UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

VALPARAÍSO - CHILE

APORTES PARA UNA NUEVA ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE VIÑA DEL MAR: ESTIMACIÓN DE LA AMPLIFICACIÓN SÍSMICA EN LA CUENCA DEL MARGA-MARGA.

GERMÁN TOLEDO RIQUELME

Memoria para optar al Título de
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía
GONZALO SUAZO FUENTEALBA

Noviembre de 2017

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

VALPARAÍSO - CHILE

APORTES PARA UNA NUEVA ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE VIÑA DEL MAR: ESTIMACIÓN DE LA AMPLIFICACIÓN SÍSMICA EN LA CUENCA DEL MARGA-MARGA

Memoria de titulación presentada por
GERMÁN TOLEDO RIQUELME

Como requisito parcial para optar al título de
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía
GONZALO SUAZO FUENTEALBA

Noviembre de 2017

AGRADECIMIENTOS

RESUMEN

El litoral central de Chile, comprendido entre la bahía de Papudo por el norte y el balneario de Santo Domingo por el sur, ha estado sometido en el último siglo a grandes terremotos con Magnitudes de Richter superiores a 8 y con hipocentros en la subducción de las placas nazca y sudamericana (i.e. sismos interplaca). Desde la llegada de los españoles hasta hoy se registran 5 terremotos de estas características, en los años 1647, 1730, 1822, 1906 y 1985. Nishenko (1985) deduce que estos eventos poseen un período de retorno de 85 años con una variación de más o menos cinco años.

En general, el comportamiento estructural de los edificios de hormigón armado en nuestro país, luego de eventos sísmicos de gran envergadura, ha sido satisfactorio. A nivel de la Región de Valparaíso, se observaron daños severos en el sector del Plan de Viña del Mar (cuenca del Marga Marga) luego de los terremotos acaecidos en Algarrobo, 1985, y el Maule, 2010 (Thiers, 2014). Esto obligó en algunos casos a la demolición de las estructuras. Una de las posibles causas de este comportamiento es la amplificación sísmica o lo que se suele denominar como “efecto de sitio”. La ocurrencia de estos fenómenos de amplificación está determinada por las propiedades dinámicas del suelo por el cual se propaga la onda sísmica. Un sismo se puede ver, en términos prácticos, como una solicitación cíclica sobre una masa de suelo, la cual responde mediante un comportamiento esfuerzo-deformación no lineal e histerético. En este escenario, tanto la rigidez (módulo de corte) del suelo, así como se amortiguamiento degradan al ser sometido a grandes deformaciones de corte.

A la luz de lo anterior, el presente trabajo de título estudia la respuesta no drenada del subsuelo del plan de Viña del Mar de modo de analizar la respuesta sísmica en superficie como resultado de la generación de grandes deformaciones en el suelo y procesos de deformación plástica y generación de presiones de poros. Este estudio permitirá también comparar las zonas de mayor susceptibilidad geotécnica con aquellas en las que se observó daño estructural en 2010. En etapas posteriores de investigación, este estudio formará parte integra de un mapa de riesgo sísmico. El estudio del fenómeno de propagación y respuesta al corte del suelo se realizó mediante dos tipos de análisis, i.e. análisis unidimensional y análisis bidimensional. El primero de ellos a través del método lineal-equivalente que consiste en la utilización de un modelo visco-elástico y de propiedades de rigidez y amortiguamiento equivalentes para un nivel de deformación de referencia. Este método presenta algunas limitaciones, como lo son: considera estratos horizontales e infinitos, no considera las modificaciones de la señal sísmica que producen las condiciones topográficas, presenta problemas con perfiles de suelo en los que la rigidez no aumente con la profundidad (i.e. presencia de lentes de suelo blando bajo uno muy rígido). En este sentido se analizó la respuesta bidimensional del suelo de Viña del Mar a través de un programa comercial de elementos finitos, PLAXIS, el cual permite la modelación de suelos saturados en condición no drenada incorporando leyes constitutivas de comportamiento tenso-deformacional.

Para la caracterización del subsuelo del plan de Viña del Mar, se consideró una base de datos histórica comprendida entre los años 1977 hasta la actualidad, la cual fue recopilada por diversos laboratorios de mecánica de suelos de la región y desde la dirección de obras municipales. A lo anterior se suman los estudios realizados por otros autores en el pasado (e.g. Aguirre, 2000). La información utilizada consistió en 191 ensayos de penetración dinámica de cono (DCPT), 61 ensayos de penetración estándar (SPT) y 77 ensayos de refracción sísmica por microtremores. Adicionalmente, para cada uno de los SPT se tiene

los resultados de ensayos de caracterización física. Entre los parámetros mínimos requeridos para realizar el análisis de respuesta de sitio debió ajustar de la malla de elementos finitos para evitar problemas de reflexión de ondas, así como también ajustar los parámetros de amortiguamiento de Rayleigh. Como evento sísmico se utilizó el terremoto del Maule 2010 (M_w=8.8), dado que es el evento sísmico con mayor cantidad de registros asociados para la zona de estudio, constituyendo así una base consistente para el análisis.

El valor del módulo de corte en profundidad se obtuvo a través de la recopilación de ensayos geofísicos y correlaciones obtenidas para el plan de Viña del Mar, caracterizando espacialmente la rigidez de los estratos identificados. El valor del módulo de corte obtenido se extrapoló hasta el basamento rocoso (según la morfología estimada por Serafini, 2017), suponiendo un estrato constituido por arenas limosas bien y mal graduadas de origen sedimentario. Respecto a la caracterización de parámetros resistentes del subsuelo del plan de Viña del Mar, al no contar con ensayos triaxiales (CIU) para obtener parámetros no drenados del subsuelo, se utilizaron parámetros propuestos en la literatura para cada uno de los tipos de materiales.

Algo similar se realizó con las curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento, las que se determinaron a partir de la estratificación entregada por Bustos (2017) para los diversos materiales encontrados (i.e. arenas limosas bien y el mal graduadas de origen sedimentario y limos de baja plasticidad, gravas arcillosas y limosas bien graduadas, de arcilla de baja plasticidad) y bibliografía donde se proporcionaban resultados de ensayos triaxiales, columna resonante, etc.

Como resultado principal del estudio, se obtuvo la amplificación sísmica en superficie del plan de Viña del Mar para modelos unidimensional y bidimensional. En los cuales se puede apreciar que se produce amplificación sísmica en superficie esto debido a las características locales presentes como lo son la profundidad del basamento rocoso, de la rigidez del relleno y del nivel freático. En particular en donde se emplazaba el edificio Toledo, ubicado en la calle 3 Norte N°487, es donde se presenta el peak de amplificación en superficie, siendo este uno de los edificios que presento daños estructurales severos en el terremoto del Maule (2010), y posteriormente tuvo que ser demolido. También se puede apreciar que a lo largo de la traza de la falla del Marga-Marga, propuesta por Muñoz (2011), en donde además se ubican los edificios Río Imperial y Petrohue, ambos presentaron daño estructural severo, y los edificios Festival, Tenerife y Antígona que fueron demolidos, el valor de amplificación en superficie presenta peak de amplificación en superficie. Por lo tanto, se puede concluir que los daños observados en edificios de mediana altura fundados son condescendientes con los resultados obtenido de amplificación en superfice.

Palabras claves: Amplificación sísmica en superficie, Efecto de sitio, Respuesta sísmica no drenada, curvas de degradación del módulo de corte y razón de amortiguamiento.

ABSTRACT

ÍNDICE DE CONTENIDOS

AGRADECIMIENTOS ii
RESUMEN iii
ABSTRACT v
ÍNDICE DE CONTENIDOS vi
ÍNDICE DE FIGURAS ix
ÍNDICE DE TABLAS xi

1 INTRODUCCIÓN 1
1.1 Contexto histórico y actual de los terremotos en la región de Valparaíso. 1
1.2 Definición del problema 3
1.3 Objetivos 4
2 PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS 5
2.1 Introducción 5
2.2 Módulo de corte 6
2.3 Razón de amortiguamiento 7
2.4 Formulación de la matriz de amortiguamiento 8
3 ANÁLISIS UNIDIMENSIONAL DE RESPUESTA DEL SUELO 10
3.1 Introducción 10
3.2 Modelo viscoelástico 10
3.2.1 Propagación unidimensional de ondas de corte 12
3.2.2 Funciones de amplificaciones 13
3.2.3 Análisis de la respuesta sísmica mediante el enfoque lineal 15
3.2.4 Método lineal equivalente 16
4 ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DE RESPUESTA DEL SUELO 18
4.1 Introducción 18
4.2 Análisis dinámico mediante elementos finitos 19
4.3 Solución de la ecuación del equilibrio dinámico 21
4.4 Modelo constitutivo Mohr-Coulomb 23
4.4.1 Región elástica 24
4.4.2 Función de fluencia 24
4.4.3 Regla de flujo y potencial plástico 25
4.5 Modelación de la respuesta no drenada utilizando el modelo Mohr-Coulomb 25
4.5.1 Introducción 25

4.5.2 Modelo Mohr-Coulomb en el espacio p'-q 28
4.5.3 Modelación de un ensayo triaxial consolidado no drenado 29
5 ANTECEDENTES 32
5.1 Introducción 32
5.2 Marco geológico 33
5.3 Morfología del basamento rocoso 36
5.4 Mapa estratigrafico 38
5.5 Periodo fundamental del suelo de viña del mar 39
5.6 Amplificación sísmica 40
6 MODELACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL SUBSUELO DEL PLAN DE VIÑA DEL MAR 41
6.1 Introducción 41
6.2 Mapa estratigráfico y profundidad al basamento rocoso 43
6.3 Velocidad de onda de corte 43
6.4 Caracterización del subsuelo del plan de viña del mar 49
6.4.1 Peso especifico 49
6.4.2 Parámetros de resistencia 50
6.4.3 Ángulo de fricción, cohesión y ángulo de dilatancia 50
6.4.4 Parámetros elásticos 51
6.5 Curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento 52
6.6 Registro sísmico 53
6.7 Calibración de la malla de elemento finitos y de los parámetros de amortiguamiento de Rayleigh 56
7 ANÁLISIS DE RESULTADOS 59
7.1 Introducción 59
7.2 Respuesta modelo unidimensional 59
7.2.1 Respuesta drenada 59
7.2.2 Respuesta no drenada 61
7.3 Respuesta modelo FEM 62
7.4 Modelación del comportamiento dinámico utilizando el modelo Mohr-Coulomb. 63
7.5 Comparación entre modelos 66
8 CONCLUSIONES 70
9 BIBLIOGRAFÍA 74
10 ANEXOS 77
10.1.1 Arenas sin contenido de finos 77
10.1.2 Arenas con contenidos de finos 78
10.1.3 Arcillas 79

10.1.4 Gravas 80
10.1.5 Limos 81

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Línea temporal de eventos sísmicos en Chile. (Crespo, F., 2014) 1
Figura 2 Mapa geológico de Viña del Mar (Carrasco, O y Nuñez .C, 2013) 3
Figura 3 Comportamiento histerético de la respuesta del suelo ante cargas cíclicas 5
Figura 4 Curva de degradación del módulo de corte para distintos materiales (Modificada de EPRI, 1993) 6
Figura 5 Razón de amortiguamiento. 7
Figura 6 Razón de amortiguamiento en función de la deformación (Modificada de EPRI, 1993). 7
Figura 7 Amortiguamiento de Rayleigh (modificada de Tsai et al., 2014)..... 9
Figura 8 Componentes del modelo viscoélastico (Verdugo, R., 2009). 11
Figura 9 Depósito horizontal de suelo sometido a un esfuerzo de corte basal (Verdugo, R., 2009). 12
Figura 10 Depósito horizontal de suelo (Thiers, R., 2014). 13
Figura 11 Nomenclatura depósito de suelos con "n" estratos (Kramer, S., 1996). 14
Figura 12 Tipos de movimiento del suelo (Bardet, J.P., 2000). 15
Figura 13 Módulo de corte máximo y secante (Kuncar, F,. 2016). 16
Figura 14 Procedimiento iterativo método lineal equivalente (Kramer, S., 1996)..... 17
Figura 15 Cuerpo tridimensional con elemento 3D de N nodos (Bathe, K,-J., 1996)..... 19
Figura 16 (a) Modelación de un ensayo triaxial y (b) resultado típico de un triaxial para una arena inicialmente densa (basada en Vermeer et al., 1984). 23
Figura 17 Idea básica del modelo de Mohr-Coulomb (basada en PLAXIS, 2015)..... 24
Figura 18 Criterio de falla de Mohr-Coulomb (Kuncar, F., 2016) 24
Figura 19 Ensayo de corte y ángulo de dilatancia (Vermeer et al., 1984)..... 25
Figura 20 Superficie de fluencia modelo Mohr-Coulomb en el plano p'-q..... 29
Figura 21 Esquema de un ensayo triaxial consolidado en compresión. 30
Figura 22 Comparación entre ensayo triaxial drenado y no drenado modelado mediante el modelo Mohr-Coulomb. 31
Figura 23 Ubicación de edificios dañados en el plan de Viña del Mar: Ed. Acapulco (1), Ed. Antígona (2), Ed. Bahía (3), Ed. Emporium (4), Ed. Festival (5), Ed. Marina del Sol (6), Ed. Monte Bianco (7), Ed. Murano (8), Ed. Río Imperial (9), Ed. Río Petrohue (10), Ed. Tenerife (11), Ed. Toledo (12), Ed. Torre del Mar (13), Ed Tricahue (14), Ed. 9 Norte (15), Ed. Emperador (16)..... 32
Figura 24 Mapa geológico de Viña del Mar (Carrasco, O y Nuñez .C, 2013) 33
Figura 25 Mapa geológico Valparaíso-Viña del Mar, Gana et al. (1996). 34
Figura 26 Mapa geológico simplificado de Viña del Mar (Carrasco, O. y Nuñez C., 2013). 34
Figura 27 Distribución de daño sísmico y traza de la falla Marga-Marga..... 35
Figura 28 Morfología del basamento rocoso en Viña del Mar, (Verdugo, A., 1996)..... 36
Figura 29 Morfología basamento rocoso plan de Viña del Mar. (Modificada de Serafini, 2017). 37
Figura 30 Mapa estratigráfico plan de Viña del Mar (Bustos. I, 2017). 38
Figura 31 Curvas de isoperíodos, Viña del Mar (Carrasco, O. y Núñez, C., 2013)..... 39
Figura 32 Microzonifación de Viña del Mar (Pérez, 2000)..... 40
Figura 33 Zona de estudio por cuadras según estructura urbana Viña del Mar (Bustos, 2017). 42
Figura 34 Ubicación de los ensayos recopilados en el plan de Viña del Mar. 43
Figura 35 Ensayos utilizados para la caracterización..... 44

Figura 36 Correlación Vs-SPT-profundidad. 45
Figura 37 Correlación SPT-DCPT. 46
Figura 38 Correlación Vs-profundidad 47
Figura 39 Profundidad al basamento rocoso de los ensayos de caracterización. 48
Figura 40 Extrapolación de Vs en profundidad para cuadra 57. 49
Figura 41 Valores medios de degradación del módulo de corte 52
Figura 42 Valores medios de razón de amortiguamiento. 53
Figura 43 Ubicación de la estación Valparaíso UTFSM 54
Figura 44 Registro UTFSM, terremoto del Maule 2010. 54
Figura 45 Registro sísmico en la base del modelo. 55
Figura 46 Espectro de Fourier del registro sísmico en la base del modelo. 56
Figura 47 Perfil estratigráfico Av. Libertad. 58
Figura 48 Calibración del Ancho del modelo 58
Figura 49 Mapa de amplificaciones sísmica, análisis unidimensional respuesta drenada. 60
Figura 50 Superposición de amplificación sísmica, modelo unidireccional drenado con daños observados en edificios y ubicación de la falla del Marga-Marga 60
Figura 51 Mapa de amplificación sísmica, análisis unidimensional respuesta no drenada. 61
Figura 52 Superposición de amplificación sísmica, modelo unidireccional no drenado con daños observados en edificios y ubicación de la falla del Marga-Marga 61
Figura 53 Perfiles utilizados para modelación FEM 62
Figura 54 Mapa de amplificación sísmica, análisis bidireccional. 62
Figura 55 Superposición de amplificación sísmica, modelo bidireccional con daños observados en edificios y ubicación de la falla del Marga-Marga 63
Figura 56 Ciclo histerético del modelo Mohr-Coulomb ante ensayo de corte simple cíclico (Kuncar. F, 2016). 64
Figura 57 Curva de degradación de la rigidez. Comparación entre el modelo Mohr-Coulomb y curvas experimentales (Kuncar. F, 2016). 65
Figura 58 Curva de razón de amortiguamiento. Comparación entre el modelo Mohr-Coulomb y curvas experimentales (Kuncar. F, 2016). 66
Figura 59 Perfil de Amplificación Calle 2 Poniente. 67
Figura 60 Perfil de Amplificación Calle 5 Norte. 68
Figura 61 Perfil de Amplificación Calle 8 Norte. 69
Figura 62 Resistencia al corte no drenado mediante el modelo Mohr-Coulomb (basada en PLAXIS, 2015) 71
Figura 63 Ensayo triaxial no drenado modelado con Mohr-Coulomb con ángulo de dilatancia positivo. 71
Figura 64 Ensayo triaxial no drenado modelado con Mohr-Coulomb con ángulo de dilatancia negativo- 72
Figura 65 Curvas de degradación del módulo de corte para arenas sin contenido de finos. 77
Figura 66 Razón de amortiguamiento para arenas sin contenido de finos. 78
Figura 67 Curvas de degradación del módulo de corte para arenas con contenidos de fino. 78
Figura 68 Razón de amortiguamiento para arenas con contenido de finos. 79
Figura 69 Curvas de degradación del módulo de corte para arcillas. 79
Figura 70 Razón de amortiguamiento para arcillas. 80
Figura 71 Curvas de degradación del módulo de corte para gravas. 80
Figura 72 Razón de amortiguamiento para gravas. 81
Figura 73 Curvas de degradación del módulo de corte para limos. 81
Figura 74 Razón de amortiguamiento para limos. 82

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Clasificación de edades geológicas (Grimme, K y Álvarez. L., 1964). 33
Tabla 2 Valores típicos de peso específico para diferentes tipos de suelo (Coduto, 2001). 49
Tabla 3 Factores de corrección empleados en ensayos SPT. (Suazo, G. et al., 2016). ... 50
Tabla 4 Determinación de la consistencia de arcillas según Terzaghi y Peck, 1948 (Sivakugan & Das, 2010). 51
Tabla 5 Valores de referencia de las propiedades efectivas de suelos cohesivos de mediana plasticidad (Committe for Waterfront Structures, Harbours anda Waterways, 2012). 51
Tabla 6 Determinación de los parámetros de amortiguamiento de Rayleigh. 57

CAPÍTULO 1

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Contexto histórico y actual de los terremotos en la región de Valparaíso.

Chile es uno de los países más sísmicos del mundo, siendo la alta velocidad de convergencia de las placas de Nazca y Sudamericana y la corta edad de la placa de Nazca las principales causas de la alta magnitud de los terremotos nacionales, así como su rápida recurrencia.

Los eventos sísmicos extremos en el litoral central de Chile se caracterizan por presentar magnitudes de Richter superiores a 8 con epicentros marítimos en las vecindades de Valparaíso. Desde la llegada de los españoles hasta hoy se registran 5 terremotos de estas características, i.e. terremotos de 1647, 1730, 1822, 1906 y 1985. Nishenko (1985) deduce que estos eventos poseen un período de retorno de 85 con una variación de más o menos cinco años (Figura 1)

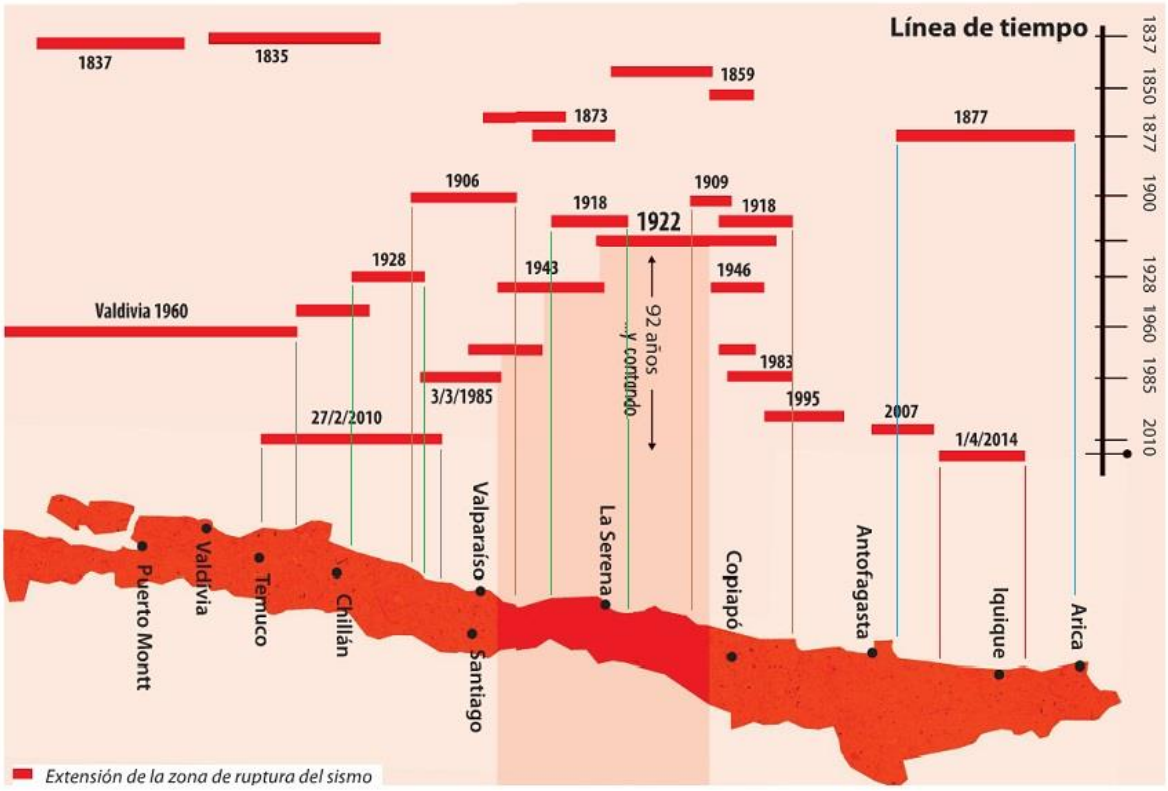

Figura 1 Línea temporal de eventos sísmicos en Chile. (Crespo, F., 2014)

Saragoni (1985), afirma que la zona de Valparaíso constituye un hueco sísmico, es decir, una zona geográfica sísmicamente activa en el pasado y que en ese entonces se encontraba en calma por un largo período de tiempo esto lo concluye a partir de la interpretación histórica de la frecuencia sísmica de la zona y del avance de la placa de Nazca en subducción a razón de 10 cm/año.

En general, el comportamiento estructural de los edificios de hormigón armado en la Región de Valparaíso, luego de eventos sísmicos de gran envergadura, ha sido satisfactorio. Sin embargo, tras los últimos terremotos acaecidos Algarrobo (1985) y el Maule (2010), se observó en el plan de Viña del Mar que edificios de mediana altura fundados en depósitos de suelo blandos, o bien bajo características topográficas complejas, sufrieron daños severos (Thiers, 2014). Esto ha obligado en algunos casos a la demolición de las estructuras. Una de las posibles causas de este comportamiento es la amplificación sísmica o lo que se suele denominar como "efecto de sitio" como resultado de la propagación de ondas de corte y la respuesta no drenada de los suelos. En este sentido, Rodríguez y Gajardo (1906), tras el terremoto de Valparaíso 1906 señalaron los siguientes acontecimientos en las ciudades de Viña del Mar:

"… en los momentos mismos en que se sucedían los temblores más fuertes, en la calle Limache, frente a la refinería de azúcar, se abrió una profunda grieta por donde salía agua a borbotones e igual cosa sucedió en varias partes de la población Vergara, donde se formaron verdaderas lagunas, sobre el nivel de las calles…"

Lo relatado anteriormente se puede atribuir a fenómenos de licuefacción, i.e. procesos en los cuales se producen deformaciones plásticas remanentes acompañados de aumentos significativos en la presión de poros luego de eventos sísmicos de alta intensidad. Esto pone de manifiesto que la respuesta sísmica de Viña del Mar estará sujeta a la respuesta no drenada de sus suelos y a la ocurrencia de fenómenos de licuefacción.

1.2 Definición del problema

La amplificación sísmica se caracteriza por cambios en la aceleración y el período del registro en roca producto de la interacción de las ondas sísmicas con suelos naturales o rellenos antrópicos de impedancias significativamente más bajas que las del basamento. La amplificación se puede cuantificar a través del Factor de Amplificación (FA), que corresponde a la razón entre la aceleración en la superficie del terreno comparada con la aceleración en el basamento rocoso. Los variables que condicionan mayormente al FA son el tipo de suelo (e.g. en arcillas blandas la amplificación puede ser el doble que en gravas), la profundidad al basamento rocoso, el nivel freático, la intensidad del sismo, entre otros.

El plan de Viña del Mar, se encuentra emplazado en una llanura constituida por sedimentos marino-fluviales provenientes del estero Marga-Marga y la costa, delimitada en el norte por terrazas y en el sur por el estero (Grimme y Álvarez, 1964) (Figura 2). Esta zona se ha identificado como una zona propensa a experimentar fenómenos de amplificación local (Aguirre, 2004). Estudios realizados por Carrasco y Núñez (2013) han permitido generar mapas de intensidades para la cuenca. Por otro lado, Pérez (2000), Thiers (2014) y Kuncar (2016) han estudiado la respuesta sísmica en superficie a través del FA. En estos estudios, la caracterización del subsuelo se realizó desde una perspectiva global, ajustando funciones de aumento de rigidez únicas para toda el área en estudio, a partir de un número reducido de pruebas de campo (principalmente pruebas de penetración estándar). Los autores antes mencionados, utilizaron también métodos numéricos (FEM) de diverso grado de sofisticación (e.g. leyes constitutivas) para estudiar la respuesta en superficie. En este contexto, Pérez (2000) establece que los modelos utilizados en su estudio presentan limitaciones, señalando además, que los modelos no logran simular la respuesta no drenada de los depósitos. Por su parte, Thiers (2014) y Kuncar (2017) incluyeron la variable no drenada, sin embargo, estos estudios no caracterizaron de manera adecuada la respuesta degradación de corte-amortiguamiento para todos los suelos presentes en la Cuenca del Marga-Marga.

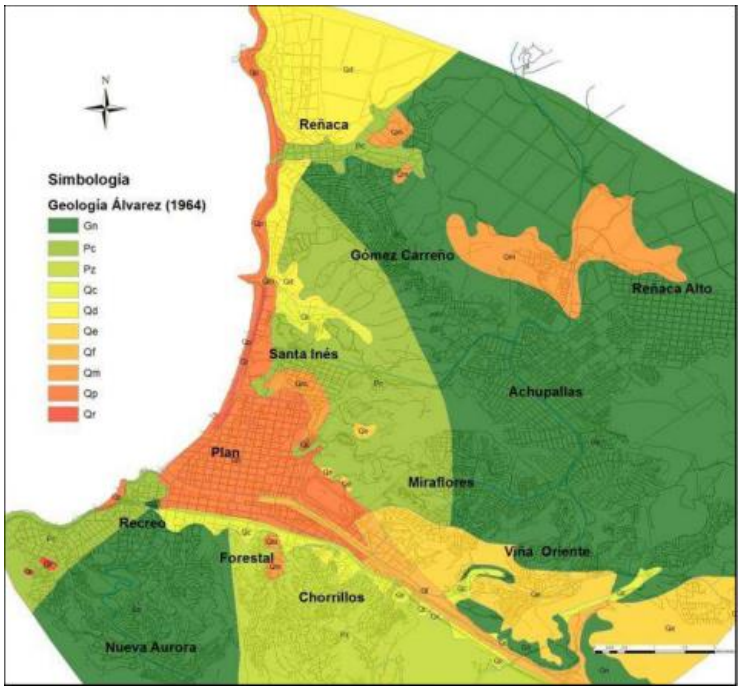

Figura 2 Mapa geológico de Viña del Mar (Carrasco, O y Nuñez .C, 2013)

En este contexto, el presente trabajo busca avanzar en la caracterización de la respuesta no drenada del subsuelo del plan de Viña del Mar, para ello se realizarán dos tipos de análisis para obtener la respuesta del subsuelo en superficie. El primero, unidimensional a través del método lineal-equivalente, que utiliza el modelo constitutivo visco-elástico, incorporando la no linealidad presente en un suelo natural. El segundo, bidimensional a través de un programa comercial de elementos finitos, PLAXIS, el cual permite la modelación de suelos saturados en condición no drenada.

La caracterización del subsuelo del plan de Viña del Mar, se realizará mediante un análisis geotécnico detallado del subsuelo obtenido a partir de 191 ensayos DCPT, 61 SPT, 40 ensayos de relación espectral H/V, y 32 ensayos de refracción sísmica. Del mismo modo, se avanzará en la caracterización numérica de la respuesta no drenada en dos dimensiones, caracterizando respuesta esfuerzo-deformación de los materiales (e.g. degradación de rigidez), fenómenos asociados a la elaboración de modelos (e.g. efectos de borde). El valor del módulo de corte en profundidad (30 primeros metros), a través de ensayos geofísicos y correlaciones obtenidas para el plan de Viña del Mar, caracterizando espacialmente la rigidez de los estratos identificados, además de extrapolar el valor de rigidez hasta el basamento rocoso. Se obtienen los parámetros resistentes y generaran curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento según estratificación para los materiales identificados en profundidad.

Como resultado del proceso de investigación, se pretende obtener un mapa de respuesta sísmica no drenada en superficie del plan de Viña del Mar. Se debe mencionar, que esta memoria es parte de un trabajo de investigación que pretende generar una zonificación geotécnica que permita luego generar mapas de riesgo geotécnico.

1.3 Objetivos

Caracterizar la respuesta sísmica no drenada del plan de Viña del Mar (desembocadura del estero Marga-Marga) a partir de una caracterización detallada del subsuelo y mediante la utilización de modelos numéricos avanzados.

Objetivos específicos:

1. Para la definición de secciones de análisis, generar un mapa de estratificación 3D que permita una caracterización de parámetros resistentes del subsuelo del plan de Viña.
2. A partir de ensayos geofísicos (Downhole y ReMi) y ensayos de penetración estándar (SPT), caracterizar el valor de módulo de corte en profundidad (primeros 30 metros) de modo de caracterizar espacialmente la rigidez de los distintos estratos identificados.
3. Proponer curvas de degradación del módulo de corte y razón de amortiguamiento para los distintos materiales identificados en la zona de interés, de este modo se incluye condiciones drenadas y no drenadas.
4. Calibrar programas de modelación en una y dos dimensiones para mecanismos de propagación e identificar similitudes y diferencias entre ambos debidos a efectos geométricos.
5. Análisis de sensibilidad de la respuesta de modo de caracterizar los efectos de las características geomecánicas de los suelos en la respuesta en superficie.

CAPÍTULO 2

2 PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS

2.1 Introducción

La amplificación del movimiento en el suelo está determinada por sus propiedades dinámicas. Un sismo se puede ver, en términos prácticos, como una solicitación cíclica sobre una masa de suelo, la cual responde mediante un comportamiento esfuerzo-deformación no lineal e histerético, tal como se muestra en la Figura 3.

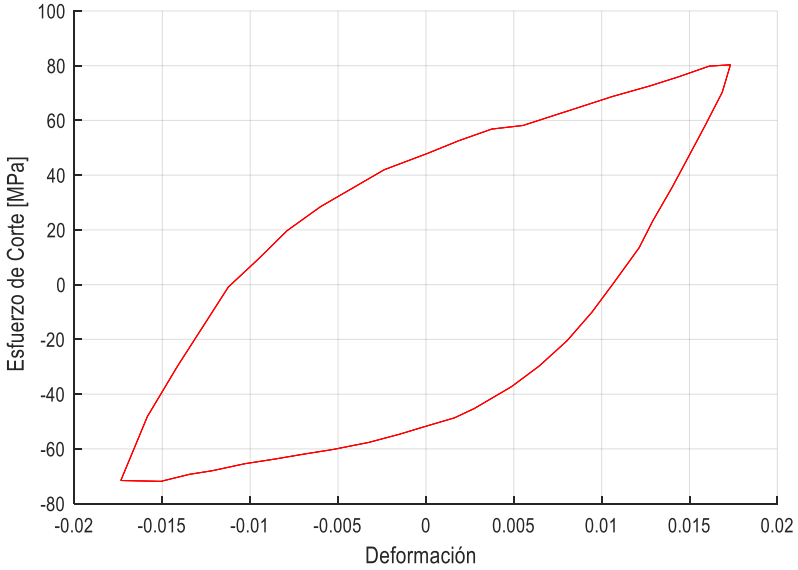

Figura 3 Comportamiento histerético de la respuesta del suelo ante cargas cíclicas

El ciclo de histéresis puede ser descrito mediante parámetros que den cuenta de su forma, caracterizada mediante su inclinación y su ancho (Kramer, 1996). La inclinación de la curva depende de la rigidez del suelo, y se representa por el módulo de corte G. Por otro lado, el ancho del ciclo formado por la curva da cuenta de la disipación de energía y puede ser descrita mediante la razón de amortiguamiento D.

En el caso de solicitaciones dinámicas, como puede ser un sismo, no es posible despreciar las fuerzas de inercia como el caso estático, y en consecuencia es necesario resolver la ecuación de movimiento en su forma general que considera las matrices de masas y de amortiguamiento, las que serán deducidas para el caso unidireccional en el Capítulo 3 y para el caso bidireccional en el Capítulo 4.

2.2 Módulo de corte

El módulo de corte G, se define como la pendiente de la recta secante al ciclo de histéresis. Este módulo varía con el nivel de deformaciones cíclicas, siendo máximo para deformaciones pequeñas y disminuyendo a medida que las deformaciones aumentan.

El módulo de corte máximo, o G_0, puede ser evaluado mediante la siguiente relación:

$$G_0 = \rho {V_s}^2$$

Donde ρ es la densidad de masa del suelo (peso unitario dividido por la aceleración de gravedad) y V_s es la velocidad de onda de corte de este.

El gráfico de las razones entre los G para distintos niveles de deformación y G_0, se denomina curva de degradación del módulo (Figura 4).

La forma de la curva de degradación, y por ende los valores de G y G_0, dependen de diversos parámetros dentro de los cuales los más importantes son el grado de saturación, la presión de confinamiento (en mayor medida para suelos no cohesivos) y el índice de plasticidad (en mayor medida para suelos cohesivos).

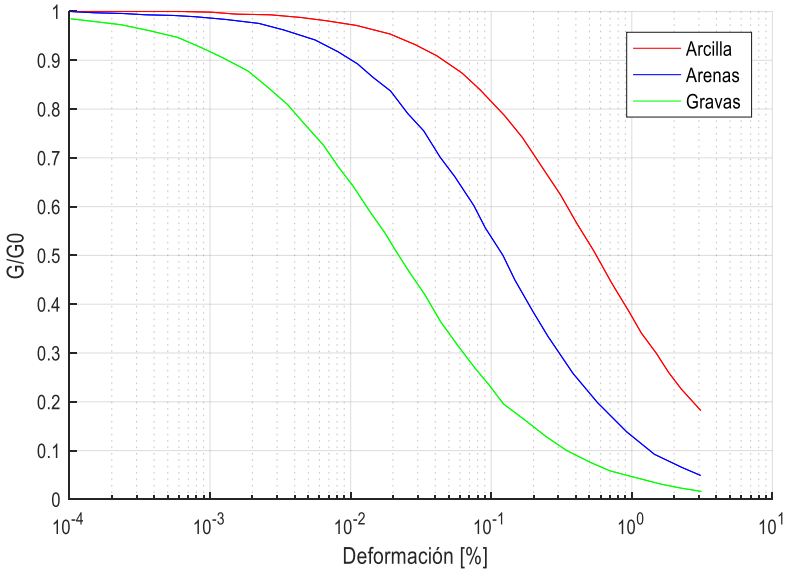

Figura 4 Curva de degradación del módulo de corte para distintos materiales (Modificada de EPRI, 1993)

2.3 Razón de amortiguamiento

La razón de amortiguamiento está relacionada con el área de la curva de histéresis y corresponde a la razón entre la energía disipada ΔW y la energía de deformación elástica W, según se muestra en la Figura 5.

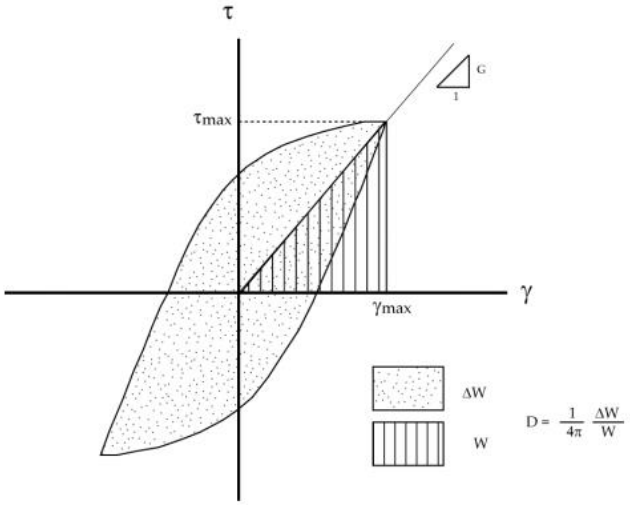

Figura 5 Razón de amortiguamiento.

A medida que aumenta el nivel de deformaciones cíclicas, el ancho de la curva de histéresis tiende a aumentar, y por ello la razón de amortiguamiento, lo cual queda en evidencia en la Figura 6.

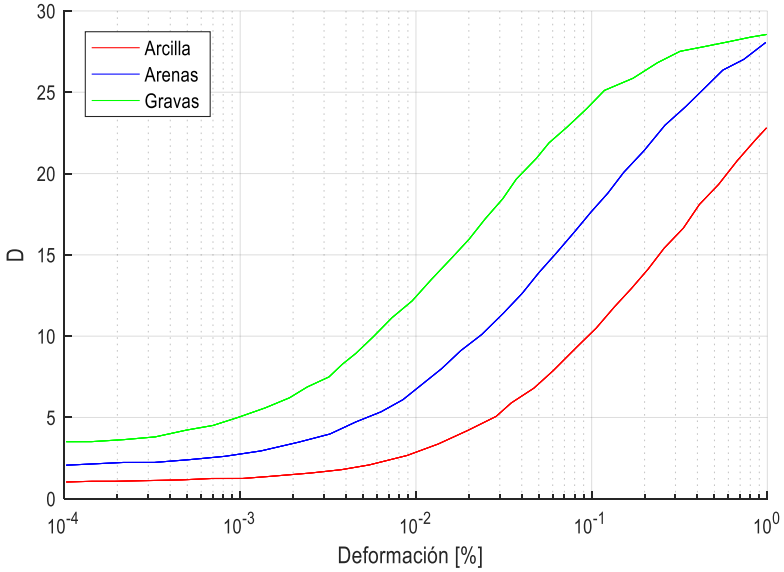

Figura 6 Razón de amortiguamiento en función de la deformación (Modificada de EPRI, 1993).

Al igual que el módulo de corte, la razón de amortiguamiento se ve afectada principalmente por el grado de saturación, la tensión efectiva vertical y por la plasticidad del suelo.

2.4 Formulación de la matriz de amortiguamiento

En el análisis dinámico no lineal, los mecanismos de disipación de energía provienen de diversas fuentes. En general, pueden dividirse en amortiguamiento de energía por radiación y amortiguamiento del material. El amortiguamiento por radiación, está asociado a la propagación por energía a través de un gran volumen de material. Por otro lado, el amortiguamiento del material, puede ser de naturaleza histerética o viscosa. El amortiguamiento histerético es causado, principalmente, por el comportamiento no lineal del suelo a través de los ciclos de carga y descarga, y depende del nivel de deformación y el número de ciclos. El amortiguamiento viscoso, por otra parte, es causado por la viscosidad de los fluidos al interior de los poros (Kontoe, 2006).

La fuente predominante de disipación de energía asociada al material proviene del amortiguamiento histerético del suelo y este es incluido a través del uso de modelos constitutivos no lineales. Sin embargo, como lo señala Kramer (1996), se puede incluir pequeños niveles de amortiguamiento viscoso, para considerar el amortiguamiento a muy pequeñas deformaciones y minimizar problemas numéricos que podrían ocurrir en la completa ausencia de este. Para esto, en general, se utiliza un amortiguamiento tipo Rayleigh, que significa que la matriz global de amortiguamiento es proporcional a la matriz de masa y a la rigidez, es decir

$$C = \alpha_R M + \beta_R K$$

Los parámetros α_R y β_R se obtienen resolviendo el sistema

$$\frac{1}{2}\begin{pmatrix} 1/\omega_m & \omega_m \\ 1/\omega_n & \omega_n \end{pmatrix}\begin{pmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{pmatrix}$$

Donde ω_m y ω_n son dos frecuencias angulares que controlan la forma del amortiguamiento (Figura 7), y ξ_m y ξ_n corresponden a las razones de amortiguamiento.

De esta forma, se llega a la solución

$$\alpha_R = 2\omega_m\omega_n\left(\frac{\omega_m\xi_n - \omega_n\xi_m}{{\omega_m}^2 - {\omega_n}^2}\right)$$

$$\beta_R = 2\left(\frac{\omega_m\xi_m - \omega_n\xi_n}{{\omega_m}^2 - {\omega_n}^2}\right)$$

Y suponiendo que la razón de amortiguamiento ξ es independientes de la frecuencia, la solución se reduce a

$$\alpha_R = 2\xi\left(\frac{\omega_m\omega_n}{{\omega_m}^2 - {\omega_n}^2}\right)$$

$$\beta_R = 2\xi\left(\frac{1}{{\omega_m}^2 - {\omega_n}^2}\right)$$

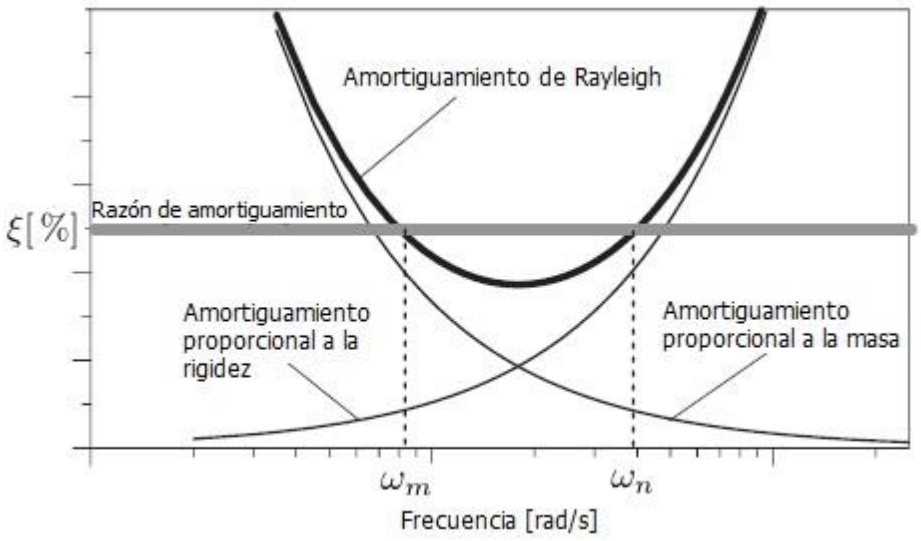

Figura 7 Amortiguamiento de Rayleigh (modificada de Tsai et al., 2014)

Para considerar el amortiguamiento a pequeñas deformaciones, se recomienda utilizar una razón de amortiguamiento en un rango de 1,5 a 4 % (Youssef et al., 2012) o 1 a 5% (Tsai et al., 2014).

El amortiguamiento de Rayleigh es dependiente de la frecuencia: subestima el amortiguamiento en las frecuencias entre ω_m y ω_n y sobrestima el amortiguamiento a frecuencias inferiores a ω_m y superiores a ω_n. Sin embargo, el amortiguamiento observado en suelos es independiente de la frecuencia. Para reducir esta dependencia de la frecuencia, Tsai et al. (2014) proponen un criterio que permite seleccionar de manera óptima las frecuencias ω_m y ω_n. En su estudio, se analizó la respuesta sísmica lineal de un depósito de suelo frente a diferentes movimientos, utilizando diferentes valores de ω_m y ω_n. La evaluación del desempeño de estos valores se realizó comparando las respuestas obtenidas mediante el análisis en el dominio del tiempo (utilizando amortiguamiento de Rayleigh) con las obtenidas mediante el análisis en el dominio de la frecuencia, cuyo amortiguamiento es independiente de la frecuencia, buscando que se ajustaran a estas últimas. A partir de los resultados obtenidos el criterio propuesto fue el siguiente:

- En el caso de movimientos armónicos, se debe seleccionar la frecuencia predominante o frecuencia principal del movimiento como ω_n, utilizando un amortiguamiento de Rayleigh simplificado (solo proporcional a la matriz de rigidez).
- En el caso de movimientos sísmicos, para depósitos poco profundos (donde la frecuencia fundamental del suelo es mayor a la predominante del sismo), se debe seleccionar como ω_m la frecuencia fundamental del suelo y como ω_n utilizar $5\omega_n$
- En el caso de movimiento sísmicos, para depósitos profundos (donde la frecuencia fundamental del suelo es menor a la predominante del sismo), se debe seleccionar como ω_m la frecuencia fundamental del suelo y como ω_n elegir el máximo valor entre la frecuencia predominante o principal del sismo y 5 veces la frecuencia fundamental del suelo.

CAPÍTULO 3

3 ANÁLISIS UNIDIMENSIONAL DE RESPUESTA DEL SUELO

3.1 Introducción

El análisis unidimensional de la respuesta del suelo queda sujeta a dos hipótesis, los estratos del suelo son horizontal e infinitos y la respuesta de un depósito de suelo está determinada principalmente por la propagación vertical de ondas de corte al basamento rocoso. Esto debido a que cuando se produce la ruptura a nivel de la falla, está genera ondas de cuerpos que se propagan en todas direcciones. Al pasar por diferentes medios, se van produciendo onda de reflexión y refracción. En la mayoría de los casos, los estratos más cercanos a la superficie poseen una rigidez menor que los estratos más profundos, por lo que las ondas tienden a ser cada vez más verticales a medida que se acercan a la superficie. En el instante que interactúa con la corteza terrestre, debido a las múltiples refracciones, las ondas se encuentran en dirección casi vertical.

3.2 Modelo viscoelástico

Para modelar el comportamiento del suelo sometido a una solicitación de esfuerzo de corte se supone un modelo viscoelástico:

$$\tau = G\gamma + c\frac{\partial y}{\partial t}$$

Es posible diferenciar una componente elástica, caracterizada por el módulo de corte G, y una componente viscosa, caracterizada por el parámetro de amortiguamiento c.

Para una solicitación sinusoidal se tiene la siguiente ecuación de equilibrio dinámico:

$$\tau_0 \sin(\omega t - \varphi) = G\gamma + c\frac{\partial y}{\partial t}$$

Cuya solución en régimen permanente está dada por:

$$\gamma = \gamma_0 \sin(\omega t - \varphi)$$

Con:

$$\tan\varphi = \frac{c\omega}{G} \qquad \gamma_0 = \frac{\tau_0}{G\sqrt{1 + \left(\frac{c\omega}{G}\right)^2}}$$

Luego la componente viscosa se puede expresar de la siguiente forma:

$$\frac{\tau_2^2}{(c\omega\gamma_0)^2} + \frac{\gamma^2}{{\gamma_0}^2} = 1$$

Esta expresión es la de una elipse de parámetros $a = \gamma_0$ y $b = c\omega\gamma_0$ en el plano $\gamma - \tau$. Por otro lado la componente elástica del modelo representa una recta de pendiente G. En la Figura 8 se presentan gráficamente ambas componentes.

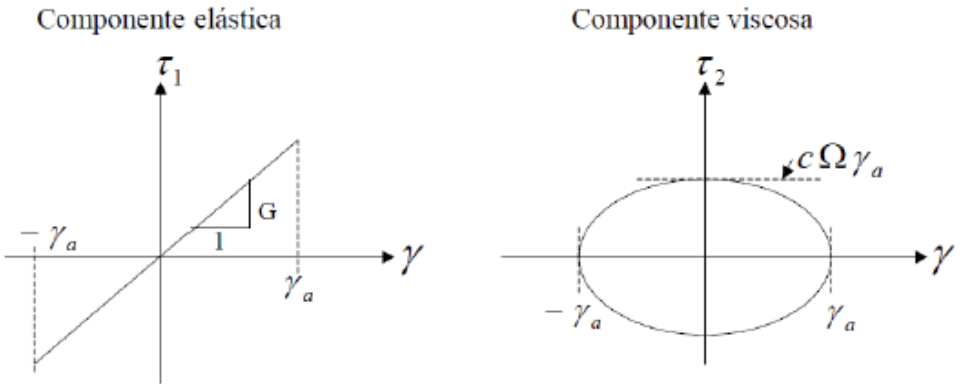

Figura 8 Componentes del modelo viscoélastico (Verdugo, R., 2009).

La energía elástica disipada en un ciclo, ΔW, está dada por el área de la elipse, es decir:

$$\Delta W = \int_{t_0}^{t_0+2\pi/\omega} \tau \frac{\partial y}{\partial t} dt = \pi c\omega {\gamma_0}^2$$

Por otro lado, la máxima energía elástica entregada en un ciclo, W, está dado por el área del triángulo:

$$W = \frac{1}{2} G {\gamma_0}^2$$

Se define la razón de amortiguamiento, ξ, como la disipación de energía normalizada por la máxima energía elástica entregada en un ciclo, dividido por 4π, lo que equivale a:

$$\xi = \frac{1}{4\pi}\frac{\Delta W}{W} = \frac{c\omega}{2G}$$

Lo anterior implica que considerar una viscosidad c constante resulta en que la disipación de energía es directamente proporcional a la frecuencia de excitación ω. Esto no concuerda con lo observado en suelos, donde la disipación de energía es un fenómeno histerético, independiente de la frecuencia. Esta incompatibilidad entre el modelo y la realidad se soluciona utilizando una viscosidad variable, inversamente proporcional a la frecuencia, según:

$$c = \frac{2G}{\omega}\xi$$

3.2.1 Propagación unidimensional de ondas de corte

En la Figura 9 se muestra un depósito horizontal de suelo apoyado sobre un estrato rígido de roca basal, de propiedades uniformes, donde se produce una propagación vertical de ondas de corte desde el extremo inferior hasta la superficie del terreno.

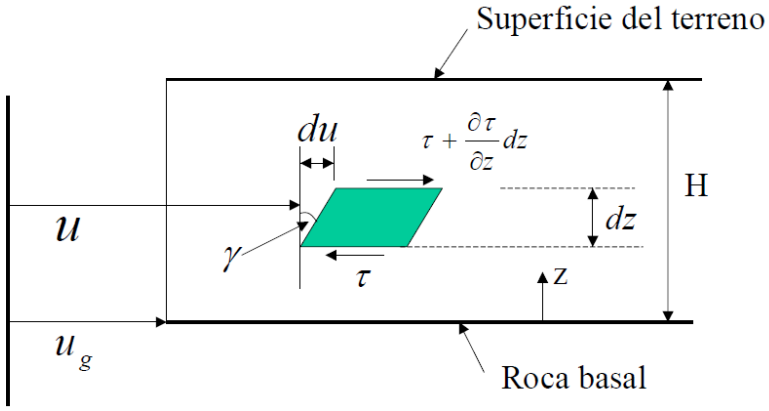

Figura 9 Depósito horizontal de suelo sometido a un esfuerzo de corte basal (Verdugo, R., 2009).

Planteando la ecuación de equilibrio dinámico para un elemento de suelo:

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} dz A_h = \rho dz A_h \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

Donde ρ es la densidad del material y A_h representa el área horizontal del elemento donde se aplica el esfuerzo de corte. Por otro lado, si se supone un comportamiento viscoelástico del suelo se tiene que:

$$\tau = G\gamma + c\frac{\partial y}{\partial t} = G\frac{\partial u}{\partial z} + c\frac{\partial^2 u}{\partial t \partial z}$$

Reemplazando está expresión en la ecuación de equilibrio dinámico se obtiene la ecuación de onda:

$$G\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + c\frac{\partial^3 u}{\partial t \partial z^2} = \rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

Introduciendo la variable $y = u - u_g$, que corresponde al movimiento relativo del suelo respeto de la base, se obtiene:

$$G\frac{\partial^2 y}{\partial z^2} + c\frac{\partial^3 y}{\partial t \partial z^2} = \rho\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + \rho\frac{\partial^2 u_g}{\partial t^2}$$

Cuya solución en régimen permanente para una solicitación sinusoidal de la forma

$$\ddot{u_g} = a_b e^{i\omega t}$$

Es:

$$u = -\frac{a_b}{\omega^2}(\cos(pz) + \tan(pH)\sin(pz))e^{i\omega t} \qquad p^2 = \frac{\rho\omega^2}{G + ci\omega}$$

Por lo tanto la aceleración absoluta queda expresada por:

$$\ddot{u} = -a_b(\cos(pz) + \tan(pH)\sin(pz))e^{i\omega t}$$

3.2.2 Funciones de amplificaciones

Un método para obtener la respuesta de un depósito de suelo sometido a una solicitación basal consiste en la evaluación de funciones de transferencia. En la Figura 10 se muestra un depósito de suelo de espesor H, densidad ρ, velocidad de onda de corte V_s y razón de amortiguamiento ξ.

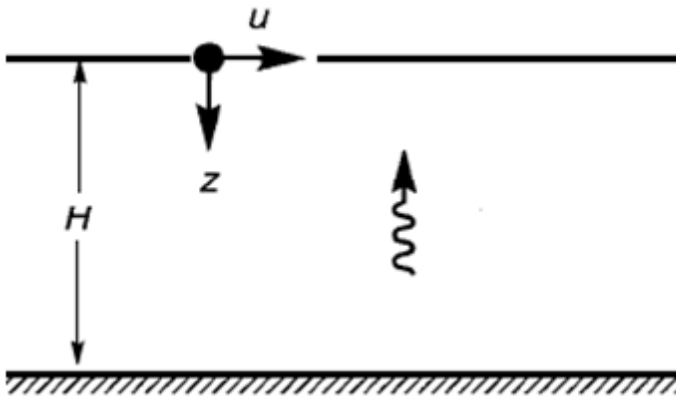

Figura 10 Depósito horizontal de suelo (Thiers, R., 2014).

La solución de la ecuación de onda desarrollada previamente puede escribirse como

$$u(z,t) = 2A\cos(k^*z)e^{i\omega t} \qquad k^* = \frac{\omega}{V_s^*}$$

Conocida la ecuación que describe los desplazamientos en cualquier punto del depósito es posible definir la función de transferencia $F(\omega)$, definida como la razón entre la amplitud de los desplazamientos en la superficie y en la roca.

$$F(\omega) = \frac{u_{máx}(0,t)}{u_{máx}(H,t)} = \frac{2Ae^{i\omega t}}{2A\cos(k^*z)e^{i\omega t}} = \frac{1}{\cos(k^*H)} = \frac{1}{\cos(\frac{\omega H}{V_s^*})}$$

Donde

$$V_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(1+i2\xi)}{\rho}} \approx \sqrt{\frac{G}{\rho}}(1+i\xi) = V_s(1+i\xi)$$

El módulo de la función de transferencia es conocido como función de amplificación del depósito de suelo.

$$|F(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2\left(\frac{\omega H}{V_s}\right) + \left(\xi\frac{\omega H}{V_s}\right)^2}}$$

La función de amplificación permite relacionar en el dominio de las frecuencias los desplazamientos en la roca basal y en la superficie del depósito. Conocida la señal de

entrada es posible calcular su FFT (Fast Fourier Transform), aplicar la función de amplificación y finalmente calcular la FFT inversa para obtener la respuesta en la superficie.

La función de amplificación desarrollada para un depósito de suelo uniforme es útil para ilustrar la influencia de las diferentes propiedades de los materiales en la respuesta en superficie. Sin embargo, en la mayoría de los casos los depósitos de suelo estás constituidos por una secuencia de varios estratos con propiedades diferentes. Se puede desarrollar un procedimiento recursivo para determinar la función de amplificación para el caso general de un depósito de suelo de “n” estratos. En la Figura 11 se muestra la nomenclatura utilizada.

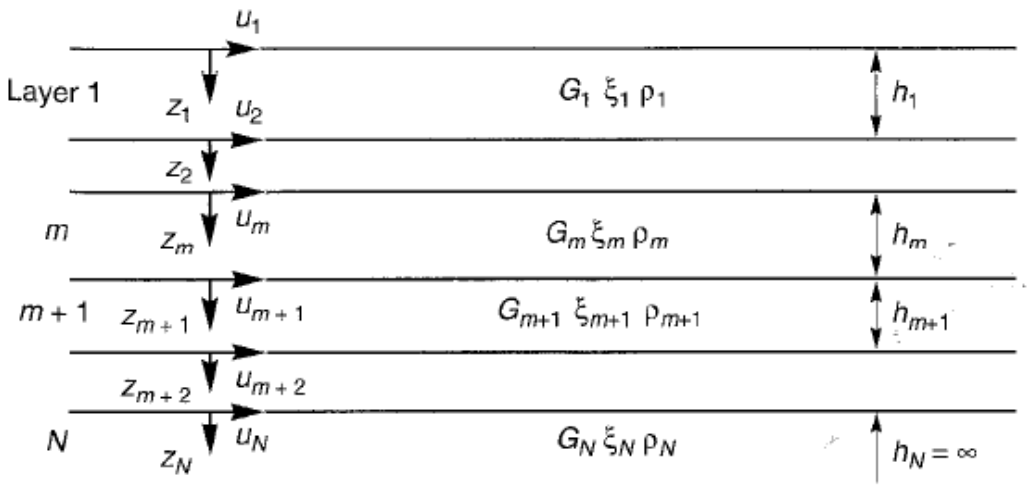

Figura 11 Nomenclatura depósito de suelos con "n" estratos (Kramer, S., 1996).

La solución de la ecuación de onda desarrollada previamente puede escribirse como:

$$u(z,t) = Ae^{i(\omega t + k^* z)} + Be^{i(\omega t - k^* z)}$$

Considerando las condiciones de equilibrio y continuidad de esfuerzos y deformación en los límites entre estratos, se obtiene las siguientes ecuaciones recursivas:

$$A_{m+1} = \frac{1}{2}A_m(1+\alpha_m^*)e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2}B_m(1-\alpha_m^*)e^{-ik_m^* h_m}$$

$$B_{m+1} = \frac{1}{2}A_m(1-\alpha_m^*)e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2}B_m(1+\alpha_m^*)e^{-ik_m^* h_m}$$

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*}$$

Aplicando sucesivamente estas fórmulas se pueden obtener funciones que relaciones las amplitudes del estrato 1 con el estrato m.

$$A_m = a_m(\omega)A_1 \qquad\qquad B_m = b_m(\omega)B_1$$

Finalmente, puede obtenerse la función de amplificación entre el estrato i y el estrato j como:

$$F_{ij}(\omega) = \left|\frac{u_i}{u_j}\right| = \frac{a_i(\omega) + b_i(\omega)}{a_j(\omega) + b_j(\omega)}$$

La ecuación indica que conociendo el desplazamiento en un determinado estrato, el desplazamiento de cualquier otro estrato puede ser determinado. Y dado que para el movimiento armónico $|\ddot{u}| = \omega|\dot{u}| = \omega^2|u|$, la ecuación también es válida para determinar la amplificación de la velocidad y aceleración.

Es común encontrar un esquema como el mostrado en la Figura 12, en el que existe un afloramiento rocoso que llega a la superficie. El análisis para este caso se realiza a continuación.

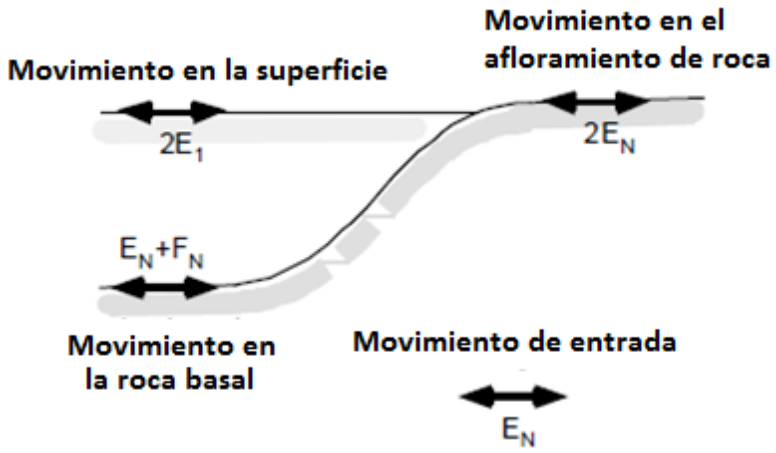

Figura 12 Tipos de movimiento del suelo (Bardet, J.P., 2000).

La onda incidente se propaga verticalmente hacia arriba a través de la roca estrato N según Figura 11). Al no poseer una componente de onda hacia abajo, su amplitud con respecto a la superficie del suelo se reduce a E_n. Como se ve, la amplitud del movimiento en la roca basal con respecto a la superficie del suelo corresponde a $E_n + F_n$, es decir, a la superposición de ondas propagándose hacia arriba y hacia abajo. En el caso del afloramiento rocoso, al no haber esfuerzos de corte se tiene $E_n = F_n$, y en consecuencia la amplitud con respecto a la superficie del suelo se puede escribir como $2E_n$. De esta forma, la función de transferencia que relaciona el movimiento en el afloramiento rocoso con el de la roca basal corresponde a:

$$F_{nm}(\omega) = \frac{2E_n}{E_n + F_n}$$

Por otro lado, la función de transferencia que relaciona el movimiento en la superficie del suelo con el del afloramiento rocoso queda:

$$F_{1m}(\omega) = \frac{2E_1}{2E_n} = \frac{E_1}{E_n}$$

3.2.3 Análisis de la respuesta sísmica mediante el enfoque lineal

La deducción de las funciones de transferencia descrita en las secciones anteriores se realizó considerando una señal en la base de tipo armónica. Sin embargo, el análisis puede ser extendido a registros utilizando estas mismas funciones. Para esto, el registro sísmico en la base, debe ser pasado al dominio de las frecuencias, representándolo como una serie de Fourier, normalmente utilizando una transformada rápida de Fourier. De este modo, cada término de la serie de Fourier del registro es multiplicado por la función de transferencia

para producir la serie de Fourier del registro en superficie. Posteriormente, esta serie es traspasada al dominio del tiempo, mediante la transformada rápida de Fourier inversa, y de esta manera se obtiene el registro en superficie. En consecuencia, la función de transferencia determina como cada frecuencia del registro en la roca basas amplificada por el depósito de suelo (Kramer, S., 1996). Dado que la deducción de las funciones de transferencia descansan en el principio de superposición, este enfoque está limitado a sistemas lineales. Sin embargo, el comportamiento no lineal puede ser aproximado mediante el método lineal equivalente que se describe a continuación.

3.2.4 Método lineal equivalente

El método lineal equivalente consiste en la modificación del modelo visco-elástico, descrito en la sección 3.2, para incorporar ciertas no linealidades presentes en el suelo. Un suelo cualquiera, al ser ensayado en laboratorio con carga cíclica y simétrica, exhibe un ciclo de histéresis como el mostrado en la Figura 13. Como se mencionó anteriormente existen dos características que describen este ciclo, que son la pendiente y el área de este. La pendiente que depende de la rigidez, puede ser descrita mediante el módulo de corte secante, G_s, según $G_s = \tau_f/\gamma_a$. Por otro lado, el área del ciclo, está asociada a la energía disipada, y en consecuencia se puede describir por medio de la razón de amortiguamiento c.

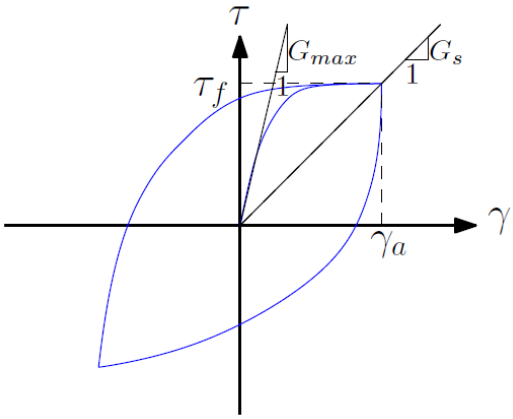

Figura 13 Módulo de corte máximo y secante (Kuncar, F,. 2016).

Ensayos de laboratorio muestran que el módulo de corte secante de un elemento de suelo varía con la amplitud de la deformación angular cíclica. A bajos niveles de deformación, el módulo des alto, pero este decrece a medida que la amplitud de la deformación angular aumenta. Por otro lado, se observa que el área de los ciclos aumenta a medida que crecen los niveles de deformación angular cíclica, lo que indica que la razón de amortiguamiento se incrementa

Como se describió anteriormente, la teoría de propagación unidimensional de onda considera valores de G y ξ constantes en cada estrato, y en consecuencia este enfoque debe ser modificado. Para considerar la no linealidad del suelo, el método lineal equivalente utiliza las curvas empíricas de degradación de la rigidez y de razón de amortiguamiento para determinar los valores de G y ξ consistentes con el nivel de deformación inducido en cada estrato, mediante un proceso iterativo. El algoritmo se describe a continuación:

1) Iniciar con una estimación de G_0 y ξ_0 para cada estrato. Generalmente está estimación corresponde a los valores asociados a la menor deformación.
2) Pasar la señal incidente al dominio de las frecuencias por medio de la transformada de Fourier.
3) Calcular las funciones de transferencia de cada estrato desde la roca basal.
4) Calcular los valores de deformación angular de cada estrato. Se obtienen directamente en el dominio armónico y luego se pasan al dominio del tiempo por medio de la transformada de Fourier inversa. A partir de esta respuesta en el tiempo, determinar las amplitudes máximas de deformación angular $\gamma_{máx}$ para cada estrato.
5) Determinar la deformación angular efectiva de cada estrato γ_{ef}, según:

$$\gamma_{ef} = R_\gamma \gamma_{máx}$$

Donde R_γ es igual para todos los estratos y se puede estimar en función de la magnitud del sismo (Idriss y Sun, 1996), M_s, a partir de:

$$R_\gamma = \frac{M_s - 1}{10}$$

6) Calcular los nuevos valores lineales equivalentes G_{i+1} y D_{i+1}, correspondientes al nivel de deformación angular efectiva γ_{ef}.
7) Repetir los pasos 2) hasta el 6) hasta que la diferencia entre los valores calculados para el módulo de corte y razón de amortiguamiento, en dos iteraciones sucesivas, sea menor que cierta tolerancia (generalmente 5% a 10%). La convergencia de este método no está demostrada, pero normalmente bastan entre tres a cinco iteraciones (Schanabel et al., 1972).

Este algoritmo se muestra gráficamente en la Figura 14

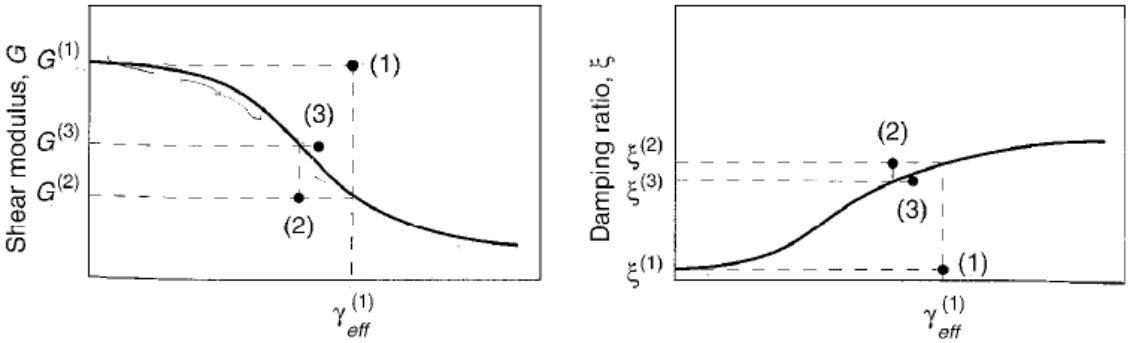

Figura 14 Procedimiento iterativo método lineal equivalente (Kramer, S., 1996).

El método fue implementado originalmente en el programa SHAKE en 1972, y luego en el año 1998 fue desarrollado el programa EERA, el cual está implementado como un complemento de Excel.

CAPÍTULO 4

4 ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DE RESPUESTA DEL SUELO

4.1 Introducción

El análisis unidimensional de respuesta del suelo descrito previamente, es útil para depósitos de suelo horizontales con límites paralelos entre estratos. Sin embargo, en muchas ocasiones estás hipótesis no se cumple. En estos casos es necesario realizar análisis bidimensionales que permitan considerar condiciones como pendientes o estratos irregulares. Además como se mencionó en el Capítulo 2, el suelo experimenta un comportamiento no lineal a distintos niveles de deformación. En consecuencia, es imprescindible incluir este aspecto en la modelación numérica. Manteniendo la teoría de elementos finitos para el problema elástico, se debe agregar el análisis no lineal, que se desarrolla a nivel local, el cual busca evaluar la variación que experimenta la tensión en cada punto de integración del dominio a medida que la fuerza externa se incrementa, para de este modo actualizar las fuerzas internas del sistema. En este caso se recurre a la teoría de plasticidad, que permite la formulación de modelos constitutivos que pueden describir, con mayor o menor exactitud, las principales características del comportamiento de los suelos observados en laboratorio. Dentro de estos modelos, el modelo Mohr-Coulomb representa una primera aproximación al comportamiento no lineal de suelos.

Finalmente, se evalúa el comportamiento del modelo Mohr-Coulomb en la modelación de la respuesta dinámica, a partir de las curvas de degradación de rigidez y amortiguamiento que genera este al reproducir los ciclos de histéresis del suelo, las cuales serán discutidas en capítulos posteriores, para el caso estudio.

4.2 Análisis dinámico mediante elementos finitos

El método de elementos finitos considera el medio continuo como un conjunto de elementos discretos, cuyos límites están definidos por nodos, y supone que la respuesta del medio continuo puede ser aproximada por la respuesta de los nodos.

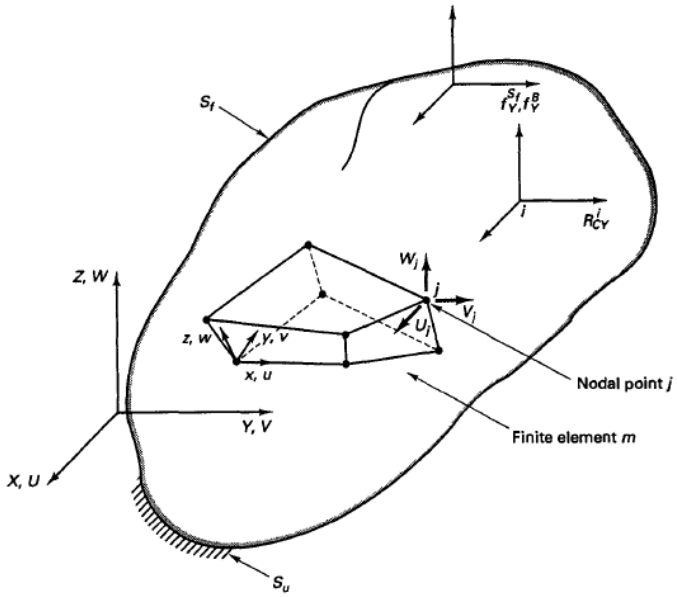

Figura 15 Cuerpo tridimensional con elemento 3D de N nodos (Bathe, K,-J., 1996).

El cuerpo mostrado en la Figura 15 está apoyado sobre el área S_u con desplazamientos prescritos U^{S_u} y sometido a las fuerzas por unidad de volumen f^B, fuerzas por unidad de área f^{S_f} y fuerzas puntuales R_c^i.

$$f^B = \begin{Bmatrix} f_x^B \\ f_y^B \\ f_z^B \end{Bmatrix} \qquad f^B = \begin{Bmatrix} f_x^{S_f} \\ f_y^{S_f} \\ f_z^{S_f} \end{Bmatrix} \qquad R_c^i = \begin{Bmatrix} R_{cx}^i \\ R_{cy}^i \\ R_{cz}^i \end{Bmatrix}$$

El vector $\{U\}$ representa los desplazamientos en los ejes X, Y y Z de un punto cualquiera del cuerpo y $\{\dot{U}\}$ los correspondientes desplazamientos nodales.

$$U(X,Y,Z) = \begin{Bmatrix} U \\ V \\ W \end{Bmatrix} \qquad \overline{U}^T = \{U_1 V_1 W_1 \quad U_2 V_2 W_2 \quad \dots \quad U_N V_N W_N\}$$

Los desplazamientos dentro de un elemento “m” medidos respecto a un sistema coordenado local x, y , z (elegidos convencionalmente) pueden aproximarse mediante:

$$u^{(m)}(x,y,z) = H^{(m)}(x,y,z)\overline{U}$$

Donde $H^{(m)}$ corresponde a la matriz de interpolación. Conocidos los desplazamientos, las deformaciones se determinan como:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dfrac{\partial U}{\partial X} \\ \dfrac{\partial V}{\partial Y} \\ \dfrac{\partial W}{\partial Z} \\ \dfrac{\partial U}{\partial Y} + \dfrac{\partial V}{\partial X} \\ \dfrac{\partial V}{\partial Z} + \dfrac{\partial W}{\partial Y} \\ \dfrac{\partial W}{\partial X} + \dfrac{\partial U}{\partial Z} \end{Bmatrix} = [S]\{U\} = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial}{\partial X} & 0 & 0 \\ 0 & \dfrac{\partial}{\partial Y} & 0 \\ 0 & 0 & \dfrac{\partial}{\partial Z} \\ \dfrac{\partial}{\partial Y} & \dfrac{\partial}{\partial X} & 0 \\ 0 & \dfrac{\partial}{\partial Z} & \dfrac{\partial}{\partial Y} \\ \dfrac{\partial}{\partial Z} & 0 & \dfrac{\partial}{\partial X} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ V \\ W \end{Bmatrix}$$

Las deformaciones dentro de un elemento pueden aproximarse mediante:

$$\varepsilon^{(m)}(x,y,z) = B^{(m)}(x,y,z)\overline{U} \qquad\qquad [B]^{(m)} = [S][H]^{(m)}$$

Luego las tensiones pueden obtenerse de acuerdo a:

$$\{\sigma\}^{(m)} = [D]^{(m)}\{\varepsilon\}^{(m)} + \sigma_0^{(m)}$$

Donde $[D]$ corresponde a la matriz de elasticidad que contiene las propiedades del material y σ_0 a las tensiones iniciales aplicadas. Aplicando el principio de los desplazamientos virtuales se obtiene:

$$\int_v \varepsilon_v^T \, \sigma \, dV = \int_v \overline{U}_v^T f^B \, dV + \int_s U_v^{S_f{}^T} f^{S_f} \, dS + \sum_i U_v^{i^T} R_C^i$$

Reescribiendo esta expresión como una suma de integrales sobre el volumen y área de todos los elementos finitos:

$$\sum_m \int_{V^{(m)}} \varepsilon_v^{(m)T} \sigma^{(m)} dV^{(m)} = \sum_m \int_{V^{(m)}} \overline{U}_v^{(m)T} f^{B(m)} dV^{(m)} + \sum_m \int_{S_1^{(m)},\ldots,S_q^{(m)}} U_v^{S_{(m)}^T} f^{S_{(m)}} \, dS^{(m)} + \sum_i U_v^{i^T} R_C^i$$

Reemplazando las expresiones derivadas previamente para aproximar deformaciones y desplazamientos dentro de cada elemento:

$$\overline{U}_v^T \left[\sum_m \int_{V^{(m)}} B^{(m)T} D^{(m)} B^{(m)} dV^{(m)} \right] \overline{U} = \overline{U}_v^T \left[\left\{ \sum_m \int_{V^{(m)}} H^{(m)T} f^{B(m)} B^{(m)} dV^{(m)} \right\} + \left\{ \sum_m \int_{S_1^{(m)},\ldots,S_q^{(m)}} H^{S_{(m)}^T} f^{S_{(m)}} \, dS^{(m)} \right\} - \left\{ \sum_m \int_{V^{(m)}} B^{(m)T} \sigma_0^{(m)} \, dV^{(m)} \right\} + R_c \right]$$

Esta expresión permite relacionar desplazamientos con las cargas aplicadas y puede escribirse de la forma:

$$[K]\{U\} = \{R\}$$

Donde $[K]$ corresponde a la matriz de rigidez del sistema y $\{R\}$ al vector de cargas:

$$[K] = \sum_m \int_{V^{(m)}} B^{(m)T} D^{(m)} B^{(m)} dV^{(m)}$$

$$\begin{aligned}\{R\} = & \left\{\sum_m \int_{V^{(m)}} H^{(m)T} f^{B(m)} B^{(m)} dV^{(m)}\right\} \\ & + \left\{\sum_m \int_{S_1^{(m)},\ldots,S_q^{(m)}} H^{S_{(m)}^T} f^{S(m)}\, dS^{(m)}\right\} \\ & - \left\{\sum_m \int_{V^{(m)}} B^{(m)T} \sigma_0^{(m)}\, dV^{(m)}\right\} + R_c\end{aligned}$$

Esta expresión corresponde a la ecuación de equilibrio estático. Utilizando el principio de d'Alembert se incluyen los efectos inerciales y se obtiene la condición de equilibrio dinámico. Se incluye el efecto de disipación de energía mediante la incorporación de fuerzas proporcionales a la velocidad.

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{R\}$$

Donde $[M]$ corresponde a la matriz de masa y $[C]$ a la matriz de amortiguamiento de Rayleigh:

$$[M] = \sum_m \int_{V^{(m)}} \rho^{(m)} H^{(m)T} H^{(m)} dV^{(m)}$$

$$[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K]$$

4.3 Solución de la ecuación del equilibrio dinámico

Generalmente se utilizan métodos de integración explícita o integración implícita para resolver este tipo de problemas. La principal ventaja de la integración explícita es que es relativamente fácil de formular, sin embargo, es un procedimiento poco robusto que impone fuertes restricciones al paso de tiempo. Por otro lado, la integración implícita es un método más complejo que entrega un procedimiento de cálculo estable y soluciones más precisas. Por este motivo suele utilizarse métodos de integración implícita para resolver la ecuación de equilibrio dinámico.

Uno de los métodos implícitos más utilizados es el método de Newmark. De acuerdo a este método el desplazamiento y la velocidad en el instante $t + \Delta t$ pueden expresarse como:

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + \left(\left(\frac{1}{2} - \alpha\right)\ddot{u}^t + \alpha \ddot{u}^{t+\Delta t} + \right)\Delta t^2$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + ((1-\beta)\ddot{u}^t + \beta \ddot{u}^{t+\Delta t})\Delta t$$

Donde α y β son coeficientes que determinan la precisión de la integración numérica. Generalmente se considera $\alpha = 0.25$ y $\beta = 0.25$ (método de aceleración promedio). Estas ecuaciones pueden reescribirse en la forma:

$$\ddot{u}^{t+\Delta t} = c_0 \Delta u - c_2 \dot{u}^t - c_3 \ddot{u}^t$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = c_1 \Delta u - c_4 \dot{u}^t - c_5 \ddot{u}^t$$

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \Delta u$$

Donde $c_0 \dots c_5$ son expresiones que dependen del paso de tiempo Δt y de los parámetros de integración α y β. De esta forma las aceleraciones, velocidades y desplazamientos al final de un intervalo de tiempo son expresadas en función de los valores al comienzo del intervalo. En el instante $t + \Delta t$ se tiene:

$$[M]\{\ddot{u}^{t+\Delta t}\} + [C]\{\dot{u}^{t+\Delta t}\} + [K]\{u^{t+\Delta t}\} = \{R^{t+\Delta t}\}$$

Reemplazando,

$$(c_0[M] + c_1[C] + [K])\Delta u = \{R_{ext}^{t+\Delta t}\} + [M](c_2\{\dot{u}^t\} + c_3\{\ddot{u}^t\}) + [C](c_4\{\dot{u}^t\} + c_5\{\ddot{u}^t\}) - \{R_{int}^t\}$$

De esta forma, el sistema de ecuaciones de un análisis dinámico tiene la misma estructura que el de un análisis estático. La diferencia es que la matriz de coeficientes y el vector de cargas nodales contienen términos adicionales de amortiguamiento y efectos inerciales. Por lo tanto, para cada intervalo de tiempo, pueden utilizarse los mismos métodos numéricos que se utilizan normalmente para análisis estáticos.

A pesar de las ventajas del método de integración implícita, el paso de tiempo Δt utilizado está sujeto a algunas restricciones. En general, la siguiente expresión puede utilizarse para determinar el paso de tiempo crítico (Pal, 1998).

$$\Delta t_{crítico} = \frac{l_e}{\alpha \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)} \sqrt{1 + \frac{B^4}{4S^2} - \frac{B^2}{2S}\left[1 + \frac{1-2\nu}{4}\frac{2S}{B^2}\right]}}}$$

Donde

l_e Longitud promedio del elemento finito
B Mayor dimensión del elemento finito
S Área del elemento finito

Este paso de tiempo asegura que ninguna onda avance una distancia mayor a la menor dimensión de un elemento durante un intervalo Δt.

4.4 Modelo constitutivo Mohr-Coulomb

El modelo de Mohr-Coulomb representa una primera aproximación al comportamiento de los suelos. Este no presenta endurecimiento y queda definido por cinco parámetros:

E: Módulo de Young
υ: Módulo de Poisson
c: Cohesión
ϕ: Ángulo de fricción interna
ψ: Ángulo de dilatancia

Para visualizar el tipo de aproximación que hace este modelo, en la Figura 16 se muestra la modelación de un ensayo triaxial mediante el modelo Mohr-Coulomb junto a un resultado típico de un ensayo triaxial para una arena densa.

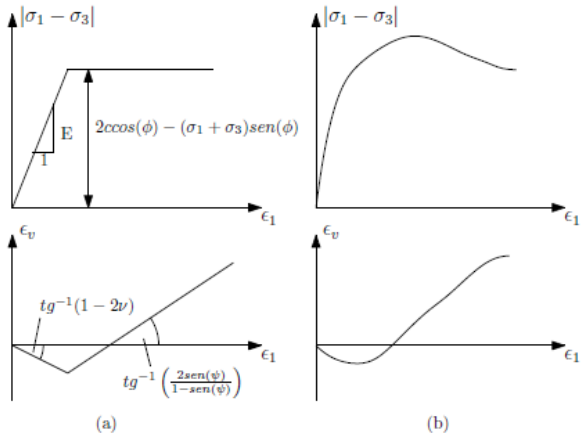

Figura 16 (a) Modelación de un ensayo triaxial y (b) resultado típico de un triaxial para una arena inicialmente densa (basada en Vermeer et al., 1984).

Las principales características del modelo se describen a continuación.

4.4.1 Región elástica

La idea básica del modelo Mohr-Coulomb es representada en la Figura 17, para el caso unidimensional. El modelo describe un comportamiento elastoplástico perfecto (sin endurecimiento).

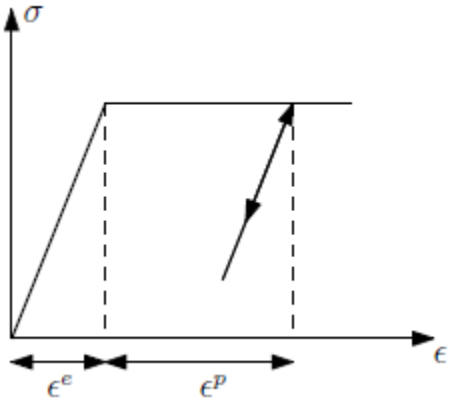

Figura 17 Idea básica del modelo de Mohr-Coulomb (basada en PLAXIS, 2015).

En consecuencia, a bajas deformaciones el modelo supone que el comportamiento del suelo es elástico, con el cual, en esa región todas las deformaciones se recuperan en un ciclo de carga y descarga (al contrario de la región plástica), despreciando todo tipo de disipación de energía. La región elástica queda descrita por la ley de Hooke $\sigma = D\epsilon$, a través de los parámetros E y ν.

4.4.2 Función de fluencia

La transición desde el comportamiento elástico al comportamiento plástico es determinada por la función de fluencia f, que en el caso del modelo Mohr-Coulomb es una extensión del criterio de falla de Mohr-Coulomb Figura 18.

$$\tau = c + \sigma \cdot tg(\phi) = \tau_f$$

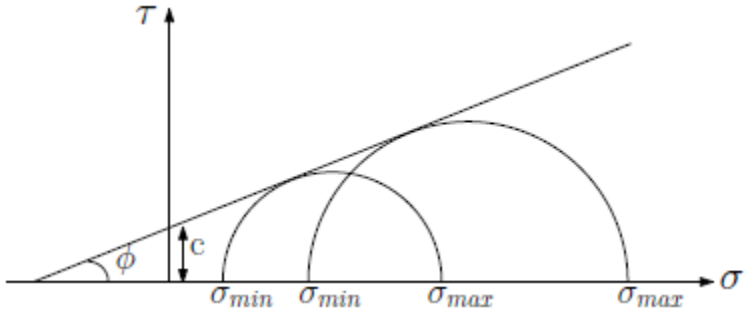

Figura 18 Criterio de falla de Mohr-Coulomb (Kuncar, F., 2016)

Lo que significa que la masa de suelo entrará en fluencia en un determinado punto cuando la tensión de corte movilizada en dicho punto sea igual a la resistencia de corte τ_f, la cual se determina mediante los parámetros de resistencia c y ϕ.

4.4.3 Regla de flujo y potencial plástico

El potencial plástico para este modelo se define es el espacio de las tensiones principales como

$$g = (\sigma_{max} - \sigma_{min}) + (\sigma_{max} + \sigma_{min}) \sin(\phi)$$

La regla de flujo del modelo de Mohr-Coulomb queda definida por el ángulo de dilatancia ψ, que cumple con $\psi \leq \phi$.

Para entender mejor el significado físico de esto, considérese un ensayo de corte como el mostrado Figura 19. En la interfaz entre las dos mitades de la caja de corte se forma una zona de ruptura, en la cual, se supondrá, no existen deformaciones paralelas.

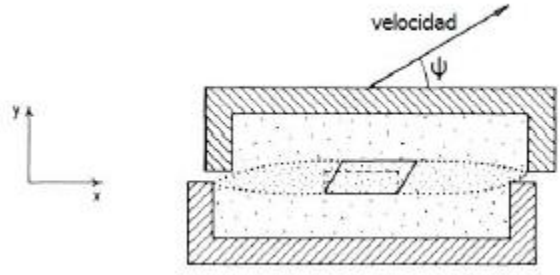

Figura 19 Ensayo de corte y ángulo de dilatancia (Vermeer et al., 1984).

Por lo tanto, el ángulo de dilatancia se interpreta como el ángulo que forma la velocidad de la banda de corte. Es importante notar que se pueden dar los siguientes casos en el modelo:

$\psi > 0$: Existe expansión volumétrica plástica, como en el caso de arenas densas.
$\psi < 0$: Existe contracción volumétrica plástica, como en el caso de arenas sueltas.
$\psi = 0$: No existe expansión ni contracción volumétrica plástica.
$\psi = \phi$: Caso asociado.

4.5 Modelación de la respuesta no drenada utilizando el modelo Mohr-Coulomb

4.5.1 Introducción

Siguiendo la teoría de Terzaghi, la tensión total, σ, inducida en un suelo saturado con un fluido, como el agua, puede ser dividida en dos partes; la parte que corresponde al esqueleto sólido del suelo, llamada tensión efectiva, σ' (negativa en compresión), y la presión del fluido al interior de los poros, p_ω (negativa en compresión), según

$$\sigma = \sigma' + m p_\omega$$

Donde para el caso general (tridimensional)

$$\sigma = [\sigma_x \quad \sigma_y \quad \sigma_z \quad \tau_{xy} \quad \tau_{yz} \quad \tau_{xz}]^T$$

$$\sigma' = [\sigma'_x \quad \sigma'_y \quad \sigma'_z \quad \tau'_{xy} \quad \tau'_{yz} \quad \tau'_{xz}]^T$$

Y donde

$$m = [1 \quad 1 \quad 1 \quad 0 \quad 0 \quad 0]^T$$

Este último vector m tiene sus últimas 3 componentes nulas debido a que el agua no ofrece resistencia al corte y por lo tanto no hay generación de presión de poros asociada a esas componentes, siendo las tensiones de corte totales equivalentes a las efectivas. En este enfoque se supone además que la resistencia y las deformaciones del esqueleto sólido están relacionadas solamente con las tensiones efectivas y no dependen de la presión de poros.

En general, el comportamiento del esqueleto sólido es caracterizado por un modelo constitutivo elasto-plástico en términos de las tensiones efectivas. Sin embargo, para simplificar el problema y mostrar la naturaleza acoplada del fenómeno de intersección suelo-fluido en los poros, se supondrá acá una relación constitutiva del suelo lineal-elástica. Dado que la tensión efectiva es la responsable de generar deformaciones en el esqueleto sólido.

La condición completamente no drenada implica la hipótesis de que el agua no tiene tiempo de escurrir a través de los intersticios del suelo, debido a una solicitación rápida con respecto a la permeabilidad del suelo, generándose exceso de presión de poros $(p_\omega \neq 0)$. Esto equivale a suponer que la permeabilidad del suelo tiende a cero $(k_p \to 0)$. Si además se supone que el agua es incompresible $(K_\omega \to 0)$. Esto implica que en condición completamente no drenada la variación en el volumen del suelo es nula. Sin embargo, en la realidad el módulo de compresibilidad del agua, K_ω, es grande pero no infinito. Por lo que la expresión para determinar el exceso de presión de poros queda determinada por:

$$dp_\omega = \frac{K_\omega}{n} d\epsilon_v = \frac{K_\omega}{n}(d\epsilon_x + d\epsilon_y + d\epsilon_z)$$

Donde la porosidad se calcula mediante

$$n = \frac{e_0}{1 - e_0}$$

Siendo e_0 la razón inicial de vacíos del suelo.

La ecuación que determina el exceso de presión de poros, implica que los cambios en la presión de poros estarán determinados por los cambios que se produzcan en las deformaciones del suelo.

Por otro lado, derivando la ecuación de Terzaghi se obtiene

$$d\sigma = d\sigma' + m dp_\omega$$

Donde, para el caso de deformaciones planas

$$d\sigma = [d\sigma_x \quad d\sigma_y \quad d\tau_{xy} \quad d\sigma_z]^T$$

$$d\sigma' = [d\sigma'_x \quad d\sigma'_y \quad d\tau'_{xy} \quad d\sigma'_z]^T$$

$$m = [1 \quad 1 \quad 0 \quad 1]^T$$

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \\ d\sigma_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} d\sigma'_x \\ d\sigma'_y \\ d\tau'_{xy} \\ d\sigma'_z \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} dp_\omega \\ dp_\omega \\ 0 \\ dp_\omega \end{Bmatrix}$$

Para escribir la ecuación constitutiva asociada a la tensión efectiva, σ', es necesario utiliza parámetros efectivos del suelo, es decir, parámetros que caractericen el suelo en su condición drenada (o a largo plazo), lo que en términos experimentales se traduce en la aplicación de la carga lo suficientemente lento para que no se produzcan excesos de presión de poros. En el caso elástico estos parámetros corresponden a E' y v', es decir, al módulo elástico y el módulo de Poisson efectivos. De esta manera la relación constitutiva, $d\sigma' = Dd\epsilon$, queda

$$\begin{Bmatrix} d\sigma'_x \\ d\sigma'_y \\ d\tau'_{xy} \\ d\sigma'_z \end{Bmatrix} = \frac{E'}{(1+v')(1-2v')} \begin{bmatrix} 1-v' & v' & 0 & v' \\ v' & 1-v' & 0 & v' \\ 0 & 0 & \frac{1-2v'}{2} & 0 \\ v' & v' & 0 & 1-v' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\gamma_{xy} \\ d\epsilon_z \end{Bmatrix}$$

Donde $d\epsilon_z = 0$ por tratarse de deformaciones planas. Invirtiendo esta relación y reemplazando la ecuación en la ecuación de Terzaghi se llega a

$$\begin{Bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\gamma_{xy} \\ d\epsilon_z \end{Bmatrix} = \frac{1}{E'} \begin{bmatrix} 1 & -v' & 0 & -v' \\ -v' & 1 & 0 & -v' \\ 0 & 0 & 2+2v' & 0 \\ -v' & -v' & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma_x - dp_\omega \\ d\sigma_y - dp_\omega \\ d\tau_{xy} \\ d\sigma_z - dp_\omega \end{Bmatrix}$$

Es posible, ahora, reescribir esta relación en términos de las tensiones totales, σ, reemplazando la ecuación de exceso de presión de poros y realizando un cambio de variables que se describe a continuación. De este modo la relación queda

$$\begin{Bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\gamma_{xy} \\ d\epsilon_z \end{Bmatrix} = \frac{1}{E_u} \begin{bmatrix} 1 & -v_u & 0 & -v_u \\ -v_u & 1 & 0 & -v_u \\ 0 & 0 & 2+2v_u & 0 \\ -v_u & -v_u & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \\ d\sigma_z \end{Bmatrix}$$

Donde E_u y v_u se definen como el módulo de elasticidad y el módulo de Poisson en condición no drenada, respectivamente. Experimentalmente estos parámetros se pueden determinar mediante la aplicación de la carga lo suficientemente rápido para que no exista drenaje, y están dados por el siguiente cambio de variables, que los asocian a los parámetros efectivos:

$$E_u = 2G(1+v_u)$$

Donde G corresponde al módulo de corte, que puede ser calculado mediante

$$G = \frac{E'}{2(1+v')}$$

Y

$$v_u = \frac{v' + \mu(1+v')}{1+2\mu(1+v')}$$

Donde

$$\mu = \frac{1}{3n}\frac{K_\omega}{K'}$$

$$K' = \frac{E'}{3(1-2v')}$$

Siendo K' definido como el módulo de compresibilidad efectivo del suelo.

En estas expresiones, usar un valor $v_u = 0.5$ equivale a considerar el agua como incompresible ($K_\omega \to \infty$), lo cual, como se explicó anteriormente, no es real, y por otro lado, numéricamente implica generar una matriz de rigidez singular. Como alternativa, se puede utilizar un valor de v_u distinto pero cercano a 0.5 ($v_u = 0.495$ según Galavi, 2010), y de esta forma se considera que el agua es ligeramente compresible, lo que implica que pueden ocurrir pequeños cambios en la deformación volumétrica.

Luego de seguir este criterio, se despeja el módulo de compresibilidad del agua

$$k_\omega = \frac{3K'n(v_u - v')}{(1-2v_u)(1+v')}$$

Esta expresión (usando $v_u = 0.495$) asegura un valor del módulo de compresibilidad del agua grande en comparación al módulo de compresibilidad del suelo ($K_\omega \geq 30nK'$ siempre que $v' \leq 0.35$, según PLAXIS, 2015).

De este modo, es posible formar la matriz de rigidez global del sistema en términos de las tensiones totales, K_u, utilizando los parámetros no drenados E_u y v_u, a partir de la matriz D_u:

$$D_u = \frac{E_u}{(1+v_u)(1-2v_u)} \begin{bmatrix} 1-v_u & v_u & 0 & v_u \\ v_u & 1-v_u & 0 & v_u \\ 0 & 0 & \frac{1-2v_u}{2} & 0 \\ v_u & v_u & 0 & 1-v_u \end{bmatrix}$$

Pudiéndose reescribir la ecuación de movimiento en la forma desacoplada

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + K_u U = F_{ext}$$

4.5.2 Modelo Mohr-Coulomb en el espacio p'-q

Para comprender el comportamiento que se obtiene al utilizar el modelo Mohr-Coulomb en condición no drenada resulta ilustrativo reproducir un ensayo triaxial. Para esto es conveniente expresar el modelo en términos de variables denominadas invariantes (debido a que se mantienen constantes independiente de la orientación del sistema de referencia que se utilice para definirlas). A continuación estas se expresan en términos de las tensiones principales:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma_1' + \sigma'_2 + \sigma_3')$$

$$q = q' = \sqrt{\frac{1}{2}((\sigma_1' - \sigma_2')^2 + (\sigma_2' - \sigma_3')^2 + (\sigma_1' - \sigma_3')^2)}$$

$$\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$$

$$\epsilon_q = \sqrt{\frac{2}{9}((\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2)}$$

Donde

p': Tensión isotrópica
q: Tensión de corte equivalente
ϵ_v: Deformación volumétrica
ϵ_q: Deformación desviadora

A partir de estos invariantes, el modelo Mohr-Coulomb puede ser expresado de la siguiente manera, en el caso de compresión triaxial:

- Región elástica

$$\begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K' & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_v^e \\ d\epsilon_q^e \end{Bmatrix}$$

- Superficie de fluencia:

$$f(p', q) = q - Mp' - c^* = 0$$

Donde

$$M = \frac{6\sin(\phi')}{3 - \sin(\phi')}$$

$$c^* = \frac{6c'\cos(\phi')}{3 - \sin(\phi')}$$

La superficie de fluencia puede ser visualizada en el plano $p' - q$, como se muestra en la Figura 20.

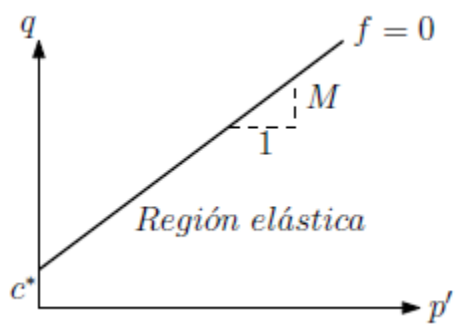

Figura 20 Superficie de fluencia modelo Mohr-Coulomb en el plano p'-q.

- Potencial plástico:

$$g(p', q) = q - M^* p' + cte$$

Donde

$$M^* = \frac{6\sin(\psi')}{3 - \sin(\psi')}$$

4.5.3 Modelación de un ensayo triaxial consolidado no drenado

La Figura 21 representa un ensayo triaxial consolidado en compresión en términos de las tensiones principales. Básicamente, en este ensayo se mantiene una tensión horizontal radial constante sobre la probeta ($\sigma_2 = \sigma_3$), mientras se produce el incremento de la tensión vertical axial (σ_1), a partir de un estado $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (lo que implica que inicialmente $q = 0$).

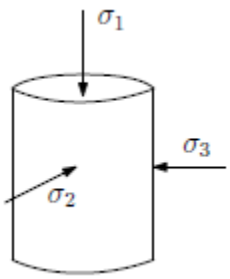

Figura 21 Esquema de un ensayo triaxial consolidado en compresión.

Considerando que $\sigma_2 = \sigma_3$, los invariantes definidos en la sección anterior (en términos de las tensiones totales) se reducen a

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$$

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\epsilon_v = \epsilon_1 + 2\epsilon_3$$

$$\epsilon_q = \frac{2}{3}(\epsilon_1 - \epsilon_3)$$

Además, debido a las características del ensayo antes señaladas, este cumple la siguiente relación en el plano $p - q$:

$$q = 3p - 3\sigma_3$$

Si el ensayo se realiza en condición drenada se tiene que $p = p'$ y no existe generación de presión de poros, mientras que si se realiza en condición no drenada, existe generación en la presión de poros y $p = p' + p_\omega$.

En la Figura 22 se esquematiza (en color azul) la trayectoria que sigue el modelo Mohr-Coulomb, con $\psi' = 0$, en un ensayo triaxial consolidado no drenado, para distintos planos de interés. Adicionalmente, y para efectos de comparación, se grafica (en negro) la trayectoria del modelo en un ensayo triaxial consolidado drenado.

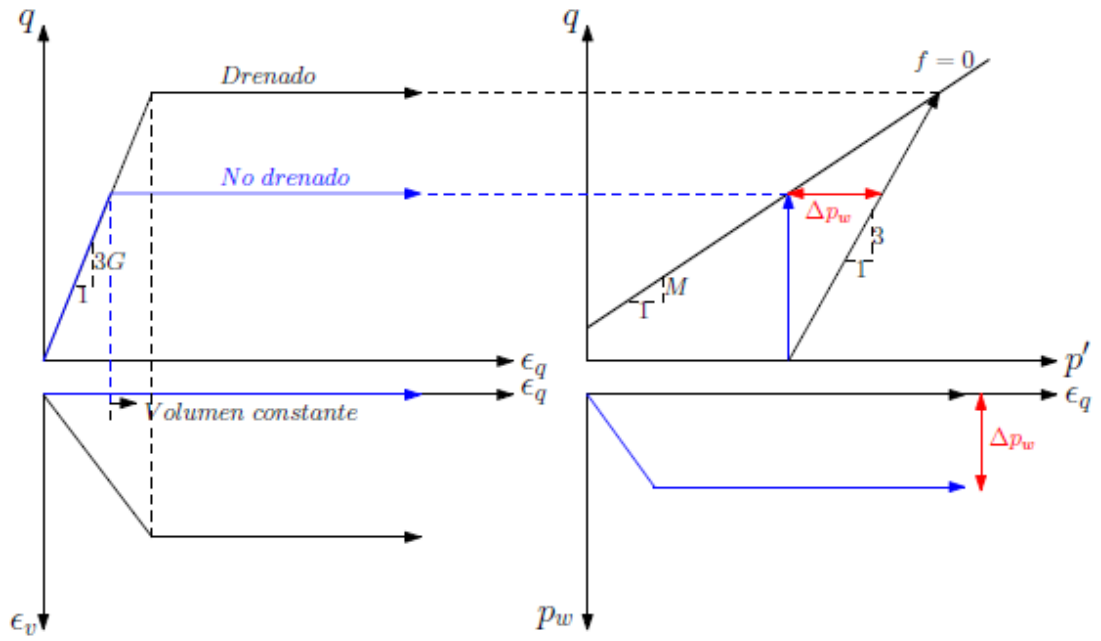

Figura 22 Comparación entre ensayo triaxial drenado y no drenado modelado mediante el modelo Mohr-Coulomb.

Para entender el comportamiento del modelo, considérese lo siguiente:

De la ecuación que define la región elástica, se tiene

$$dp' = K' d\epsilon_v^e$$

Como ya se mencionó, en el caso completamente no drenado se utiliza un valor v_u cercano a 0.5 ($v_u = 0.495$), y por lo tanto el cambio en la deformación volumétrica, $d\epsilon_v$, es un valor cercano a 0, lo que trae como consecuencia que $dp' \to 0$. Esto quiere decir que en el rango elástico se tendrá un valor de p' prácticamente constante, lo que explica la trayectoria vertical de las tensiones en el plano $p' - q$. Por otro lado, en el caso del ensayo drenado se tiene $p' = p$, por lo que la trayectoria en el plano $p' - q$ sigue el mismo camino definido por la recta dada por la ecuación $q = 3p - 3\sigma_3$, que posee pendiente 3. Como consecuencia de lo anterior, se tiene que para el caso no drenado la trayectoria de tensiones en el plano $p' - q$ intercepta a la superficie de fluencia ($f = 0$) en una tensión de corte equivalente, q, menor que el caso drenado, lo que explica las diferencias que se visualizan en el plano $\epsilon_q - q$.

En el plano $\epsilon_q - \epsilon_v$ se muestra la variación que se tiene la deformación volumétrica, ϵ_v, a medida que transcurre el ensayo. Debido a que se utiliza un valor de $\psi' = 0$, la deformación volumétrica es constante en una vez que la muestra entra en el rango plástico, tanto para el ensayo drenado como para el no drenado. Si bien, en el caso del ensayo no drenado se ha graficado como nula la deformación volumétrica, está en realidad no lo es (debido al uso de $v_u = 0.495$) y su variación produce cambios importantes en la presión de poros debido al uso de un módulo de compresibilidad del agua, K_w, grande. Esto se puede visualizar en el plano $\epsilon_q - p_\omega$, donde existe un incremento de la presión de poros mientras el suelo se encuentra en la región elástica producto del incremento (en compresión) de la deformación volumétrica.

CAPÍTULO 5

5 ANTECEDENTES

5.1 Introducción

Los eventos sísmicos en el litoral central de Chile se caracterizan por la ocurrencia de terremotos de gran magnitud (Magnitud de Richter superior a 8) con epicentros marítimos en las vecindades de Valparaíso. Desde la llegada de los españoles hasta hoy se registran 5 terremotos de estas características, En 1647, 1730, 1822, 1906 y 1985. Nishenko (1985) deduce que estos eventos poseen un período de retorno de 85 con una variación de más o menos cinco años.

Posterior al terremoto de Algarrobo 1985 y terremoto del Maule 2010, el comportamiento de los edificios a nivel país se puede catalogar como bueno, donde los daños observados son menores, sin daño estructural, dada la gran magnitud de los sismos. Sin embargo, los edificios ubicados en el Plan de Viña del Mar sí mostraron daños (Thiers, 2014). Un total de 16 edificios presentaron daño estructural severo, 5 de estos tuvieron que ser demolidos. Entre los cuales destacan Ed. Antígona, Ed. Bahía, Ed. Festival, Ed. Tenerife y Ed. Toledo, la ubicación de estos edificios se pueden ver en la Figura 23.

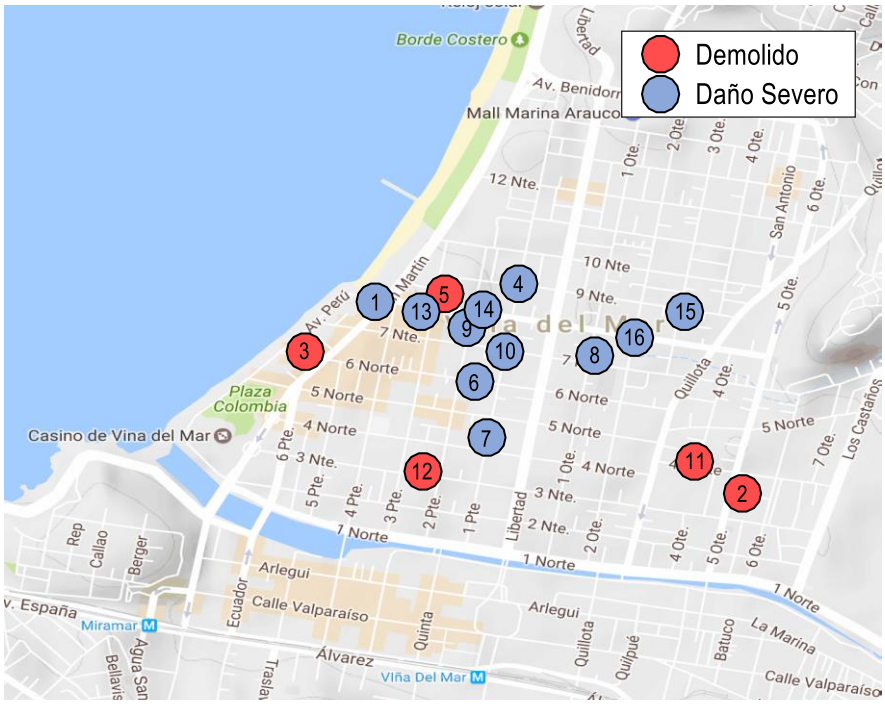

Figura 23 Ubicación de edificios dañados en el plan de Viña del Mar: Ed. Acapulco (1), Ed. Antígona (2), Ed. Bahía (3), Ed. Emporium (4), Ed. Festival (5), Ed. Marina del Sol (6), Ed. Monte Bianco (7), Ed. Murano (8), Ed. Río Imperial (9), Ed. Río Petrohue (10), Ed. Tenerife (11), Ed. Toledo (12), Ed. Torre del Mar (13), Ed Tricahue (14), Ed. 9 Norte (15), Ed. Emperador (16).

Edificios de similares características ubicados a pocos kilómetros de estos no presentaron daños significativos en su estructura. Saragoni et al. (1986) concluyó basándose en el terremoto de Algarrobo (1985) que la cuenca sedimentaria del Marga - Marga amplifica la señal sísmica en superficie para periodos de vibración altos o lo que se suele denominar como “efecto de sitio”.

5.2 Marco geológico

Grimme y Álvarez (1964) caracterizaron la topografía de Viña del Mar e indicaron que se ubica en una zona de costa de regresión. Sus rasgos geomorfológicos más característicos son las terrazas de abrasión marina y de depositación, acantilados costeros y profundas quebradas que cortan las terrazas. En el plan de la ciudad se encuentra en una llanura, la cual está conformada por sedimentos marino-fluviales que provienen del estero Marga-Marga y la propia costa, se sitúa delimitada por terrazas por el norte y al estero por el sur, El mapa geológico propuesto por Grimme y Álvarez, y adaptado por Carrasco y Núñez (2013) se puede ver en la Figura 24, mientras que su clasificación geológica en la Tabla 1.

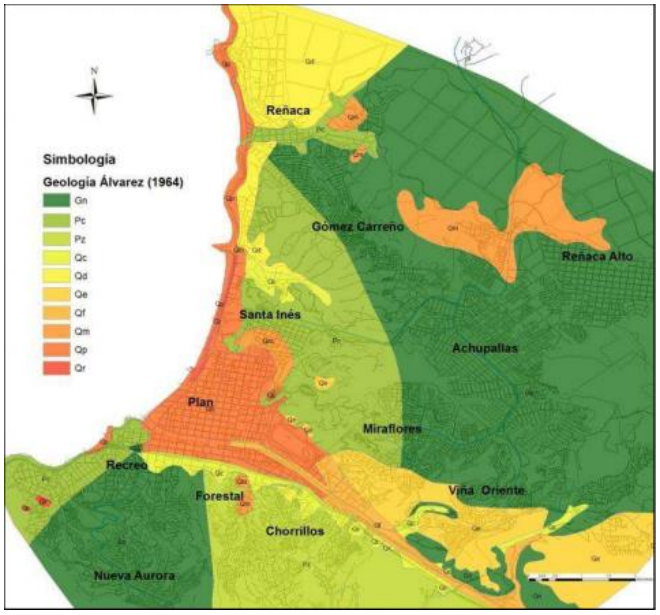

Figura 24 Mapa geológico de Viña del Mar (Carrasco, O y Nuñez .C, 2013)

Edad geológica	Unidad	Descripción
Precámbrico	Pc/Gn	Esquistos, anfibolitas, neis de transición (Gn)
Paleozoico	Pz	Intrusivo granítico
Cuaternario – Reciente	Qr	Relleno artificial
	Qc	Coluvio
Cuaternario – Pleistoceno Reciente	Qf	Relleno fluvial
	Qp	Arena y grava de playa
	Qd	Arena eólica (dunas)
Cuaternario – Pleistoceno	Qe	Terrazas esturiales
	Qm	Terrazas marinas

Tabla 1 Clasificación de edades geológicas (Grimme, K y Álvarez. L., 1964).

Posteriormente Gana et al. (1996) propuso un mapa geológico para Valparaíso-Viña del Mar que se puede apreciar en la Figura 25.

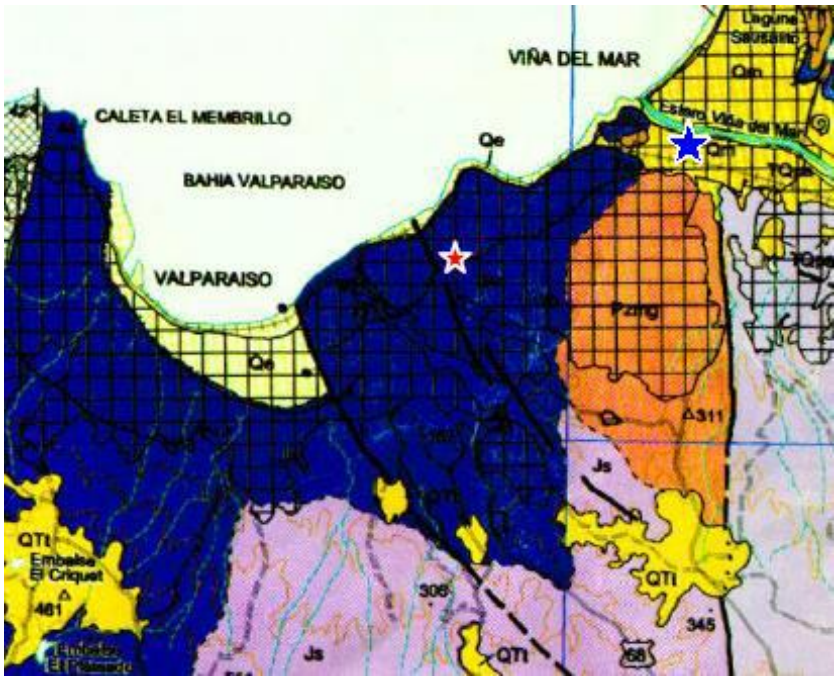

Figura 25 Mapa geológico Valparaíso-Viña del Mar, Gana et al. (1996).

Luego Carrasco y Núñez (2013) generaron un mapa geológico simplificado que se basa en las edades de cada unidad geológica, identificado las áreas correspondientes a sedimentos no consolidados (Cuaternario), semi-consolidados (Terciario) y rocas intrusivas (Jurásico/Paleozoico), este se puede apreciar en la Figura 26.

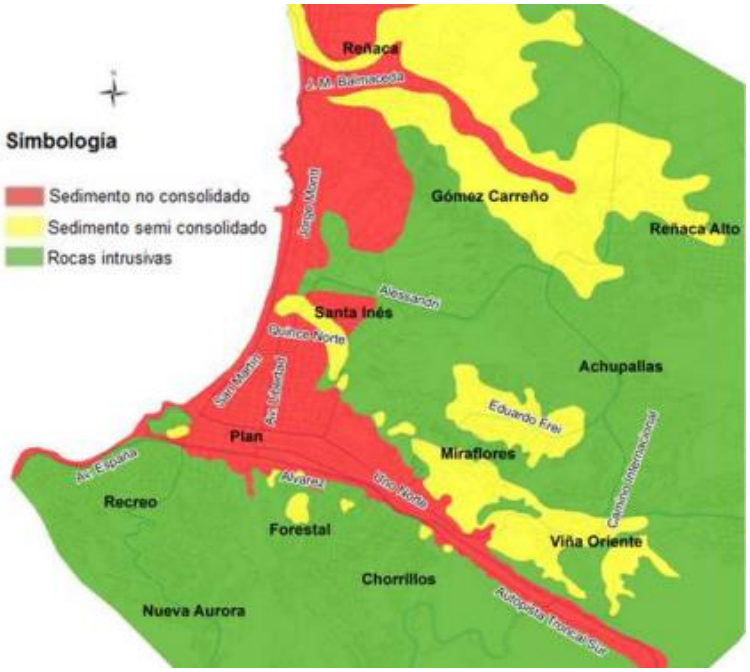

Figura 26 Mapa geológico simplificado de Viña del Mar (Carrasco, O. y Nuñez C., 2013).

Boroschek et al (2012) concluyó que la roca sobre la cual está el acelerógrafo ubicado en UTFSM Valparaíso corresponde a gneis de anfíbol de composición granodiorítica. La meteorización de la roca se mantiene en un grado I-III en zonas de mayor exposición a la intemperización, y su resistencia es de una roca fresca extremadamente resistente R6.

Varios autores han identificado la falla del Marga-Marga, estaría ubicada al norte de estación sismológica Viña del Mar centro. Esta falla presenta una orientación N 50°W con manteo sub-vertical hacia SW y una extensión aproximada de cinco kilómetros de ancho por 48 kilómetro de largo. La distribución de daño sísmico y traza del Marga-Marga se puede observar en la Figura 27.

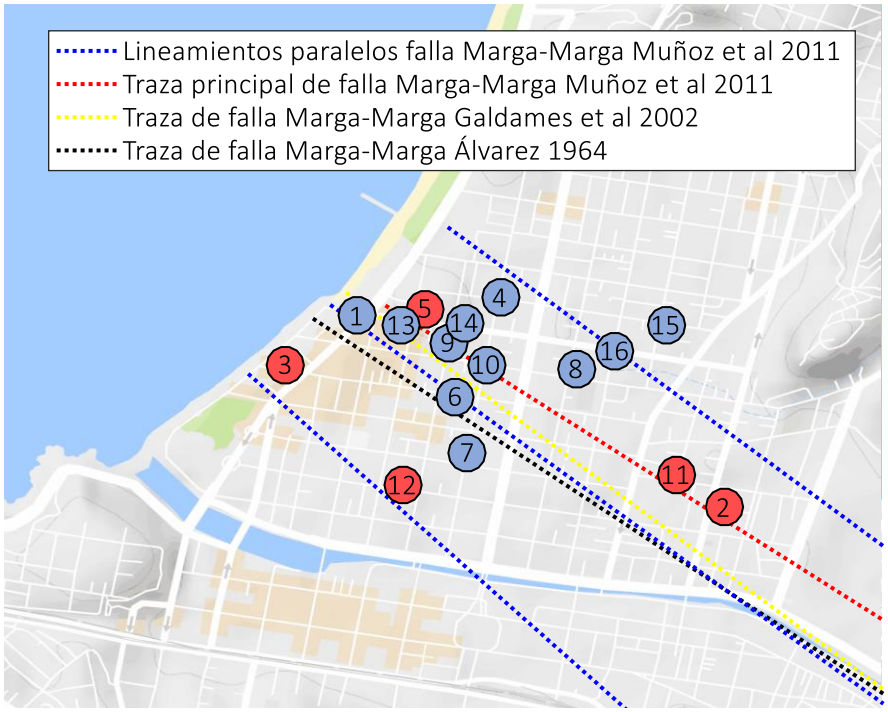

Figura 27 Distribución de daño sísmico y traza de la falla Marga-Marga

5.3 Morfología del basamento rocoso

Verdugo (1996) mediante métodos gravimétricos de prospección geofísica basadas en la medición de pequeñas variaciones del campo gravitacional en puntos discreto, determino la morfología del basamento rocoso en el plan de Viña del Mar. En la Figura 28 se observan las curvas de profundidad de la roca obtenidas por Verdugo.

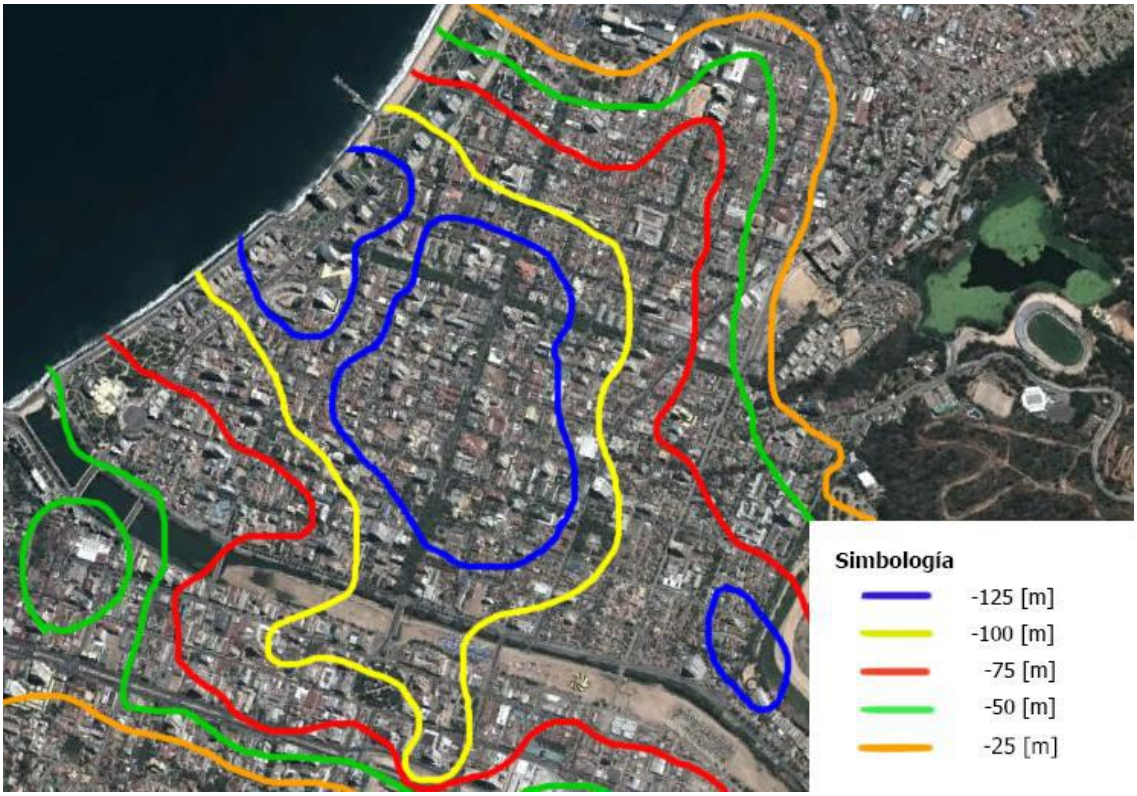

Figura 28 Morfología del basamento rocoso en Viña del Mar, (Verdugo, A., 1996).

Thorson (1999), concluye que la profundidad máxima del basamento rocoso en Viña del Mar no debe exceder los 100 metros. Además se esperaría la presencia de una laguna de fango blando a partir de los 15 metros de profundidad, sin embargo, Thiers (2014) asegura que ninguno de los sondajes realizados logró detectar dicha laguna.

Serafini (2017) a través del método de Nakamura, estimo la profundidad del basamento rocos en el plan de Viña del Mar a partir de mediciones espectrales H/V. En la Figura 29 se observan las curvas de profundidad de la roca.

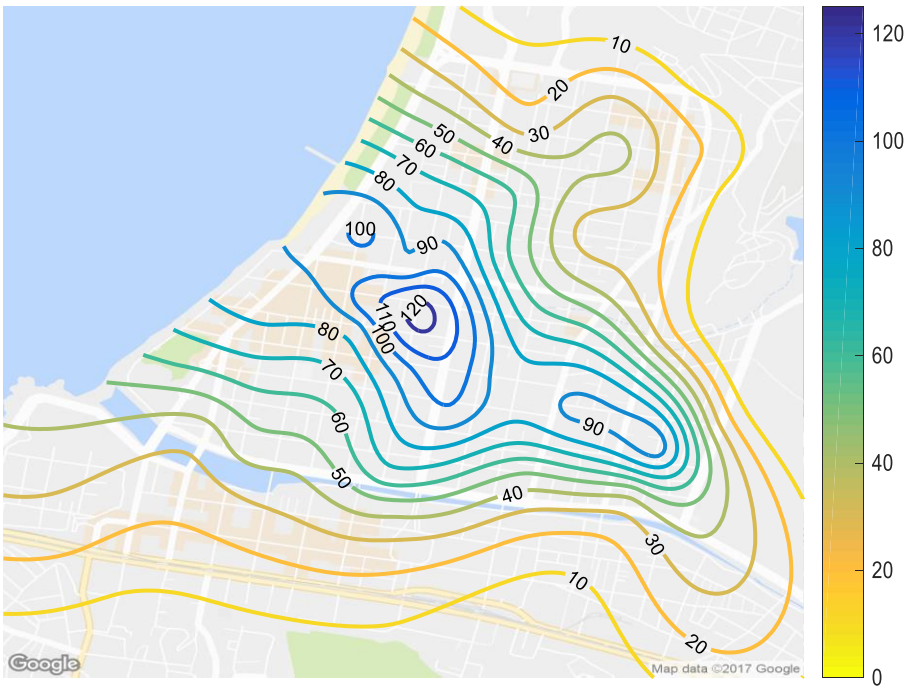

Figura 29 Morfología basamento rocoso plan de Viña del Mar. (Modificada de Serafini, 2017).

5.4 Mapa estratigrafico

Luengo (1986) describe para Viña del Mar 26 zonas con estratigrafías típicas, relativamente superficiales, de las cuales 15 se concentran en el plan de la ciudad, donde especifica que el subsuelo está constituido por suelo granular de gravas finas y arenas.

Bustos (2017), determino a través de una zonificación geotécnica, en 3 dimensiones, los distintos horizontes del subsuelo del plan de Viña del Mar, en el que se observa un primer horizonte, a nivel de superficie, de relleno orgánicos de baja compacidad de un espesor no mayor a 1.5 metros en su parte más profunda. Bajo este estrato se puede apreciar tres grandes horizontes que se ubican de forma intercalada, los cuales están constituidos por arenas limosas bien y el mal graduadas de origen sedimentario y limos de baja plasticidad. Con menos frecuencia se observan estratos de gravas arcillosas y limosas bien graduadas, en particular hacia el oriente del plan. Ya en una menor proporción, se presenta lentes de arcilla de baja plasticidad (CL). En la Figura 30 los distintos horizontes del subsuelo identificados por Bustos para el plan de Viña del Mar.

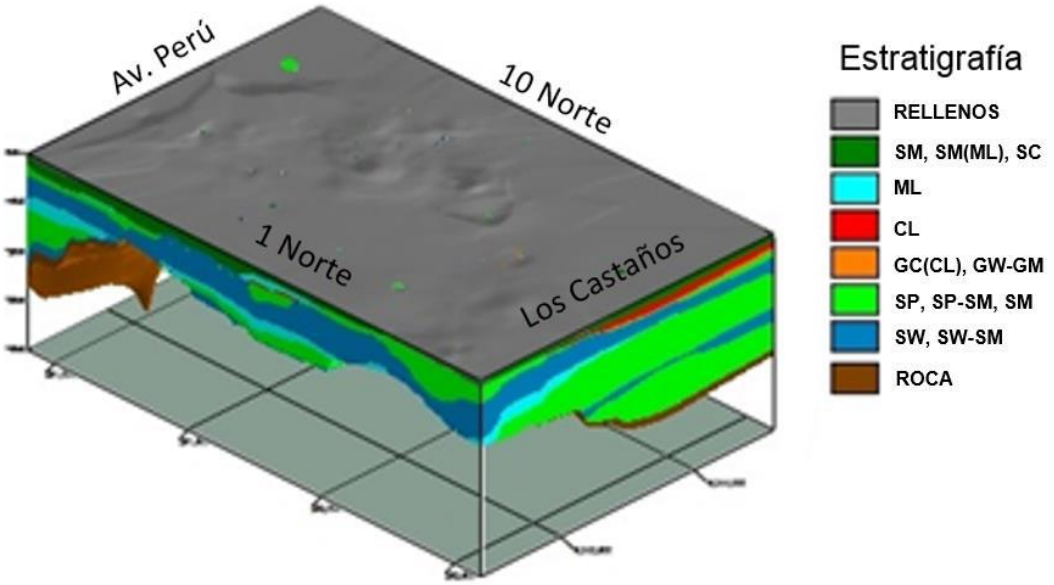

Figura 30 Mapa estratigráfico plan de Viña del Mar (Bustos. I, 2017).

El nivel freático del agua varía en función de la ubicación y la estación del año en que se realizó el sondaje. En general la profundidad de la napa en el plan de Viña del Mar alcanza los 3 a 5 metros, por lo que los estratos naturales se encuentran mayoritariamente saturados.

Suazo et al. (2016) Concluye mediante la utilización de algunas correlaciones utilizadas en estudios de respuesta sísmica de suelos, que dentro del plan de Viña del Mar existen zonas que son susceptibles a experimentar deformaciones significativas bajo eventos sísmicos de alta intensidad, afectando la respuesta de estructuras cimentadas sobre estos suelos.

5.5 Periodo fundamental del suelo de viña del mar

Carrasco y Núñez (2013), utilizando el método de Nakamura para determinar el periodo fundamental del suelo en distintos puntos de la ciudad, obtuvieron curvas de isoperíodos que se observan en la Figura 31.

Figura 31 Curvas de isoperíodos, Viña del Mar (Carrasco, O. y Núñez, C., 2013).

Ellos observaron que el periodo fundamental del suelo en que cual se encuentra ubicada la estación de Viña del Mar es aproximadamente 0.4 segundos. Por otro lado, el período fundamental del suelo donde se observó la mayor cantidad de daño varía entre los 0.8 y 1 segundo.

5.6 Amplificación sísmica

Pérez (2000), genero un mapa de amplificaciones sísmica (Figura 32), utilizando una estratificación y descripción de singularidades del plan de la ciudad, basándose en 21 ensayos de penetración estándar utilizados por Luengo (1986) más 8 ensayos obtenidos entre los años 1987-1997 por LEMCO, que salvo 3 SPT alcanzan más de 20 metros de profundidad. Pérez utiliza la morfología del basamento rocoso propuesta por Verdugo (1996) y considera además la caracterización de la rigidez en el espacio es contante a una profundidad determinada utilizando la siguiente expresión, propuesta por Verdugo (1995).

$$V_s(m/s) = 245 + 5.882\sqrt{43.7 + 34 \cdot z} \qquad \text{Para } z > 5(m)$$

Pérez, concluye que el comportamiento no lineal del suelo resulta fundamental en la respuesta de éstos, por lo tanto, una microzonificación basada en propiedades dinámicas de suelo constantes, no es recomendable. Además menciona que el modelo bidimensional, posee deficiencias y limitaciones, ya que no considera un análisis no drenado.

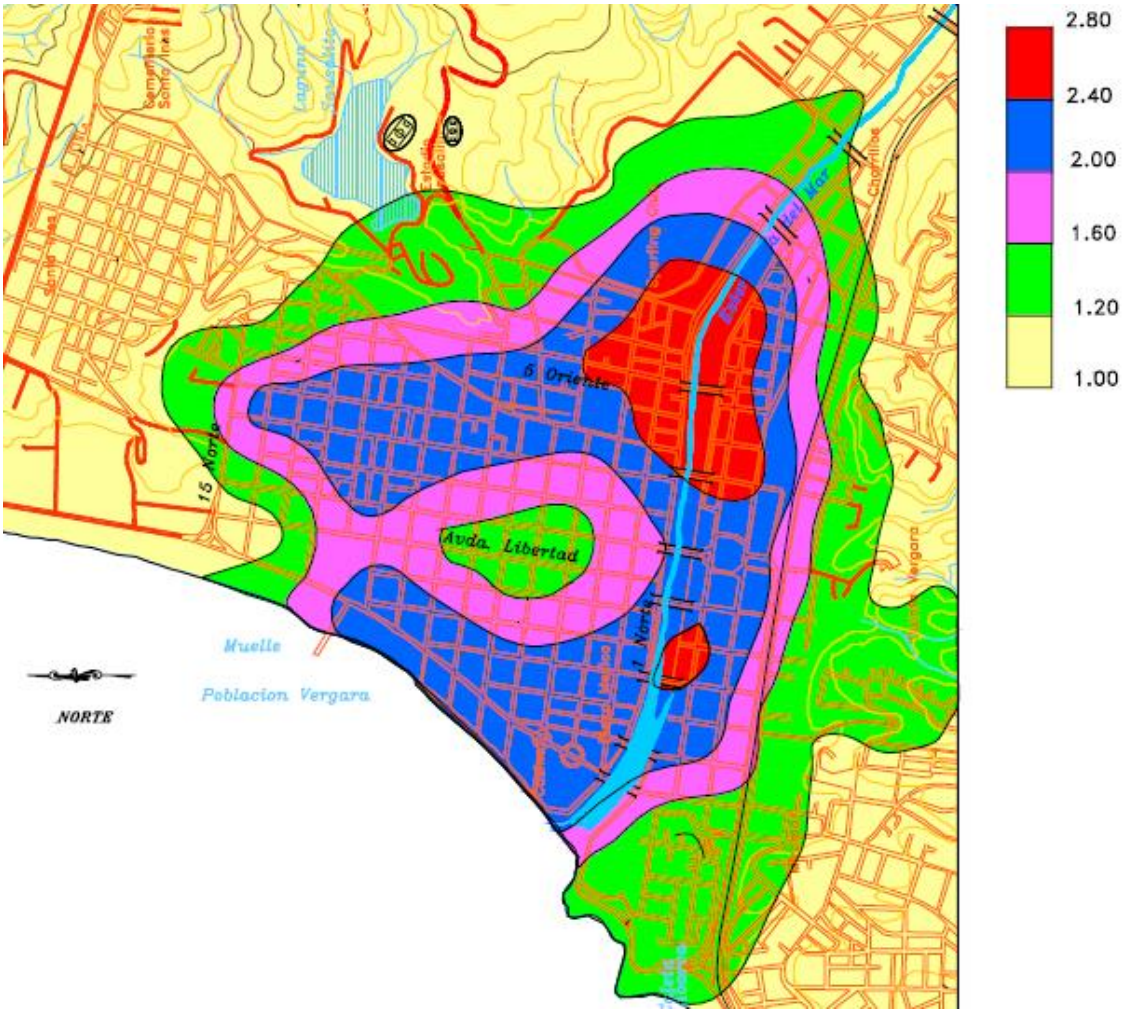

Figura 32 Microzonifación de Viña del Mar (Pérez, 2000).

CAPÍTULO 6

6 MODELACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL SUBSUELO DEL PLAN DE VIÑA DEL MAR

6.1 Introducción

Para modelar la respuesta sísmica del subsuelo del plan de Viña del Mar se utiliza los dos métodos estudiado Método lineal-equivalente (explicado en el capítulo 2) y el método FEM (explicado en el capítulo 3). El sitio modelado se encuentra en la Figura 33, que corresponde al plan de Viña del Mar, el cual para efectos de esta tesis fue discretizado en cuadras. Para la caracterización del subsuelo del plan de Viña del Mar, se consideró una base de datos histórica comprendida entre los años 1977 hasta la actualidad, la cual fue recopilada por diversos laboratorios de mecánica de suelos de la región y desde la dirección de obras municipales. A lo anterior se suman los estudios realizados por otros autores en el pasado (e.g. Aguirre, 2000). La información utilizada consistió en 191 ensayos de penetración dinámica de cono (DCPT), 61 ensayos de penetración estándar (SPT) y 77 ensayos de refracción sísmica por microtremores. Adicionalmente, para cada uno de los SPT se tiene los resultados de ensayos de caracterización física. El sismo utilizado para la modelación corresponde al terremoto del Maule del 2010 de magnitud $8.8\,Mw$. La existencia de un registro en roca de este sismo en Valparaíso (estación UTFSM) permite estimar la aceleración en la base del depósito en estudio.

En este capítulo se muestra la elección del ancho del modelo, así como la elección de las frecuencias que definen el amortiguamiento de Rayleihg, tienen una influencia importante en la respuesta obtenida en la superficie del depósito. Debido a esto, se realiza un proceso de calibración del modelo, basado en la respuesta obtenida mediante el programa de propagación unidimensional de onda, EERA.

La respuesta sísmica en la superficie del depósito es determinada utilizando los dos programas de propagación (EERA y PLAXIS)

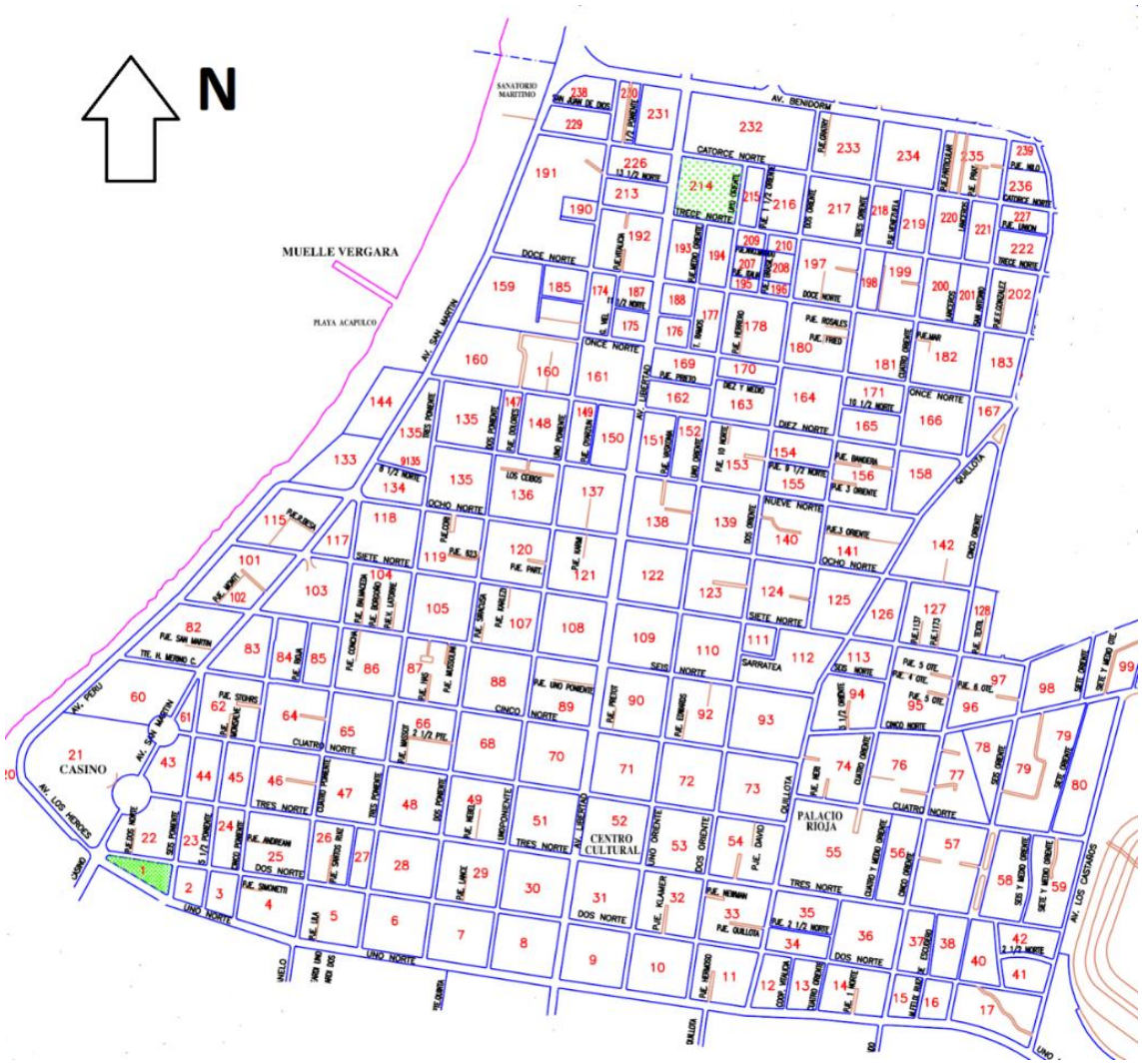

Figura 33 Zona de estudio por cuadras según estructura urbana Viña del Mar (Bustos, 2017).

6.2 Mapa estratigráfico y profundidad al basamento rocoso

Para la caracterización del subsuelo se utiliza la estratigrafía propuesta por Bustos (2017) (Figura 30). Para la determinación de la profundidad del basamento rocoso de la cuenca del Marga-Marga, y por ende del espesor de los depósitos de suelo, se recurre al trabajo realizado por Serafini (2017), en el cual a través del método de Nakamura, estimo la profundidad del basamento rocos en el plan de Viña del Mar a partir de mediciones espectrales H/V (Figura 29).

6.3 Velocidad de onda de corte

La velocidad de onda de corte se obtuvo a partir de una base de datos histórica, la data comprende entre los años 1977 hasta la actualidad, la cual fue recopilada por diversos laboratorios de mecánica de suelos de la región y desde la dirección de obras municipales. Está consiste en 191 ensayos de penetración dinámica de cono (DCPT), 61 ensayos de penetración estándar (SPT) y 24 ensayos de refracción sísmica por microtremores. Adicionalmente, para cada uno de los SPT se tiene los ensayos de caracterización física. En la Figura 34 se observan los distintos ensayos recopilados para el plan de Viña del Mar.

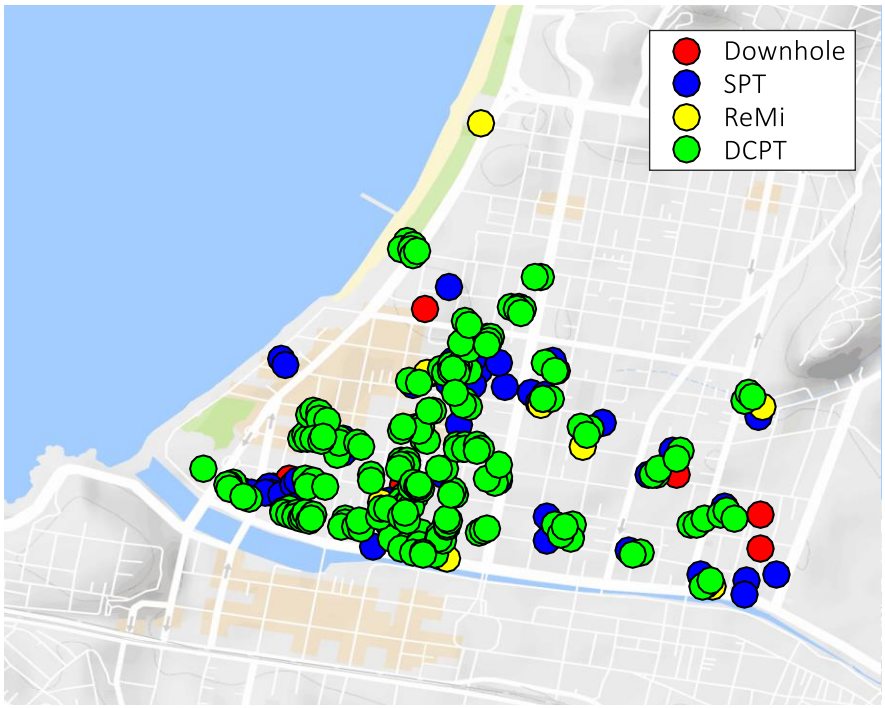

Figura 34 Ubicación de los ensayos recopilados en el plan de Viña del Mar.

Para caracterizar el subsuelo del plan de Viña del Mar se recopilo un total de 24 ensayos de microtremor, lo que representa un número bajo en comparación con las distintas sondajes de exploración geotécnica. Es por esto que se utilizaron algunas correlaciones para poder tener una mayor cantidad de información, al momento de caracterizar el suelo. Por lo que se identificó para cada cuadra del plan de Viña del Mar (Figura 33), el total de ensayos realizados y se escogió el ensayo que mejor representa el fenómeno en cada una de ellas. El ensayo que mejor caracteriza la V_s es el Downhole, seguido del ReMi, para los otros dos ensayos se tuvieron que hacer correlaciones para poder obtener el perfil de onda de corte de cada cuadra. En la Figura 35 se muestra los ensayos utilizados para este análisis.

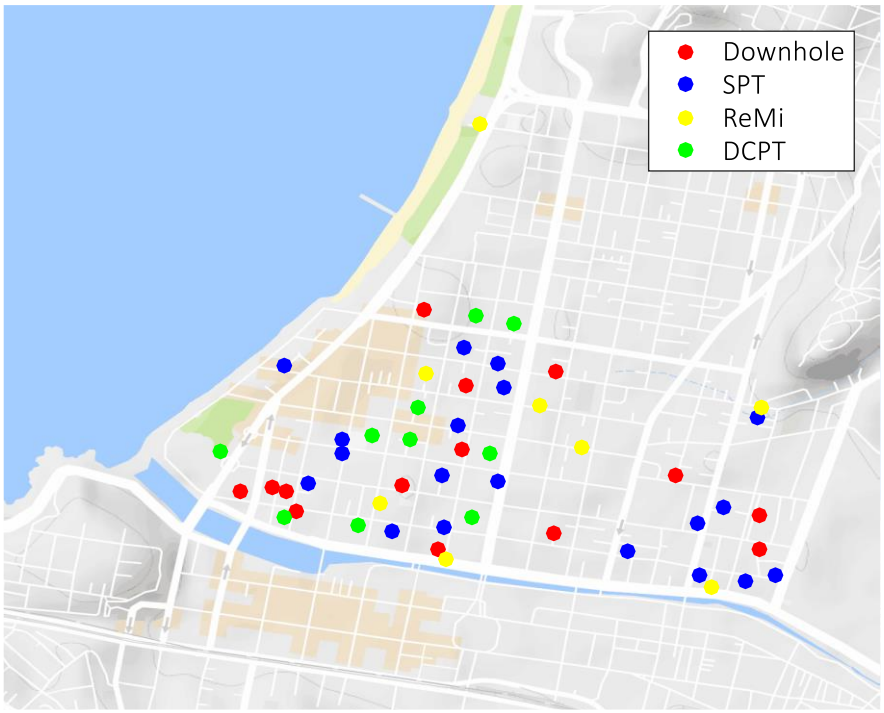

Figura 35 Ensayos utilizados para la caracterización.

Se estableció una correlación SPT y DCPT para ensayos realizados en un mismo tiempo y lugar, normalizando por la eficiencia energética dependiendo sí el ensayo se realizó de forma automática o manual. En la Figura 36 se muestra la correlación de $N_{DCPT/60}$ versus profundidad.

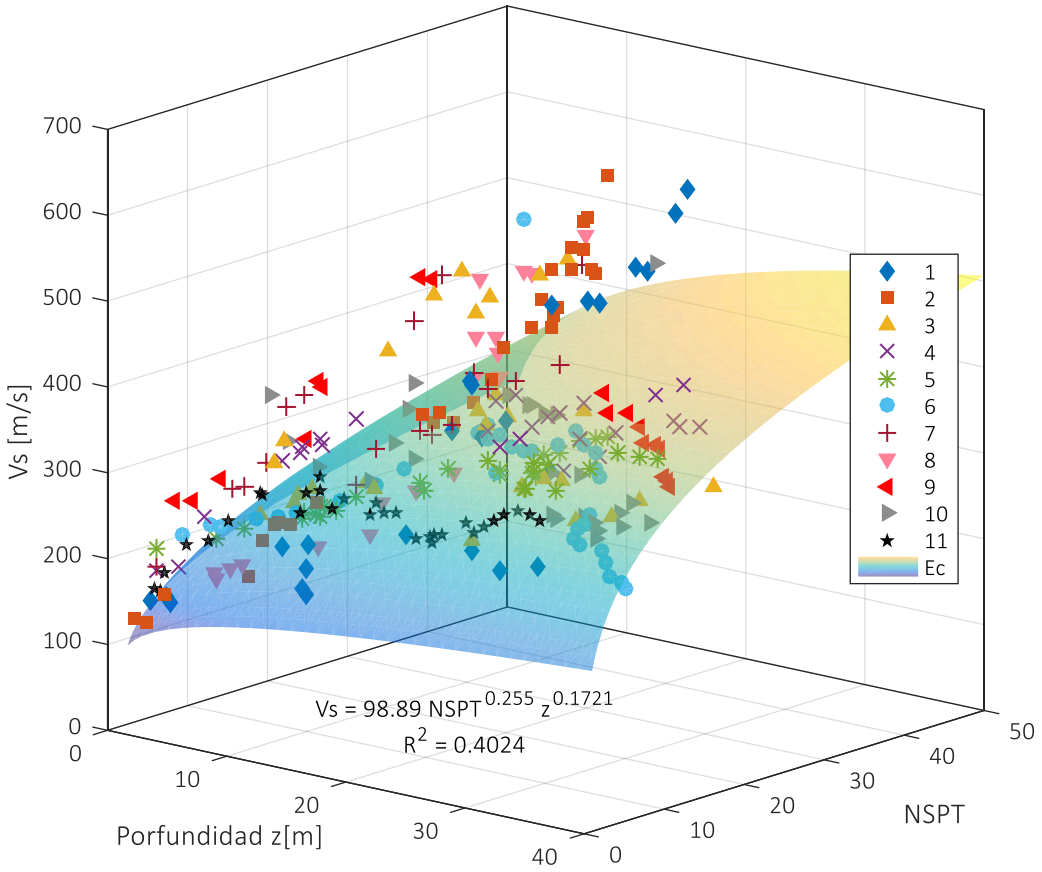

Figura 36 Correlación Vs-SPT-profundidad.

La correlación obtenida, tiene una limitación que es válida hasta la profundidad que se realizó el ensayo SPT, por lo que se hace necesario llegar hasta el basamento rocoso, es por eso que es necesario establecer una correlación de V_s con la profundidad.

Finalmente con la misma data del caso anterior se establece la correlación entre V_s y profundidad. En la Figura 37 se muestra la correlación de V_s versus profundidad.

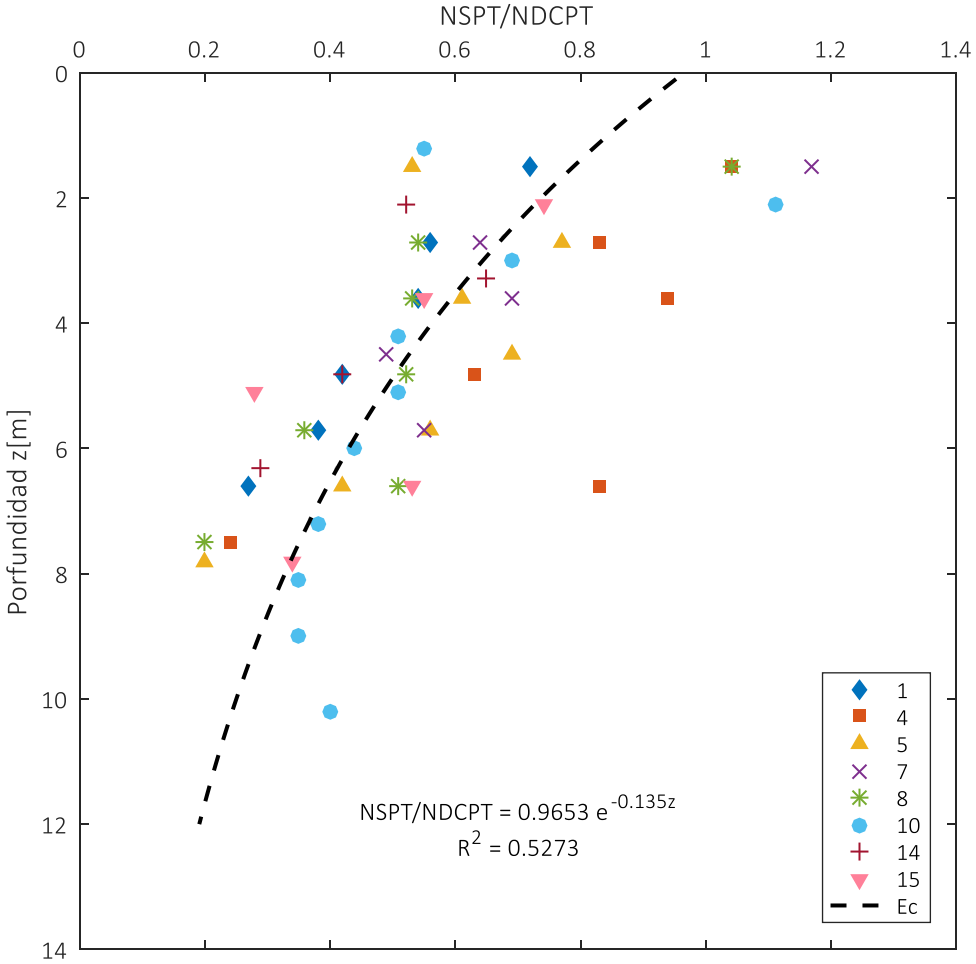

Figura 37 Correlación SPT-DCPT.

La correlación obtenida, se adopta como criterio $z_0 = 0$ debido a que normalmente no se apreció efectos significativos de la estabilidad del pozo en los primeros metros de prospección.

Al igual que el caso anterior, se establece una relación entre V_s, SPT y profundidad para ensayos realizados en un mismo tiempo y lugar de SPT y microtremor (Downhole y ReMi). En la Figura 38 se muestra la correlación de V_s versus SPT y profundidad.

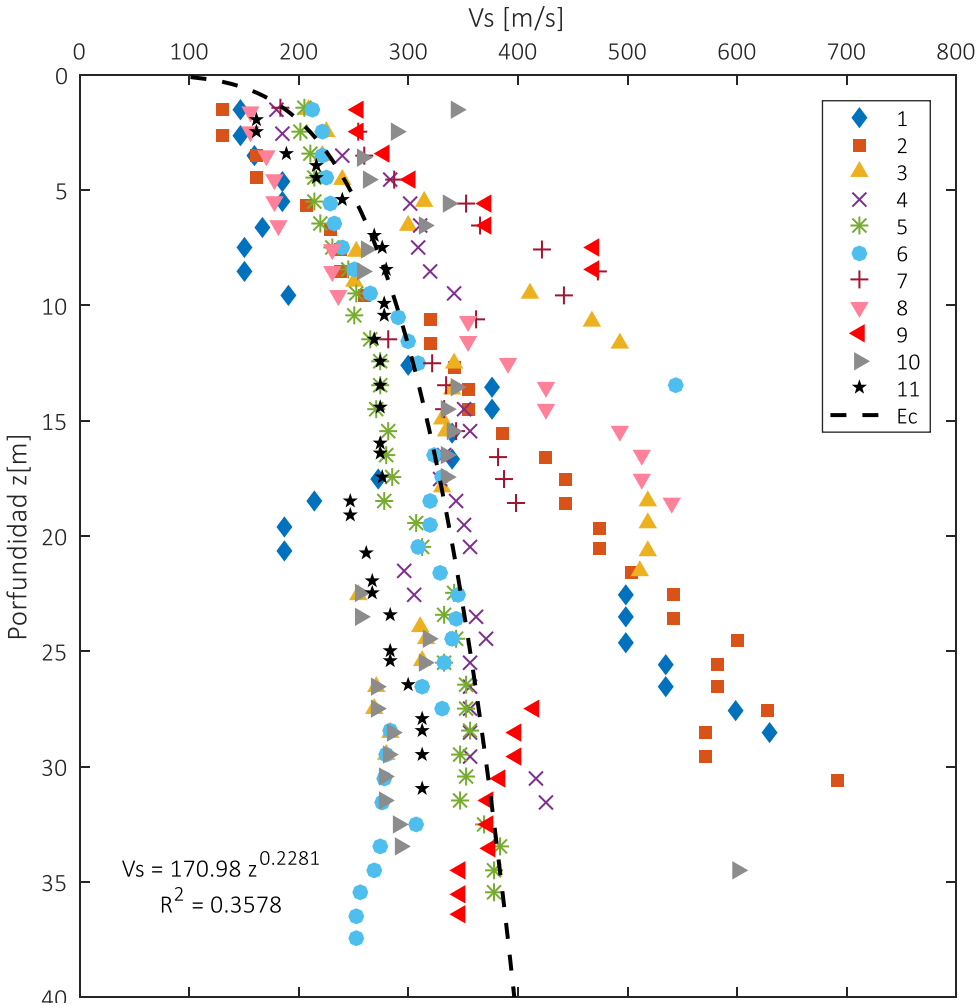

Figura 38 Correlación Vs-profundidad

La limitación de esta relación es que supone que a un cierto nivel de profundidad la V_s es igual para todo el plan, por lo que se considera una microzonificación basada en propiedades dinámicas de suelo constantes y no considera los efectos locales, por lo que se analizó cada caso por separado y se obtuvo un total de 51 el perfil de V_s en profundidad para cada uno de los ensayos que se muestran en la Figura 35, para obtener el perfil hasta el basamento rocoso, es necesario obtener la profundidad de cada uno de los puntos. La Figura 39 muestra la ubicación de cada ensayo utilizado para la caracterización sobre la morfología del basamento rocoso propuesta por Serafini (2017).

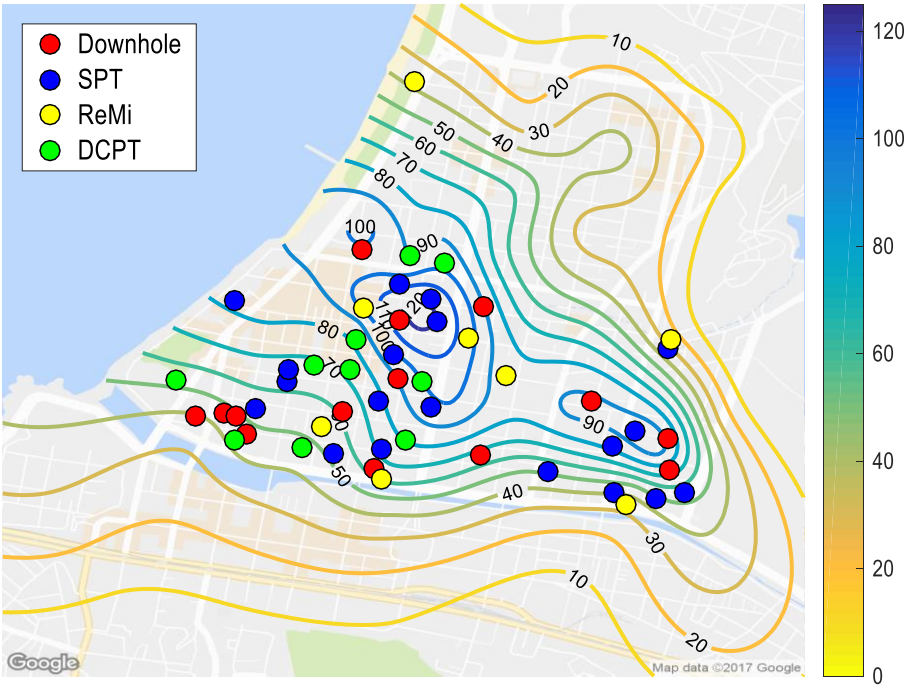

Figura 39 Profundidad al basamento rocoso de los ensayos de caracterización.

Para cada uno de estos puntos se propone una curva de la forma:

$$V_s = az^b$$

La cual se extrapola hasta la profundidad del basamento rocoso y se obtiene un perfil de V_s en profundidad.

Las expresiones obtenidas para $N_{DCPT/60}$, $V_s(N_{SPT}, z)$ y $V_s(z)$, se utilizaron para corregir los ensayos disponibles para el plan de Viña del Mar, como el que se muestra en la Figura 40.

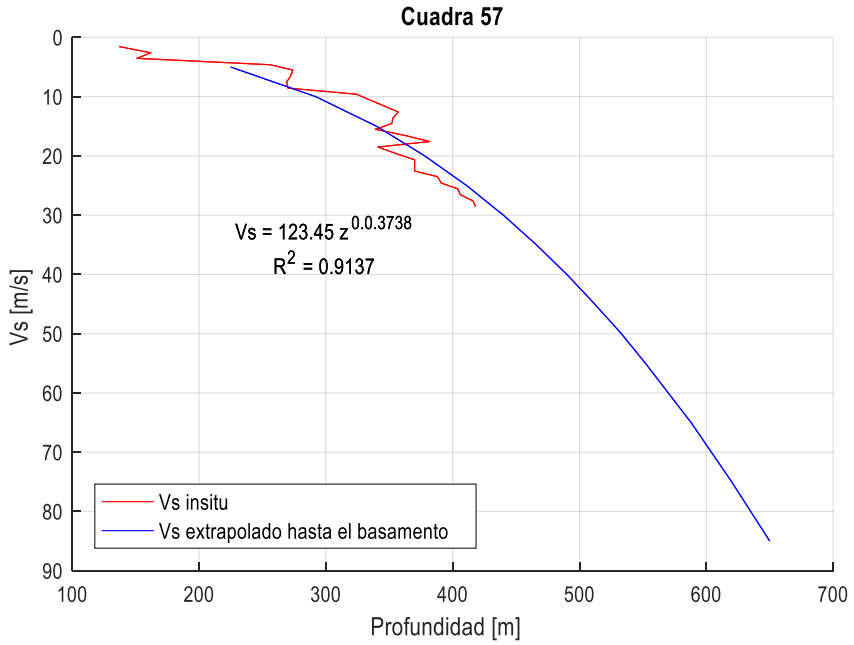

Figura 40 Extrapolación de Vs en profundidad para cuadra 57.

6.4 Caracterización del subsuelo del plan de viña del mar

Para modelar la respuesta dinámica del subsuelo del plan de Viña del Mar es necesario conocer la geometría del basamento rocoso y las propiedades de los materiales.

6.4.1 Peso especifico

Dado que en los informes de mecánica de suelos recopilados no se determinó el peso específico de cada horizonte, se recurre a los valores de referencia que se muestran en la Tabla 2, tanto para el peso específico natural (sobre el nivel freático), γ_n, como para el peso específico saturado (bajo el nivel freático), γ_{sat}.

A partir de esta tabla se asignan valores promedio a cada estrato considerando el tipo de suelo presente.

Tipo de Suelo	$\gamma_n[kN/m^3]$	$\gamma_{sat}[kN/m^3]$
GP	17.5.-20.5	19.5-22.0
GW	17.5-22.0	19.5-23.5
GM	16.0-20.5	19.5-22.0
GC	16.0-20.5	19.5-22.0
SP	15.0-19.5	19.0-21.0
SW	15.0-21.0	19.0-23.0
SM	12.5-21.0	17.5-22.0
SC	13.5-20.5	17.5-21.0
ML	11.5-17.5	12.5-20.5
MH	11.5-17.5	11.5-20.5
CL	12.5-17.5	11.5-20.5
CH	12.5-17.5	11.0-19.5

Tabla 2 Valores típicos de peso específico para diferentes tipos de suelo (Coduto, 2001).

6.4.2 Parámetros de resistencia

Para determinar los parámetros de resistencia del subsuelo, se utilizan los ensayos SPT recopilados, El ensayo de penetración estándar (SPT) esta normalizado en Chile por la NCh. 3364-2014, para analizar la variabilidad del índice de resistencia a la penetración estándar medido in-situ (N_{medido}), en primer lugar los valores fueron corregidos considerando los siguientes factores: eficiencia energética normalizada al 60% de la energía teórica de golpeo (C_E), longitud del tren de barras (C_R), empleo de liner (C_s) y diámetro del sondaje (C_B), utilizando la relación propuesta por Idriss y Boulanger (2010):

$$N_{60} = 0.6 \cdot N_{medido} C_E C_R C_S C_B$$

Considerando las características de los equipos utilizados para los sondajes en el área de estudio, se utilizaron los siguientes factores detallados en la Tabla 3.

Factor de Corrección	Característica		Valor adoptado
C_E	Martillo automático		0.82
	Martillo manual		0.45
C_R	Longitd del tren de barras Youd et al. (2001)	< 3	0.75
		3 – 4	0.80
		4 – 6	0.85
		6 – 10	0.95
		> 10	1.00
C_S	No existe liner		1.00
C_B	Diámetro del sondaje < 115 mm		1.00

Tabla 3 Factores de corrección empleados en ensayos SPT. (Suazo, G. et al., 2016).

Además se corrige por efector de confinamiento, utilizando el factor C_N para normalizar N_{60} respecto a los esfuerzos verticales efectivos (σ'_v), considerando como nivel de referencia la presión atmosférica (p_a):

$$(N_1)_{60} = N_{60} C_N = N_{60} \left(\frac{p_a}{\sigma'_v}\right)^m$$

Idriss y Boulanger (2010) propone la siguiente ecuación para la resistencia cíclica:

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

Donde $(N_1)_{60cs}$ corresponde al valor equivalente $(N_1)_{60}$ en arena limpia, definiendo la siguiente expresión:

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

6.4.3 Ángulo de fricción, cohesión y ángulo de dilatancia

El ángulo de fricción, en general, hace referencia a la medida de la resistencia cortante debida a la fricción mecánica directa entre las partículas de suelo.

El valor del ángulo de fricción caracteriza notoriamente a cada tipo de suelo, y puede ser determinado a partir de procedimientos de laboratorio y de campo, a través de correlaciones y gráficos; y si no se cuenta con ninguna otra información puede obtenerse a partir de tablas.

En estratos arenosos, se utiliza la fórmula empírica propuesta por Hatanaka & Uchida (1996) y ajustada al 60% de eficiencia por Mayne (2001), que entrega una correlación directa entre el valor de $(N1)_{60}$ y ϕ'

$$\phi' = \sqrt{15.4(N1)_{60}} + 20$$

La asignación de esta propiedad se determina en base al valor medio de $(N1)_{60}$ de cada estrato.

En estratos finos, es posible relacionar el $(N_1)_{60}$ con su consistencia de acuerdo a la Tabla 4.

Consistencia	$(N_1)_{60}$
Muy Blanda	0 a 2
Blanda	2 a 4
Media	4 a 8
Firme	8 a 15
Muy Firme	15 a 30
Dura	>30

Tabla 4 Determinación de la consistencia de arcillas según Terzaghi y Peck, 1948 (Sivakugan & Das, 2010).

De esta forma es posible estimar valores para las propiedades efectivas según Tabla 5.

Consistencia	$c'[kN/m^2]$	ϕ'
Blanda	0	25-30
Media	5-10	25-30
Firme	10-15	25-30

Tabla 5 Valores de referencia de las propiedades efectivas de suelos cohesivos de mediana plasticidad (Committe for Waterfront Structures, Harbours anda Waterways, 2012).

En tanto la cohesión puede ser estimada como nula en arenas.

Por otro lado, el ángulo de dilatancia, ψ', se estima mediante la fórmula empírica para suelos granulares.

$$\psi' = \phi' - 30°$$

El ángulo de dilatancia se estima como nulo para suelos finos.

6.4.4 Parámetros elásticos

El módulo de Poisson efectivo de cada estrato se estima según fórmula propuesta por Duncan & Bursey (2007) que es aplicable tanto en suelos granulares y finos.

$$\nu' = \frac{1 - \sin\phi'}{2 - \sin\phi'}$$

El módulo de elasticidad efectivo se determina a partir del módulo de corte y el módulo de Poisson efectivo.

Sí bien se determina valores efectivos, para el análisis dinámico se deberían estimar valores totales ya que, el sismo al ser una carga dinámica no permite el drenaje del agua, por lo que se espera una respuesta no drenada, al momento de realizar está memoria no se

cuenta con ensayos triaxiales no drenados (CIU) para obtener los parámetros totales que caractericen el subsuelo.

6.5 Curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento

Las curvas de degradación de la rigidez y curva de la razón de amortiguamiento, dependen del nivel de deformación alcanzado, y por lo tanto indirectamente con el número de ciclos de carga-descarga y el nivel de presión poros alcanzado. En general se produce una disminución en el módulo de corte y a un aumento en el coeficiente de amortiguamiento, que puede conducir, en suelos sueltos no saturado o cohesivos, a la deformación irreversible (densificación) y suelos granulares saturados a un aumento en la presión de poros, con la pérdida de rigidez (licuefacción).

Existe una vasta literatura, que cuya base son pruebas de laboratorio (RC, TXC, TTC, etc.), permitieron obtener la tendencia de estás curvas para distintos tipos de suelo y una serie de correlaciones empíricas que evidenciaron los principales factores de los cuales dependen estas tipos de curvas. Entre estos los más importantes son, sin duda, e, σ'_0, IP, CF y el OCR. El último punto es especialmente importante, especialmente para suelos cohesivos. En el anexo A se puede observar algunas curvas propuestas por algunos autores y además puntos de mediciones de algunos ensayos realizados por algunos investigadores de distintos materiales con distintas condiciones, a continuación se presentan los valores medios de las curvas utilizadas.

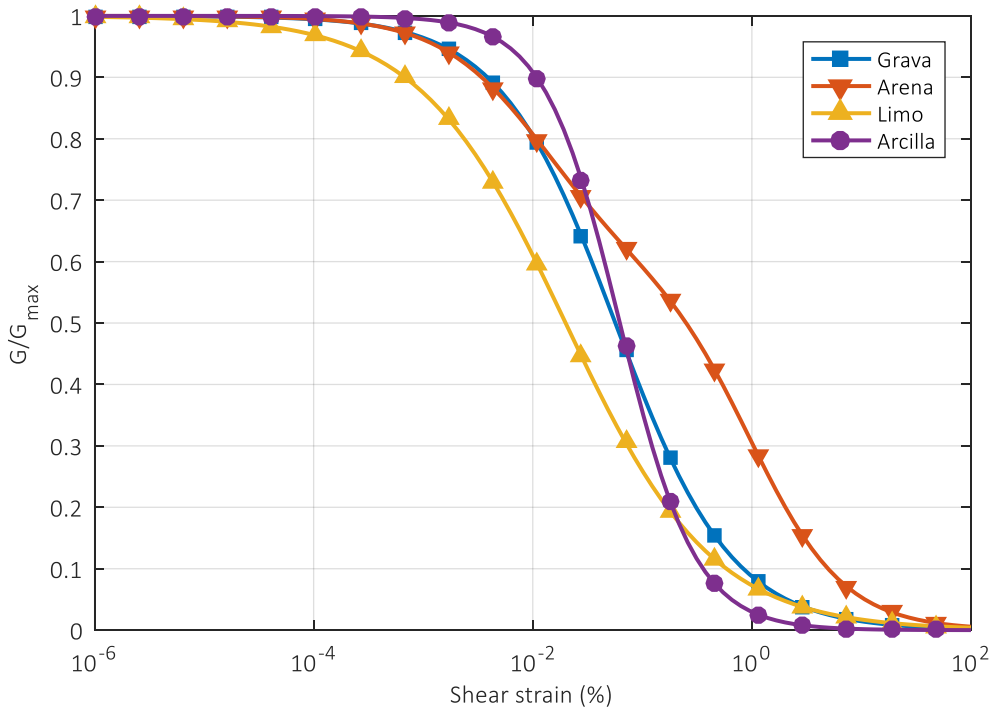

Figura 41 Valores medios de degradación del módulo de corte

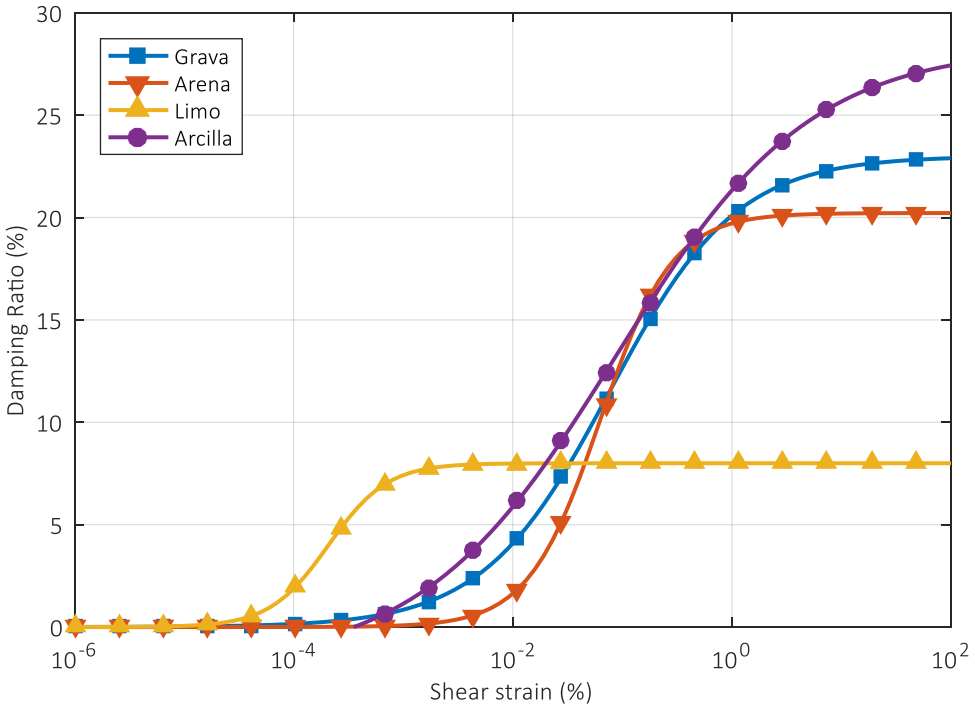

Figura 42 Valores medios de razón de amortiguamiento.

Del análisis de los diagramas es posible observar como los suelos cohesivos son los que presentan un campo de deformaciones más amplio y un decaimiento más rápido, y que al aumentar el IP, el OCR y la σ'_0 la curva de G/G_0 y D/D_0, las curvas se desplazan hacia arriba y hacia abajo, respectivamente.

6.6 Registro sísmico

Entre los parámetros mínimos requeridos para realizar un análisis de respuesta de sitio está contar con conocimientos del subsuelo que responderá frente a la excitación sísmica. También se hace necesario contar con registros de sismos que sean representativos del marco tectónico en donde se encuentra el sitio que será analizado. Los terremotos de Chile Algarrobo 1985 (M_w=7.8) y del Maule 2010 (M_w=8.8), son los eventos sísmicos con mayor cantidad de registros asociados para la zona de estudio, constituyendo así una base para el análisis.

Para tener un parámetro de comparación de los resultados de los modelos, se hace necesario también contar con registros en los mismos sitios a analizar (o suficientemente cerca). Por lo tanto la selección queda restringido a aquellos lugares que cuenten tanto con una buena caracterización del subsuelo como con registros asociados.

El sismo seleccionado para el análisis es el terremoto del Maule del 27 de febrero de 2010. Este terremoto de subducción interplaca tipo thrust. En Valparaíso existe un registro en roca aflorante, tomado desde la estación que se encuentra en la Universidad Técnica Federico Santa maría, cuya ubicación se muestra en la Figura 43. El registro de la aceleración se muestra en la Figura 44. Este corresponde a la dirección E-O, que es la componente que

presentó un mayor peak de aceleración (0.2399 [g]). El registro ha sido procesado con un filtro Butterworth de orden 4, pasa banda 0.01 – 25 [Hz] y corrección lineal de la línea base.

Figura 43 Ubicación de la estación Valparaíso UTFSM

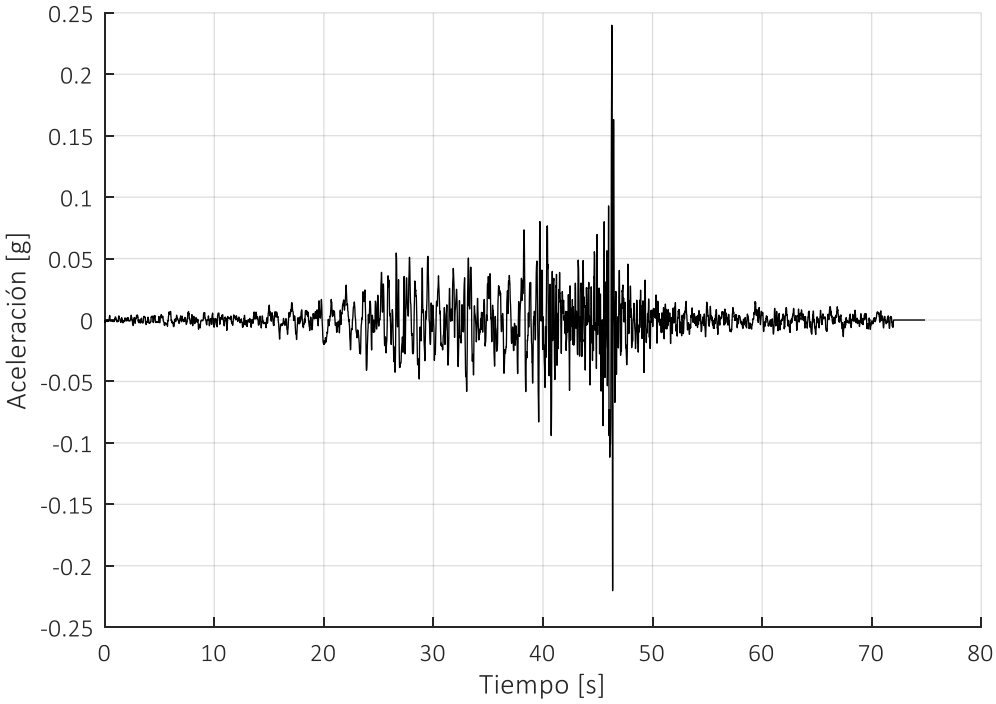

Figura 44 Registro UTFSM, terremoto del Maule 2010.

Dado que el registro se obtuvo de roca aflorante, este contiene cierta amplificación debido a la propagación de la onda a través del estrato rocoso y en consecuencia difiere del registro que debe imponerse en la base del depósito del suelo del centro de Viña del Mar, Figura 12. Para obtener una estimación del registro en la base a partir del registro en roca aflorante consiste en realizar la deconvolución de este registro, usando para esto un programa de propagación unidimensional de onda. (Mejía y Dawson, 2006).

Para realizar la deconvolución del registro UTFSM se utilizó el programa EERA con el objeto de obtener el registro en los grados de libertad horizontales de la base de elementos finitos (análisis de base rígida). Como el movimiento en el basamento incluye las ondas que se propagan hacia abajo a través del suelo, Figura 12, el comportamiento no lineal del suelo debe ser incluido en el análisis unidimensional (Mejía y Dawson, 2006). Para ello se utiliza el método lineal equivalente, y en consecuencia se deben utilizar las curvas de degradación del módulo de corte y de razón de amortiguamiento para cada estrato.

De este modo, en el programa EERA, el registro original es ingresado como input a nivel del estrato rocoso, definiéndolo como outcrop, para establecer que el movimiento pertenece al afloramiento rocoso. Luego de realizar el análisis sísmico, considerando la no linealidad del suelo, es posible obtener como output el registro en la base de la roca definido como inside en EERA. Este registro se muestra en la Figura 45, y presenta un peak de aceleración de 0.227 [g], inferior al del registro en roca aflorante, está hipótesis es válida considerando que la roca aflorante de Valparaíso es igual a la roca que se ubica bajo el depósito de suelo del plan de Viña del Mar.

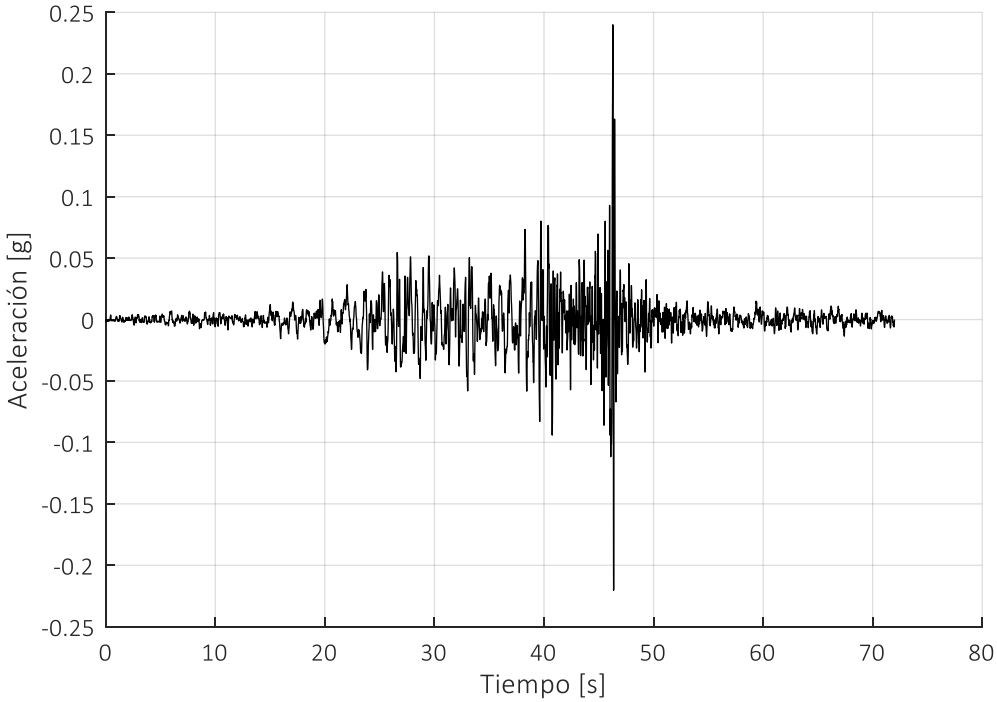

Figura 45 Registro sísmico en la base del modelo.

6.7 Calibración de la malla de elemento finitos y de los parámetros de amortiguamiento de Rayleigh

Para llevar a cabo el análisis mediante el método de elementos finitos es necesario calibrar la malla de elementos para que este logre reproducir de manera adecuada la respuesta de sitio. Dela misma manera, es necesario la calibración de los parámetros de amortiguamiento de Rayleigh, ya que tal como concluye Peña (2016), la selección de estos parámetros puede condicionar la forma del espectro de respuesta con un alto grado de sensibilidad.

En primer lugar se realiza la determinación del largo máximo que deben tener los elementos para representar de manera adecuada la propagación de onda. Dado que el uso de elementos muy grandes no reproduce de manera adecuada el paso de la onda entre los nodos y el uso de elementos muy pequeños se traduce en costos computacionales muy elevados, es necesario acotar el largo máximo del elemento. La Figura 46 muestra el espectro de Fourier del registro sísmico a aplicar en la base del modelo.

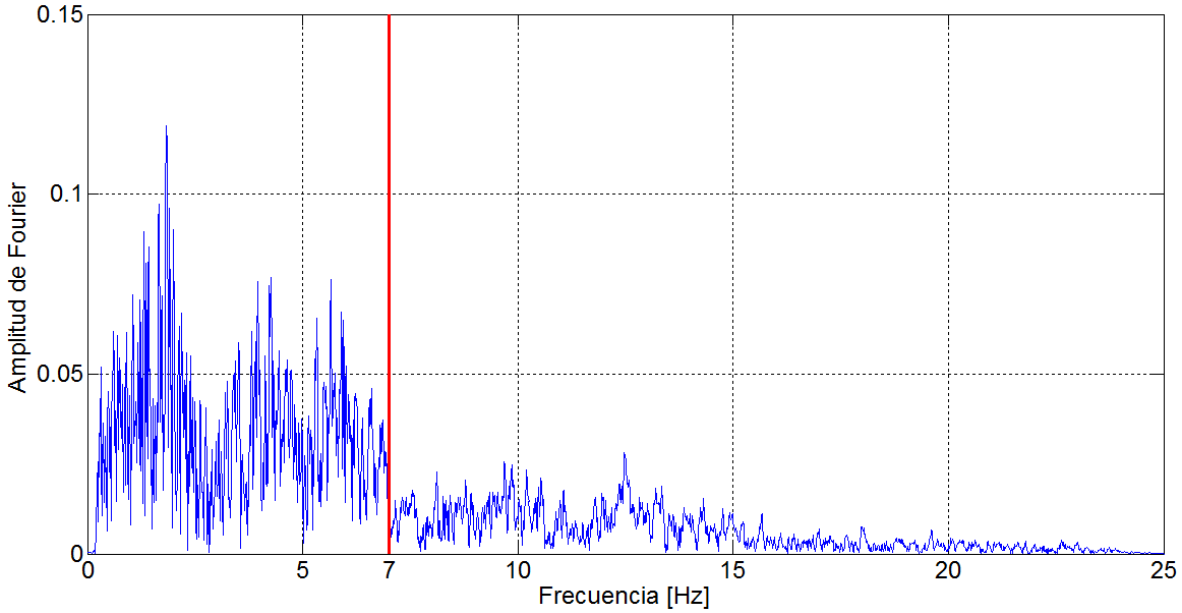

Figura 46 Espectro de Fourier del registro sísmico en la base del modelo.

Para determinar el largo máximo se sigue el criterio de Kuhlmeyer & Lysmer (1973) y Lysmer et al (1975). En la Figura 46 se señala la frecuencia de $7[Hz]$ que ha sido escogida para delimitar el intervalo de frecuencias que contiene una cantidad de energía relevante. Como velocidad de onda de corte se ha escogido la menor de todos los estratos, para cada uno de los perfiles modelados, para considerar el caso más desfavorable. De esta manera se llega a un largo máximo, Δl_{max}, acotado según

$$\Delta l_{max} \leq \left(\frac{V_s}{8f_{rmax}} \sim \frac{Vs}{5f_{rmax}}\right)$$

Por otro lado, se debe definir el ancho que tendrá el modelo. La idea es extender el dominio lo suficiente para minimizar la influencia de los bordes en la respuesta, ya que esta se determina en la zona central del modelo. Sin embargo, tal como lo menciona Visone et al (2008), no existen indicaciones claras en la literatura al respecto. Como consecuencia de

esto, se puede encontrar análisis similares con anchos muy fluctuantes: Jara et al (2015) y peña (2016) utilizan una relación ancho/altura igual a 2, basados en un estudio de Sharahi (2010); Mancilla (2013) utiliza una relación igual a 4.48; Amorsi et al (2007), como lo mencionan Visone et al (2008), utilizan una relación igual a 8 para obtener resultados aceptables; Visone et al (2008) utilizan una relación igual a 17 y Pinto (2012) igual a 17.65.

Debido a esto, y a escoger una relación ancho/altura muy grande aumenta de manera considerable el costo computacional del análisis no lineal, en el presente estudio se realiza una calibración de esta relación, utilizando como criterio que el modelo pueda reproducir de manera adecuada la respuesta de sitio para el caso lineal-elástico, ya que para este caso existe la solución analítica entregada por la teoría de propagación unidimensional de onda (análisis en el dominio de la frecuencia que se puede realizar en el programa EERA). Esta calibración además sirve para ajustar los parámetros de amortiguamiento de Rayleigh al del análisis en el dominio de la frecuencia, ya que en este último el amortiguamiento es independiente de la frecuencia, tal como ocurre en el comportamiento real del suelo.

Kuncar (2016), concluye que tanto la elección del ancho del modelo como la selección de las frecuencias que controlan el amortiguamiento de Rayleigh juegan un rol fundamental en la correcta modelación de la respuesta de sitio. Ya que en su trabajo demostró, que la respuesta generada por el modelo es muy sensible a estos dos aspectos y en consecuencia es estrictamente necesario realizar un proceso de calibración antes de llevar a cabo el análisis no lineal. De acuerdo a la calibración realizada, el criterio que mejor se ajustó en la selcción de las frecuencias asociadas al amortiguamiento de Rayleigh fue considerar las dos primeras frecuencias naturales del suelo. De acuerdo a la calibración realizada, la relación ancho/altura del modelo seleccionada fue de 8,51. Esto concuerda con el trabajo de Amorsi et al (2007) donde se requirió una relación igual a 8. Esta relación ancho/altura implica extender el área del dominio de manera considerable, lo que deriva en costos computacionales elevados al momento de llevar a cabo el análisis no lineal. Lo anterior evidencia que la condición de borde absorbente, no tiene un desempeño adecuado en la modelación de la respuesta de sitio.

Realizando una análisis lineal-elástico, a través del programa EERA, considerando una razón de amortiguamiento $\xi = 4\%$ (valor de acuerdo a los criterios de Youssef et al. (2002) y Tsai et al. (2014) para pequeñas deformaciones) para todos los estratos.

Para determinar los parámetros de α_R y β_R del amortiguamiento de Rayleigh es necesario definir las frecuencias angulares que condicionan la forma del amortiguamiento. Se considera el criterio de Tsai et al (2014) para depósitos profundos. Esto quiere decir, tomar $\omega_m = 2\pi f_{r1}$ y $\omega_n = 5 \cdot 2\pi f_{r1}$, donde f_{r1} es la primera frecuencia natural del suelo (frecuencia fundamental), la cual, para este análisis se obtiene de EERA. La determinación de los parámetros se resume en la Tabla 6

$f_{r1}\ [Hz]$	3.711
$\omega_m\ [rad/s]$	23.32
$\omega_n\ [rad/s]$	116.58
α_R	1.555
β_R	$5.718 \cdot 10^{-4}$

Tabla 6 Determinación de los parámetros de amortiguamiento de Rayleigh.

Al modelar el Eje de Av Libertad (Figura 47), con un largo de 2.5 km de largo, según profundidad del basamento rocoso entregada por Serafini (2017) y el mapa estratigráfico propuesto por Bustos (2017), se obtiene un corte de lo que sería en manera aproximada la

estratigrafía de esta calle, se supone que después de los 20 primeros metros un estrato igual y homogéneo suponiendo un estrato constituido por arenas limosas bien y mal graduadas de origen sedimentario. Al utilizar la relación ancho/altura de 8,51 propuesta con Kuncar se obtiene el mismo registro en la roca modelada en PLAXIS con el registrado por la estación sísmica Valparaíso, la cual se puede apreciar en la Figura 48.

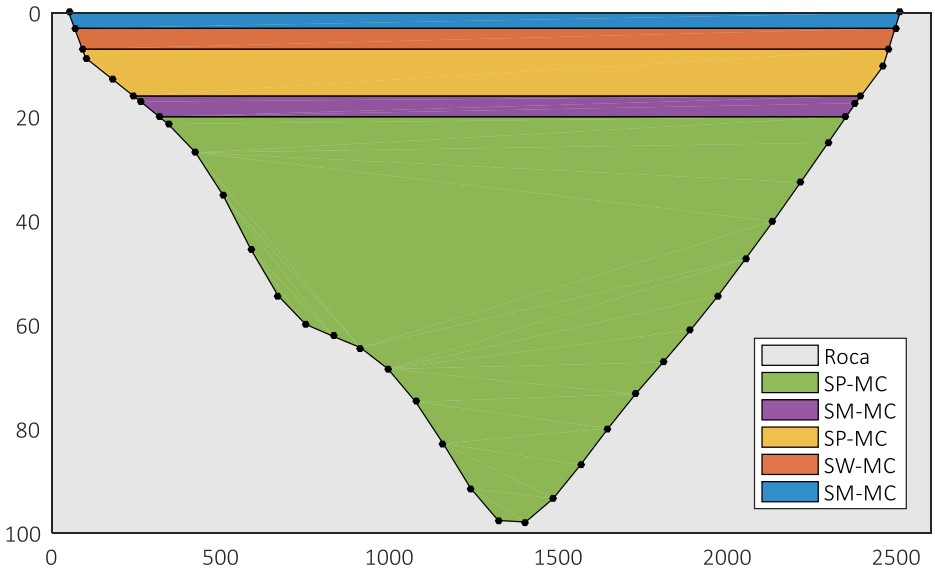

Figura 47 Perfil estratigráfico Av. Libertad.

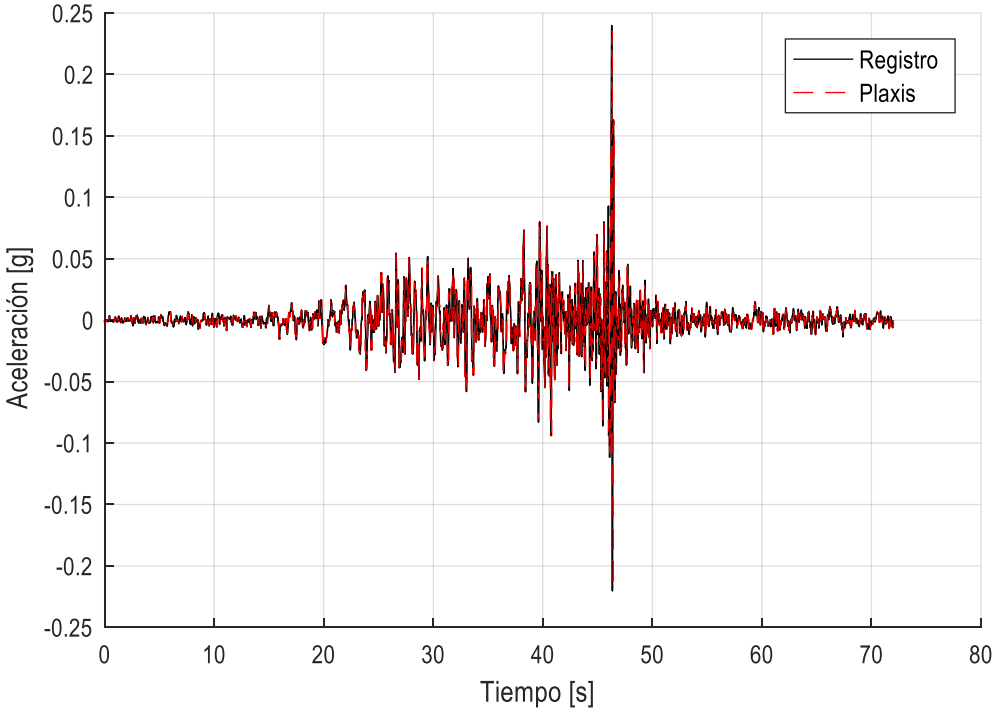

Figura 48 Calibración del Ancho del modelo

CAPÍTULO 7

7 ANÁLISIS DE RESULTADOS

7.1 Introducción

Hasta el momento se dispone, para la cuenca del Marga-Marga, de un set de perfiles adecuadamente caracterizados, un registro sísmico en roca y métodos de análisis válidos para los suelos estudiados. Con lo anterior, se propone realizar un estudio que permite medir la respuesta sísmica en superficie con respecto a las características antes señaladas.

7.2 Respuesta modelo unidimensional

Para obtener la respuesta sísmica en superficie, se utilizaron un total de 51 puntos característicos repartidos en el plan de Viña del Mar, estos 51 puntos son puntos en los cuales se tiene ensayos In-Situ, se hicieron dos casos, de las sin fin de combinaciones posibles, se consideró un análisis drenado y no drenado, paro ellos se utilizó la envolvente inferior de la degradación del módulo de corte y la envolvente superior de la razón de amortiguamiento y la envolvente superior de la degradación del módulo de corte y la envolvente inferior de la razón de amortiguamiento, respectivamente.

7.2.1 Respuesta drenada

Utilizando el método lineal equivalente y la envolvente superior de las curvas de degradación de módulo de corte y la envolvente inferior de la razón de amortiguamiento, se obtiene la respuesta en superficie considerando que el plan de Viña del Mar, estuviese no saturado.

Figura 49 Mapa de amplificaciones sísmica, análisis unidimensional respuesta drenada.

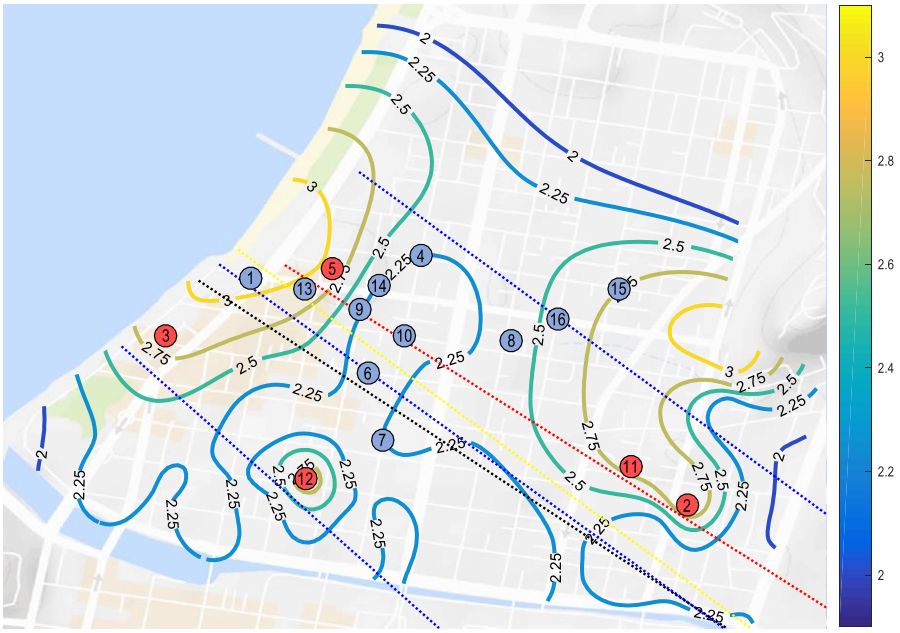

Figura 50 Superposición de amplificación sísmica, modelo unidireccional drenado con daños observados en edificios y ubicación de la falla del Marga-Marga

Al superponer los daños observados en edificios, se puede apreciar que las edificaciones que sufrieron más daño coinciden con los peak de la amplificación en superficie, y que sí bien puede existir otros tipos de fenómenos involucrados en los daños, uno de los factores a considerar es la amplificación en superficie.

7.2.2 Respuesta no drenada

Utilizando el método lineal equivalente y la envolvente inferior de las curvas de degradación de módulo de corte y la envolvente superior de la razón de amortiguamiento, se obtiene la respuesta en superficie considerando que el plan de Viña del Mar, estuviese saturado.

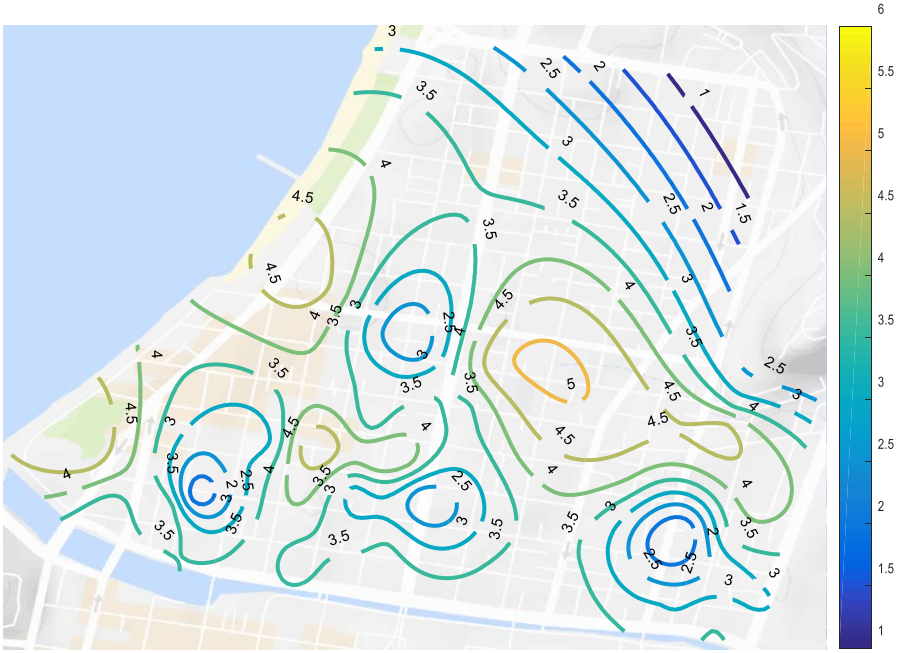

Figura 51 Mapa de amplificación sísmica, análisis unidimensional respuesta no drenada.

Figura 52 Superposición de amplificación sísmica, modelo unidireccional no drenado con daños observados en edificios y ubicación de la falla del Marga-Marga

Sí bien en este grafico no se mantienen los mismos peak del caso anterior, esto debido a las combinaciones de estratos presentes (rigidez), se puede apreciar que algunos de los edificios dañados siguen coincidiendo con los peak de aceleración en superficie.

7.3 Respuesta modelo FEM

Para realizar el modelo FEM se utilizaron 7 perfiles como se muestra en la Figura 53.

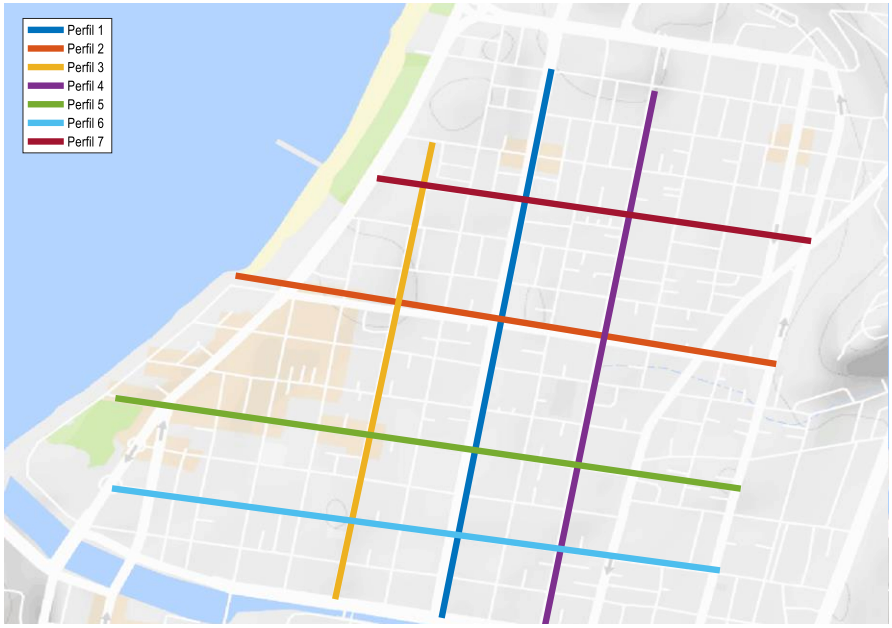

Figura 53 Perfiles utilizados para modelación FEM

Los resultados obtenidos de la modelación se pueden observar en la Figura 54.

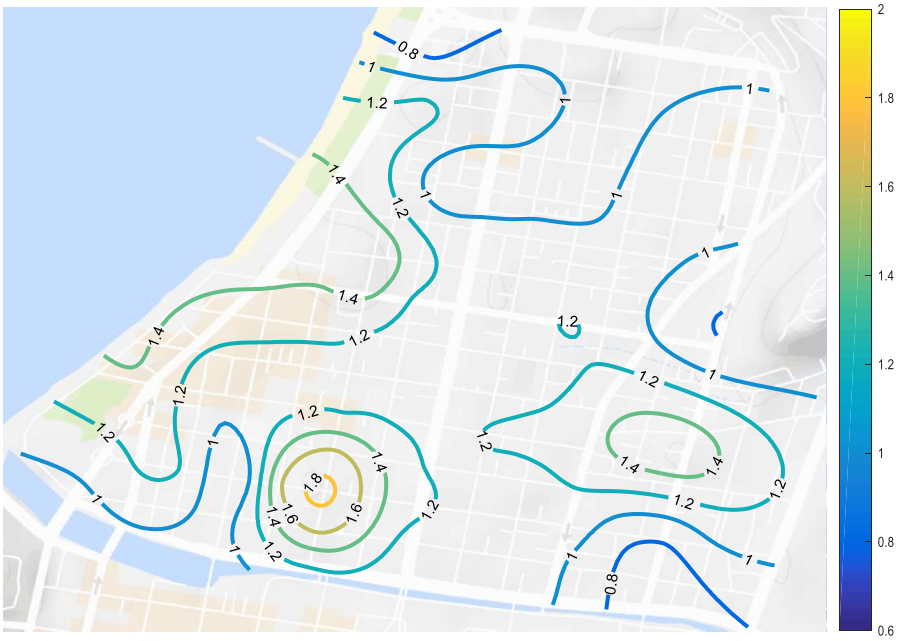

Figura 54 Mapa de amplificación sísmica, análisis bidireccional.

Superponiendo los resultados obtenidos con los daños observados.

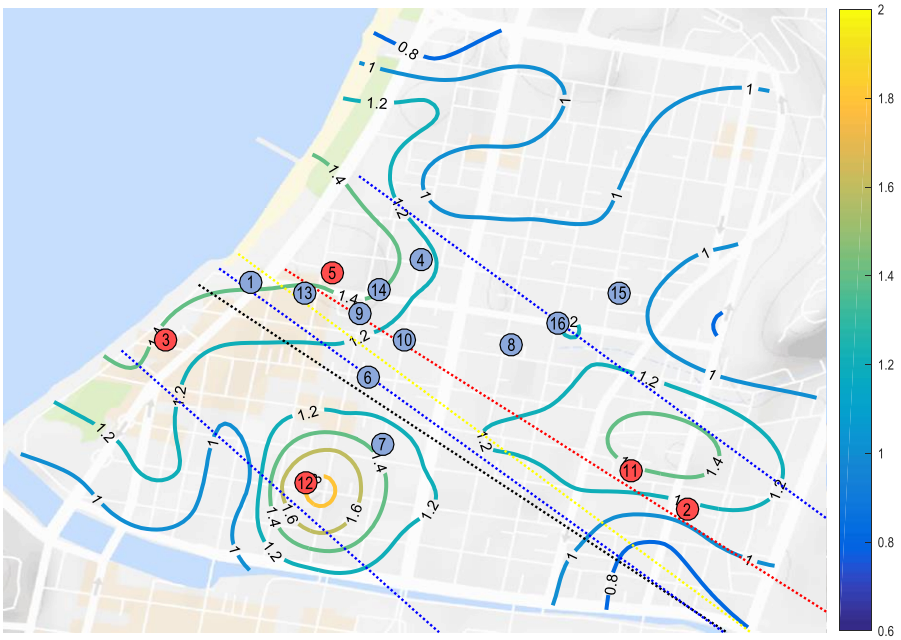

Figura 55 Superposición de amplificación sísmica, modelo bidireccional con daños observados en edificios y ubicación de la falla del Marga-Marga

Se puede apreciar al igual que los anteriores que las edificaciones que presentaron más daños, se encuentran los peak de aceleraciones en superficie.

7.4 Modelación del comportamiento dinámico utilizando el modelo Mohr-Coulomb

Kuncar (2016), comparo las curvas de degradación de la rigidez y razón de amortiguamiento que resultan al utilizar el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, con curvas experimentales, esto con el objeto de alcanzar una buena interpretación de los resultados. Para ello, comparo un ciclo de histéresis del modelo (azul) frente a un ensayo de corte simple cíclico (negro) que esquematiza la forma de un ciclo de histéresis típico obtenido experimentalmente, las cuales se pueden apreciar en la Figura 56, donde, τ_f corresponde a la resistencia al corte dada por $T_f = c + \sigma \cdot tg(\phi)$ según el modelo Mohr-Coulomb, donde σ es el valor de tensión vertical del ensayo (constante), y por otro lado, γ_a corresponde a la amplitud de deformación angular a la que se somete el suelo.

De la figura se desprende que para el modelo Mohr-Coulomb el módulo de corte secante, G_s, para amplitudes de deformación en el rango elástico $(\gamma_a < \tau_f/G)$ equivale al módulo de corte elástico, G, y al máximo o inicial, G_{max}:

$$G_s = G = G_{max}$$

Luego, para este rango de deformaciones, la curva de degradación de rigidez corresponde a:

$$\frac{G_s}{G_{max}} = 1$$

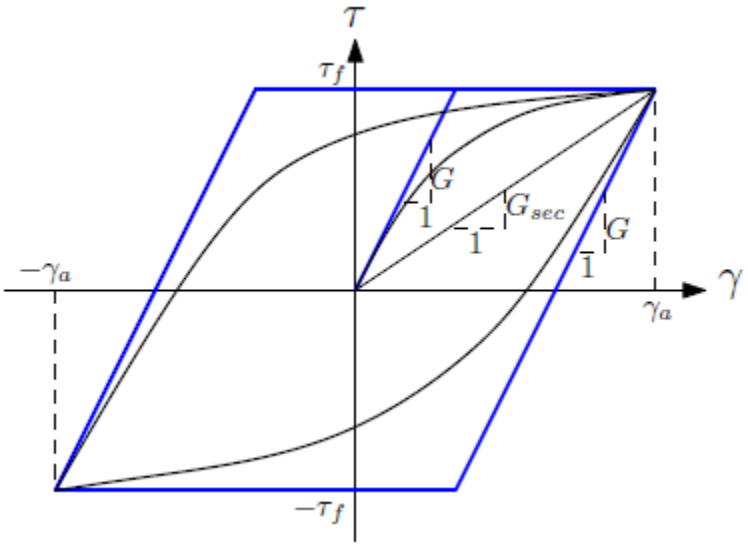

Figura 56 Ciclo histerético del modelo Mohr-Coulomb ante ensayo de corte simple cíclico (Kuncar. F, 2016).

Por otro lado, para amplitudes de deformación en el rango plástico $(\gamma_a \geq \tau_f/G)$ puede visualizarse que el módulo de corte secante equivale a:

$$G_s = \frac{\tau_f}{\gamma_a}$$

Y en consecuencia, la curva de degradación de rigidez en este rango corresponde a

$$\frac{G_s}{G_{max}} = \frac{\tau_f}{\gamma_a G_0}$$

En la Figura 57 se grafica esta curva para una arena de propiedades $G = 300\ [MPa]$, $c = 0$, $\phi = 40°$, con $\sigma = 0.1\ [MPa]$. Además, con el objetivo de comparar los resultados del modelo con el comportamiento real de los suelos, se grafican las curvas experimentales obtenidas por Ishibashi & Zhang (1993) y Darandeli (2001) para arenas con índice de plasticidad $IP = 0$ y presión de confinamiento $0{,}1[MPa]$.

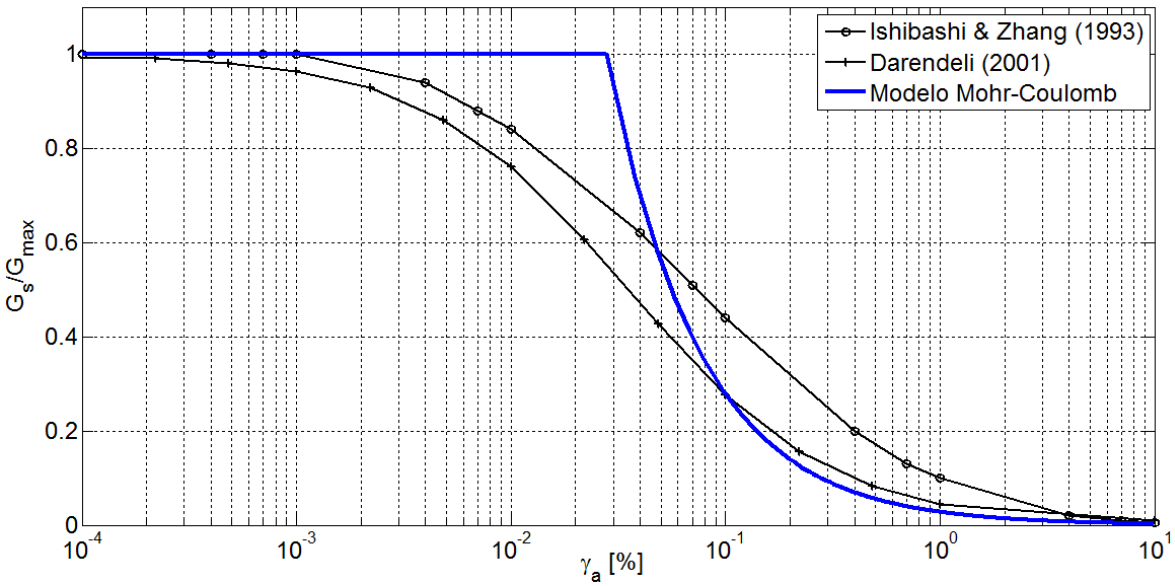

Figura 57 Curva de degradación de la rigidez. Comparación entre el modelo Mohr-Coulomb y curvas experimentales (Kuncar. F, 2016).

En el caso de la razón de amortiguamiento, ξ, mencionada en el Capítulo 3:

$$\xi = \frac{1}{4\pi}\frac{\Delta W}{W}$$

Donde ΔW corresponde a la energía disipada en un ciclo y equivale al área del paralelogramo que forma el ciclo de histéresis en el modelo Mohr-Coulomb, y W corresponde a la energía elástica entregada en un ciclo y equivale al área bajo la recta que define al módulo de corte secante G_{sec}.

De esta forma se tiene que para amplitudes de deformación en el rango elástico $\Delta W = 0$ y en consecuencia:

$$\xi = 0$$

Por otro lado, para amplitudes de deformación en el rango plástico se tiene:

$$\Delta W = 4\tau_f\left(\gamma_a - \frac{\tau_f}{G}\right)$$

$$W = \frac{1}{2}\gamma_a\tau_f$$

Y por lo tanto

$$\xi = \frac{1}{4\pi}\frac{4\tau_f\left(\gamma_a - \frac{\tau_f}{G}\right)}{\frac{1}{2}\gamma_a\tau_f} = \frac{2}{\pi}\left(1 - \frac{\tau_f}{G\cdot\gamma_a}\right)$$

En la Figura 58 se grafica esta curva para la misma arena considerada con anterioridad y las curvas experimentales obtenida por Ishibashi & Zhang (1993) y Darandeli (2001).

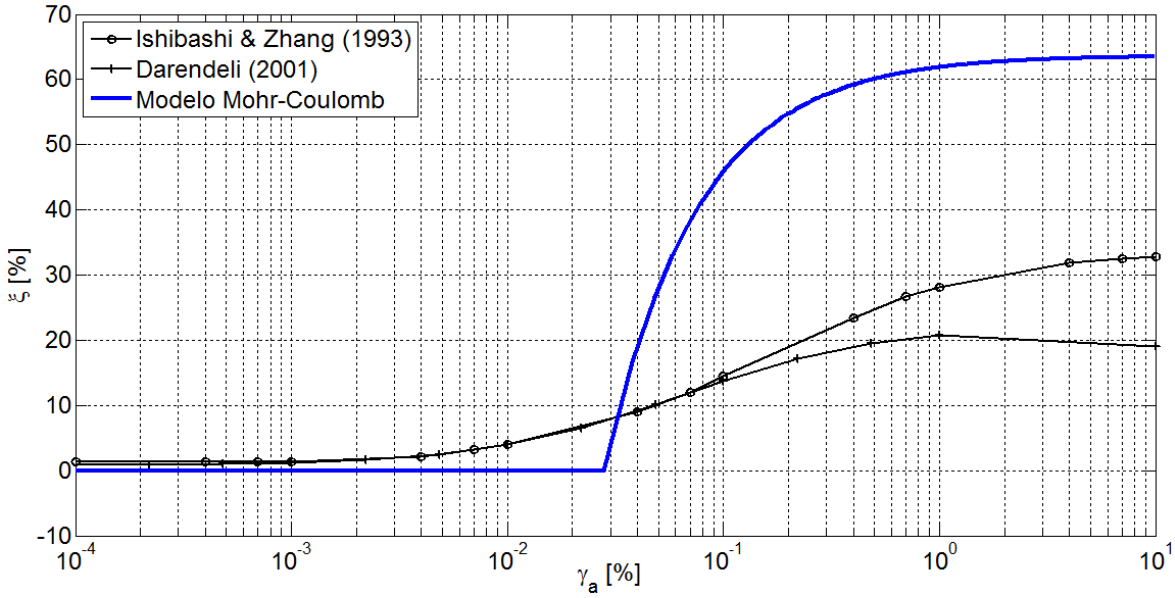

Figura 58 Curva de razón de amortiguamiento. Comparación entre el modelo Mohr-Coulomb y curvas experimentales (Kuncar. F, 2016).

De los resultados anteriores se pueden inferir algunas de las limitaciones del modelo Mohr-Coulomb en la modelación del comportamiento dinámico:

- El modelo sigue el patrón de carga, descarga y recarga con el mismo módulo de corte G, lo cual no corresponde al comportamiento real de los suelos.
- La degradación del módulo de corte y la razón de amortiguamiento solo se manifiestan cuando el suelo entra en el rango plástico, lo cual no coinciden con el comportamiento real de los suelos. Esto trae como consecuencia una subestimación de la degradación de rigidez y de la razón de amortiguamiento a bajos niveles de amplitud de deformación.
- Debido a la forma del ciclo de histéresis del modelo (paralelogramo) que produce un área de disipación mayor a la real, este sobrestima de manera considerable la razón de amortiguamiento en prácticamente todo el rango de amplitudes de deformación plástica.

7.5 Comparación entre modelos

En los tres casos se puede apreciar que los peak de aceleraciones se producen donde se emplazan los edificios más dañados de los terremotos de Algarrobo (1985) y el Maule (2010), sí bien existe diferencias entre sí, esto debido a que ambos modelos utilizan distintos modelos constitutivos, visco-elástico el modelo unidireccional y Morh-Coulomb el modelo bidireccional, además que el modelo unidireccional no representa el verdadero fenómeno ya que no considerara la respuesta no drenada del subsuelo, sí bien se intentó simular con curvas de razón de amortiguamiento que degraden más rápido simulando el efecto esperado al comparar con el modelo bidireccional que sí considera estos efectos.

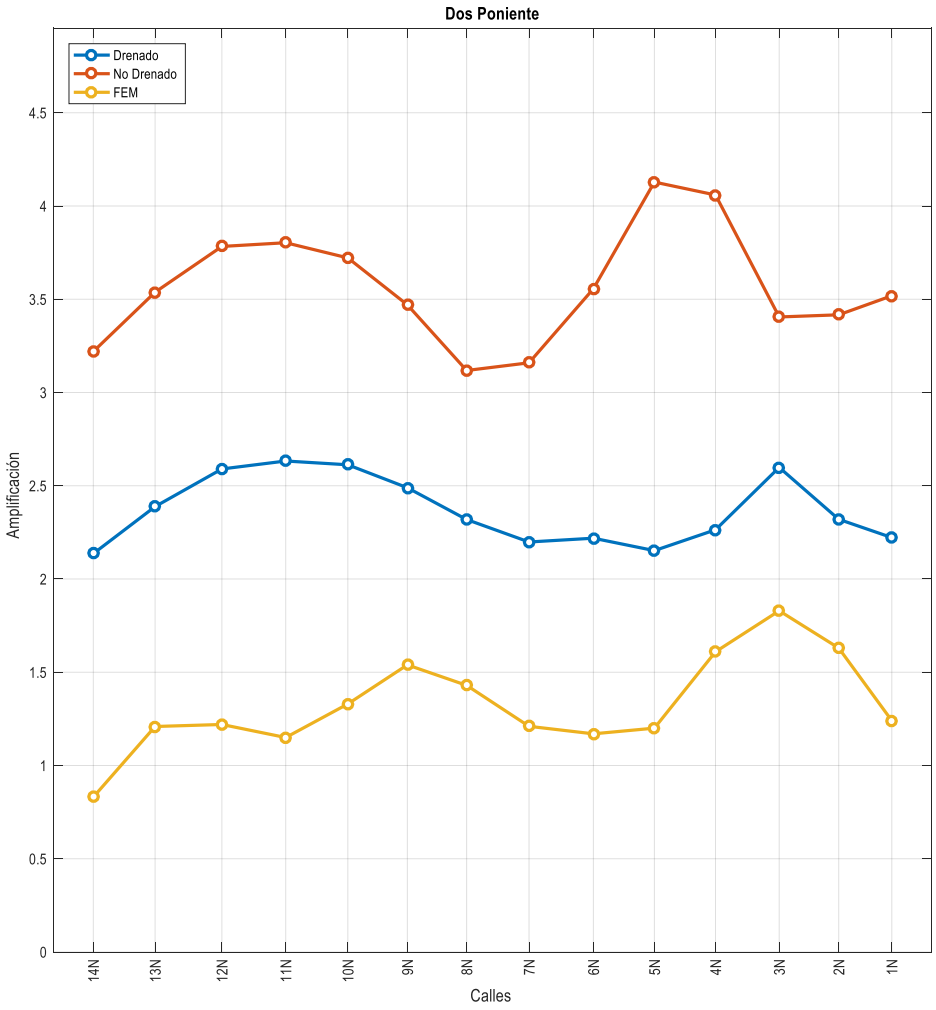

Figura 59 Perfil de Amplificación Calle 2 Poniente.

En la calle dos poniente (Figura 59), en el modelo unidimensional con curvas de degradación que simulan una respuesta no drenada el peak de amplificación se alcanza en la calle 5 norte, donde se encuentra emplazado Ed. Marina del Sol, mientras que los otros dos modelos el peak de amplificación se ubica en la calle 3 norte donde se encuentra uno de los edificios más dañado, Ed Toledo.

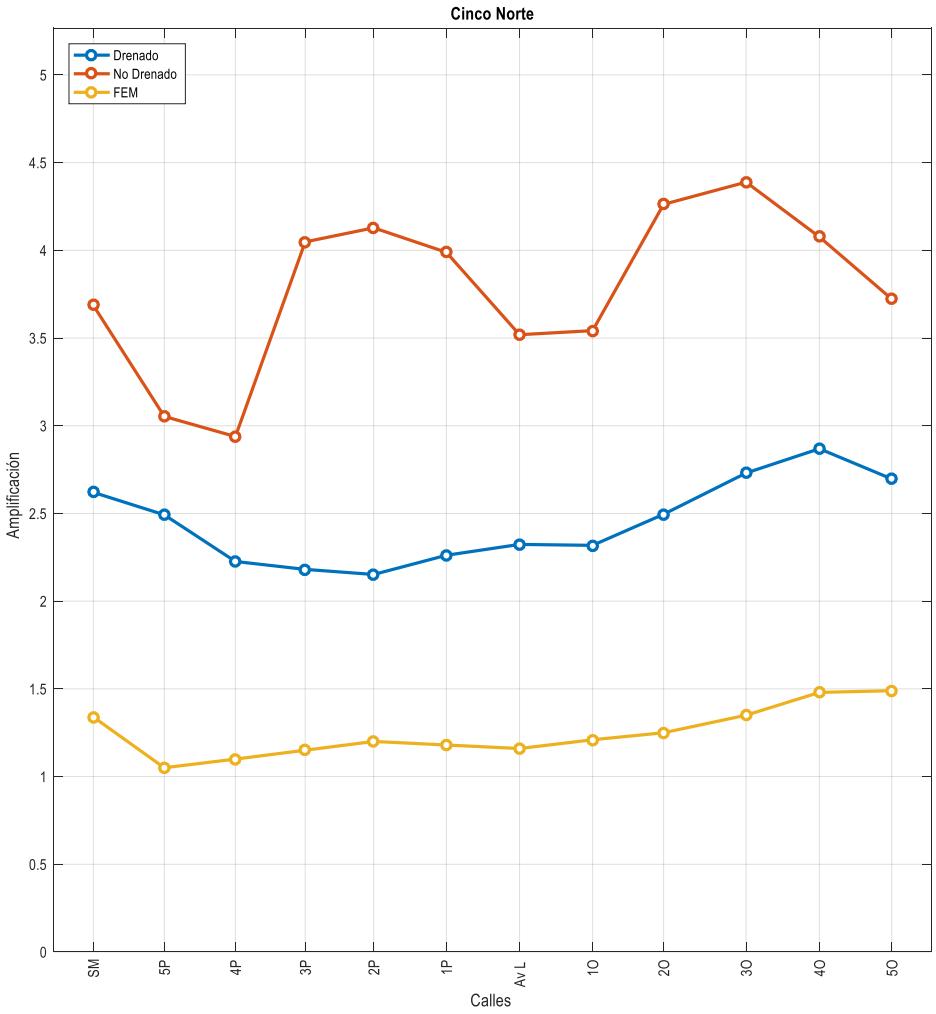

Figura 60 Perfil de Amplificación Calle 5 Norte.

En el modelo unidimensional, con curvas de degradación más conservadoras y en el modelo FEM se aprecia que las máximas aceleraciones se concentran en las cercanías de las calles 4 y 5 Oriente donde se emplazan dos edificios demolidos tras los terremotos ocurridos, Ed. Tenerife y Ed. Antigona.

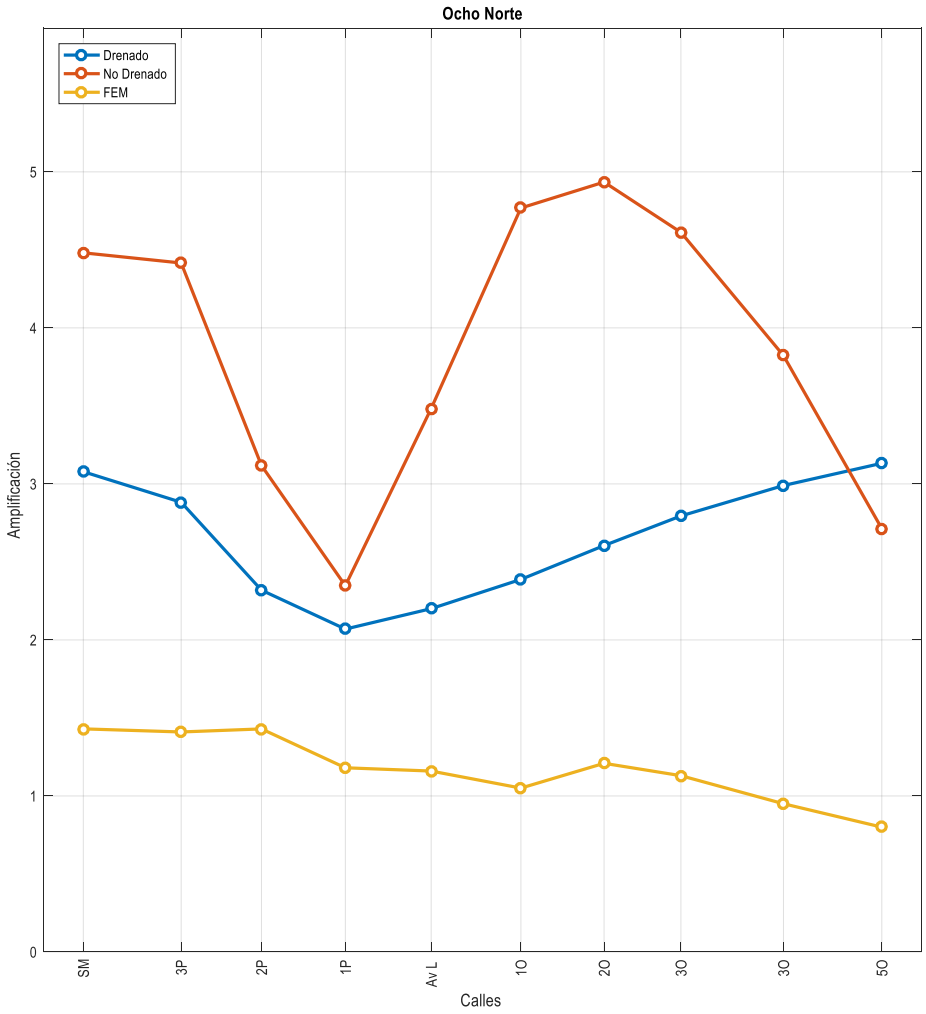

Figura 61 Perfil de Amplificación Calle 8 Norte.

En el modelo unidireccional, con curvas de degradación que simulan una respuesta no drenada, se puede apreciar que el peak de amplificación sísmica en superficie se produce en la calle 2 Oriente donde se encuentra emplazado el Ed. Emperador, En los otros modelas observa el peak, en las cercanías de las calles, Av. San Martín, 3 Poniente y 2 Poniente, donde se encuentran emplazados los edificios Acapulco, Torre del Mar, Festival, Río Petrohue y Tricahue.

CAPÍTULO 8

8 CONCLUSIONES

Respecto a la modelación del subsuelo del plan de Viña del Mar, se incorpora la no linealidad del suelo, se utilizó el modelo constitutivo Mohr-Coulomb, el cual se enmarca dentro de la teoría de plasticidad. Este modelo constituye una primera aproximación al comportamiento de los suelos y cuya principal característica frente a otros modelos es la utilización de pocos parámetros, lo que hace posible caracterizar el suelo con facilidad a partir de los ensayos que comúnmente se encuentran disponibles en los proyectos de ingeniería. Sin embargo, tal como si discutió el modelo es insuficiente para representar con exactitud todas las características de los suelos, y en consecuencia es necesario, en trabajos futuros, investigar e implementar modelos constitutivos que puedan suplir las deficiencias de este modelo, como lo son:

- El modelo no considera endurecimiento, lo cual no se ajusta a la realidad que muestran los ensayos.
- El modelo considera un ángulo de fricción interna ϕ contante, mientras que los ensayos sugieren un ángulo de fricción variable.
- Al usar un ángulo de dilatancia ψ constante, se está suponiendo que la dilatación del suelo ocurre a una razón constante cuando este es sometido a corte, sin embargo los ensayos muestran que la dilatación tiende a cero a medida que el suelo tiende al estado crítico.
- Otra de sus limitaciones tiene que ver con la estimación de la resistencia al corte no drenada, S_u. La Figura 62 esquematiza (en negro) la trayectoria de tensiones típica que sigue un suelo (que podría ser una arcilla normalmente consolidada) en un ensayo triaxial consolidado no drenado. Como se puede apreciar, se produce una reducción significativa de p' a medida que el suelo se acerca a la falla, debido al exceso de presión de poros inducido por el corte. Por otro lado, en color azul se grafica la trayectoria obtenida mediante el modelo Mohr-Coulomb. Como ya se explicó, este sigue un patrón vertical, manteniendo p' constante. Como consecuencia, el modelo tiende a sobrestimar la resistencia al corte no drenada S_u.

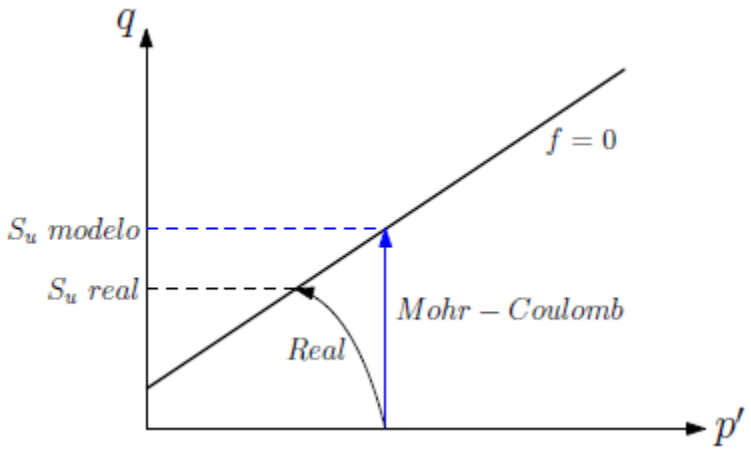

Figura 62 Resistencia al corte no drenado mediante el modelo Mohr-Coulomb (basada en PLAXIS, 2015)

- Otra situación que corresponde a una limitación del modelo se produce al utilizar un valor de dilatancia, ψ, distinto de 0 en condición no drenada. En la se grafica la trayectoria que sigue el modelo Mohr-Coulomb en la modelación de un ensayo triaxial consolidado no drenado considerando un ángulo de dilatancia $\psi > 0$.

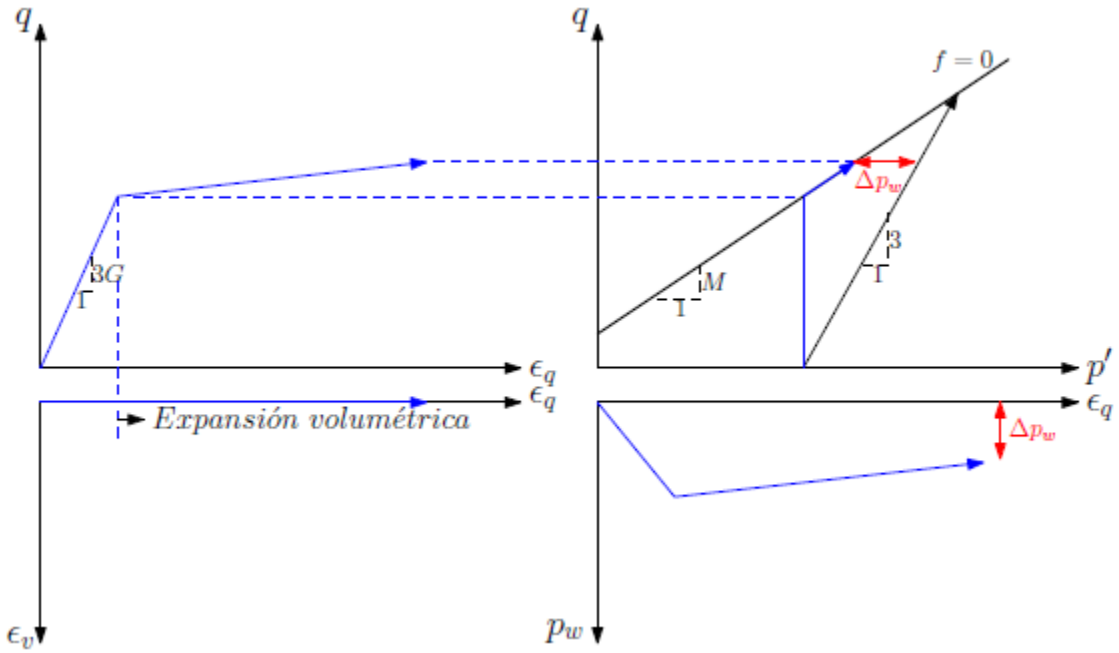

Figura 63 Ensayo triaxial no drenado modelado con Mohr-Coulomb con ángulo de dilatancia positivo.

Debido a que se utiliza un valor del ángulo de dilatancia $\psi > 0$, una vez que es estado de tensiones intercepta la superficie de fluencia se produce una expansión volumétrica $d\epsilon_v > 0$ (ver plano $\epsilon_q - \epsilon_v$). Si bien esta expresión es casi nula (condición no drenada), genera una disminución importante en las presiones de poros (ver plano $\epsilon_q - p_\omega$), lo que puede conducir a grandes presiones en tracción.

Esto trae como consecuencia, que para equilibrar la ecuación $p = p' + p_\omega$ se produzca un aumento de p' a través de la superficie de fluencia (ver plano $p' - q$), que equivale a un aumento en la resistencia al corte no drenado Debido a que el ángulo de dilatancia es constante en el modelo Mohr-Coulomb, esta situación representa un aumento en la presión en tracción que no es realista y un aumento ilimitado en la resistencia al corte no drenado, S_u, que tampoco lo es.

El caso contrario es la situación en que se utiliza un ángulo de dilatancia $\psi < 0$. Esto se visualiza en la Figura 64.

En este caso se produce un aumento en la presión de poros (ver plano $\epsilon_q - p_\omega$) como consecuencia de una contracción volumétrica en el rango plástico (ver plano $\epsilon_q - \epsilon_v$). Al igual que el caso anterior, este aumento en la presión de poros no es realista y genera un comportamiento tipo licuación que tampoco lo es.

A partir de los dos casos descritos, la recomendación para el uso del modelo Mohr-coulomb en la modelación de la condición no drenada, es la utilización de un ángulo de dilatancia $\psi = 0$ (PLAXIS, 2015).

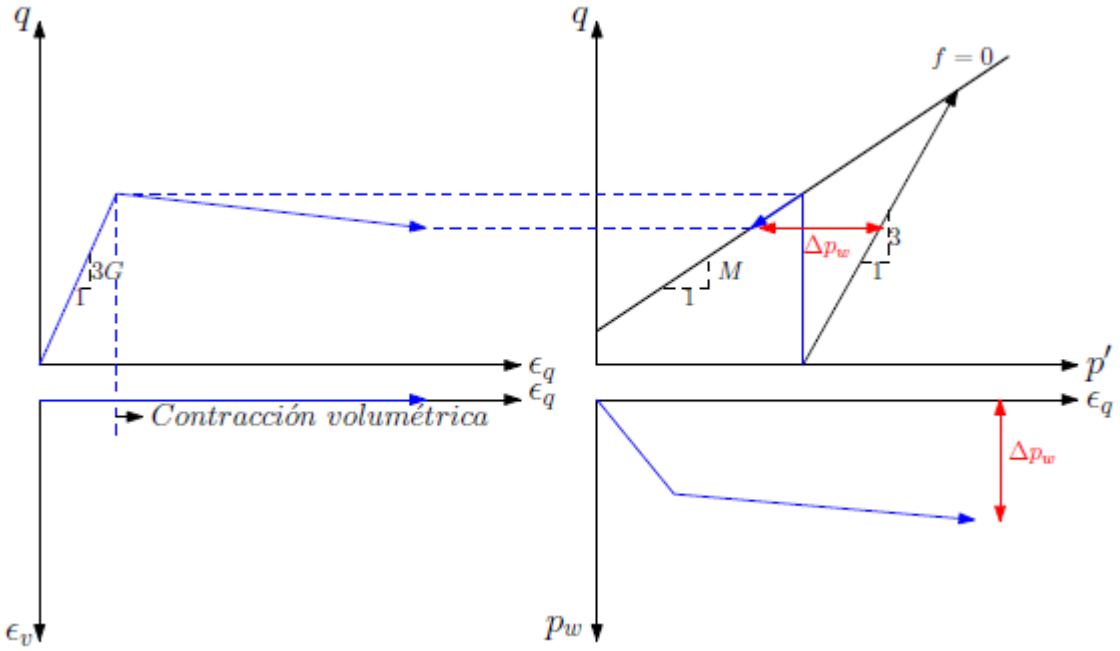

Figura 64 Ensayo triaxial no drenado modelado con Mohr-Coulomb con ángulo de dilatancia negativo-

Respecto a los programas utilizados, EERA permite realizar análisis sísmico unidireccional de manera rápida, obteniendo buenas aproximaciones de los efectos en terrenos, su limitación más grande es que no considera el efecto no drenado. En tanto la modelación FEM se corrobora lo concluido por Kuncar (2016) respecto a la calibración del modelo ancho/altura 8.51, lo que evidencia que la condición de borde absorbente no tiene un desempeño adecuado en la modelación.

Respecto a la caracterización de parámetros resistentes del subsuelo del plan de Viña del Mar, al no contar con ensayos triaxiales (CIU) para obtener parámetros no drenados del subsuelo, se utilizaron parámetros efectivos que están por sobre los valores no drenados,

para futuros trabajos o para validar este trabajo se recomienda realizar algunos ensayos triaxial.

Se caracterizó el valor del módulo de corte en profundidad (30 primeros metros), caracterizando espacialmente la rigidez de los estratos identificados, y se extrapolo el valor de la rigidez en profundidad obteniendo buenas correlaciones, se recomienda validar estos datos con ensayos geofísicos que permitan llegar al basamento rocoso.

Las curvas de degradación del módulo de corte y razón de amortiguamiento son susceptibles a cargas no drenadas, produciendo la pérdida de rigidez a una tasa superior y como consecuencia, aumentando la velocidad de disipación de energía, respecto a las curvas encontradas a través de bibliografía se recomienda generar curvas de los distintos materiales encontrados (Arenas limosas bien y el mal graduadas de origen sedimentario y limos de baja plasticidad, gravas arcillosas y limosas bien graduadas, de arcilla de baja plasticidad) en la desembocadura de la cuenca del Marga-Marga.

Respecto a los resultados obtenidos de la modelación, se consiguió calcular la amplificación sísmica en superficie del Plan de Viña del Mar, a través de modelos unidireccional y bidireccional, simulando las condiciones en terreno, por medio de distintos ensayos de campo, correlaciones y bibliografía. El daño registrado en los edificios del plan de viña del mar tras los terremotos de Algarrobo (1985) y el Maule (2010), es debido en gran parte al efecto sitio que se produce en la desembocadura de la cuenca del Marga-Marga, ayudado también por la falla del mismo nombre.

Como resultado principal del estudio, se obtuvo la amplificación sísmica en superficie del plan de Viña del Mar para modelos unidimensional y bidimensional. En los cuales se puede apreciar que se produce amplificación sísmica en superficie esto debido a las características locales presentes como lo son la profundidad del basamento rocoso, de la rigidez del relleno y del nivel freático. En particular en donde se emplazaba el edificio Toledo, ubicado en la calle 3 Norte N°487, es donde se presenta el peak de amplificación en superficie, siendo este uno de los edificios que presento daños estructurales severos en el terremoto del Maule (2010), y posteriormente tuvo que ser demolido. También se puede apreciar que a lo largo de la traza de la falla del Marga-Marga, propuesta por Muñoz (2011), en donde además se ubican los edificios Río Imperial y Petrohue, ambos presentaron daño estructural severo, y los edificios Festival, Tenerife y Antígona que fueron demolidos, el valor de amplificación en superficie presenta peak de amplificación en superficie. Por lo tanto, se puede concluir que los daños observados en edificios de mediana altura fundados son condescendientes con los resultados obtenido de amplificación en superfice.

CAPÍTULO 9

9 BIBLIOGRAFÍA

1. Aguirre C (2004) Seismic microzoning based on earthquake records amplification. 13th World conference on earthquake engineering, Vancouver, B.C., Canada. Paper No. 2041.
2. Bardet J.P., IchiiK., Lin H. (2000). EERA, A computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits. Los Angeles: Departament of Civil Engineering, University of Southern California.
3. Bathe K.J., (1996). Finite element procedures. New Jersey: Pretice Hall.
4. Bustos I. (2017). Aportes para una nueva zonificación geotécnica de Viña del Mar: Estimación del potencial de licuefacción en la cuenca del Marga-Marga. (Memoria de Ingeniería Civil inédita). Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso, Chile.
5. Carrasco O. y Núñez C. (2013) "Microzonificación Sísmica de la ciudad de Viña del Mar". (Memoria de Ingeniería Civil inédita). Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso, Chile.
6. Coduto D. (2001). Foundation Design, Principles and Practices. (2th ed.). New Jersey: Pretince Hall.
7. Committeee for waterfront structures, harbours and waterways (2012). Recommendations of the committee for waterfront structures, harbous and waterways. (9th ed.). Berlin: Ernst & Sohn.
8. Duncan J. M., Bursey A. (2007). Soil and Rock Modulus Correlations for Geotecnhical Engineering. Blacksburg: Center for Geotechnical Practice and Research, Virginia Tech.
9. EPRI, "Guidelines for detemining design basis ground motions", 1993.
10. Galavi V. (2010). Groundwater flow, fully coupled flow deformation and undrained analyses in PLAXIS 2D and 3D. Internal report, Research Department, Plaxis.
11. Gana, P., Wall, R. y Gutiérrez, A. "Mapa Geológico del Área de Valparaíso – Curacaví (Escala 1:100.000)". SERNAGEOMIN, 1996.
12. Grimme K y Álvarez L (1964). El suelo de fundación de Valparaíso y Viña del Mar, provincia de Valparaíso. En: Boletín N° 16, Instituto de Investigaciones Geológicas.
13. Idriss, I.M., and Boulanger, R. W. (2008). Soil Liquefaction during Earthquakes. California.
14. Jara M., Villalobos F., Corral G., Taiba O. (2015). Análisis numérico de la respuesta sísmica de excavaciones sostenidas con muro Berlinés en arena. Obras y Proyectos, 17, 69-77.

15. Kontoe S. (2006). Development of time integration schemes and advanced boundary conditions for dynamic geotechnical analysis. (Ph.D. Thesis). Imperial College of Science, Technology and Medicine. London, England.
16. Kramer S. L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. New Jersey: Prentice Hall.
17. Kuncar F. (2017). Desarrollo de un código de elementos finitos para la modelación de la respuesta sísmica de suelos. (Tesis de Magíster inédita). Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso, Chile.
18. Lysmer J., Kuhlmeyer R.L. (1969), Finite Dynamic Model for Infinite Media. ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division, 859-977.
19. Luengo P (1986). Actualización de zonificación de suelos en Viña del Mar" (Memoria de Construcción Civil inédita). Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso, Chile
20. Mancilla C. (2013). Respuesta sísmica del suelo en el centro de Viña del Mar. (Memoria de Ingeniería Civil inédita). Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso, Chile.
21. Mejia L. H., Dawson E. M. (2006). Earthquake deconvolution for FLAC. 4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics. Madrid, España.
22. Muñoz, E (2011). Nuevos antecedentes sobre la falla Marga-Marga y sus implicancias en el peligro sísmico. Universidad de Chile, Santiago, Chile.
23. Nishenko, S.P, "Sismic Potential for Large and Great Interplate Eartquake along the Chilean and Southern Peruvian Margins of South America: A Quantitative Reappraisal", Journal of Geophysical Research, Vo. 90, N|B5, pp, 3589-3615, April 10, 1985.
24. Peña R. (2016). Respuesta sísmica del suelo en el centro de Concepción. (Memoria de Ingeniería Civil inédita). Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso, Chile.
25. Pérez P. (2000). Amplificación sísmica en suelos y microzonificación de los sectores planos de Viña del Mar y Valparaíso. (Memoria de Ingeniería Civil inédita). Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso, Chile.
26. Pinto P.A. (2012). Study of constitutive models for soils under cyclic loading. (Master Thesis). Instituto Superior Técnico, Universidad Técnica de Lisboa. Lisboa, Portugal.
27. PLAXIS (2015). Material Models Manual, PLAXIS 2D.
28. PLAXIS (2015). Reference Manual, PLAXIS 2D.
29. PLAXIS (2015). Scientific Manual, PLAXIS 2D.
30. Rodríguez A, Gajardo A. La catástrofe del 16 de agosto de 1906 en la República de Chile; 1906.
31. Saragoni, Ruiz (2012). Implicaciones y Nuevos Desafíos de Diseño Sísmico de los Acelogramas del Terremoto del 2010. En: Mw=8.8 Terremoto de Chile. Santiago: Universidad de Chile.
32. Serafini F. (2017). Aportes para una nueva zonificación geotécnica de Viña del Mar: Estimación de la profundidad del basamento rocoso en la cuenca del Marga-Marga a partir de mediciones espectrales H/V. (Memoria de Ingeniería Civil inédita). Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso, Chile.

33. Sivakugan N., Das B. (2010). Geotechnical Engineering, a practical problem solving approach. U.S.A: J. Ross Publishing
34. Suazo G, Villavicencio G, Silva M, Bustos I, Toledo G (2016) Aportes para una nueva zonificación geotécnica de Viña del Mar: Caracterización de Suelos y Potencial de Deformaciones Post-Sismo. IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica, Valdivia 2016.
35. Thiers R. (2014). Daños en edificios de hormigón armado y su relación con el suelo - Terremoto de Chile 2010. (Tesis de Magíster inédita). Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso, Chile.
36. Thorson, Robert M. “La falla del “Marga-Marga”. 1ª. Ed. Chile, UTFSM, Departamento de Obras Civiles. Valparaíso, Chile 1999.
37. Tsai Ch., Park D., Chen Ch. (2014). Selection of the optimal frequencies of viscous damping formulation in nonlinear time-domain site response analysis. Soil dynamics and Earthquake Engineering, 67, 353-358.
38. Verdugo, A. “Estudio geofísico de los suelos de fundación para una zonificación sísmica de Valparaíso y Viña del Mar” Memoria (Ingeniero Civil). Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil. Santiago de Chile, 1996.
39. Verdugo R. (2009). Apunte de Amplificación Sísmica. Curso CI-79F Dinámica de Suelos, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
40. Visone C., Bilotta E., Santucci F. (2008). Remarks on Site Response Analysis by using Plaxis Dynamic Module. Plaxis Bulletín, 23, 14-18.
41. Vermeer, P.A., de Borst, R (1984). Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. Heron, 29 (3).
42. Youssef M.A., Hashash, Park D. (2002). Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22, 611-624.

CAPÍTULO 10

10 ANEXOS

ANEXO A CURVAS DE DEGRADACIÓN DEL MODULO DE CORTE Y RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO

10.1.1 Arenas sin contenido de finos

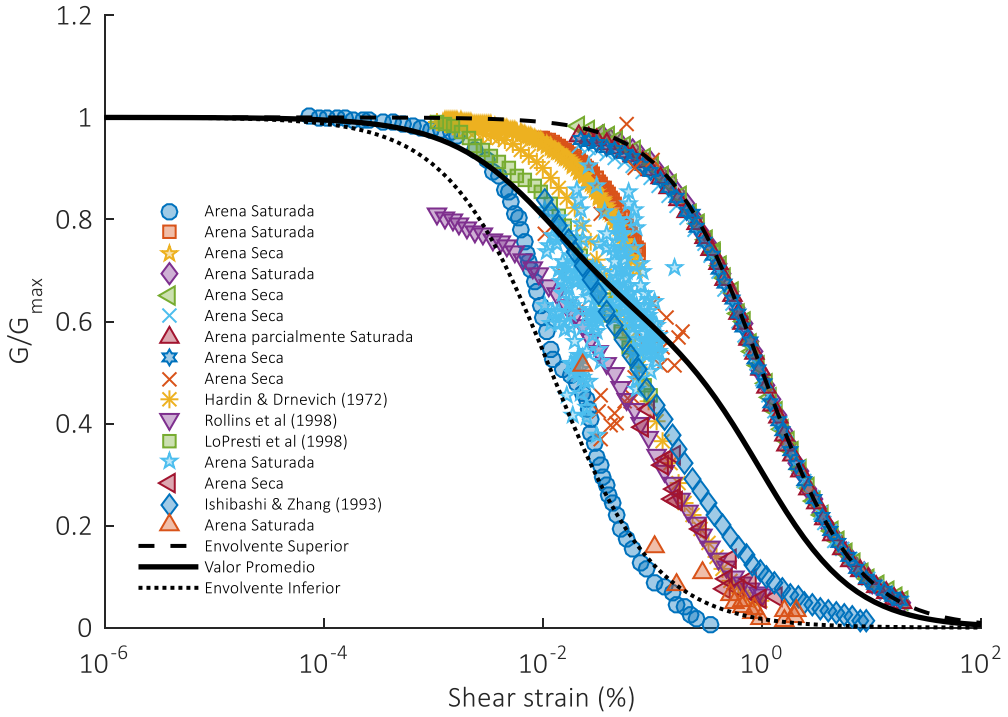

Figura 65 Curvas de degradación del módulo de corte para arenas sin contenido de finos.

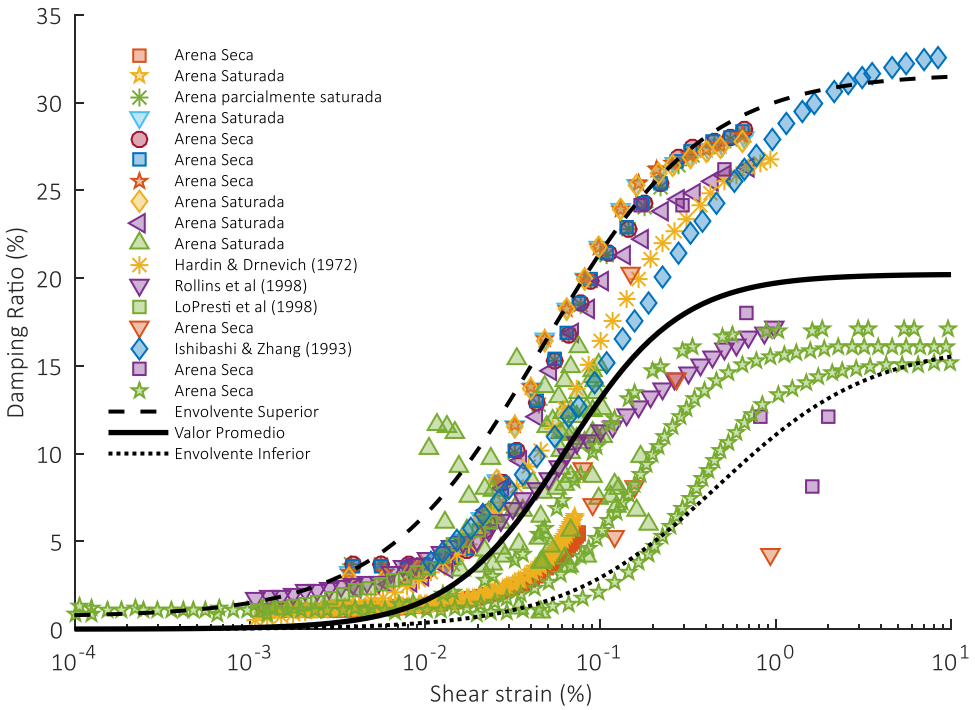

Figura 66 Razón de amortiguamiento para arenas sin contenido de finos.

10.1.2 Arenas con contenidos de finos

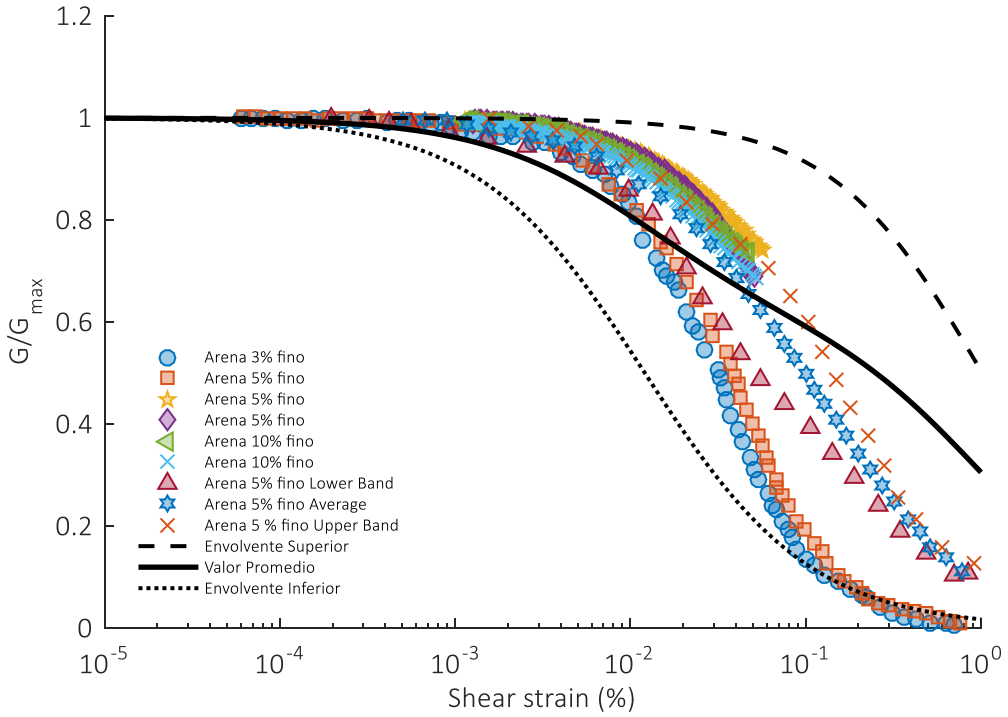

Figura 67 Curvas de degradación del módulo de corte para arenas con contenidos de fino.

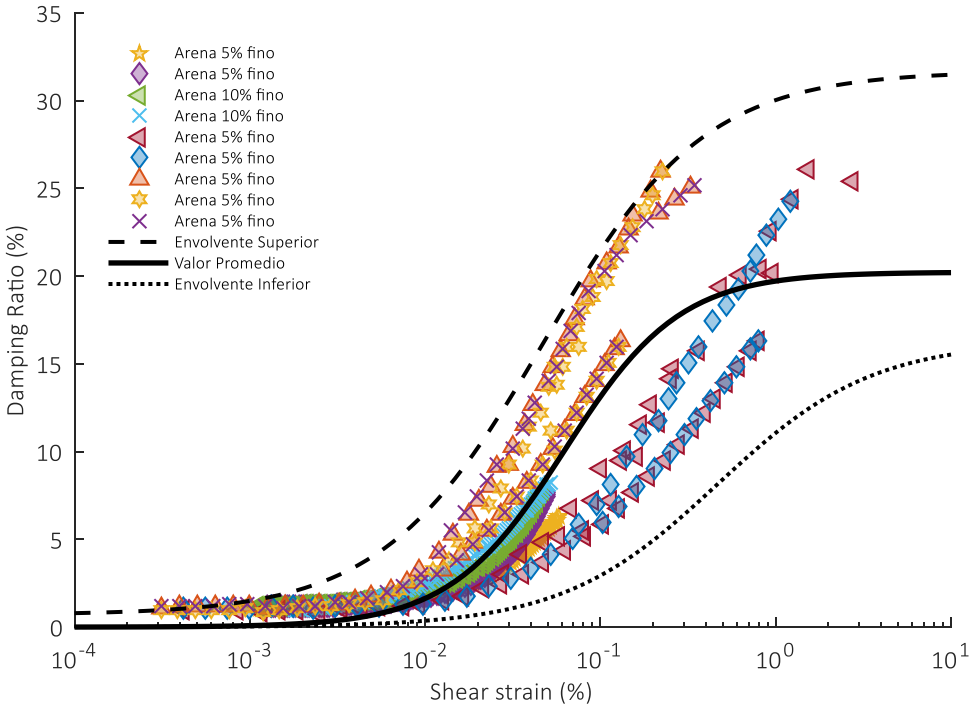

Figura 68 Razón de amortiguamiento para arenas con contenido de finos.

10.1.3 Arcillas

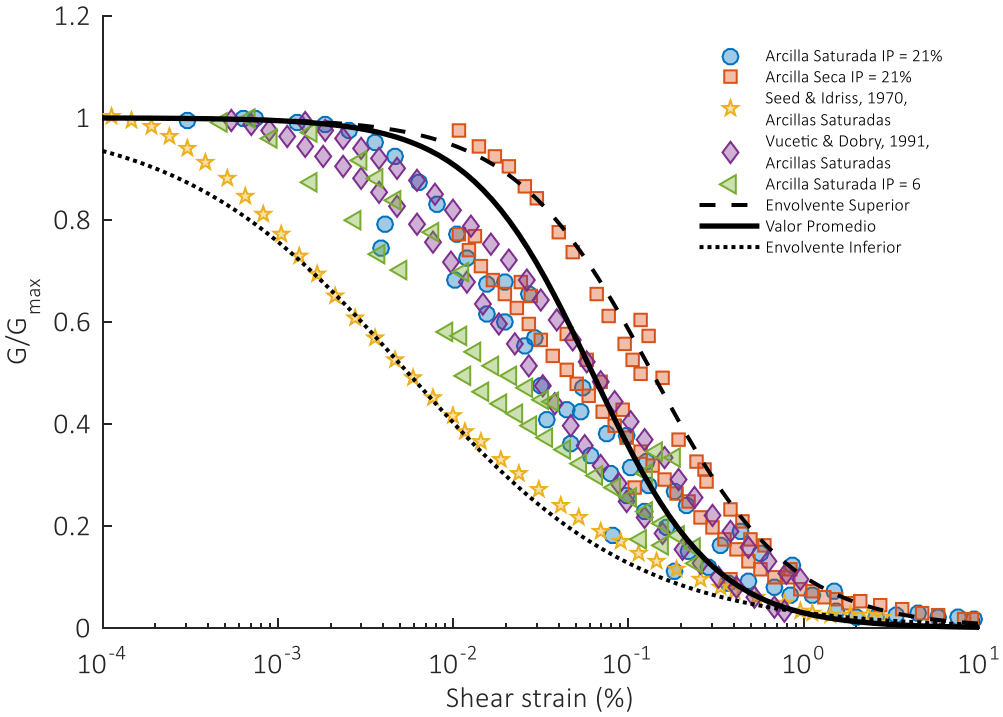

Figura 69 Curvas de degradación del módulo de corte para arcillas.

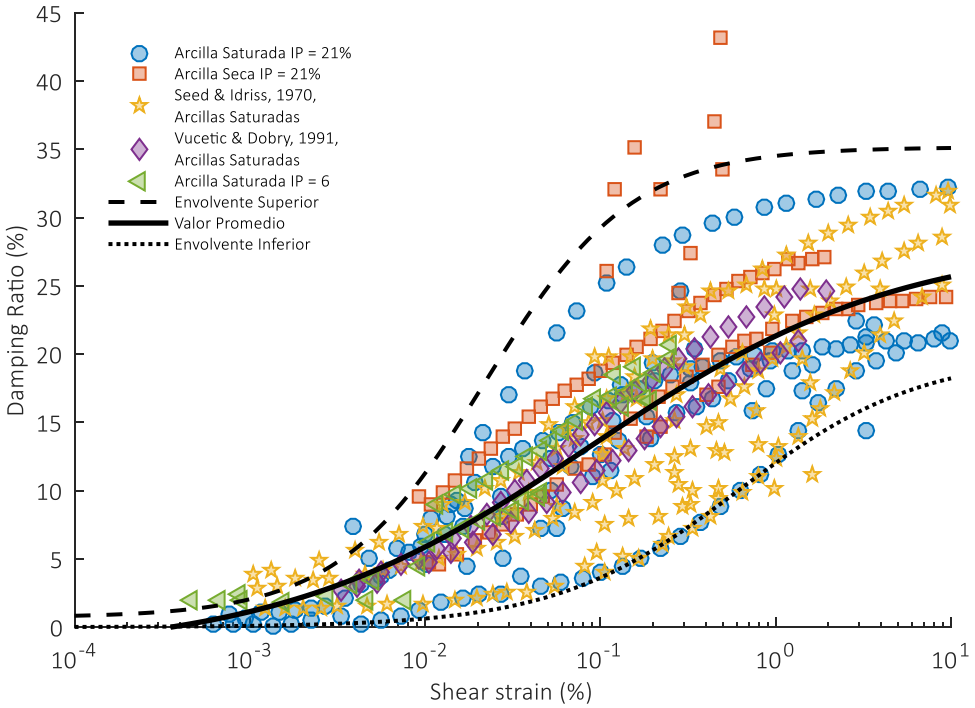

Figura 70 Razón de amortiguamiento para arcillas.

10.1.4 Gravas

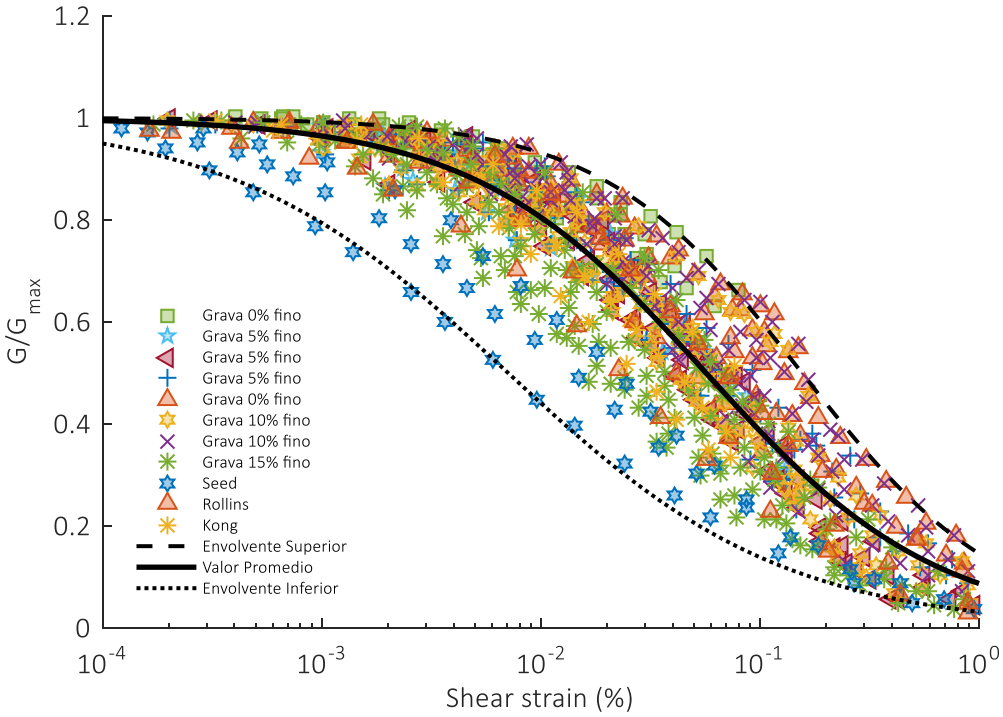

Figura 71 Curvas de degradación del módulo de corte para gravas.

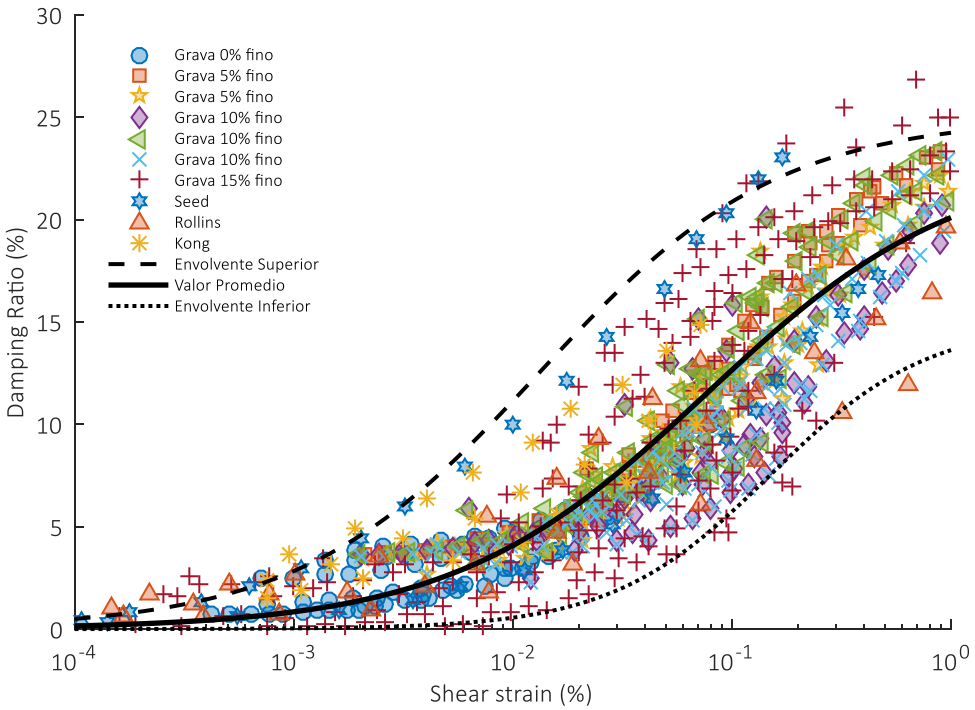

Figura 72 Razón de amortiguamiento para gravas.

10.1.5 Limos

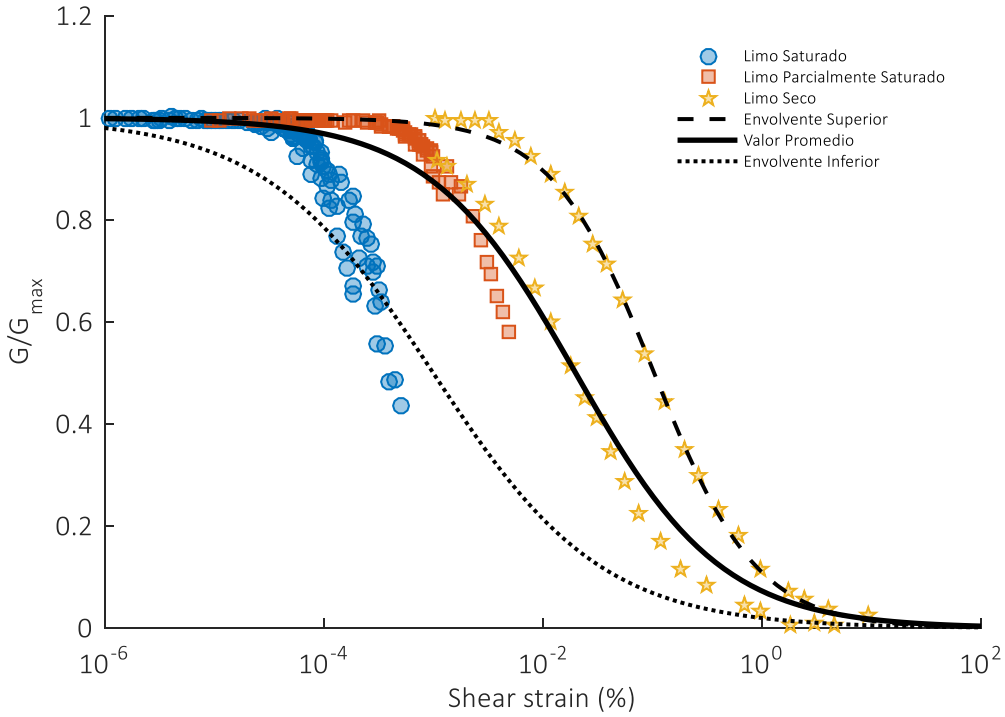

Figura 73 Curvas de degradación del módulo de corte para limos.

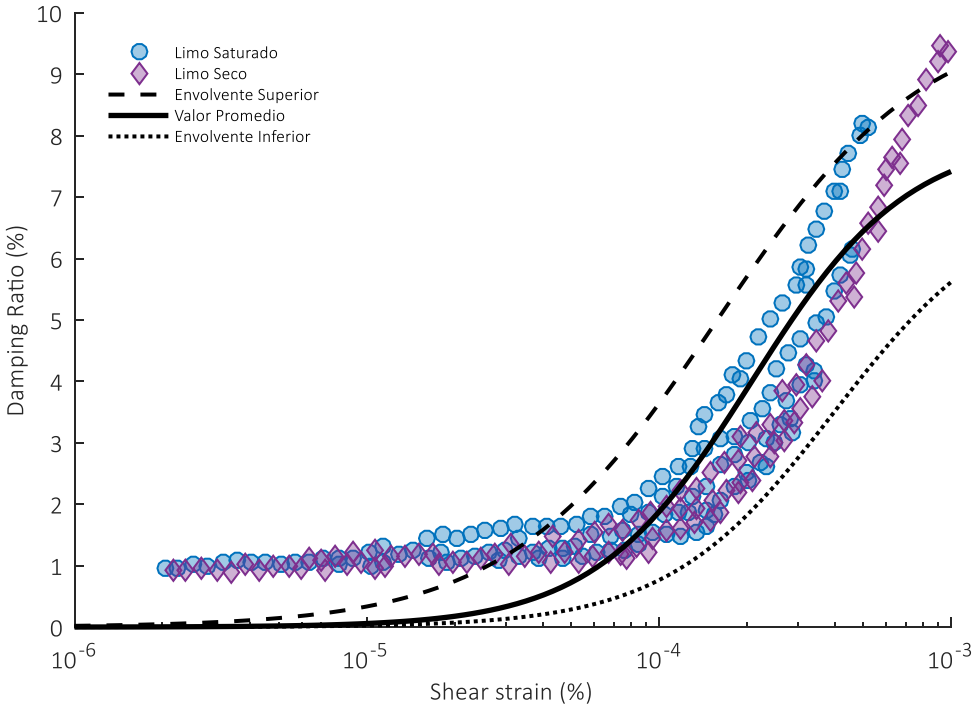

Figura 74 Razón de amortiguamiento para limos.