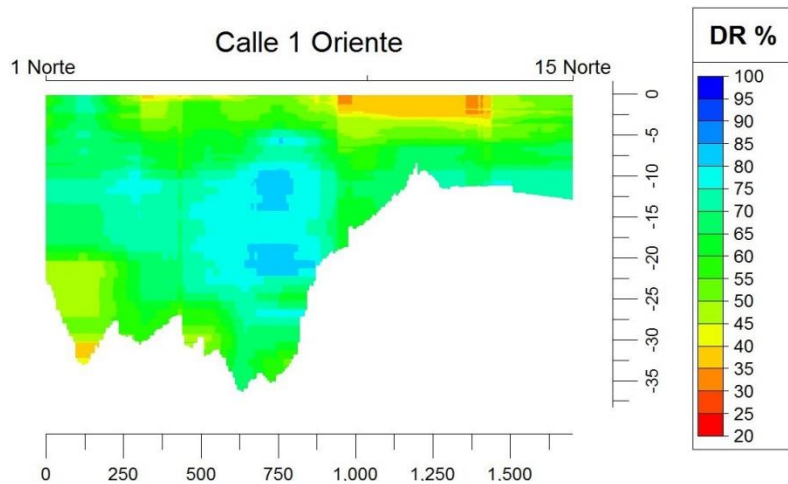
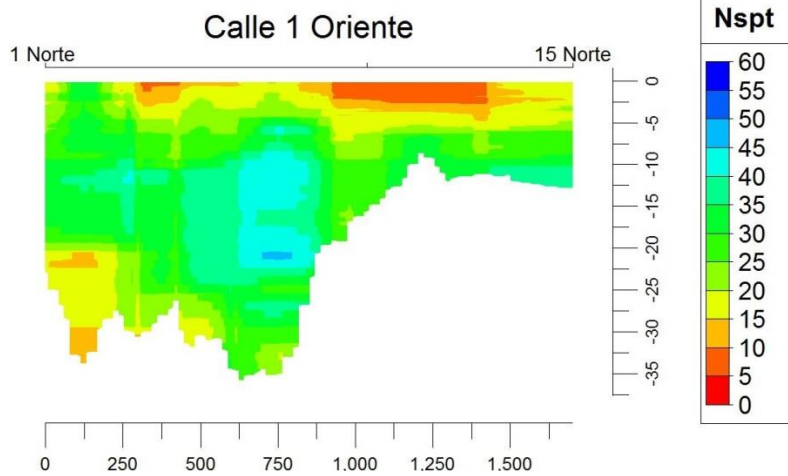
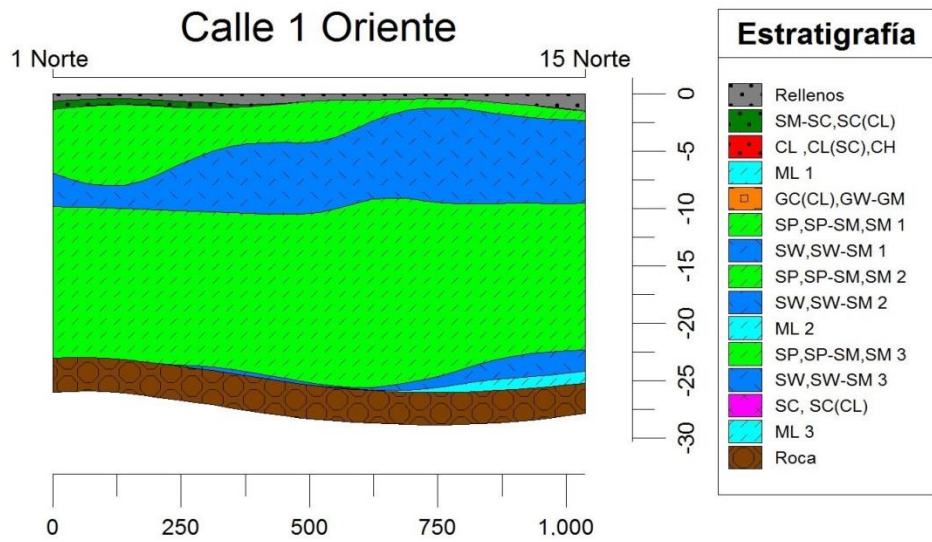
Av. San Martín:



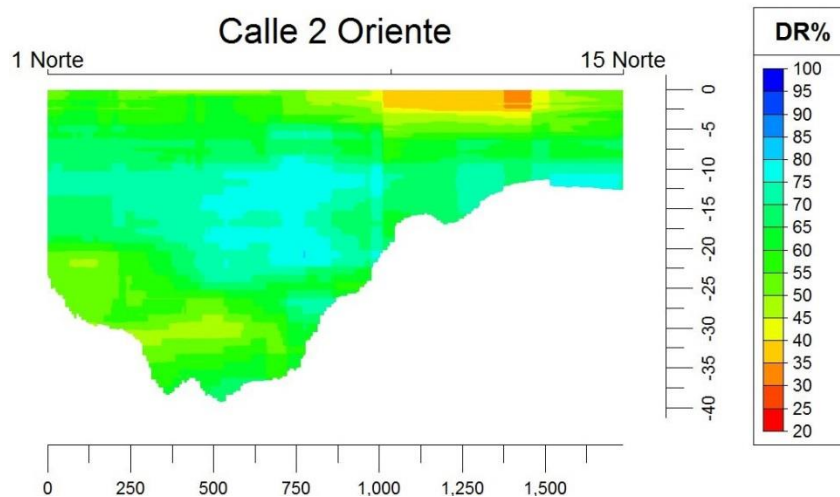
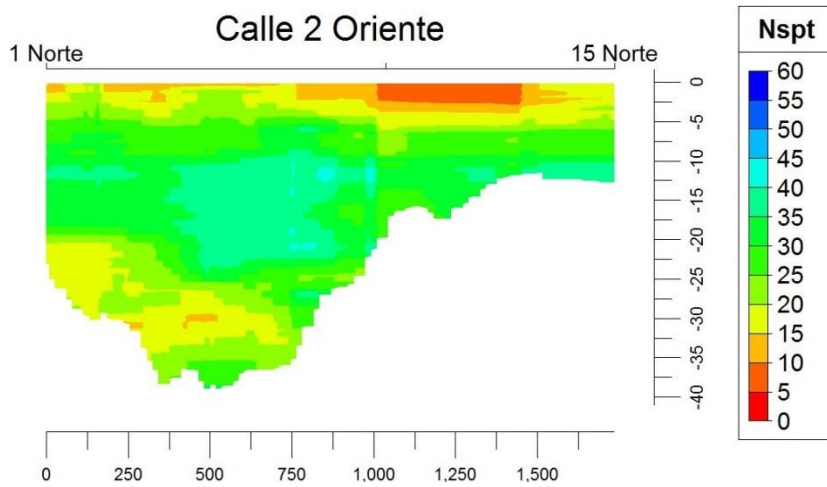
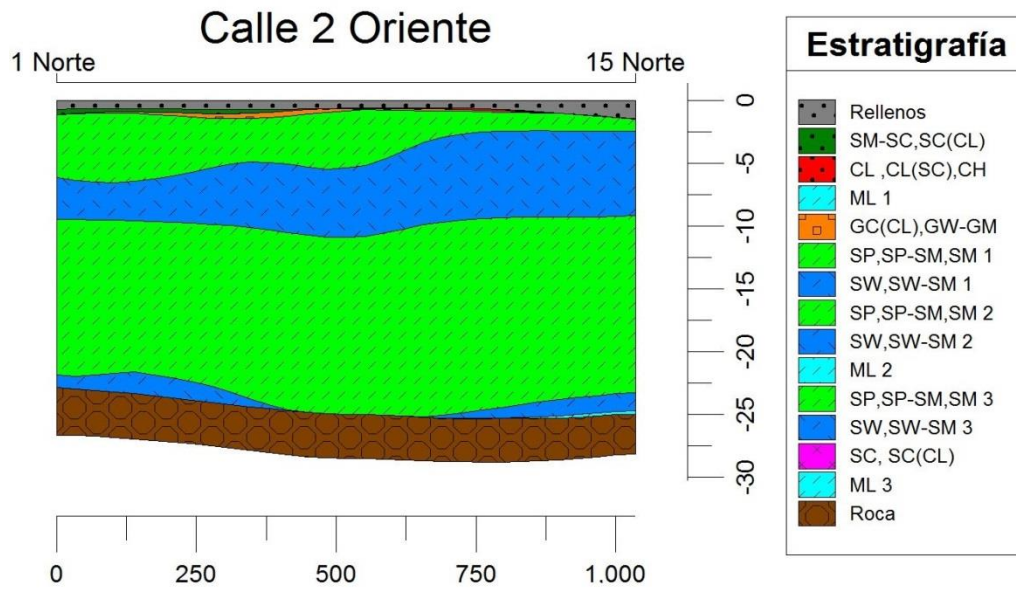
Av. Perú:



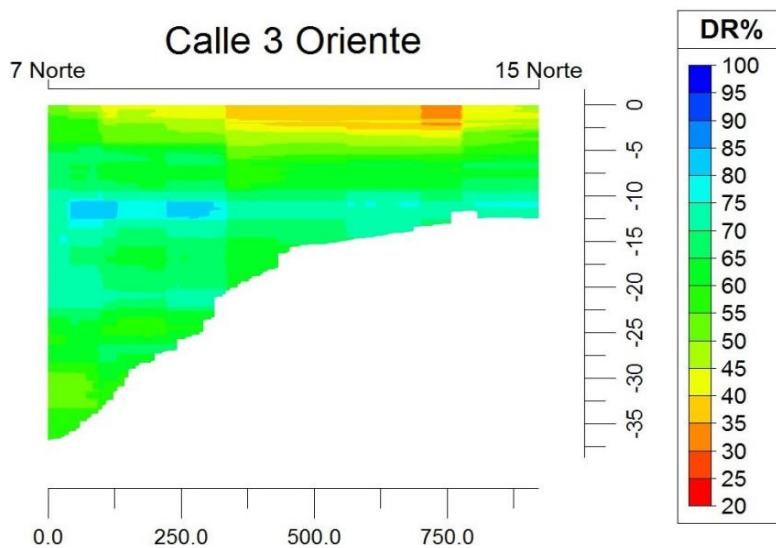
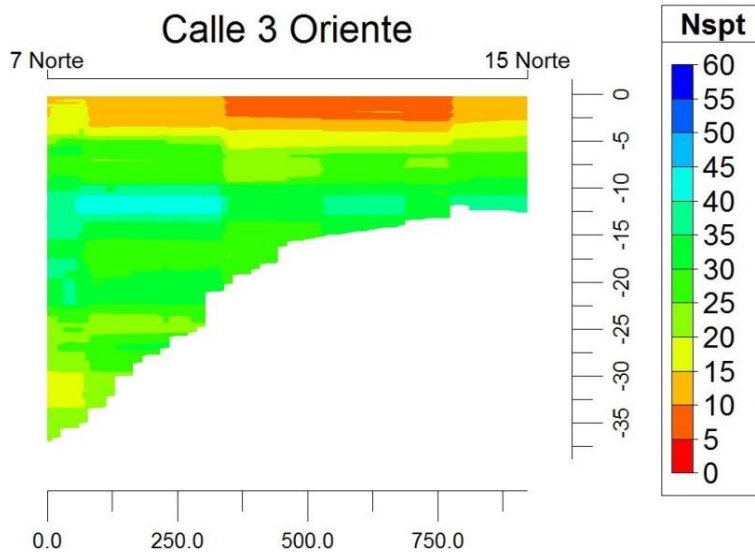
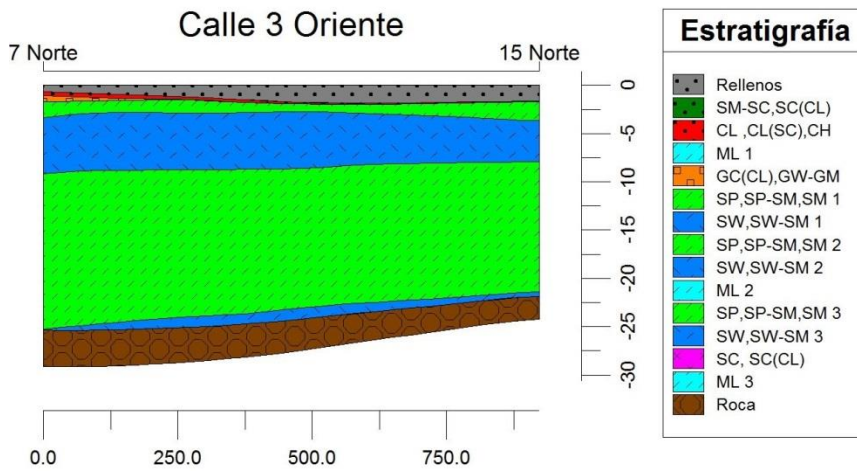
Calle 1 Oriente:



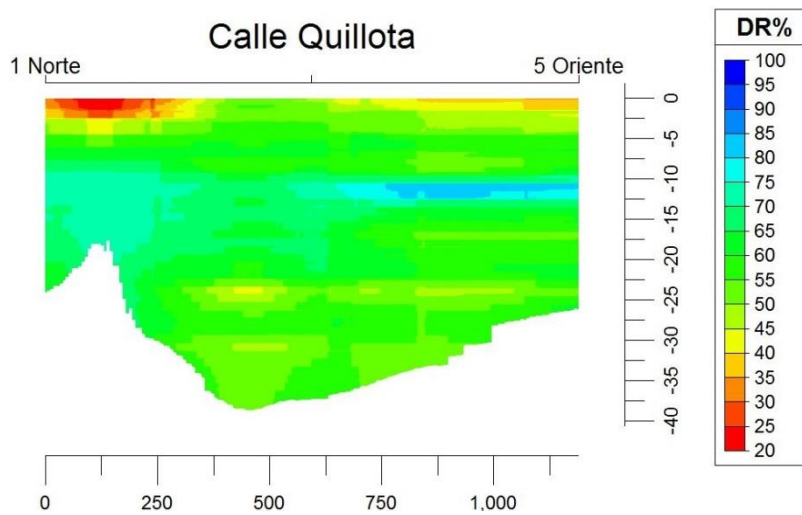
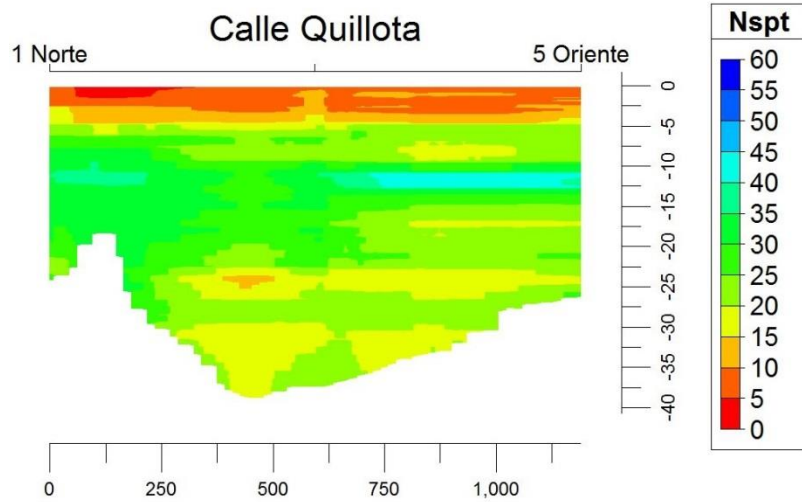
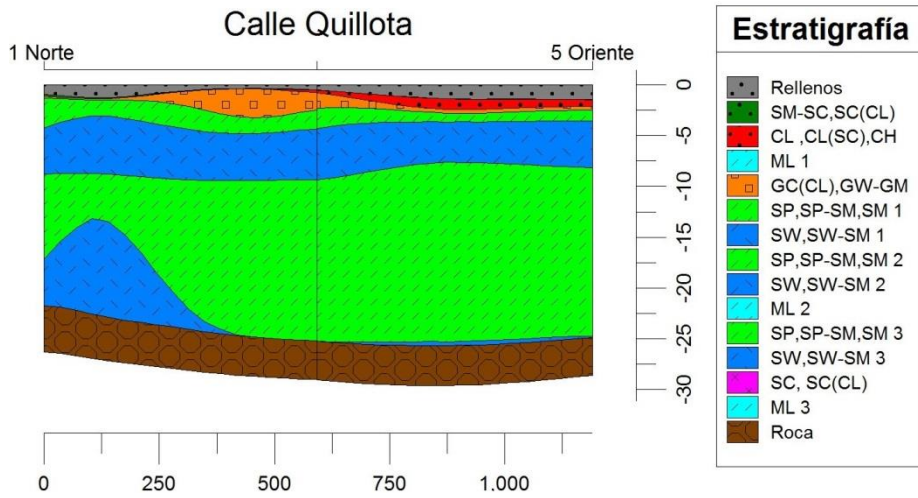
Calle 2 Oriente:



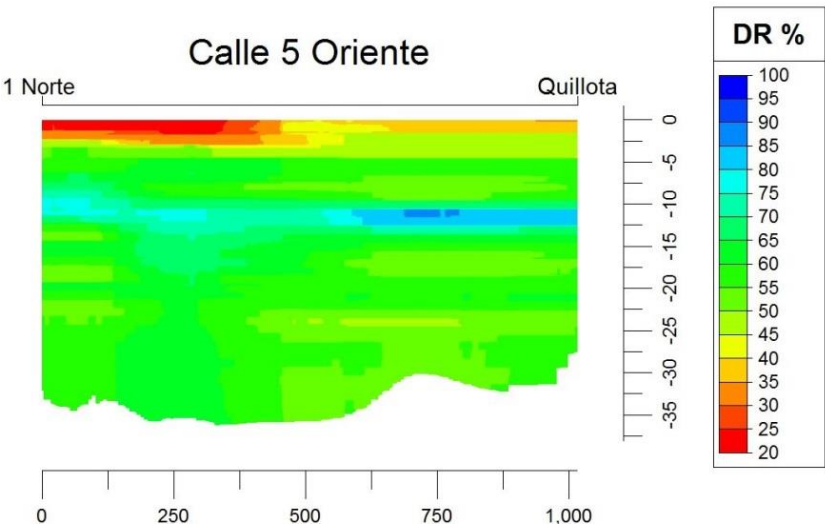
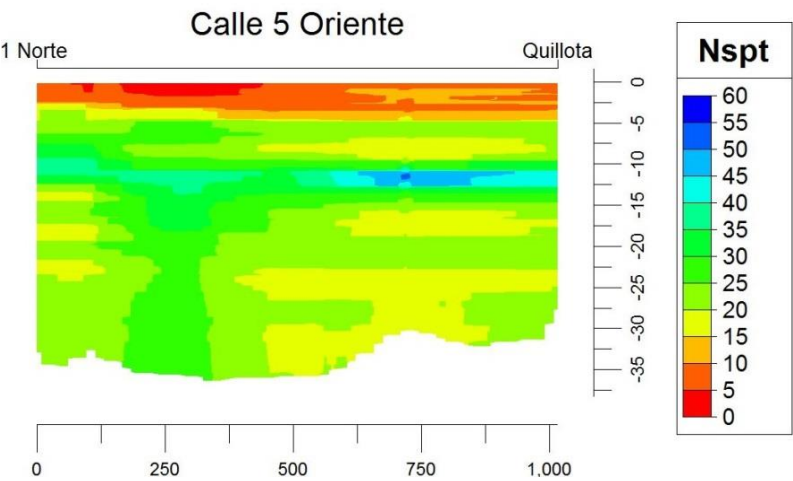
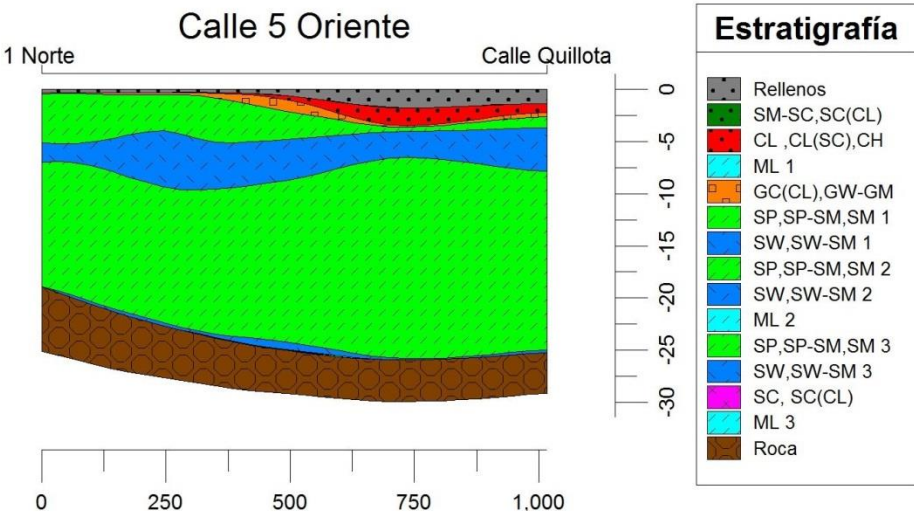
Calle 3 Oriente:



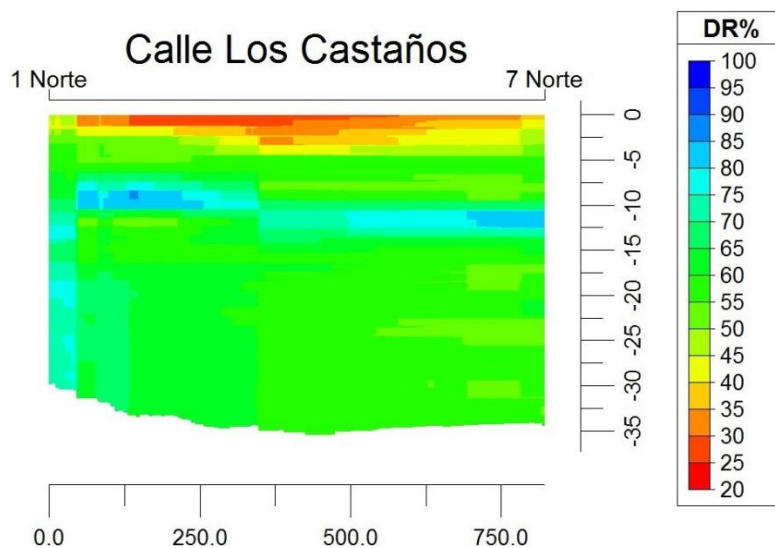
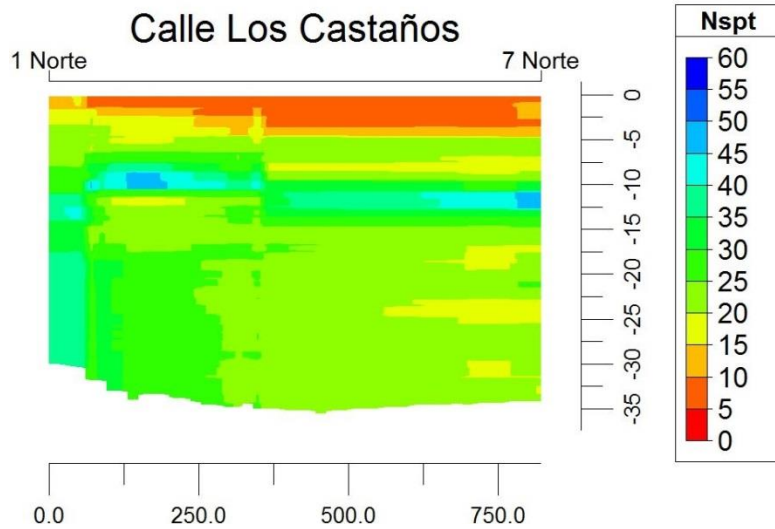
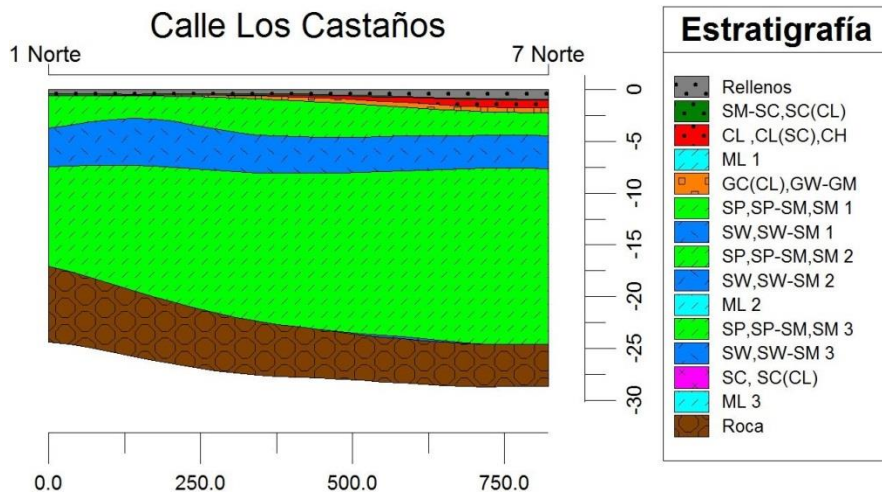
Calle Quillota:



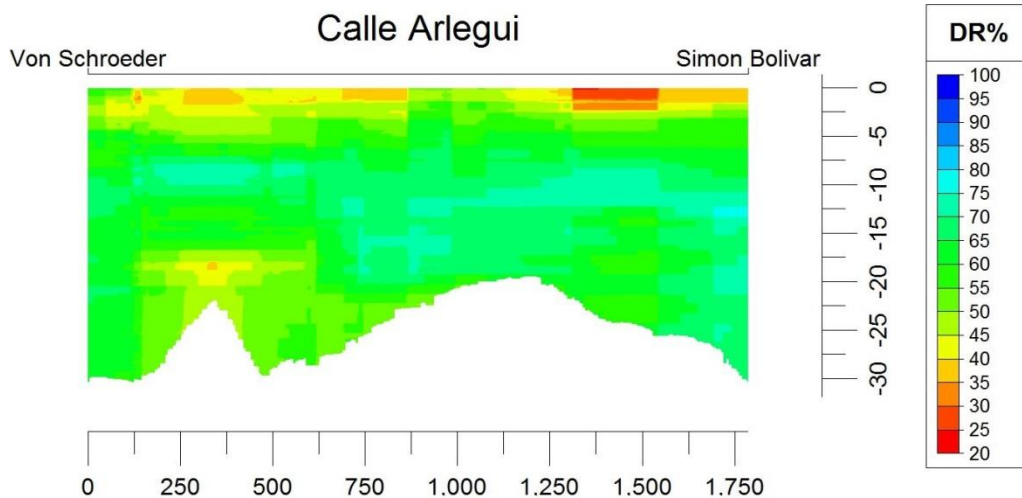
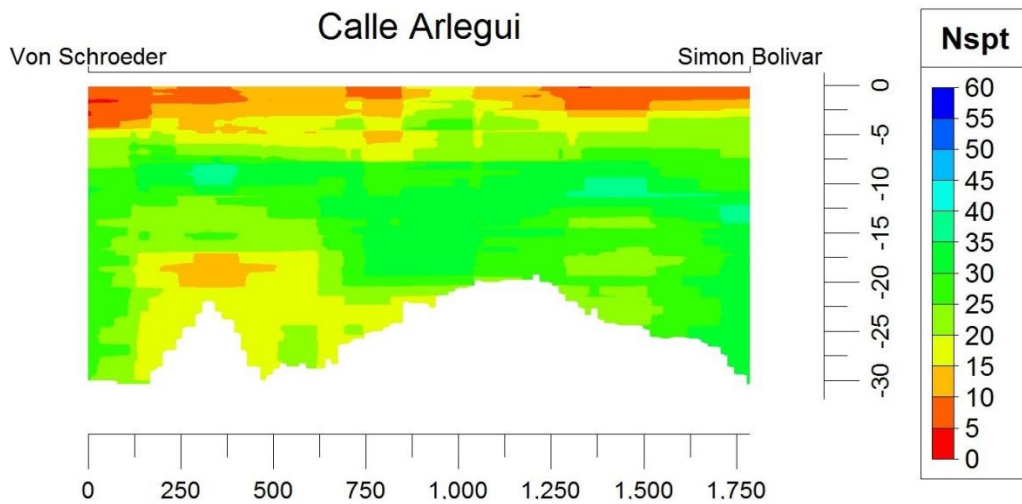
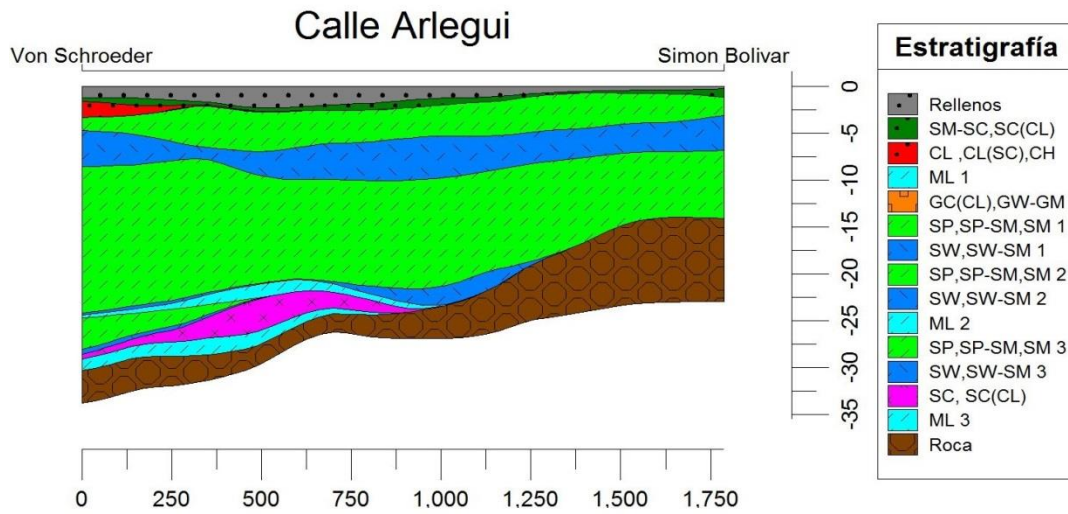
Calle 5 Oriente:



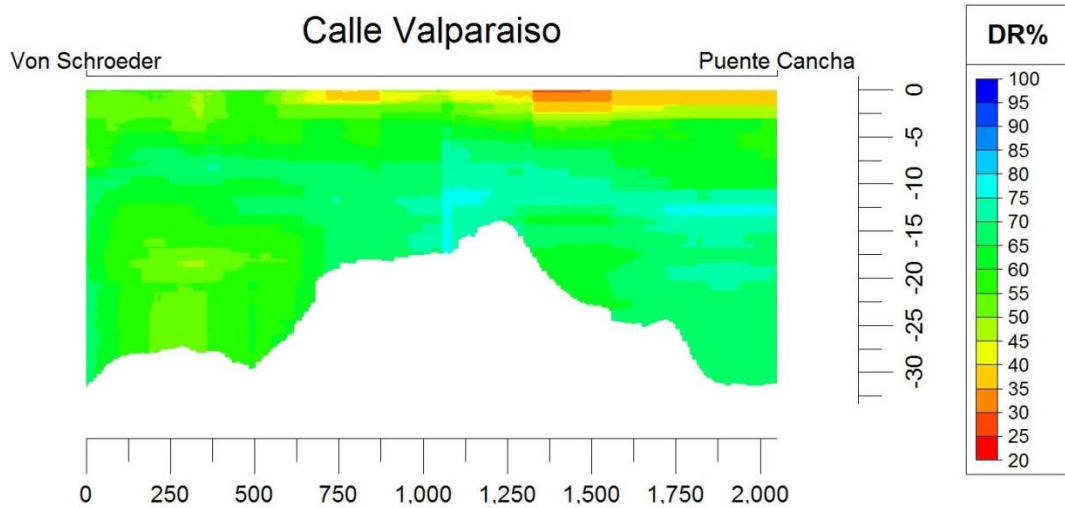
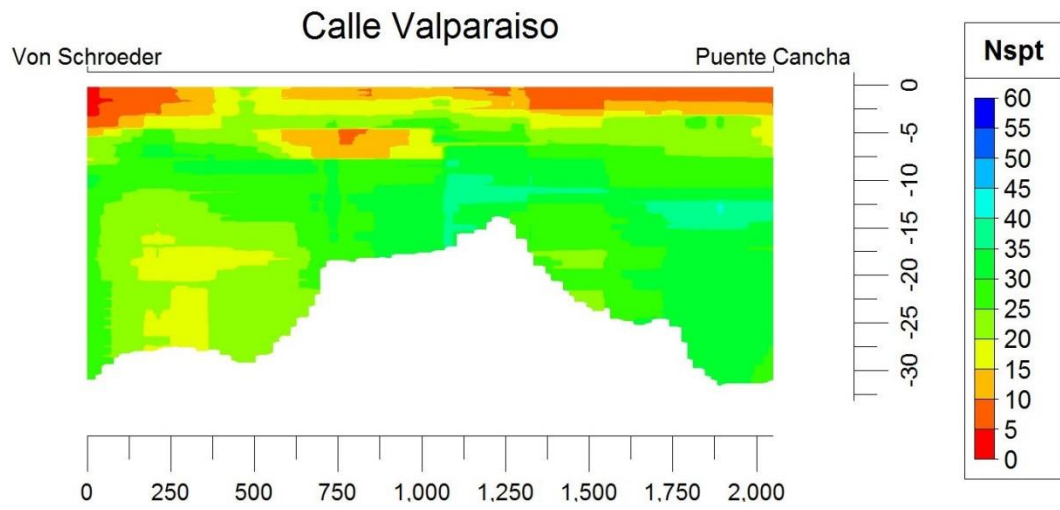
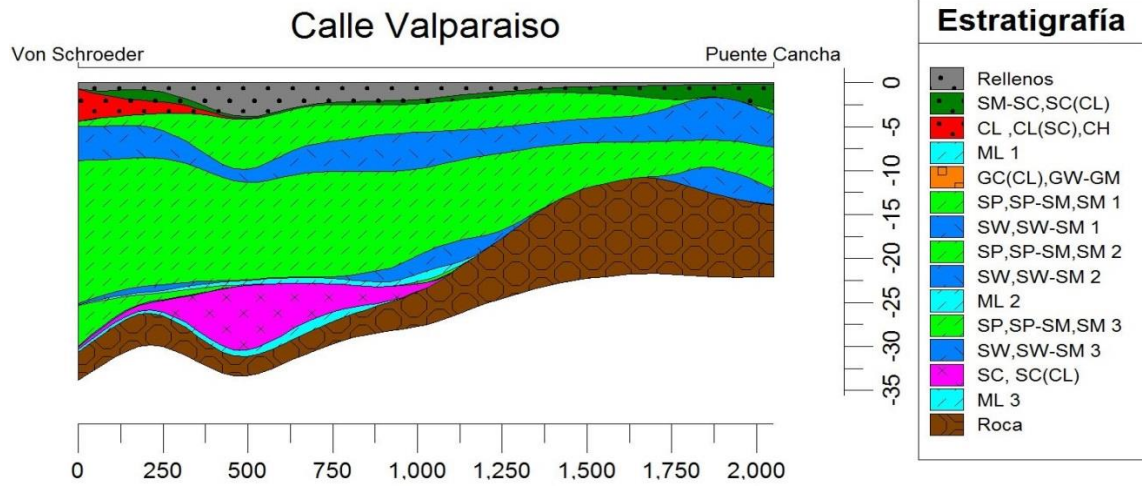
Calle Los Castaños:



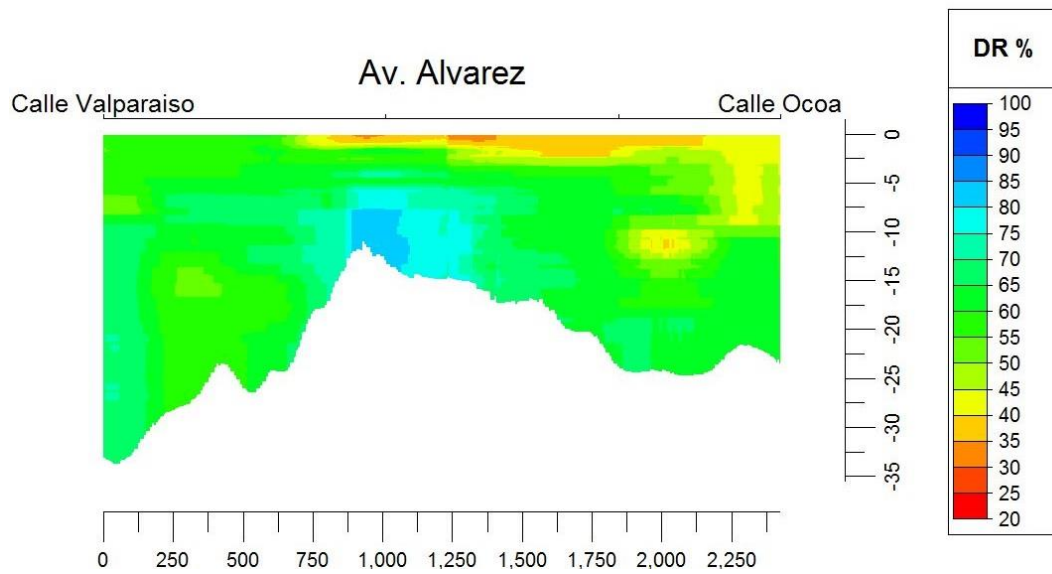
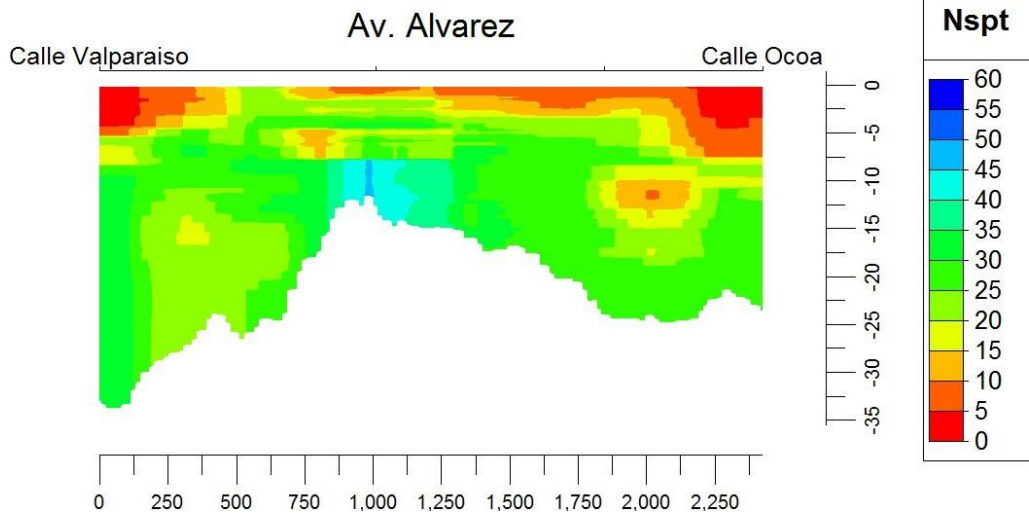
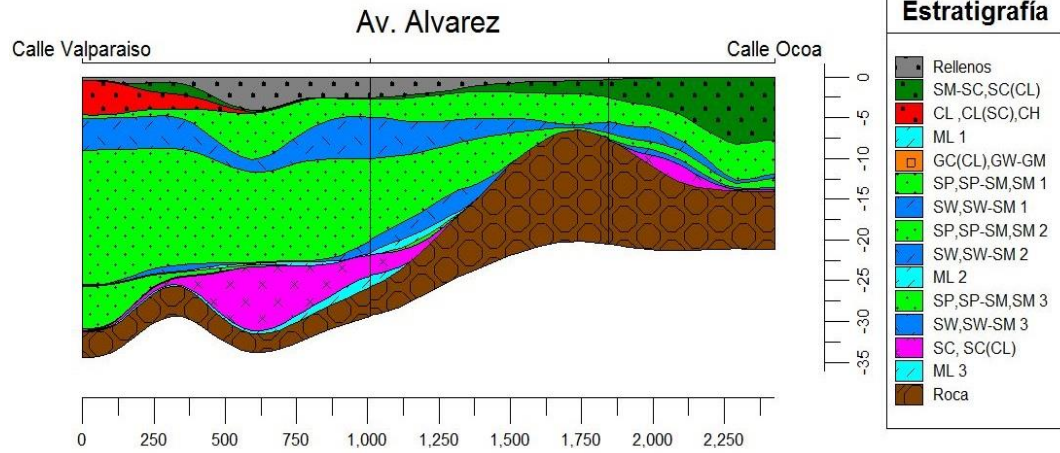
Calle Arlegui



Calle Valparaíso



Av. Álvarez



Anexo N°4: Planillas Excel Cálculo

Parámetros del Suelo

Proyecto:	Edificio Inmb. Numancia
Cuadra :	15
Año:	2013
Realizado:	LEMCO
SPT Cuadra:	1

Equipo	Manual
Nº	4.23
Diámetro	73
Liner	No
Patm	10.03

Nº	Profundidad [m]		NSPT N/situ correlacionado	Estrato	Estratigrafía		IP	FC [%]	Factores de Corrección			σ' _r [tonf/m²]	σ' _v [tonf/m²]	Factor C _u (t atm)	Suelos Arenosos			Suelos Finos		
	Inicio	Fin			Tipo de suelo USCS	Longitud de barras, n ₂			Razón de energía, n ₁	Diámetro de barras, sondaje, n ₃	Uso de liner, n ₄				(N) ₁₀₀ DR (%)	Compacidad	(N) ₆₀	Su [kPa]	Qu [kPa]	Consistencia
1	0.00	0.04	-	0.0 - 0.04 Capa arenisca	-	0.75	0.75	-	0.75	1	1	3	2.57	2.57	1.51	5	23			
2	1.02	1.47	6	0.04 - 3.0 Arena	SM-SM	0.75	0.75	10	0.75	1	1	9	4.47	4.47	1.34	12	42			
3	2.10	2.55	16	3.0 - 6.0 Arena	SM-SM	0.75	0.75	10	0.75	1	1	17	6.18	6.18	1.21	20	55			
4	3.02	3.47	28		SP-SM	0.80	0.80	1	0.75	1	1	18	7.98	8.28	1.10	20	55			
5	4.08	4.53	29		SP-SM	0.75	0.85	1	0.75	1	1	20	9.22	10.62	1.04	21	56			
6	5.06	5.51	31	6.0 - 13.0 Arena	SM	0.75	0.95	1	0.75	1	1	26	10.30	13.14	0.94	25	62			
7	6.01	6.46	36		SM	0.75	0.95	1	0.75	1	1	33	11.54	16.33	0.84	31	69			
8	7.11	7.56	47		SM	0.75	0.95	1	0.75	1	1	38	12.61	19.60	0.80	34	71			
9	8.05	8.50	53	8.0 - 13.0 Arena	SM	0.75	0.95	1	0.75	1	1	43	13.70	23.29	0.86	37	74			
10	9.02	9.47	60		SM	0.75	1.00	1	0.75	1	1	49	14.89	27.52	0.82	40	78			
11	10.07	10.52	65		SM	0.75	1.00	1	0.75	1	1	46	16.00	31.99	0.79	36	73			
12	11.05	11.50	61	13.0 - 16.0 Arena	SM	0.75	1.00	1	0.75	1	1	38	17.09	36.80	0.76	29	66			
13	12.01	12.46	51		SM	0.75	1.00	1	0.75	1	1	23	18.23	42.08	0.73	17	50			
14	13.02	13.47	31		SM	0.75	1.00	1	0.75	1	1	26	19.43	47.65	0.70	18	52			
15	14.08	14.53	35	16.0 - 20.0 Arena	SM	0.75	1.00	1	0.75	1	1	44	20.48	53.75	0.68	30	67			
16	15.01	15.46	39		SM	0.75	1.00	1	0.75	1	1	29	21.62	60.17	0.66	19	54			
17	16.02	16.47	43		SM	0.75	1.00	1	0.75	1	1	32	22.74	66.93	0.63	20	56			
18	17.01	17.46	43	18.0 - 25.0 Arena	SM	0.75	1.00	1	0.75	1	1	42	23.92	74.17	0.61	23	60			
19	18.05	18.50	49		SM	0.75	1.00	1	0.75	1	1	43	25.02	81.66	0.60	24	61			
20	19.02	19.47	53		SM	0.75	1.00	1	0.75	1	1	43	26.14	89.87	0.58	25	63			
21	20.01	20.46	50	20.0 - 25.0 Arena	SM	0.75	1.00	1	0.75	1	1	38	27.26	98.01	0.55	21	56			
22	21.08	21.53	50		SM	0.75	1.00	1	0.75	1	1	32	28.41	106.59	0.55	17	50			
23	22.02	22.47	42		SM	0.75	1.00	1	0.75	1	1	34	29.53	115.63	0.53	18	52			
24	23.01	23.46	45	25.0 - 32.0 Arena	SM	0.75	1.00	1	0.75	1	1	42	30.71	125.16	0.52	22	57			
25	24.05	24.50	56		SP	0.75	1.00	5	0.75	1	1									
26	25.04	25.49	6		SP	0.75	1.00	5	0.75	1	1									
27	26.08	26.53	6	25.0 - 32.0 Arena	SP	0.75	1.00	5	0.75	1	1									
28	27.03	27.48	6		SP	0.75	1.00	5	0.75	1	1									
29	28.05	28.50	6		SP	0.75	1.00	5	0.75	1	1									
30	29.01	29.46	6	32.0 - 36.0 Arena limo arcillosa	SP	0.75	1.00	5	0.75	1	1									
31	30.01	30.46	6		SP	0.75	1.00	5	0.75	1	1									
32	31.02	31.47	6		SP	0.75	1.00	5	0.75	1	1									
33	32.04	32.49	6	32.0 - 36.0 Arena limo arcillosa	ML-CL	0.75	1.00	50	0.75	1	1									
34	33.01	33.46	6		ML-CL	0.75	1.00	50	0.75	1	1									
35	34.02	34.47	6		ML-CL	0.75	1.00	50	0.75	1	1									
36	35.0	35.45	6		ML-CL	0.75	1.00	50	0.75	1	1									
37	36.01	36.46	6		ML-CL	0.75	1.00	50	0.75	1	1									

Potencial de licuefacción, Factor de Seguridad, LPI:

Proyecto:	Edificio lmb. Numancia
Cuadra :	15
Año:	2013
Realizado:	LEMCO
SPT Cuadra:	1

Equipo	Manual
Nº	4.23
Dímetro	73
Línea	No
M _h	3.8
R _h	0.33

g	0.15
OCR	1
K _s	0.63

ltera

Nº	Profundidad [m]		SPT	Tipo de suelo	IP	FC [%]	σ _r [tonf/m ²]	σ _v [tonf/m ²]	Suelos Arenosos		Cyclic resistance ratio (CRR) Suelos Arenosos				Suelos Finos		Cyclic resistance ratio (CRR) Suelos Finos				Factor de seguridad y índice potencial licuefacción													
	Inicio	Fin							Objetivo	Factor C _r (t atm)	Δ (N ₁₀)	(N ₁₀) _{ms ≤ 4}	MSF	C _r ≤ 0.3	K _s	CRR _{ms ≤ 15}	CRR	Su (N ₁₀) [kPa]	Su σ _v c CRR _{ms ≤ 15}	MSF ≤ 113	CRR _{ms}	α	β	τ _i	CSR	FS	z [m]	H [m]	w(z)	F(z)	w(z) * F(z)			
1	1.02	1.47	6	SM-SM	0	10	3	2.57	2.57	1.15	0.00	1.70	7	1.14	0.95	0.082	1.10	0.097	0.102						-0.05	0.01	1.00	0.22	0.47	1.25	0.45	9.38	0.00	0.00
2	2.10	2.55	16	SM-SM	0	10	9	4.47	4.47	1.15	0.00	1.49	15	1.30	0.99	0.109	1.09	0.152	0.147						-0.11	0.01	1.00	0.22	0.68	2.33	0.45	8.94	0.00	0.00
3	3.02	3.47	28	SP-SM	0	10	17	6.18	6.18	1.15	0.00	1.23	22	1.57	0.79	0.143	1.07	0.230	0.194						-0.16	0.02	1.00	0.22	0.89	3.25	0.45	8.38	0.00	0.00
4	4.06	4.53	29	SP-SM	0	10	18	7.98	8.28	1.15	0.00	1.10	22	1.56	0.80	0.141	1.03	0.226	0.185						-0.23	0.03	1.00	0.23	0.82	4.31	0.45	7.85	0.18	0.63
5	5.06	5.51	31	SP-SM	0	10	20	9.22	10.82	1.15	0.00	1.04	22	1.56	0.79	0.142	1.01	0.227	0.182						-0.30	0.03	1.00	0.25	0.73	5.29	0.45	7.36	0.27	0.89
6	6.01	6.46	38	SM	0	15	26	10.30	13.14	3.26	0.00	0.99	29	1.92	0.66	0.190	0.99	0.411	0.271						-0.38	0.04	1.00	0.28	0.68	8.24	0.45	6.88	0.03	0.09
7	7.11	7.56	47	SM	0	15	33	11.94	16.33	3.26	0.00	0.95	35	2.20	0.56	0.285	0.96	1.158	0.622						-0.47	0.05	1.00	0.31	2.04	7.94	0.45	6.33	0.00	0.00
8	8.06	8.50	53	SM	0	15	38	12.61	19.60	3.26	0.00	0.93	38	2.20	0.56	0.300	0.93	2.558	1.330						-0.55	0.06	0.99	0.34	3.97	8.28	0.45	5.96	0.00	0.00
9	9.02	9.47	60	SM	0	15	43	13.70	23.29	3.26	0.00	0.91	42	2.20	0.56	0.300	0.91	9.640	4.878						-0.63	0.07	0.99	0.37	13.34	9.25	0.45	5.38	0.00	0.00
10	10.07	10.52	65	SM	0	15	49	14.89	27.52	3.26	0.00	0.90	46	2.20	0.56	0.300	0.88	51.912	26.494						-0.73	0.08	0.99	0.40	64.32	10.30	0.45	4.95	0.00	0.00
11	11.05	11.50	61	SM	0	15	46	16.00	31.99	3.26	0.00	0.88	43	2.20	0.56	0.300	0.86	44.940	71.71						-0.82	0.09	0.99	0.43	16.77	11.26	0.45	4.36	0.00	0.00
12	12.01	12.46	51	SM	0	15	38	17.08	26.80	3.26	0.00	0.84	36	2.20	0.56	0.288	0.86	1.196	0.573						-0.91	0.10	0.98	0.46	1.25	12.24	0.45	3.88	0.00	0.00
13	13.02	13.47	31	SM	0	20	23	18.23	42.08	4.48	0.00	0.78	23	1.60	0.78	0.147	0.91	0.242	0.172						-1.07	0.11	0.98	0.49	0.35	13.25	0.45	3.38	0.05	0.99
14	14.08	14.53	35	SM	0	20	25	19.43	47.05	4.48	0.00	0.76	25	1.70	0.74	0.160	0.89	0.280	0.186						-1.11	0.12	0.97	0.52	0.36	14.31	0.45	2.85	0.64	0.82
15	15.01	15.46	59	SM	0	20	44	20.48	53.75	4.48	0.00	0.81	40	2.20	0.56	0.300	0.78	4.484	1.967						-1.20	0.13	0.97	0.55	3.66	15.24	0.45	2.38	0.00	0.00
16	16.02	16.47	39	SM	0	20	29	21.62	60.17	4.48	0.00	0.74	26	1.78	0.71	0.170	0.87	0.319	0.198						-1.29	0.14	0.96	0.58	0.34	16.25	0.45	1.88	0.66	0.56
17	17.01	17.46	43	SM	0	20	32	22.74	66.93	4.48	0.00	0.73	28	1.89	0.67	0.186	0.85	0.390	0.222						-1.39	0.15	0.96	0.61	0.36	17.24	0.45	1.38	0.64	0.40
18	18.05	18.50	29	SM	0	20	22	23.92	74.17	4.48	0.00	0.68	19	1.46	0.63	0.129	0.89	0.197	0.145						-1.48	0.16	0.95	0.64	0.23	18.28	0.45	0.88	0.77	0.30
19	19.02	19.47	53	SM	0	20	40	25.02	81.66	4.48	0.00	0.73	34	2.20	0.56	0.243	0.78	0.846	0.367						-1.56	0.17	0.95	0.67	0.55	19.25	0.45	0.38	0.45	0.08
20	20.01	20.46	57	SM	0	25	43	26.14	89.57	5.07	0.00	0.74	37	2.20	0.56	0.286	0.72	1.551	0.628						-1.64	0.18	0.94	0.70	0.90	20.24	0.45	0.00	0.10	0.00
21	21.08	21.53	50	SM	0	25	38	27.35	98.01	5.07	0.00	0.70	31	2.08	0.60	0.216	0.78	0.582	0.275						-1.72	0.19	0.93	0.72	0.38	21.31	0.45	0.00	0.62	0.00
22	22.02	22.47	42	SM	0	25	32	28.41	105.59	5.07	0.00	0.66	26	1.77	0.72	0.169	0.82	0.315	0.186						-1.79	0.19	0.92	0.75	0.25	22.25	0.45	0.00	0.75	0.00
23	23.01	23.46	45	SM	0	25	34	29.53	116.63	5.07	0.00	0.66	27	1.85	0.69	0.190	0.81	0.360	0.200						-1.86	0.20	0.92	0.78	0.26	23.24	0.45	0.00	0.74	0.00
24	24.05	24.50	56	SM	0	25	42	30.71	125.16	5.07	0.00	0.68	34	2.20	0.56	0.246	0.72	0.882	0.357						-1.92	0.21	0.91	0.80	0.44	24.28	0.45	0.00	0.66	0.00

LPI 5