

Evaluación de la susceptibilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación en depósitos de arenas
del barrio cardales del municipio de Barrancabermeja-Santander

Neyer Bareño León

Trabajo de grado para optar al título de Magíster en Geotecnia

Director

Wilfredo del Toro, Msc.

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Bucaramanga

2024

Dedicatoria

A Dios por sus bendiciones, por ser mi guía, por darme fortaleza y conocimiento para alcanzar este importante logro en mi vida.

A mi madre Fermina León León, por su apoyo incondicional, valores inculcados y mi ejemplo de vida.

A mi Padre Luis Arnulfo Bareño, por su apoyo y ejemplo a seguir como padre y como profesional.

A mi Esposa Mayerli López y mis hijos Ana lucia Bareño López y Matthias Bareño López, por admirar mi dedicación en la academia, colaborarme en mis horarios extensos y por el apoyo motivacional.

Neyer Bareño León

Agradecimientos

Agradezco a Dios por hacer posible esta meta la cual me marca profesionalmente, a mi familia por el acompañamiento y ánimo brindado, porque sin ellos esto no sería posible.

Agradezco al director Wilfredo del Toro, por su tiempo, esfuerzo y dedicación a lo largo del desarrollo del proyecto.

A la Universidad Industrial de Santander, por su apoyo durante la fase experimental del proyecto y por compartir sus conocimientos a lo largo del desarrollo de ensayos.

Tabla de Contenido

	Pág.
1	16
1.1	16
1.2	16
2	17
3	19
3.1	19
3.2	20
3.3	21
3.4	22
3.5	22
3.6	23
3.7	23
3.8	24
3.9	25
3.9.1	25
3.9.2	25
3.10	26
3.10.1	26
3.11	30
3.11.1	31
3.12	32
3.13	32
3.14	33
3.15	34
3.16	36
3.17	37
3.18	38
3.19	40

3.20	Método de Robertson (1990).....	41
3.21	Kayen et al (2013).....	42
3.22	Métodos numéricos o de elementos finitos.....	44
3.23	Modelos constitutivos del suelo.....	44
3.24	Modelo de licuación UBCED-PLM.....	45
3.24.1	Ley de endurecimiento.....	47
4	Generalidades del proyecto.....	52
4.1	Localización del proyecto.....	52
4.2	Ubicación geológica.....	53
4.3	Geología estructural.....	58
4.4	Características del terreno.....	60
5	Metodología Propuesta.....	61
5.1	Revisión de bibliografía y revisión de antecedentes históricos.....	61
5.2	Generalidades del proyecto.....	61
5.3	Exploración geotécnica y ensayos de laboratorio.....	62
5.3.1	Ensayos de Penetración Estándar (SPT).....	62
5.3.2	Métodos Geofísicos MASW (Rayos Sísmicos de Onda Superficial).....	62
5.4	Resultados de la exploración geotécnica.....	63
5.4.1	Análisis de Resultados de Ensayos de SPT.....	63
5.4.2	Interpretación de Resultados de Métodos Geofísicos MASW.....	63
5.5	Evaluación de ocurrencia de licuación a través de métodos semiempíricos.....	64
5.5.1	Fundamentos de Métodos Semiempíricos.....	64
5.5.2	Procedimientos de Evaluación de Licuación.....	64
5.6	Evaluación de ocurrencia de licuación a través de métodos numéricos.....	64
6	Exploración geotécnica y ensayos de laboratorio.....	66
6.1	Exploración del subsuelo mediante el ensayo de penetración estandar SPT.....	66
6.2	Método De Perforación.....	70
6.3	Ensayos De Laboratorio.....	71
6.4	Exploración geofísica ensayo ondas superficiales MASW-MAM Exploración del subsuelo.....	72
6.5	Exploración mediante ensayos geofísicos.....	74
6.5.1	Realización ensayo ondas superficiales MASW-MAM.....	75
6.6	Equipo de trabajo.....	76

7	Resultados de la exploración geotécnica	77
7.1	Resultados obtenidos mediante el método SPT	77
7.1.1	Perfil litológico	77
7.1.2	Nivel freático.	82
7.1.3	Registro de perforación.	82
7.1.4	Factor de corrección de sobrecarga.....	84
7.1.5	Factor de corrección por energía.....	85
7.1.6	Factor de corrección por longitud de varillas.	85
7.1.7	Factor de corrección por el diámetro de la perforación	86
7.1.8	Factor de corrección del revestimiento	87
7.1.9	Factor de corrección del bloque de impacto	87
7.1.10	Factor de corrección de la frecuencia del número de golpes	88
7.1.11	Factor de corrección del amortiguador del martillo.....	88
7.1.12	Resumen ensayos de laboratorio.....	90
7.1.13	Correlaciones para interpretación de los ensayos Spt.....	91
7.2	Resultados obtenidos en la exploración geofísica ensayo ondas superficiales MASW-MAM 91	
7.2.1	Clasificación del suelo según NSR-10.....	91
7.2.2	Ensayo de Ondas Superficiales MASW1D LINEA 1.....	92
7.2.3	Resultados del ensayo MASW-MAM	94
8	Evaluación de ocurrencia de licuación a través de métodos semi-empíricos.....	100
8.1	Evaluación del potencial de licuación basado en SPT - Boulanger e Idriss' (2014) ...	100
8.2	Relación de resistencia cíclica normalizada (CRR)	100
8.3	Factor de Normalización de Magnitud (MSF)	101
8.4	Factor de corrección de sobrecarga ($K\sigma$).....	102
8.5	Factor de ajuste de contenidos de finos $\leq N_{160}$	104
8.6	Relación de esfuerzo cíclico inducido por el sismo (CSR).....	105
8.7	Factor de reducción por profundidad r_d	107
8.8	Evaluación del potencial de licuación basado en la velocidad de onda de corte - VS - Kayen et al (2013)	108
8.9	Resultados de los análisis de licuación por métodos semi-empíricos	109
8.9.1	Perfil de suelo	109
8.9.2	Estimación del factor ccr	111

8.10	Cálculo de la resistencia a la licuación ($CRRM=7,5$; $s'v=1$ atm).....	115
8.11	Estimación del factor csr	118
8.11.1	Espectro de amenaza.....	118
8.11.2	Sismos representativos de la base de datos de Peer	119
8.11.3	Análisis de respuesta de sitio (Software Strata).....	124
8.11.4	MSF.....	131
8.11.5	Resultados análisis de evaluación del potencial de licuación basado en $spt -$ boulanger e idriss (2014)	133
8.11.6	Resultados análisis de evaluación del potencial de licuación basado en la velocidad de onda de corte - $vs -$ kayen et al (2013).....	135
9	Evaluación de ocurrencia de licuación a través de métodos numericos.....	141
9.1	Análisis de respuesta de sitio y evaluación de susceptibilidad a licuación en PLAXIS 141	
9.1.1	Definición del modelo numérico en PLAXIS.....	141
9.1.2	Geometría del modelo.....	141
9.1.3	Modelo constitutivo	143
9.1.4	Calibración del modelo constitutivo Generalized Hardening Soil Model	143
9.1.5	Calibración del modelo constitutivo UBC3D-PLM	150
9.1.6	Calibración del modelo elástico lineal.....	153
9.1.7	Calibración del coeficiente de amortiguamiento Rayleigh.....	154
9.1.8	Definición de las condiciones de carga.....	156
9.1.9	Generación de malla	158
9.1.10	Consideraciones de condiciones de frontera y parámetros de cálculo.....	159
9.1.11	Resultados.....	163
10	Conclusiones	165
11	Recomendaciones	167
12	Referencias Bibliográficas	169

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 1	20
Figura 2	21
Figura 3	22
Figura 4	23
Figura 5	25
Figura 6	27
Figura 7	28
Figura 8	34
Figura 9	35
Figura 10	39
Figura 11	41
Figura 12	46
Figura 13	48
Figura 14	52
Figura 15	54
Figura 16	58
Figura 17	60
Figura 18	66
Figura 19	67
Figura 20	68
Figura 21	68
Figura 22	69
Figura 23	69
Figura 24	70
Figura 25	72
Figura 26	73
Figura 27	74
Figura 28	76
Figura 29	92
Figura 30	102
Figura 31	103
Figura 32	107
Figura 33	110
Figura 34	113
Figura 35	115
Figura 36	118
Figura 37	121
Figura 38	123
Figura 39	125
Figura 40	126

Figura 41	127
Figura 42	128
Figura 43	129
Figura 44	130
Figura 45	131
Figura 46	132
Figura 47	132
Figura 48	135
Figura 49	140
Figura 50	142
Figura 51	146
Figura 52	148
Figura 53	154
Figura 54	157
Figura 55	159
Figura 56	164

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1	29
Tabla 2	48
Tabla 3	71
Tabla 4	72
Tabla 5	77
Tabla 6	78
Tabla 7	78
Tabla 8	79
Tabla 9	80
Tabla 10	81
Tabla 11	82
Tabla 12	83
Tabla 13	85
Tabla 14	86
Tabla 15	86
Tabla 16	87
Tabla 17	87
Tabla 18	88
Tabla 19	89
Tabla 20	90
Tabla 21	91
Tabla 22	92

Tabla 23	112
Tabla 24	113
Tabla 25	114
Tabla 26	117
Tabla 27	120
Tabla 28	120
Tabla 29	128
Tabla 30	134
Tabla 31	136
Tabla 32	150
Tabla 33	152
Tabla 34	153
Tabla 35	153

Resumen

Título: Evaluación de la susceptibilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación en depósitos de arenas del barrio cardales del municipio de Barrancabermeja-Santander¹.

Autor: Neyer Bareño León².

Palabras Clave: Fenómeno de licuación, Arena limosa, Coeficiente de resistencia cíclica, esfuerzo efectivo, Aceleración pico máxima, factor de seguridad, clasificación de suelos.

Descripción

El proyecto consiste en estudiar la susceptibilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación en las arenas finas que comprenden los depósitos fluviales existentes en el barrio Cardales del municipio de Barrancabermeja, mediante diferentes métodos semi-empíricos y numéricos.

La primera fase del proyecto es la caracterización básica del terreno mediante exploración geotécnica, utilizando métodos de perforación continua como el ensayo de penetración estándar SPT normalizado, con recuperación de muestra en la cuchara partida y métodos geofísico como ensayo de Ondas superficiales MASW, una vez terminada la exploración se realiza la caracterización de las muestras recopiladas en campo mediante ensayos de laboratorio, ensayos de granulometría, humedad natural, peso unitario, límites de plasticidad y corte directo c_d , también se procede a la interpretación de los registros de velocidad de onda en los ensayos geofísicos MASW. Después de tener los resultados de laboratorio y registros de ensayos de campo se procede a estimar la susceptibilidad de ocurrencia de licuación mediante teorías semi-empíricas como la Relación de Tensiones Cíclicas (CSR) y Relación de Resistencia Cíclica (CRR), se estima mediante registros de SPT corregido y Mediante Velocidad de onda de corte V_s , para el análisis numérico se realizó mediante el modelo constitutivo UBC3D-PLM Constitutive Soil Model for Numerical Liquefaction Evaluation mediante el uso del software PLAXIS 2D. Con los resultados obtenidos en los diferentes métodos se procede a elaborar un cuadro comparativo de los resultados, el cual da como conclusión las ventajas y limitaciones de cada método, asimismo se presenta las recomendaciones geotécnicas para las cimentaciones futuras que se proyectan en esta zona y un mapa de amenaza por susceptibilidad a presentar fenómenos de licuación.

¹ Tesis de maestría

² Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Director: Wilfredo Del Toro, Msc.

Abstract

Title: Evaluation of the susceptibility of occurrence of the liquefaction phenomenon in sand deposits of the Cardales neighborhood of the municipality of Barrancabermeja-Santander³.

Authors: Neyer Bareño Leon⁴.

Keywords: Liquefaction phenomenon, Silty sand, Cyclic resistance coefficient, Effective stress, Maximum peak acceleration, Safety factor, Soil classification.

Description

The project consists of studying the susceptibility of the occurrence of the liquefaction phenomenon in the fine sands that comprise the existing fluvial deposits in the Cardales neighborhood of the municipality of Barrancabermeja, through different semi-empirical and numerical methods.

The first phase of the project is the basic characterization of the terrain through geotechnical exploration, using continuous drilling methods such as the standardized SPT penetration test, with sample recovery in the split spoon and geophysical methods such as the MASW surface wave test, once completed. During the exploration, the characterization of the samples collected in the field is carried out by means of laboratory tests, granulometry tests, natural humidity, unit weight, limits of plasticity and direct cut cd, we also proceed to the interpretation of the wave velocity records in the MASW geophysical tests. After having the laboratory results and field test records, the susceptibility of liquefaction occurrence is estimated using semi-empirical theories such as the Cyclic Stress Relation (CSR) and Cyclic Resistance Relation (CRR), it is estimated through records of corrected SPT and by Shear Wave Velocity V_s , for the numerical analysis it was carried out by means of the UBC3D-PLM Constitutive Soil Model for Numerical Liquefaction Evaluation using the PLAXIS 2D software. With the results obtained in the different methods, a comparative table of the results is elaborated, which concludes the advantages and limitations of each method, as well as the geotechnical recommendations for future foundations that are projected in this area and a threat map by susceptibility to present liquefaction phenomena.

³ Master's Thesis

⁴ Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Director: Wilfredo Del Toro, Msc.

Introducción

La construcción de nuevos proyectos de infraestructura y su desarrollo han estado estrechamente ligados a la capacidad humana de superar los desafíos naturales. En este sentido, la ingeniería civil, especialmente la geotecnia, ha sido crucial para abordar eficazmente estos desafíos.

El fenómeno de licuación es uno de los asuntos más importantes, interesantes y complejos que se presentan en la ingeniería geotécnica. El fenómeno se manifiesta cuando un depósito de arena saturada se ve sometido a las ondas de corte que se propagan durante un sismo, de manera que la estructura de la arena tiende a densificarse. Sin embargo, como la duración de la aplicación de las tensiones de corte cíclico es, en general, muy pequeña en comparación con el tiempo necesario para que ocurra algún drenaje, la tendencia de la arena a disminuir de volumen durante cada ciclo se refleja en un incremento progresivo de la presión de poros [Ishihara, 1993], [Seed & Lee, 1966]. Esto produce una reducción continua de la tensión efectiva y consecuentemente una disminución en la resistencia al corte de la arena. Si en el curso de la carga cíclica la presión de poros aumenta hasta un valor igual a la tensión de confinamiento inicial, la tensión efectiva o intergranular existente en el esqueleto de la arena se reduce a cero y en consecuencia la arena pierde completamente la resistencia al corte, al menos en principio. En otras palabras, la arena se licua, esto es, se comporta como un líquido viscoso, generándose grandes deformaciones que pueden dar origen a múltiples mecanismos de falla, algunas de ellas catastróficas como el rompimiento de presas, destrucción de puentes, y falla de taludes [1]

Colombia es un país con todos los niveles de amenaza sísmica y posee extensas zonas cuya geología muestra depósitos de arenas saturadas susceptibles a licuación sobre los cuales es necesario desarrollar asentamientos humanos, estructuras industriales o centros estatales. Entre otros, el municipio de Barrancabermeja, Santander ha presentado en el pasado sismos muy importantes en magnitud que han generado licuación local en zonas cercanas al río Magdalena, de modo que pensar hacia el futuro cercano en fundaciones para estructuras o en diseños geotécnicos en sitios con tales características debe involucrar un análisis racional y lo más detallado posible de la amenaza por licuación del suelo.

Mencionado lo anterior, se presenta en esta tesis la Evaluación de la susceptibilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación en depósitos de arenas saturadas”, pero abarcado el problema de manera integral, es decir, se instrumentó el suelo para tener mediciones de aceleraciones tanto en suelo como roca y adicionalmente tener datos de los incrementos de presión de poros generados por el sismo. Con el fin de tener parámetros del suelo, se realizaron perforaciones mediante método de SPT y ensayos sísmicos como MasW, adicionalmente se ejecutaron pruebas de laboratorio tendientes a la obtención de parámetros para el modelo elastoplástico. A partir de la anterior información se construyó el modelo geotécnico del subsuelo con todos los parámetros requeridos para realizar un adecuado modelamiento numérico.

Este trabajo se divide en 11 capítulos. El primero de ellos corresponde a una introducción al tema, donde se indican los objetivos y motivaciones que llevaron a desarrollar este trabajo.

El segundo capítulo corresponde a los antecedentes del proyecto que es necesario para entender el desarrollo de esta investigación

En el tercer capítulo se detalla el marco teórico, en ese capítulo se describen las metodologías usadas y los parámetros necesarios para calibrar los modelos constitutivos a utilizar en este informe.

En el cuarto capítulo se describe las generalidades del proyecto.

En el quinto capítulo se presenta la metodología utilizada

En el sexto capítulo se presenta la exploración geotécnica realizada.

En el séptimo capítulo se presenta los resultados obtenidos en la exploración geotécnica.

En el octavo capítulo se presenta la evaluación de ocurrencia de licuación a través de métodos semi-empíricos

En el noveno capítulo se presenta la evaluación de ocurrencia de licuación a través de métodos numéricos.

En el décimo capítulo se presentan las conclusiones

En el onceavo capítulo se presentan las recomendaciones.

1 Objetivos

1.1 Objetivo General

Evaluar el potencial licuable mediante métodos semi-empíricos y numéricos en los depósitos de arenas saturadas de comprenden el barrio cardales del municipio de Barrancabermeja, Santander

1.2 Objetivos Específicos

- Evaluar la relación del esfuerzo cortante cíclico (CSR), para sismos escalados al PGA de la ciudad de Barrancabermeja, usando el software STRATA.
- Evaluar la razón de resistencia cíclica mediante ensayo SPT (CRR-N1.60)
- Evaluar la razón de resistencia cíclica mediante velocidad de ondas de corte V_s (CRR- V_s)
- Evaluar el potencial licuable mediante simulación numérica usando el modelo constitutivo UBC3-PML, mediante el software PLAXIS 2D.

2 Antecedentes del Proyecto

La interacción de las placas tectónicas en la región noroccidental de América del Sur ha generado una serie de terremotos que han impactado la infraestructura de las ciudades. Además, la presencia de fuentes sismogénicas menores como el vulcanismo y los fallamientos geológicos activos aumenta la amenaza para las poblaciones. Es fundamental contar con medidas de prevención y planificación para mitigar los riesgos asociados a estos fenómenos naturales.

En el caso específico de la ciudad de Barrancabermeja, se encuentra ubicada en una de las zonas de mayor actividad sísmica del país en lo que se ha denominado el “nido” de Bucaramanga, donde se presentan una gran cantidad de sismos agrupados en un área relativamente pequeña en el departamento de Santander.

Teniendo en cuenta esta amenaza sísmica, que en estudios previos realizados por Ingeominas y por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica ha sido catalogada como intermedia para la ciudad de Barrancabermeja (AIS et al., 1996), y debido a que las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes NSR-2010, exigen evaluar la susceptibilidad de la amenaza por fenómenos de licuación en suelo granular saturado, se hace necesaria la Evaluación de la susceptibilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación en depósitos de arenas del barrio cardales del municipio de Barrancabermeja-Santander

En cuanto a estudios específicos para la ciudad de Barrancabermeja, Flórez (1993) realizó la Zonificación Sísmica Preliminar de Barrancabermeja, en la cual se presentaron varios mapas, entre los cuales están la zonificación geotécnica preliminar, la zonificación sísmica y un mapa preliminar de potencial de licuación de suelos en la ciudad.

Además, existen los estudios geológicos realizados por el Ministerio de Minas y petroleos en 1966, que comprenden la geología del cuadrángulo H-11 dentro del cual se encuentra situada la ciudad de Barrancabermeja y el Estudio General de Suelos de los municipios de Barrancabermeja, Puerto Wilches, Sabana de Torres y San Vicente de Chucurí (Departamento de Santander), el cual contiene información de geomorfología de la zona.

3 Marco Teórico

El comportamiento de suelos no cohesivos ante cargas sísmicas ha sido objeto de una gran cantidad de investigaciones en los últimos treinta años. Numerosos estudios se han desarrollado en el campo de ensayos cíclicos, definición de parámetros del suelo, ecuaciones constitutivas y métodos de análisis. Los métodos de análisis de licuación han sido propuestos con el objeto de valorar cuantitativa o cualitativamente el potencial de licuación de un sitio. En este capítulo, se hace una revisión de los más significativos métodos empíricos y numéricos para analizar la respuesta de suelos granulares ante cargas sísmicas.

3.1 Fenómenos de licuación

La “licuación inicial” es un estado en donde la presión de poros de un depósito de suelo granular aumenta, debido a la aplicación de una carga cíclica (sismo) y a su vez alcanza la magnitud de la presión de confinamiento inicial (Seed, 1996). Otro concepto introducido por Casagrande en 1976 fue el de “licuación real” en donde una masa de arena suelta saturada es sometida a deformaciones que conllevan a una pérdida considerable de la resistencia del suelo y provocar deslizamientos fluidos. Se entiende por “licuación cíclica” a la respuesta de una muestra de arena densa cuando es ensayada en cámara triaxial cíclica, la presión de poros aumenta hasta alcanzar la presión de confinamiento. (Casagrande, 1976).

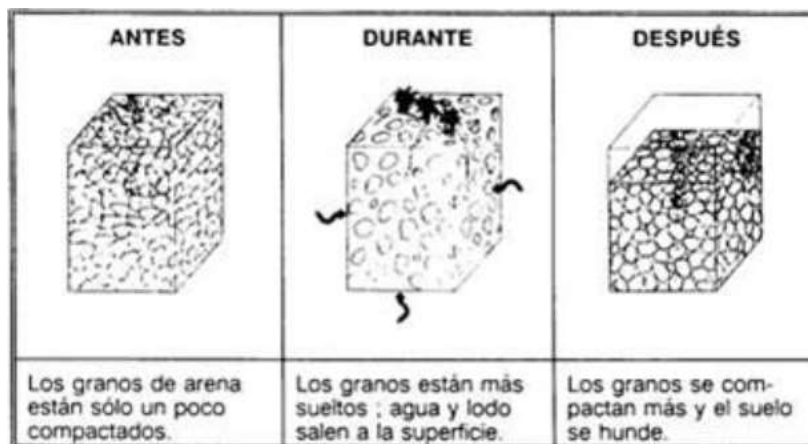
Youd (1973) define la licuación como la modificación de un suelo granular saturado de un estado sólido a un estado líquido producto del aumento en la presión de poros. De una forma más resumida se entiende por “licuación cíclica de arenas” al proceso en el que un depósito de arena saturada pierde parte de la resistencia al esfuerzo cortante debido a la aplicación de una carga cíclica, los esfuerzos de cortante cíclico exceden los esfuerzos de cortante estático

logrando que se comporte como un líquido, hasta que el esfuerzo cortante estático disminuye. (Díaz, 2006).

Cuando ocurre licuación la resistencia del suelo disminuye y se reduce la capacidad de soportar las estructuras que estén apoyadas allí, también un suelo licuado ejerce presiones altas sobre muros de contención llevando el colapso total de esos elementos y uno de los problemas más comunes son los deslizamientos producto de la licuación de suelos. En la **Figura 1** se muestra el proceso de licuación.

Figura 1

Proceso de licuación



Nota. Tomado de Pereda, K. (2010).

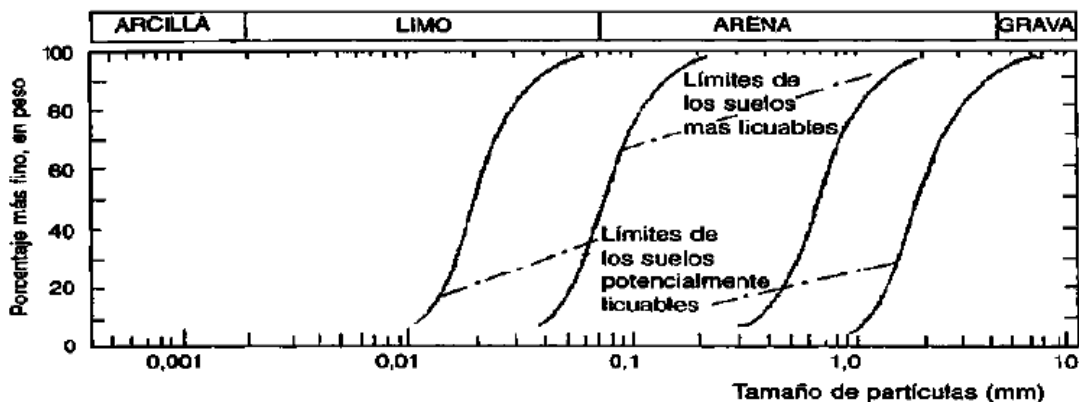
3.2 Granulometría del suelo

Los suelos que tienen una granulometría uniforme como las arenas finas son más susceptibles a licuarse que las arenas gruesas, mientras que las arenas limosas tienen mayor resistencia a sufrir licuación respecto a las arenas limpias producto de su contenido de finos. Como se observa en la **Figura 2** los suelos que tienen un coeficiente de uniformidad entre 2 y 5 y un tamaño de partículas promedio entre 0,2 mm y 2.0 mm son más susceptibles a sufrir licuación (Tsuchida, 1970). Debido a una buena distribución en el tamaño de las partículas del

suelo, los espacios vacíos son ocupados por partículas más pequeñas, aumentando la fricción entre partículas y disminuyendo la presión de poros. En la **Figura 2** se observa la granulometría límite de suelos licuables.

Figura 2

Granulometría límite de suelos licuables (Tsuchida, 1970)



Nota. Tomado de Arancibia, F. (2009).

Cuando la arena se encuentra en un estado suelto es más susceptible a sufrir licuación que una arena densa, como se observa en la **Figura 2** anterior un suelo es resistente a la licuación cuando tiene una compactación relativa alta. (Díaz, 2006).

3.3 Esfuerzo inicial de confinamiento

Al aumentar el esfuerzo confinante inicial la susceptibilidad a la licuación es menor, por lo tanto, el esfuerzo cortante necesario para producir licuación se aumenta con el incremento de la presión de confinamiento inicial. (Díaz, 2006). Los esfuerzos de confinamiento mantienen a una muestra de suelo sometida a condiciones en donde los desplazamientos laterales son restringidos, por lo tanto, la resistencia de la masa de suelo es mayor.

3.4 Profundidad del nivel freático.

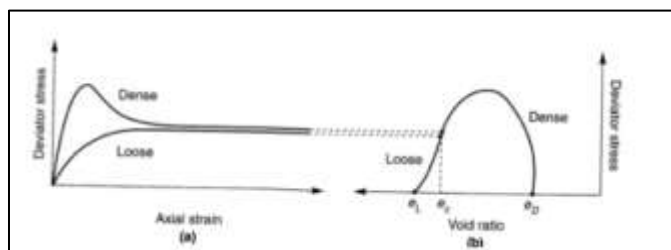
Para que se produzca licuación es necesario que el depósito de suelo este saturado y en la mayoría de los casos se presenta licuación cuando el nivel freático está a pocos metros de la superficie (Kramer, 1996). El agua que ocupa los espacios vacíos aumenta la presión de poros producto de las vibraciones generadas por un movimiento sísmico por eso, conocer la posición del nivel freático es importante ya que gobierna la condición de saturación.

3.5 Relación de vacíos

Las arenas sueltas disminuyen su volumen cuando son sometidas a esfuerzos cortantes, mientras que las arenas densas aumentan de volumen. En 1936 Casagrande incluyó el término “relación de vacíos Crítica” en donde la disminución de volumen en una arena suelta y el aumento de una arena densa tendrían el mismo valor de relación de vacíos, por consiguiente, la arena se puede deformar sin cambiar su volumen. (Kramer, 1996). En la **Figura 3** se observa que la arena suelta presenta un comportamiento contractivo y luego se dilata, mientras que la arena densa se densifica con el aumento del esfuerzo cortante. Ambas alcanzan un mismo estado de esfuerzos cuando llegan a la condición de relación de vacíos crítica.

Figura 3

Relación de vacíos crítica (Kramer, 1996)



Nota. Tomado de Kramer 1996

3.6 Magnitud de esfuerzo cíclico.

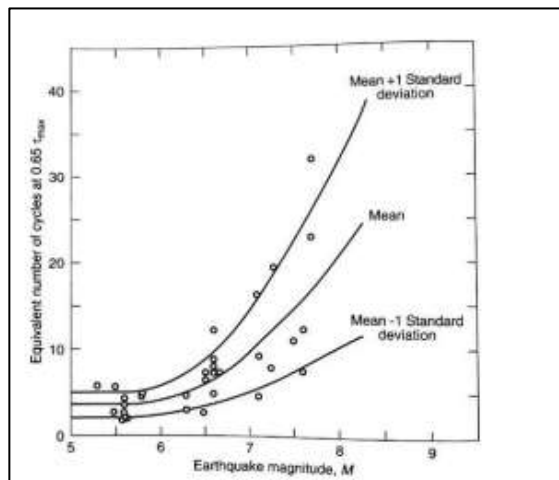
Un suelo es resistente a ser licuable cuando la magnitud del esfuerzo cíclico disminuye, por ende, cuando se produce un sismo la magnitud de los esfuerzos y deformaciones cíclicas está vinculada a la magnitud del sismo. Cuando la intensidad del esfuerzo es suficiente cualquier depósito de suelo con una relación de vacíos mayor que su relación de vacíos mínima es susceptible a perder parte de su resistencia. (Díaz, 2006)

3.7 Número de ciclos de esfuerzo

Un suelo que esté sometido a carga cíclica y con un esfuerzo de confinamiento inicial comenzará a licuarse cuando llegue a un número de ciclos de esfuerzo (Díaz, 2006). En 1975 Seed realizó un procedimiento de ponderación a partir de movimientos sísmicos para determinar el número de ciclos de esfuerzo con una amplitud del 65% del máximo esfuerzo cortante cíclico. En la **Figura 4** se observa que el número de ciclos de esfuerzo aumenta con el incremento de la magnitud del sismo.

Figura 4

Número equivalente de esfuerzos cíclicos para diferentes magnitudes de sismo. (Seed et al, 1975).

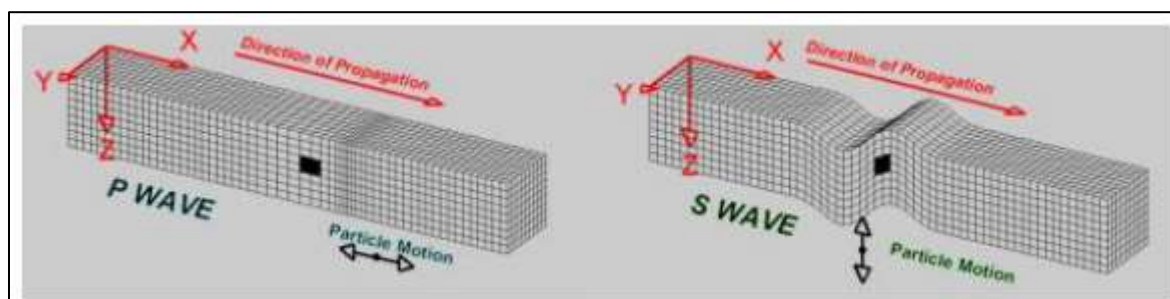


Nota. Tomado de Kramer 1996

3.8 Onda sísmica

Cuando ocurre un movimiento de origen tectónico se produce una súbita liberación de energía que genera unos esfuerzos y deformaciones en el suelo. Cuando el equilibrio esfuerzo-deformación se rompe, las deformaciones se propagan y se convierten en ondas que viajan en diferentes direcciones por lo tanto estas ondas se clasifican en ondas volumétricas y ondas superficiales. Las ondas volumétricas son ondas de compresión (P) y ondas de corte (S) que se transmiten a través del interior de un depósito de suelo como se observa en la **Figura 5**, mientras que las ondas superficiales viajan sin alcanzar una profundidad considerable en el suelo. Las ondas superficiales se clasifican en ondas Love y ondas Rayleigh, las ondas Love producen movimientos horizontales de corte en la superficie y las ondas Rayleigh producen movimientos elípticos del suelo [2]

Las ondas P son ondas compresionales en donde las partículas del suelo se mueven en el mismo sentido de propagación de la onda. Estas inducen al cambio de volumen debido a las repetidas compresiones y descompresiones del suelo y su velocidad depende de la compresibilidad del material en el que transita (Zafra, 2017). Mientras que las ondas S son ondas cortantes en donde las partículas del suelo se mueven perpendicularmente a la dirección de propagación, por lo que tienen una menor velocidad respecto a las ondas P. Las ondas S no generan cambio volumétrico debido a que se producen por una deformación cortante entre las partículas sólidas del suelo. (Aristizábal et al. 2012). En la **Figura 5** se observa la dirección de las ondas p y s.

Figura 5*Dirección de ondas p y s*

Nota. Tomado de Aristizábal et al. (2012)

3.9 Características de un sismo

3.9.1 Magnitud

La magnitud es una medida logarítmica que estima el tamaño del sismo y la cantidad de energía liberada en un evento sísmico con relación al tamaño de la falla y se determina a partir de la amplitud registrada en un sismógrafo (Zafra, 2017). Richter y Gutenberg (1935) analizaron los sismos de California y determinaron una magnitud base que genera una onda de amplitud de una micra a una distancia de 100 km del epicentro. La onda es registrada con un periodo de 0,8 segundos, un factor de amplificación de 2800 y una fracción de amortiguamiento de 0.8 (Citado en Díaz, 2006). La escala de magnitud determina la fuerza de un sismo en un rango de magnitud de 2.0 a 6.9 y de 0 a 400 km de profundidad.

3.9.2 Intensidad

La intensidad es un parámetro que permite medir los efectos que produce un sismo en la superficie, depende del tipo del suelo en el que la onda se propaga, la profundidad del foco y la distancia del epicentro. La intensidad se mide en la escala de Mercalli siendo 1 una percepción imperceptible y 12 una percepción de daño total (Zafra, 2017).

3.10 Software Strata

El programa informático Strata lleva a cabo utilizando sismos de entrada en el dominio del tiempo o métodos de teoría de vibraciones análisis de respuesta sísmica aleatorias (RVT) por sus siglas en inglés, permitiendo la aleatorización de las propiedades del sitio. Strata fue desarrollado con el apoyo financiero proporcionado por el Programa Lifelines del Centro de Investigación en Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER) bajo la subvención SA5405-15811 y financiamiento de la Comisión Reguladora Nuclear. Strata se distribuye bajo la Licencia Pública General de GNU, que se puede encontrar en <http://www.gnu.org/licenses/>.

Strata calcula la respuesta dinámica del sitio de una columna de suelo unidimensional utilizando la propagación de ondas lineales con propiedades dinámicas del suelo dependientes de la deformación. Este método, conocido comúnmente como análisis equivalente-lineal, fue utilizado por primera vez en el programa informático SHAKE (Schnabel et al., 1972; Idriss y Sun, 1992). Al igual que SHAKE, Strata calcula específicamente la respuesta para ondas de corte polarizadas horizontalmente que se propagan verticalmente a través de un sitio con capas horizontales.

En las siguientes numeral se describen las propiedades del suelo dependientes de la deformación, la propagación de ondas lineales-elásticas a través de un medio estratificado y el enfoque equivalente-lineal para el análisis de respuesta del sitio.

3.10.1 Propagación de ondas elásticas lineales

Para la propagación de ondas unidimensionales elásticas lineales, se supone que el suelo comportarse como un sólido de Kelvin-Voigt, en el que se describe la respuesta dinámica usando un resorte puramente elástico y un amortiguador puramente viscoso (Kramer, 1996). La

solución a la ecuación de onda unidimensional para una sola onda. La frecuencia (!) proporciona el desplazamiento (u) en función de la profundidad (z) y el tiempo (t) :

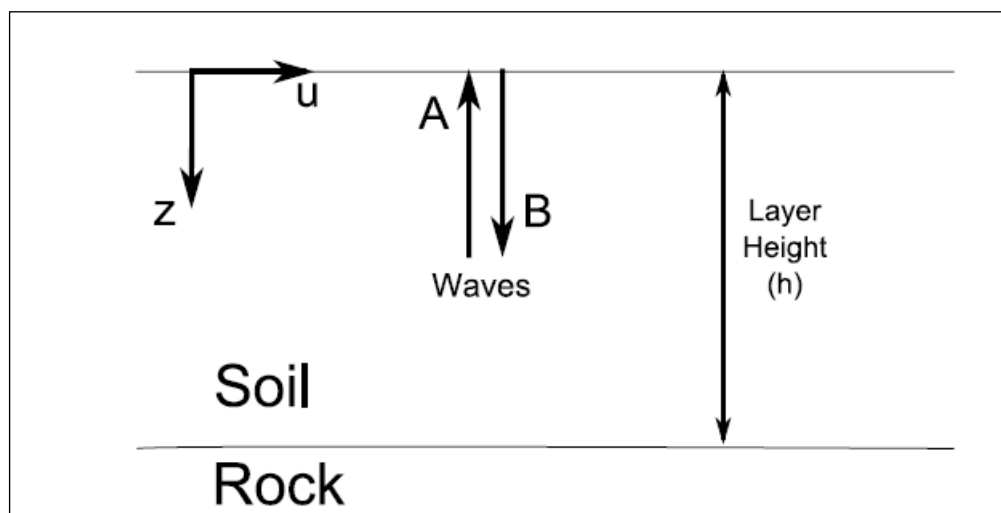
$$u(z, t) = A \exp [i(\omega t + k^*z)] + B \exp [i(\omega t - k^*z)] \quad \text{Ecuación 1}$$

En la $u(z, t) = A \exp [i(\omega t + k^*z)] + B \exp [i(\omega t - k^*z)]$ Ecuación 1,

A y B representan las respectivas amplitudes de la onda ascendente (-z) y ondas hacia abajo (+z), respectivamente (**Figura 6**).

Figura 6

Notación utilizada en la ecuación de onda. (Strata)



Nota. Tomado de Strata Technical Manual (2019)

Las amplitudes de onda (A y B) dentro del perfil del suelo se calculan en cada frecuencia (suponiendo rigidez y amortiguamiento conocidos dentro de cada capa) y se utiliza para calcular la respuesta en la superficie de un sitio. Este cálculo se realiza estableciendo $A1 = B1 = 1:0$ en

la superficie y recursivamente calculando las amplitudes de onda (A_{m+1}, B_{m+1}) en capas sucesivas hasta la se alcanza la capa de entrada (base). La función de transferencia entre el movimiento en la capa de interés (m) y en la capa de roca (n) en la base del depósito Se define como:

$$TF_{m,n}(\omega) = \frac{u_m(\omega)}{u_n(\omega)} = \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n} \quad \text{Ecuación 2}$$

Dónde ω es la frecuencia de la onda armónica. La función de transferencia es la relación de la amplitud del movimiento, ya sea desplazamiento, velocidad o aceleración: entre dos capas de interés y varía con la frecuencia.

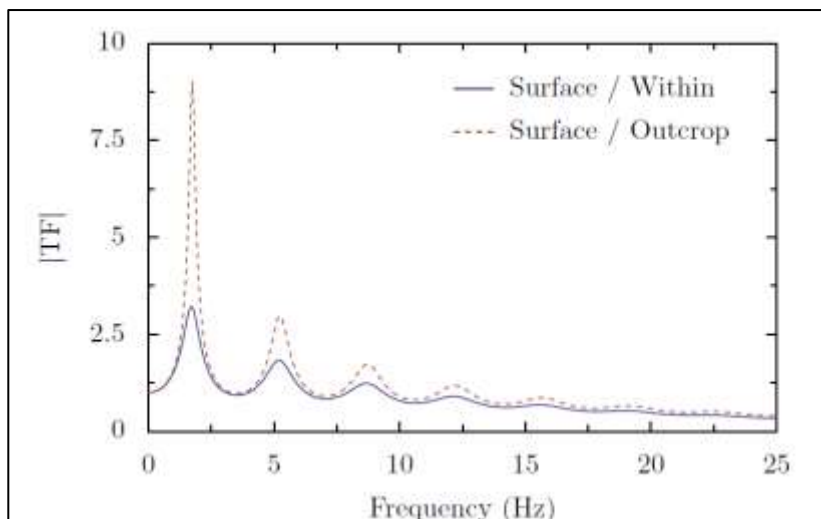
La función de transferencia para el sitio con las propiedades presentadas en la tabla anterior se muestra en la **Figura 7**. Las ubicaciones de los picos en la función de transferencia son controlados por los modos de vibración del depósito del suelo. El pico en la frecuencia más baja representa el modo fundamental (es decir, el primero) de vibración y da como resultado la mayor amplificación. Los picos en frecuencias más altas son los modos de vibración más altos del sitio. La primera frecuencia natural de un sitio está inversamente relacionada con el período del sitio, donde el período del sitio se define como (Kramer, 1996):

$$T_s = \frac{4 \cdot h_{soil}}{\bar{v}_s} \quad \text{Ecuación 3}$$

La respuesta en la capa de interés se calcula multiplicando el espectro de amplitud de Fourier del movimiento de la roca de entrada por la transferencia función:

Figura 7

La entrada al sitio de funciones de transferencia de superficie en la Tabla 1 considerando diferentes tipos de entrada.

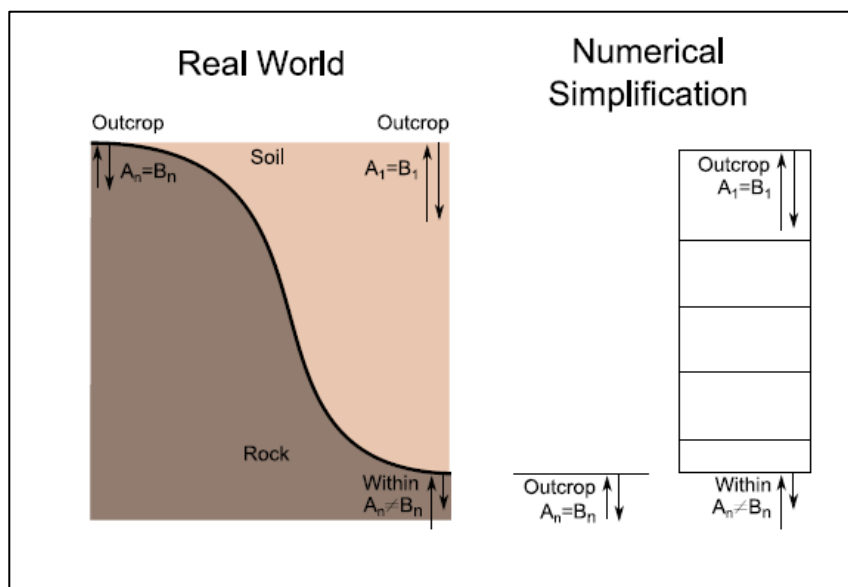


Nota. Tomado de Strata Technical Manual (2019)

En la **Tabla 1** se observa el comportamiento de las ondas en el afloramiento. Describe ondas ascendentes y descendentes iguales, se usa cuando las ondas hacia arriba y hacia abajo no son iguales (Strata).

Tabla 1

Comportamiento de las ondas en el afloramiento.



Nota. Tomado de Strata Technical Manual (2019)

Se define como:

$$TF_{m,n}(\omega) = \underbrace{\frac{A_n + B_n}{2 \cdot A_n}}_{outcrop \rightarrow within} \cdot \underbrace{\frac{A_m + B_m}{A_n + B_n}}_{within \rightarrow layer_n} = \underbrace{\frac{A_m + B_m}{2 \cdot A_n}}_{outcrop \rightarrow layer_n} \quad \text{Ecuación 4}$$

Los movimientos registrados en profundidad (por ejemplo, registrados en un pozo) se refieren como dentro de los movimientos y para estos movimientos la función de transferencia

$$TF_{m,n}(\omega) = \underbrace{\frac{A_n + B_n}{2 \cdot A_n}}_{outcrop \rightarrow within} \cdot \underbrace{\frac{A_m + B_m}{A_n + B_n}}_{within \rightarrow layer_n} = \underbrace{\frac{A_m + B_m}{2 \cdot A_n}}_{outcrop \rightarrow layer_n}$$

dada en puede utilizarse la

Ecuación 4.

La **Figura 7** muestra la función de transferencia para el perfil del sitio usando la

$$TF_{m,n}(\omega) = \underbrace{\frac{A_n + B_n}{2 \cdot A_n}}_{outcrop \rightarrow within} \cdot \underbrace{\frac{A_m + B_m}{A_n + B_n}}_{within \rightarrow layer_n} = \underbrace{\frac{A_m + B_m}{2 \cdot A_n}}_{outcrop \rightarrow layer_n} \quad \text{Ecuación 4} \quad \text{donde el}$$

movimiento de entrada se especifica como afloramiento.

En comparación con la función de transferencia de dentro a afloramiento, la función de transferencia de afloramiento a afloramiento la función de transferencia muestra menos amplificación para todos los modos.

3.11 Métodos para evaluar el fenómeno de licuación

Respecto a las propiedades físicas que se necesitan para que se genere licuación, se logra apreciar que es un proceso en el cual se asocian varios parámetros, por consiguiente, se requiere de ensayos de laboratorio para conocer las características del suelo.

3.11.1 Métodos semi-empíricos

La susceptibilidad a la licuación en suelos es una preocupación fundamental en la ingeniería geotécnica, especialmente en áreas propensas a eventos sísmicos. Para evaluar este riesgo, se han desarrollado métodos semiempíricos que aprovechan resultados de ensayos estándar como el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y la medición de la Velocidad de Onda de Corte (VS). Estos métodos ofrecen un enfoque práctico y eficaz para estimar la propensión de un suelo a experimentar licuación durante eventos sísmicos.

El Ensayo de Penetración Estándar (SPT) proporciona datos valiosos sobre la resistencia y características del suelo a diferentes profundidades. Al incorporar resultados de SPT en métodos semiempíricos, se considera la relación entre el número de golpes de penetración estándar (N) y la resistencia del suelo, permitiendo una evaluación más precisa de la susceptibilidad a la licuación.

La medición de la Velocidad de Onda de Corte (VS) es otra herramienta clave en la evaluación de la licuación. Métodos semiempíricos basados en VS exploran la relación entre la velocidad de las ondas de corte a través del suelo y su resistencia ante eventos sísmicos. Integrar estos resultados en modelos semiempíricos proporciona una perspectiva más completa y robusta de la susceptibilidad a la licuación, mejorando la capacidad de los ingenieros para tomar

decisiones informadas en el diseño y construcción de infraestructuras en áreas de riesgo geotécnico.

3.12 Evaluación del potencial de licuación basado en SPT - Boulanger e Idriss' (2014)

Según este criterio, un depósito de suelo exhibe un comportamiento adecuado contra licuación si el factor de seguridad contra licuación FS es mayor a 1,0. Este factor de seguridad se calcula, de acuerdo con Boulanger e Idriss (2014), como la relación entre la resistencia cíclica del suelo normalizada (CRR) y los esfuerzos inducidos por el sismo de diseño normalizado (CSR).

$$FS = \frac{CRR_{m=7,5,\sigma'_{vc}=1,0}}{CSR_{M=7,5,\sigma'_{vc}=1,0}} \geq 1,0$$

Ecuación 5

donde:

- CRR M=7,5, $\sigma'_{vc}=1,0$: Es la resistencia al corte, normalizada para un sismo de magnitud 7,5 y una presión de confinamiento de 1 atm.
- CSR M=7,5, $\sigma'_{vc}=1,0$: Es la relación de esfuerzo cíclico normalizada para un sismo de magnitud 7,5 y una presión de confinamiento de 1 atm.

3.13 Relación de resistencia cíclica normalizada (CRR)

La resistencia a la corte normalizada se puede calcular en función del valor del número de golpes del ensayo de SPT corregido por confinamiento, energía y contenido de finos $N1_{60cs}$, como se indica en la Ecuación 5 y Ecuación 6.

$$CRR_{M=7,5,\sigma'_{vc}=1,0} = \exp \left[\left(\frac{N_{160cs}}{14,1} \right) + \left(\frac{N_{160cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{N_{160cs}}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{N_{160cs}}{25,4} \right)^4 - 2,80 \right]$$

Ecuación 6

La resistencia del suelo ante esfuerzos cíclicos se ve influenciada por la duración del sismo. Este aspecto se tiene en cuenta a través del factor de normalización de magnitud, conocido como MSF (Magnitude Scaling Factor). Además, el esfuerzo de confinamiento es otro factor crucial que afecta la resistencia del suelo cuando se expone a cargas cíclicas, por lo que también se considera el parámetro k_σ .

La correlación para CRR está desarrollada para un sismo de magnitud de referencia de $M = 7,5$ y un esfuerzo de confinamiento $\sigma'_v = 1$ atm, por lo que se debe ajustar para otros valores de M (magnitud del sismo) y esfuerzo de confinamiento, usando la siguiente expresión [4]

$$CRR = CRR_{M=7,5,\sigma'_{vc}=1,0} \times MSF \times k_\sigma \quad \text{Ecuación 7}$$

3.14 Factor de Normalización de Magnitud (MSF)

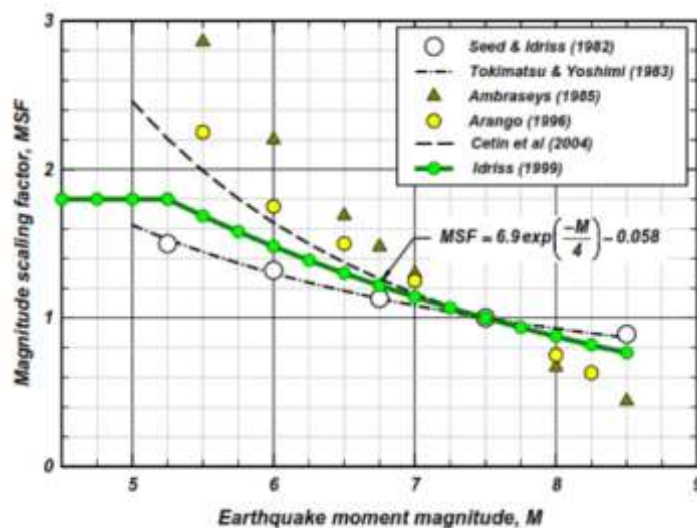
Según Boulanger e Idriss (2014), este factor se emplea para considerar los efectos de la duración del sismo, específicamente en relación con el número de ciclos de carga. Dicho parámetro surge de la combinación de relaciones entre el número de ciclos de carga y el CRR, así como de correlaciones entre la magnitud del sismo y el número de ciclos de cargas equivalentes asociados. Este factor se utiliza para determinar el valor de CSR con el fin de normalizarlo a una magnitud convencional de $M=7,5$. El Factor MSF para arena fue revaluado por Idriss (1999) quien recomendó la siguiente ecuación:

$$MSF = 6,9 \times \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0,058 \leq 1,8 \quad \text{Ecuación 8}$$

Los valores superiores del factor MSF son asignados para sismos con pequeñas magnitudes para los cuales se considera un único pico de esfuerzo que domina la serie de frecuencias del evento sísmico. En la **Figura 8** se presenta la relación derivada de la ecuación anterior.

Figura 8

Relación de factor de normalización de magnitud (MSF).



Nota. Spt-based liquefaction triggering procedures. (Idriss & Boulanger, 2014).

3.15 Factor de corrección de sobrecarga ($K\sigma$)

Este factor fue desarrollado por Boulanger (2023) con base en las siguientes consideraciones: (1) se evidenció que el Factor CRR para arenas limpias reconstituidas en laboratorio puede estar asociado al parámetro de estado ξ_R ; (2) La relación $K\sigma$ para dichas arenas puede ser directamente determinado de la relación CRR- ξ_R . Idriss y Boulanger (2008)

recomendaron que el Factor de corrección por esfuerzo de confinamiento puede estimarse en términos del $(N_1)_{60cs}$ por medio de la siguiente ecuación:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \times \ln \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right) \leq 1,1 \quad \text{Ecuación 9}$$

donde:

σ'_v = esfuerzo efectivo vertical

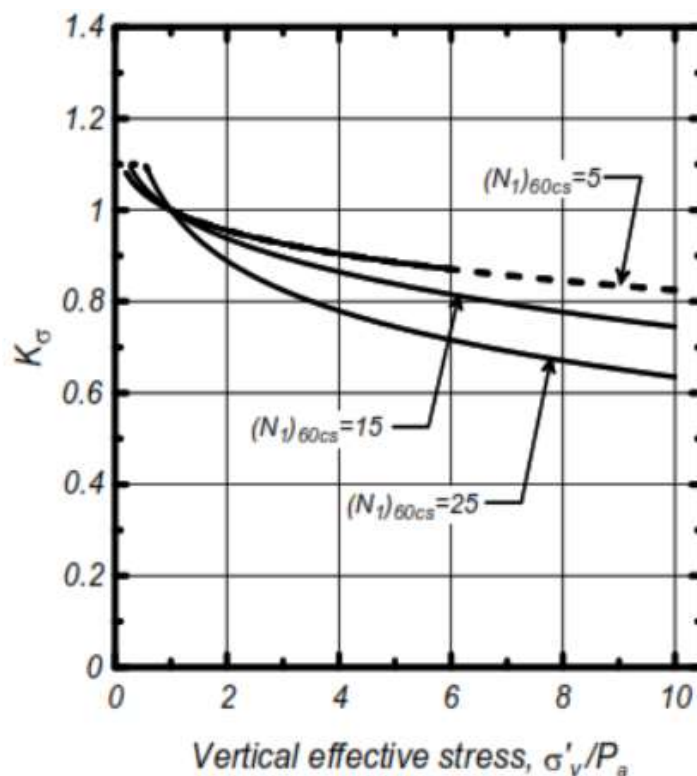
p_a = presión atmosférica

$$C = \frac{1}{18,9 - 2,55 \times \sqrt{N_{160cs}}} \leq 0,3 \quad \text{Ecuación 10}$$

La relación derivada de la ecuación presentada para el Factor de Corrección por esfuerzo de confinamiento se presenta en la **Figura 9** para diferentes rangos de $(N_1)_{60cs}$. El límite de 1,1 en el máximo valor de K_σ es alcanzado a un esfuerzo de 40 kPa. Este límite fue definido porque la expresión de cálculo no fue derivada para muy bajos esfuerzos de confinamiento.

Figura 9

Relación de Factor de corrección por confinamiento K_σ .



Nota. Spt-based liquefaction triggering procedures. (idriss & boulangier, 2014).

3.16 Factor de ajuste de contenidos de finos DN160

El valor normalizado de SPT, $N_{1_{60cs}}$, es el número de golpes corregido para una eficiencia de 60% y la normalizado por el contenido de finos FC (%). El número de golpes del ensayo SPT corregido se calcula con la siguiente ecuación.

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

Donde C_N es el factor de corrección por sobrecarga, $C_E = ER_m/60\%$, ER_m es el valor medido de la energía entregada por el martillo, C_R es el factor de corrección para diámetros de perforación no estándar, C_S es la corrección por el uso de retenedores (liners) en el toma muestra y N_m es el número de golpes del SPT medido en campo.

El ajuste de $\Delta(N_1)_{60}$ se determina empíricamente a partir de registros históricos de casos de licuación. Este ajuste considera el impacto del contenido de finos (%FC) en la relación CRR y en el número de golpes obtenidos en el ensayo SPT. La evidencia histórica indica que, al incrementar el contenido de finos en el suelo, la susceptibilidad a la licuación se reduce. Este fenómeno se representa adecuadamente al ajustar los valores del SPT $(N_1)_{60}$ al valor equivalente para arena limpia, es decir, $(N_1)_{60cs}$. Posteriormente, se expresa el CRR en función de $(N_1)_{60cs}$. La fórmula que representa este ajuste es la siguiente:

$$(N_1)_{60cs} = N_{60} + \Delta N_{160} \quad \text{Ecuación 11}$$

$$\Delta N_{160} = \exp \left[1,63 + \frac{9,7}{FC + 0,01} - \left(\frac{15,7}{FC + 0,01} \right)^2 \right] \quad \text{Ecuación 12}$$

Donde N_{60} es el número de golpes del ensayo SPT corregido y FC es el porcentaje de finos.

3.17 Relación de esfuerzo cíclico inducido por el sismo (CSR)

De acuerdo con Boulanger e Idriss (2014), El esfuerzo inducido por el sismo CSR a la profundidad “z” evaluada dentro del perfil de suelo, es generalmente expresado como un valor representativo igual al 65% de la máxima relación de esfuerzo cíclico, tal como se presenta en la siguiente ecuación:

$$CSR_{M,\sigma'vc} = 0,65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'v} \quad \text{Ecuación 13}$$

Donde:

τ_{\max} : máximo esfuerzo cortante inducido por el sismo

σ'_v = esfuerzo efectivo vertical

La elección del nivel de esfuerzo de referencia (factor 0,65) fue seleccionado por Seed e Idriss (1967) y ha sido usado desde entonces. La selección de diferentes niveles de esfuerzos podría alterar los valores de ciertos parámetros y relaciones, pero no tener incidencia en el resultado final.

El valor de τ_{\max} puede ser estimado desde un análisis de respuesta de sitio. Sin embargo, dichos análisis requieren información robusta asociada a registro de aceleraciones de sismos y una adecuada caracterización geotécnica del área de estudio. Alternativamente, el máximo esfuerzo cortante inducido por el sismo puede ser estimado usando la ecuación desarrollada por Seed-Idriss como parte del procedimiento simplificado de análisis de licuación.

$$CSR_{M,\sigma'vc} = 0,65 \frac{\sigma_v \times a_{\max}}{\sigma'_v \times g} \times r_d \quad \text{Ecuación 14}$$

$$CSR_{M=7,5,\sigma'vc=1,0} = \frac{CSR_{M\sigma'vc}}{MSF \times K_\sigma} \quad \text{Ecuación 15}$$

donde:

σ_v : esfuerzo total vertical kPa.

σ'_v : esfuerzo efectivo kPa.

a_{\max}/g = aceleración horizontal máxima - PGA sismo de diseño.

M: Magnitud del sismo.

r_d : factor de reducción por profundidad.

3.18 Factor de reducción por profundidad r_d

Idriss (199), como extensión del trabajo de Golesorkhi (1989), ejecuto cientos de análisis de respuestas de sitio y concluyo que, para el propósito de desarrollar análisis de licuación, el parámetro r_d , puede ser expresado por la siguiente ecuación:

$$r_d = \exp [\alpha(z) + \beta(z) \times M] \quad \text{Ecuación 16}$$

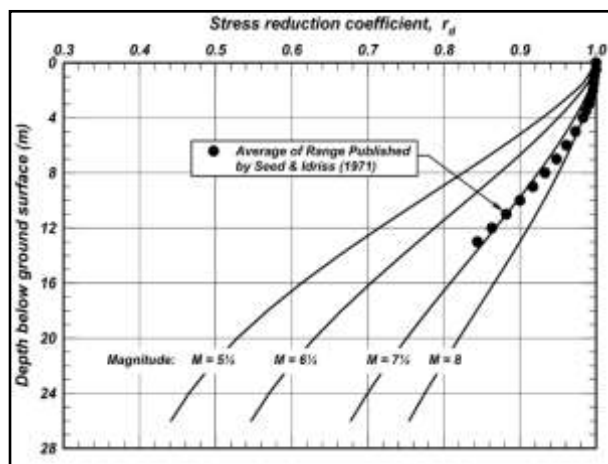
$$\alpha(z) = -1,012 - 1,12 \times \sin \left[\frac{z}{11,73} + 5,133 \right] \quad \text{Ecuación 17}$$

$$\beta(z) = 0,106 - 1,18 \times \sin \left[\frac{z}{11,28} + 5,142 \right] \quad \text{Ecuación 18}$$

En la **Figura 10** se observa el factor de reducción por profundidad r_d .

Figura 10

Factor de reducción por profundidad r_d



Nota. Spt-based liquefaction triggering procedures. (idriss & boulangier, 2014).

3.19 Método basado en la velocidad de propagación de la onda de corte

El uso de velocidad de propagación de las ondas de corte, como un índice de la resistencia a la licuación, se justifica con el hecho de que la misma y la resistencia a la licuación, están influenciados por la densidad, confinamiento, historia de tensiones y edad geológica existente en el terreno.

El uso de la velocidad de propagación de las ondas de corte (s) presenta las siguientes ventajas.

1) La velocidad de propagación de las ondas de corte (V_s) puede ser medida con precisión mediante varios ensayos "in situ", como son el "cross-hole" sísmico, ensayo de ondas superficiales MasW, ensayo de penetración estático sísmico (SCPT), o mediante el análisis espectral de ondas superficiales.

2) Su medición es posible realizarla en suelo donde resulta difícil la toma de muestras, como las gravas, y en sitios donde los sondeos no son permitidos, como en vertederos.

3) Se pueden llevar a cabo mediciones en pequeños especímenes en laboratorio, haciendo posible una comparación directa entre el comportamiento en laboratorio y el comportamiento en el campo.

4) La velocidad de propagación de las ondas de corte está directamente relacionada, para pequeñas deformaciones, al módulo de corte máximo G_{max} , el cual es un parámetro necesario para la evaluación analítica de las deformaciones tangenciales dinámicas.

Las dos principales limitantes del uso de estos métodos en la evaluación de la resistencia a la licuación son las siguientes:

1) La carencia de una muestra para la identificar los finos que no son susceptibles a sufrir licuación.

2) Las mediciones son muy sensitivas a la frágil cementación intergranular, la cual puede ser producida por envejecimiento o por cualquier otro proceso de cementación, los cuales son eliminados a largas deformaciones. Por lo tanto, juntamente con estos métodos deben ejecutarse sondeos y ensayos de penetración para identificar los suelos frágilmente cementados y los arcillosos (no susceptible a sufrir licuación).

3.20 Método de Robertson (1990)

Tomando como base, principalmente, valores de V_s medidos en sitios que sufrieron licuación en el Valle Imperial de California y una cantidad limitada de datos procedentes de otros sitios, Robertson (1990) elaboró la **Figura 11**.

La curva que aparece en dicha **Figura 11**, permite obtener la t/ov que produce licuación en función de la velocidad de ondas de corte normalizada (V_{s1}), mediante la siguiente expresión

$$V_{s1} \text{ (m/seg)} = V_s (P_a/\sigma'_v)^{0.25} \quad \text{Ecuación 19}$$

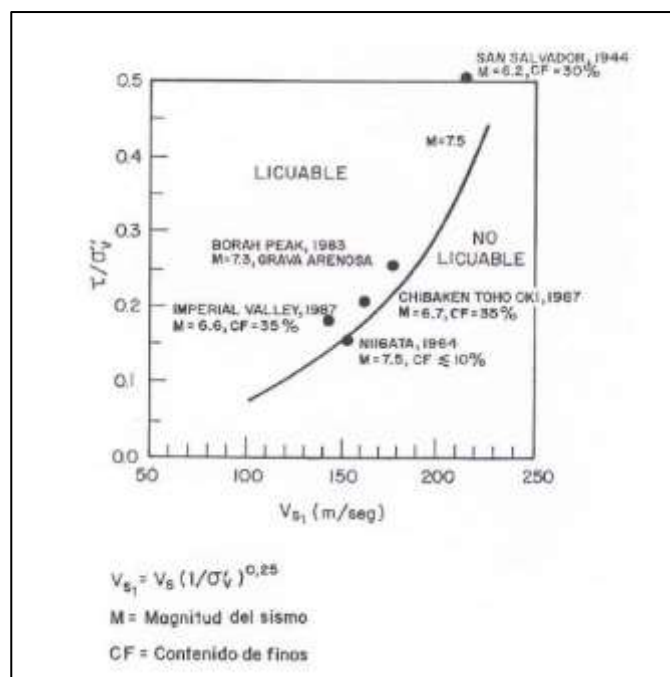
P_a presión atmosférica (aproximadamente 100 kPa);

σ'_v presión efectiva inicial

En la cual la presión atmosférica (P_a) se expresa en las mismas unidades que σ'_v y V_s se introduce en m/seg. Debido a que la correlación anterior está basada en una cantidad relativamente limitada de datos de campo, en su estado actual no da la posibilidad de hacer correcciones en función del tipo de suelos o del contenido de finos [5]

Figura 11

Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de la velocidad de ondas de corte corregida, V_s (Robertson, 1990).



Nota. Tomado de Cubrinovski 2010.

3.21 Kayen et al (2013)

De manera análoga a la evaluación del potencial de licuación con el SPT, esta metodología también emplea la relación entre el esfuerzo cíclico resistente CRR y la relación de esfuerzo cíclico CSR para definir el factor de seguridad ante la licuación, definiéndose esta primera cantidad mediante la siguiente expresión.

$$CRR = \exp \left[\frac{(0.0073 V_{s1})^{2.8011} - 2.6168 \ln(M_w) - 0.0099 \ln(\sigma'_v) + 0.0028 FC - 0.498}{1.946} \right] \text{ Ecuación 20}$$

donde V_{s1} es la velocidad de onda de corte normalizada a un esfuerzo de referencia de 1 atm, M_w es la magnitud del sismo, σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo y FC es el contenido de finos en porcentaje.

La velocidad de onda de corte normalizada a un esfuerzo de referencia de 1 atm se encuentra definida por medio de las siguientes expresiones.

$$V_{s1} = C_{vs} * V_s \quad \text{Ecuación 21}$$

$$C_{vs} = \left(\frac{Pa}{\sigma'_v}\right)^{0,25} \leq 1,5 \quad \text{Ecuación 22}$$

Es importante resaltar que esta metodología no emplea un límite superior para la velocidad de onda de corte normalizada V_{s1} , debido a que trabajos recientes han demostrado que este límite es un elemento no conservativo en la evaluación del potencial de licuación, el cual fue introducido en algunas metodologías debido a los valores históricos de V_s limitados para relaciones de esfuerzo cíclico CSR mayores a 0,2 que existían en ese momento.

Para el cálculo de la relación de esfuerzo cíclico CSR mediante esta metodología se emplea igualmente las siguientes ecuaciones, estimando el factor de reducción por profundidad r_d y el factor de normalización de magnitud del sismo MSF mediante las siguientes ecuaciones.

$$MSF = 15 * M_w^{-1.342} \quad \text{Ecuación 23}$$

$$r_d = \frac{\left(1 + \frac{-23.013 - 2.949 * a_{max} + 0.999 * M_w + 0.0525 * V_{s,12 m}}{16.258 + 0.201 * e^{0.341 * (-d + 0.0785 * V_{s,12 m} + 7.2586)}}\right)}{\left(1 + \frac{-23.013 - 2.949 * a_{max} + 0.999 * M_w + 0.0525 * V_{s,12 m}}{16.258 + 0.201 * e^{0.341 * (0.0785 * V_{s,12 m} + 7.2586)}}\right)} \quad \text{Ecuación 24}$$

donde d es la profundidad en metros medida en el punto medio de la capa de análisis y $V_{s,12m}$ es la velocidad de onda promedio de los 12,2 m superiores. Esta metodología tiene una validez en depósitos superficiales de hasta 22 m de profundidad por lo que el factor de corrección por esfuerzo de confinamiento K tiene un valor fijo de 1,0.

3.22 Métodos numéricos o de elementos finitos

El método de los elementos finitos FEM permite solucionar problemas geotécnicos de diferente índole en cualquier proyecto de ingeniería, es un medio utilizado para resolver problemas de esfuerzo-deformación e inclusive el comportamiento cuando se tiene una estructura interactuando directamente con el suelo. En campo se presentan situaciones complejas que en ocasiones se torna difícil dar solución directa, es por ello por lo que el FEM divide y evalúa el suelo descomponiéndolo en varios elementos y cada elemento en nodos, llevando a cabo un cálculo para cada elemento finito y así conseguir una solución del problema evaluado.

La calibración del modelo se hace bajo unos parámetros y condiciones ya establecidas en ensayos prácticos de laboratorio. Para poder reproducir diferentes ensayos de laboratorio en el programa de elementos finitos Plaxis, se debe manejar las mismas características del ensayo y de la muestra de suelo que se utilizan en la práctica, de esa forma el modelo es lo más parecido y cercano a la realidad.

3.23 Modelos constitutivos del suelo

Un modelo constitutivo busca caracterizar el comportamiento a tensión-deformación del suelo. Daftari, A., & Kudla, W. (2014) destacan que dicho modelo puede llegar a ser más complicado dependiendo de los aspectos que son considerados en él. No obstante, se debe tener en cuenta que cualquier modelo de suelo, incluso el más complejo, es solo una simplificación del real comportamiento del suelo, y, por lo tanto, incluyen cierto grado de limitaciones, las cuales se debe tratar de que sean las mínimas posibles. PLAXIS 2D o 3D incorpora estos modelos constitutivos con el fin de realizar una correcta simulación del suelo en sus diferentes estados. Este software además realiza modelaciones basadas en elementos finitos para estimar, analizar y evaluar la estabilidad de deformaciones y otros aspectos en obras relacionadas con la ingeniería geotécnica.

Entre los modelos constitutivos que este programa posee, destacan dos de ellos: Hardening Soil HS Small y UBC3D-PLM, ya que son los que representan el comportamiento del suelo bajo condiciones dinámicas y considerando los distintos fenómenos asociados a este. Para el desarrollo de este trabajo se utilizó el modelo UBC3D-PLM.

3.24 Modelo de licuación UBCED-PLM

Este modelo se utiliza para analizar y predecir la respuesta de un suelo arenoso que se encuentra sometido a una sollicitación dinámica con el fin de estudiar el fenómeno de licuefacción. Este modelo es una extensión en 3D del UBCSAND que fue introducido por Puebla et al (1997) y desarrollado por Tsegaye (2010). Posteriormente, autores como Beaty y Byrne (2011) y Petalas et al (2012) han introducido modificaciones para que el modelo pueda reproducir con mayor precisión el comportamiento de un suelo bajo cargas dinámicas y cíclicas.

De manera similar al modelo UBCSAND original, UBC3D-PLM es un modelo de tensiones efectivas basado en la teoría de la plasticidad clásica con una regla de endurecimiento

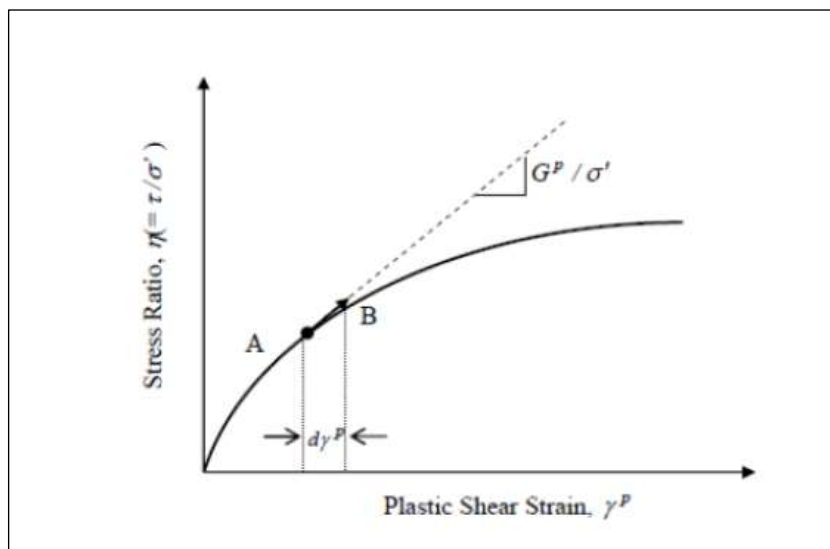
hiperbólico (Makra (2013)). La principal diferencia con UBCSAND es que UBC3D-PLM utiliza el criterio de Mohr-Coulomb en 3-D en lugar de 2-D para caracterizar adecuadamente la respuesta elástica y plástica del suelo ante cargas cíclicas.

La respuesta elástica se presenta cuando el suelo se encuentra en estado de descarga, y dicho comportamiento se caracteriza con los módulos de corte G_e y de compresibilidad K_e .

Por otro lado, el rango plástico cuenta con una regla de flujo no asociada que permite obtener las deformaciones a partir de la función de la superficie de potencial plástico. Los incrementos de deformación plástica estarán relacionados con los incrementos de la razón de tensiones mediante una constitutiva hiperbólica. En la **Figura 12** se observa el grafico de ley de endurecimiento hiperbólica por *Beaty & Byrne 2011*.

Figura 12

Gráfico Ley de endurecimiento hiperbólica. *Beaty & Byrne 2011*



Nota. Tomado de *Beaty & Byrne 2011*

3.24.1 Ley de endurecimiento.

La ley de endurecimiento se encuentra caracterizada por el módulo de corte plástico GP y el número de ciclos de carga y descarga. Además, el comportamiento post licuefacción se basa en la degradación de la rigidez del suelo. Es decir, se utiliza un módulo de compresibilidad plástico KGp , el cual decrece en función de la deformación plástica generada durante la dilatación del suelo [7]

Una de las limitaciones del modelo es que este no puede generar apropiadamente los esfuerzos iniciales debido a cargas gravitacionales (peso propio del suelo). Además, mientras mayor sea la solicitante cíclica (CSR), se produce una mayor evolución del exceso de presión de poros durante el primer ciclo completo debido a que no se tienen en cuenta los efectos de consolidación anisotrópica del material durante la carga primaria. La capacidad de reproducir con alta precisión las rutas de esfuerzo cíclico que inician desde la línea isotrópica es presentada por Petalas et al (2012).

Investigaciones realizadas por Makra (2013), Petalas y Galavi (2013), Tsegaye (2010), demuestran que el modelo UBC3D-PLM, ante cargas dinámicas, amortigua en exceso la respuesta del suelo en comparación con el comportamiento real de este. Esto se debe principalmente a la ley de descarga elástica del modelo con un módulo de corte constante igual a G_{max} . Estos resultados conducen a grandes áreas calculadas que se generan en la respuesta histerética del suelo, lo cual, no se compara a los resultados entregados por los ensayos triaxiales cíclicos.

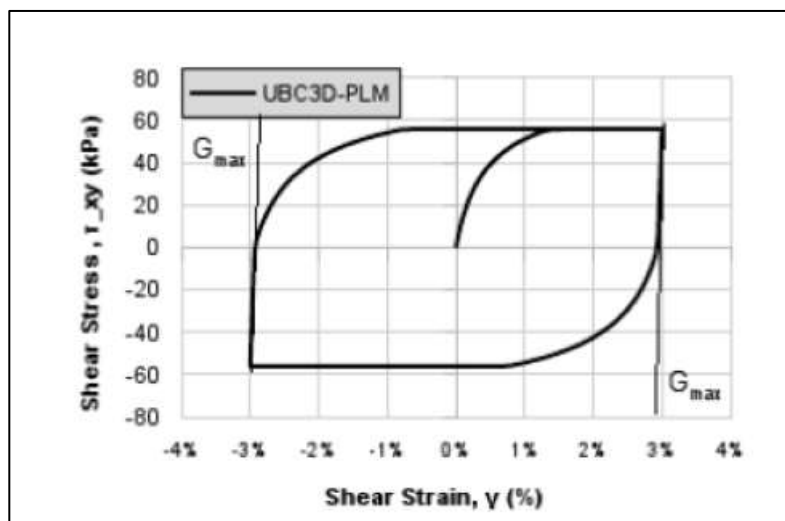
Para enfrentar este problema, Petalas et al (2012) propusieron una manera de reproducir correctamente el comportamiento de licuefacción, el que consiste en utilizar otro modelo

constitutivo en las fases iniciales para asegurar una correcta definición de estos esfuerzos. En la **Figura 13** se observa el amortiguamiento generado por el modelo UBC3D-PLM.

Figura 13

Gráfico Sobre amortiguamiento generado por el modelo UBC3D-PLM durante las descargas.

Petalas et al 2012



Nota. Tomado de Petalas et al 2012

Otro aspecto por considerar es que, para profundidades mayores a 15 metros, el modelo muestra imprecisiones al modelar la licuefacción debido a que no considera la heterogeneidad del suelo y el mayor grado de confinamiento que presenta este a mayores profundidades. Sin embargo, esto no debiese generar problemas debido a que se recomienda el estudio de este fenómeno a profundidades menores a 15 metros.

En la **Tabla 2** se muestra el resumen de los parámetros de entrada del suelo del modelo UBC3D-PLM y que son utilizados en la simulación numérica

Tabla 2

Parámetros de entrada para el modelo UBC3D-PLM (según Petalas y Galavi 2013)

Parámetro	Unidad	Descripción
K_B^e	-	Módulo de compresibilidad elástico
K_G^e	-	Módulo de corte elástico
K_G^p	-	Módulo de compresibilidad plástico
m_e	-	Razón de dependencia de esfuerzos del módulo elástico de compresibilidad
n_e	-	Razón de dependencia de esfuerzos del módulo elástico de corte
n_p	-	Razón de dependencia de esfuerzos del módulo plástico de corte
$Pref$	kN/m ²	Presión de referencia
ϕ_{cv}	°	Angulo de fricción de volumen constante
ϕ_p	°	Angulo de fricción peak
c	kN/m ²	Cohesión
σ_t	kN/m ²	Resistencia a la tracción y límite de tensión
R_f	-	Razón de falla
$(N_1)_{60}$	-	Índice de penetración estándar corregido
f_{dens}	-	Factor de densificación
f_{post}	-	Factor de post-licuefacción

Nota. Editado de Petalas y Galavi 2013

Donde se recomiendan valores de m_e , n_e y n_p igual a 0.5, 0.5 y 0.4 respectivamente. Además, se sugiere escoger un factor de densificación f_{dens} de 0.45 y un coeficiente de 0.02 para f_{post} según ensayos de triaxiales no drenados de arenas sueltas, realizados por Makra (2013).

Las siguientes ecuaciones propuestas por Beaty & Byrne (2011) sirven para generar una calibración inicial en el modelo a partir del índice de penetración estándar corregido:

$$\phi_p = \phi_{cv} + \frac{(N_1)_{60}}{10} + \max\left(0; \frac{(N_1)_{60} - 15}{5}\right)$$

$$K_G^e = 21.7 \cdot 20 \cdot (N_1)_{60}^{0.3333}$$

$$K_B^e = 0.7 \cdot K_G^e$$

$$K_G^p = K_G^e \cdot (N_1)_{60}^2 \cdot 0.003 + 100$$

$$R_f = 1.1 \cdot (N_1)_{60}^{-0.15}$$

Ecuación 25

UBC3D-PLM es capaz de calcular el inicio de la licuefacción utilizando el índice de exceso de presión de poros ru , como la principal variable de estado. En este modelo

constitutivo, y en general en la mayoría de los modelos que se utilizan para estudiar la licuefacción, la generación de presiones de poros y el cálculo de las deformaciones por corte durante la carga sísmica, se ve afectada por la rotación de los esfuerzos principales, lo cual corresponde a un problema intrínseco en la implementación de los modelos numéricos relacionados con la licuefacción. Esta característica es bastante limitada en el modelo UBC3D-PLM (Vaid et al.,1995).

Por último, se define el índice de exceso de presión de poros ru , el cual relaciona la presión de poros y el esfuerzo vertical inicial del suelo. Matemáticamente se representa:

$$r_u = 1 - \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Ecuación 26}$$

Donde σ'_v es el esfuerzo efectivo vertical al final de los cálculos dinámicos, y σ'_{v0} es el esfuerzo vertical efectivo antes de aplicar la carga dinámica. Además, cuando ru es igual a 1, la presión de poros acumulada ha igualada en magnitud al esfuerzo efectivo inicial, lo que significa que la capa de suelo ha licuado. Sin embargo, Beaty & Perlea (2011) consideran que para valores de mayores a 0.7 el suelo ya se considera en este estado.

Finalmente, para calibrar este mismo tipo de arena en el modelo constitutivo Hardening Soil, se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$G_o^{ref} = K_G^e \cdot p_{ref}$$

$$G_{ur} = \frac{1}{3} G_o^{ref}$$

$$E_{ur} = 2(1 + \nu_{ur}) \cdot G_{ur}$$

$$E_{oed} = E_{50} = \frac{1}{3} E_{ur}$$

Ecuación 27

Donde ν_{ur} es igual a 0.2, y se considera el coeficiente m como 0.5 para arenas.

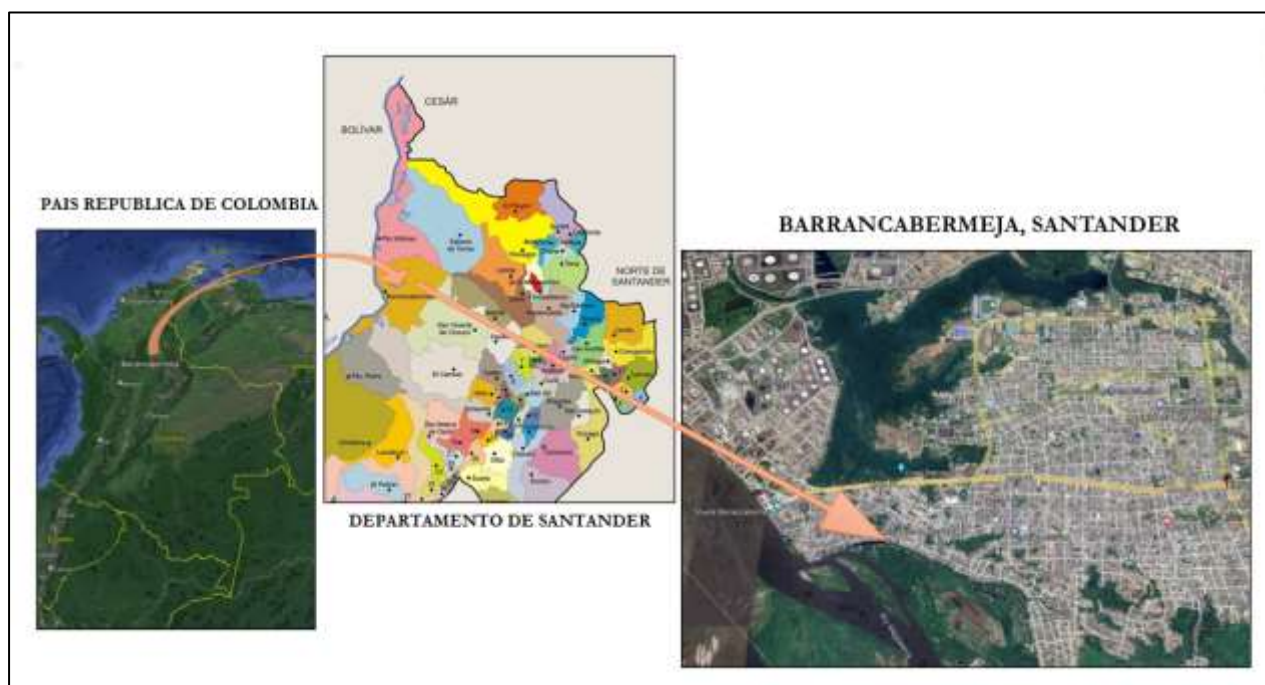
4 Generalidades del proyecto

4.1 Localización del proyecto

La zona de estudio se encuentra ubicada en la calle 47 entre carreras 5 y 12 barrio Cardales, al occidente del municipio de Barrancabermeja, el cual está ubicado en el departamento de Santander, el cual se ubica en la orilla del río Magdalena, en la parte occidental. En la Figura 16 se presenta la localización general.

Figura 14

Ubicación geográfica de la zona de estudio.





Nota. Tomado de Google maps.

4.2 Ubicación geológica

El sitio en estudio se encuentra en zona urbana de Barrancabermeja el cual está conformado por Terrazas escalonadas de la formación de la Mesa (Terciario Plioceno), la cual sirve de basamento a la mayor parte de la ciudad. La Formación está compuesta por arcillas negras macizas y areniscas friables, conglomerados y gravas de escasa cementación, que forman las terrazas altas. El espesor del grupo llega hasta unos 250 metros. Su datación se aproxima a que sea del Pleistoceno (Ministerio de Minas y Petróleos). Bajo de la formación Mesa se encuentra, el Grupo Real (Tmr), que aflora en ciertos sectores de la ciudad (especialmente hacia el nororiente y las afueras).

Figura 15

Ubicación geológica de la zona explorada.



CUATERNARIO	Llen	LLENOS ANTRÓPICOS	Material heterogéneo de origen humano, mal compactado, sin subdrenaje, ni confinamiento adecuado
	Qar	DEPÓSITOS ALUVIALES RECIENTES	Gravas redondeadas, arenas finas y lodos amarillentos, poco consolidados, asociados a canales permanentes e intermitentes.
	Qta	DEPÓSITOS DE TERRAZAS	Arenas de grano medio a grueso con intercalaciones de lodos y gravas, en bajos topográficos y con superficies aplanadas.
	Qla	DEPÓSITOS LAGUNARES	Sedimentos lodosos, grises y rojizos, en ocasiones con abundante materia orgánica.
	Qrm	DEPÓSITOS DEL RIO MAGDALENA	Arenas lodosas de grano fino a medio, gris oscuras, inconsolidadas, con cuarzo, feldespatos y muscovita, y lodos de color gris oscuro, conformando barras laterales y centrales del río Magdalena.
NEÓGENO	N2Q1-smi	FORMACIÓN MESA: ARENISCAS Y LODOLITAS	Lodolitas meteorizadas y abigarradas, con capas de areniscas de grano muy grueso a fino, de color anaranjado, variando a franjas conglomeráticas.
	N2Q1-smc	FORMACIÓN MESA: CONGLOMERADOS	Conglomerados de guijos y gujarros, y areniscas conglomeráticas, en matriz areno-granulosa, gris a rojiza-amarillenta.
	N1-Sr	FORMACIÓN REAL	Lodolitas y areniscas finas de colores grises, verdes y rojizas, en ocasiones con alto contenido de materia orgánica, pirla y presencia de xilópalos.

Nota. Tomado de mapa geológico detallado del área urbana de Barrancabermeja. (2022)

Formación Real: Es una secuencia de rocas sedimentarias integrada por lodolitas y areniscas de grano fino, en matriz amarillenta, rojiza gris y verde, en ocasiones con alto contenido de materia orgánica, con pirita, que aflora como ventanas de erosión en varias franjas pequeñas dentro de la ciudad de Barrancabermeja. Presenta restos carbonosos y troncos fosilizados (xilópalos), que fueron evidenciados en el sector nororiental de la quebrada las Camelias en el año 1996, hoy día sepultados por su canalización. De acuerdo con Gómez et al. (2015) el grupo regionalmente equivaldría a lo simbolizado como n4n6-Sc (parte superior del Mioceno), que posee arenitas líticas con intercalaciones de arcillolitas de color gris verdoso conglomerados. [8]

Formación Mesa: La Formación Mesa se subdivide dentro de Barrancabermeja en dos miembros importantes: el Miembro Inferior conglomerático (dominado por sedimentos tamaño grava), que lo hace más "duro", el cual fue simbolizado en los primeros trabajos geológicos locales como TQpmc (SPC, 1999) y para la presente publicación se propone que sea N2Q1-Smc, siguiendo la nomenclatura cronoestratigráfica oficial; y otro Miembro Superior, en donde predominan capas lodosas (más "blandas"), con menor proporción de arenas yescasos lentes conglomeráticos, que al inicio fue simbolizado como TQpmal y en el presente mapa urbano es N2Q1-Sml. Ambos miembros suman un espesor promedio de 35 m dentro de Barrancabermeja. [8]

Miembro Inferior Conglomerático (N2Q1-Smc): Esta unidad ocupa 983 hectáreas del área estudiada y se extiende principalmente desde la parte baja de las mesas orientales hasta el occidente, en donde está construido el hotel pipaton.

La unidad inferior de la Formación Mesa consta típicamente de conglomerados de guijos y gujarros, con menor presencia de gránulos, variando en algunos sectores hacia

areniscas conglomeráticas (armazón areno-soportada), con intraclastos lodosos hacia el oriente urbano, en matriz típicamente meteorizada y moderadamente friable, de colores rojizo-anaranjada, pardo-rojiza y localmente rosado-blanquecina. Su espesor litológico no sobrepasa los 20 m. [8]

Miembro Superior Lodoso y Arenoso (N2Q1-Sml): El Miembro Superior de la Formación Mesa consta de una secuencia de rocas detriticas lodosas (limolitas y arcillolitas) potentes, consolidadas y meteorizadas; son muy abigarradas, predominando los colores rojizos, rosados, anaranjados hasta blanquecino. Esta unidad litológica ocupa 1224 hectáreas cartográficas, cuyo espesor litológico urbano es de 15 m. [8]

Depósitos del Cuaternario: Se describen aquí las acumulaciones sedimentos del cuaternario, por su distribución, genesis y edad estratigráfica relativa, de mas antiguo a mas reciente. Dichos depósitos se simbolizaron como Qrm, Qla, Qta, Qar y Llen, en el mapa geológico del área urbana de Barrancabermeja. [8]

Depósitos del Rio Magdalena (Qrm): Corresponden a los materiales fino-granulares (arenas y lodos), grises a pardos claros, acarreados por dicho rio y supeditados al cauce fluvial. Sus sedimentos conforman islas y barras centrales y laterales activas, así como llanuras de inundación o terrazas aluviales muy bajas, distribuidas a los costados del canal mayor. [8]

Depósitos de Terraza: Está compuesta por arenas finas limosas grises u oscuras, limos arcillosos y arenosos también grises y oscuros, además presenta gravas finas a gruesas con matices de arcilla o limo arenoso y lentes de materia orgánica con un espesor de hasta 76m. [8]

Depósitos lagunares (Qla): Abarca a los materiales finos (arenas de grano fino y muy fino, limos y arcillas), de colores oscuros e inconsolidados, acompañados de material vegetal (turbas), y asociados a los sistemas lacustres (ciénagas, lagunas y lagos), que amortiguan las

crecientes sobre la margen derecha del río Magdalena, los cuales también reciben aportes de caudales líquidos y sólidos de la red hidrológica urbana. [8]

Representan a los depósitos sedimentarios con mayor amplitud en la zona cartografiada, de superficie muy aplanada y cubiertos de vegetación típica de humedales: son muy comunes en los costados noroccidental y sur de la ciudad, con geometría irregular e interdigitados, pues se adentran en los caños y drenajes juveniles urbanos. Son los depósitos del Cuaternario urbano más amplios, pues poseen 580 hectáreas, dentro de toda la zona cartografía. [8]

Depósitos de terrazas aluviales (Qta): Este tipo de depósitos sedimentarios constan de gravas, arenas y limos, de colores pardo-amarillentos y anaranjados. Ocupan los bajos topográficos y fondo de valles aluviales permanentes a efímeros dentro del suelo urbano de Barrancabermeja, que tributan sus aguas principalmente a las ciénagas desde el norte (San Silvestre) hasta el sur (caño Cardales). Por lo tanto, están ubicados topográficamente por encima de los depósitos lagunares (Qla), y han sido, progresiva y continuamente, rellenados por los sedimentos granulares a finos provenientes de la degradación de las laderas y taludes conformados por la Formación Mesa. [8]

Depósitos aluviales recientes (Qar): Están conformados por sedimentos con tamaño grava, desde granulo hasta gujarros, redondeados, con las mismas composiciones de los materiales gruesos antes descritos en la formación mesa, acompañados y/o embebidos en arenas y lodos. [8]

Llenos de origen antrópico (Llen): Integra a los materiales granulares a heterométricos, combinando escombros-urbanos (pavimentos, ladrillos, basuras, etc.), descapotés y principalmente de tipo natural, provenientes de las receberas de la Formación Mesa (gravas limosas o arcillosas) del antiguo matadero de Ecopetrol (al nororiente, aún

activas) y de la vía al Llanito (minas del Coronel, al norte), sector hoy día ocupado por asentamientos e invasiones.

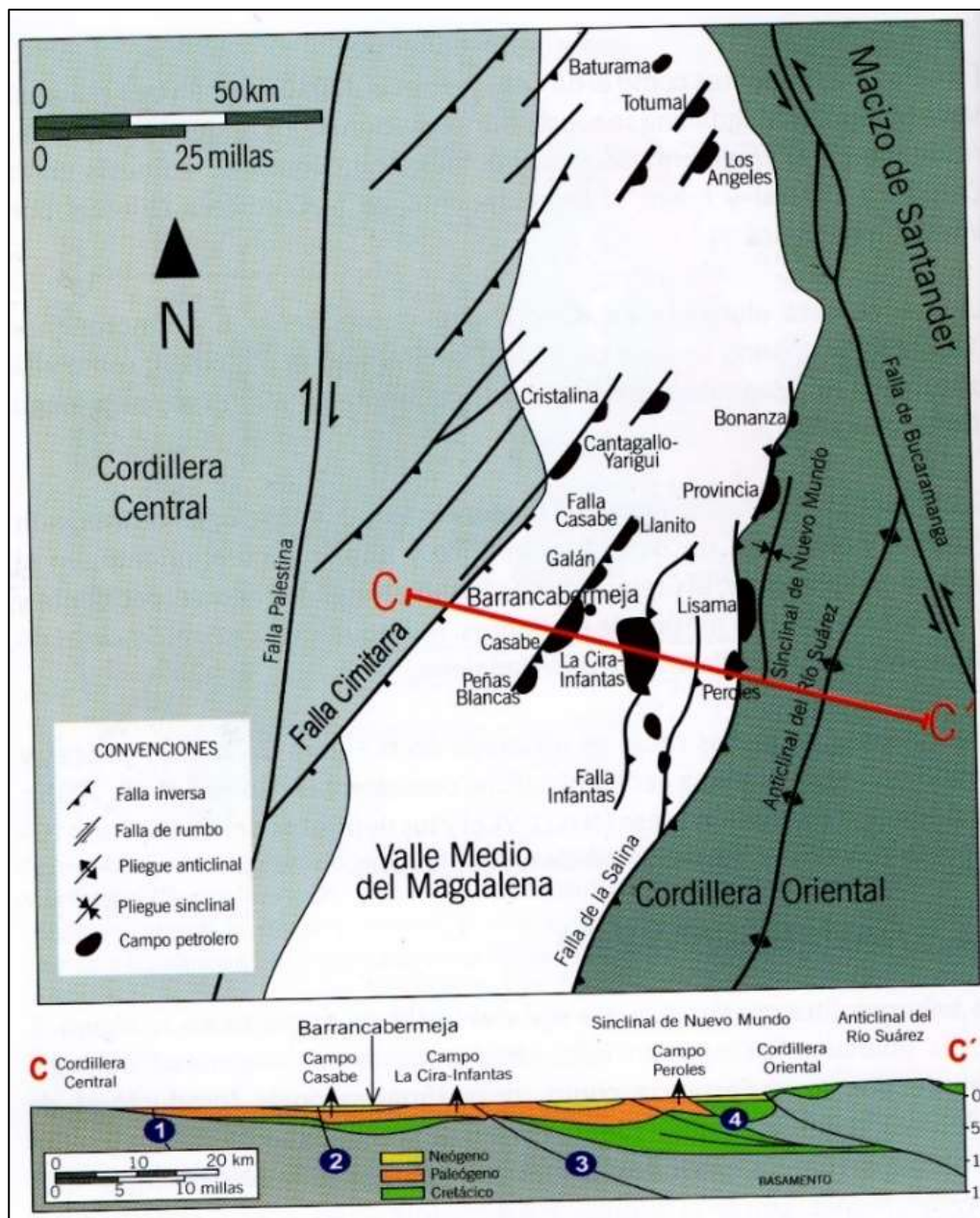
Los principales llenos cartografiados se ubican entre las márgenes de la ciénaga Juan Esteban y la parte baja (orillas al sur) de la antigua zona céntrica, incluyendo a los barrios Arenales, San Francisco, la Playa, el Dorado, Cardales, muelle de pescadores y la Campana. [8]

4.3 Geología estructural

En general el Valle del Magdalena medio se caracteriza al oriente por una faja de corrimiento que levanta las rocas más antiguas y las separa de la cordillera oriental, por la falla inversa de la salina, en una tectónica compresiva, mientras que al occidente hay una serie de fallas normales que definen su límite con la cordillera central, en un ambiente tectónico distensivo (Reyes y ramirez.1996). Según Mora las mediciones geodésicas indican que este sector del VMM y del bloque andino poseen tasas de movimiento de 16mm/año, con escape hacía en nor-noreste. En la **Figura 16** se observa el esquema geo-estructural del valle del magdalena. [8]

Figura 16

Esquema geo-estructural del valle del magdalena.



Nota: Tomado de Geología urbana de Barrancabermeja. (2022)

4.4 Características del terreno

El terreno es relativamente plano, con desniveles máximos de 0.10 m, actualmente la calle 47 esta pavimentada y el terreno urbanizado, su área superficial es aproximadamente 7000 m².

Figura 17

Perfil del terreno explorado.



Nota. Tomado de Google maps.

5 Metodología Propuesta

La metodología de la investigación planteada es la siguiente:

5.1 Revisión de bibliografía y revisión de antecedentes históricos

En esta sección se lleva a cabo una revisión exhaustiva de la literatura existente y de los antecedentes históricos relacionados con la evaluación de la susceptibilidad a la licuación en entornos urbanos. Se exploran proyectos de investigación, estudios técnicos y casos de estudio que abordan este tema con el objetivo de comprender mejor los factores que influyen en la ocurrencia de licuación en áreas urbanas y las estrategias utilizadas para evaluar y mitigar este riesgo.

Se examinan casos históricos de licuación en centros urbanos para comprender los impactos y las lecciones aprendidas de eventos pasados. Se analizan desastres naturales, terremotos y otros eventos sísmicos que han afectado a áreas urbanas y que han evidenciado los riesgos asociados con la licuación del suelo. Se identifican patrones, tendencias y factores comunes en estos casos para mejorar la comprensión de los riesgos actuales y futuros en entornos urbanos.

5.2 Generalidades del proyecto

En esta sección se presentan las generalidades del proyecto de investigación, proporcionando una visión global de su alcance, objetivos y metodología. Se abordan aspectos relacionados con el contexto del estudio, la justificación de la investigación, y la estructura y organización del trabajo desarrollado.

Se describe el contexto en el que se enmarca el proyecto, incluyendo consideraciones geográficas, ambientales, sociales y económicas relevantes para la investigación. Se identifican las motivaciones y necesidades que impulsaron la realización del estudio, así como su relevancia en el ámbito científico, técnico o práctico.

Se presenta la estructura y organización del trabajo desarrollado en el marco del proyecto, incluyendo una descripción detallada de los capítulos, secciones y subsecciones que componen el informe final. Se proporciona una visión general del contenido del documento, facilitando la navegación y comprensión del lector sobre la información presentada.

5.3 Exploración geotécnica y ensayos de laboratorio

En este apartado se presenta una descripción exhaustiva de la exploración geotécnica realizada, incluyendo los procedimientos específicos de los ensayos de Penetración Estándar (SPT) y los métodos geofísicos mediante el uso de la técnica MASW (Rayos Sísmicos de Onda Superficial).

5.3.1 Ensayos de Penetración Estándar (SPT)

Se detalla el procedimiento empleado para llevar a cabo los ensayos de SPT, incluyendo la preparación del sitio, la operación del equipo, y la interpretación de los resultados obtenidos. Se discuten las consideraciones importantes relacionadas con la ejecución del ensayo, como la selección de la profundidad de perforación, el número de golpes necesarios, y la calidad de las muestras obtenidas.

5.3.2 Métodos Geofísicos MASW (Rayos Sísmicos de Onda Superficial)

Se explica en detalle la metodología utilizada para realizar los ensayos geofísicos utilizando la técnica MASW, incluyendo la configuración del equipo, la adquisición de datos,

y el procesamiento de los resultados. Se abordan las ventajas y limitaciones de este método, así como su relevancia en la caracterización del subsuelo y la evaluación de la respuesta sísmica del sitio.

5.4 Resultados de la exploración geotécnica

En esta sección se presentan y analizan en profundidad los resultados obtenidos de la exploración geotécnica realizada en el área de estudio. Se abordan los datos recopilados a través de los ensayos de campo y laboratorio, proporcionando una evaluación detallada de las características del suelo y su comportamiento geotécnico.

5.4.1 Análisis de Resultados de Ensayos de SPT

Se examinan los resultados obtenidos de los ensayos de Penetración Estándar (SPT), incluyendo la distribución de la resistencia del suelo, la identificación de estratos geotécnicos y la estimación de parámetros de ingeniería relevantes. Se discuten las tendencias observadas en los datos y su implicación en el diseño y análisis de cimentaciones y estructuras.

5.4.2 Interpretación de Resultados de Métodos Geofísicos MASW

Se realiza una interpretación detallada de los resultados obtenidos a partir de los métodos geofísicos utilizando la técnica MASW. Se analizan las velocidades de onda superficiales y se correlacionan con las propiedades del subsuelo, permitiendo una caracterización más precisa de la estructura geológica y la respuesta sísmica del sitio. Se discuten las implicaciones de estos resultados en la evaluación del riesgo sísmico y el diseño de medidas de mitigación adecuadas.

5.5 Evaluación de ocurrencia de licuación a través de métodos semi-empíricos

Esta sección se centra en la evaluación de la potencial ocurrencia de licuación en el área de estudio mediante el uso de métodos semiempíricos, incluida la metodología desarrollada por Idriss y Boulanger. Se detallan los procedimientos y cálculos realizados para determinar la susceptibilidad del suelo a la licuación, proporcionando una comprensión integral del riesgo sísmico asociado.

5.5.1 Fundamentos de Métodos Semi-empíricos

Se explican los principios fundamentales de los métodos semiempíricos utilizados para evaluar la ocurrencia de licuación, incluyendo la identificación de parámetros geotécnicos clave y su influencia en el fenómeno de licuación. Se discuten las suposiciones y limitaciones asociadas con estos métodos, así como su aplicabilidad en diferentes condiciones geológicas y de carga.

5.5.2 Procedimientos de Evaluación de Licuación

Se describen detalladamente los pasos seguidos para llevar a cabo la evaluación de licuación utilizando métodos semiempíricos, incluida la metodología de Idriss y Boulanger. Desde la recopilación de datos geotécnicos hasta la aplicación de modelos y criterios de evaluación, se analizan los resultados obtenidos y se comparan con los umbrales de licuación establecidos, proporcionando una evaluación integral del riesgo potencial de licuación en el área de estudio.

5.6 Evaluación de ocurrencia de licuación a través de métodos numéricos

En esta sección, se presenta una evaluación exhaustiva de la probabilidad de licuación en el área de estudio mediante el uso de simulaciones numéricas. Se detallan los procedimientos

utilizados, incluyendo el empleo del modelo numérico UBC3D SAND para representar el comportamiento del suelo durante eventos sísmicos. Este modelo constitutivo considera la respuesta del suelo ante cargas cíclicas y la evolución de su deformación y resistencia.

El modelo constitutivo UBC3D SAND es una herramienta avanzada que permite simular el comportamiento del suelo frente a cargas sísmicas. Basado en principios de mecánica de suelos y geotecnia, este modelo considera la respuesta no lineal del suelo, teniendo en cuenta factores como la deformación por corte y la pérdida de resistencia durante eventos sísmicos. Al incorporar estas características, el modelo UBC3D SAND proporciona una representación realista del fenómeno de licuación y permite estimar la probabilidad de ocurrencia en distintas áreas del sitio de estudio.

Se describen los procedimientos utilizados para preparar el modelo numérico, incluyendo la incorporación de datos geotécnicos del área de estudio y la definición de las condiciones de carga sísmica. Las simulaciones numéricas se llevaron a cabo para evaluar la respuesta del suelo y determinar la probabilidad de licuación en diferentes escenarios de carga.

Se analizan los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas y se comparan con los datos de evaluación de licuación obtenidos mediante métodos empíricos. Se discuten las implicaciones de estos hallazgos en términos de la seguridad de las estructuras y la planificación de infraestructuras en la región, proporcionando una visión integral del riesgo de licuación en el área de estudio.

1. Análisis de resultados para los diferentes métodos utilizados.
2. Dar recomendaciones de cimentación en general en esta zona de la ciudad.

6 Exploración geotécnica y ensayos de laboratorio

6.1 Exploración del subsuelo mediante el ensayo de penetración estándar SPT

En total se realizaron 6 sondeos con el objeto de conocer las propiedades geomecánicas del terreno, dichas perforaciones fueron ubicadas de tal forma que se pudiese conocer de la mejor manera el perfil litológico del terreno. Como elemento de perforación se empleó usualmente el tubo partido, por el método de percusión con realización del ensayo de penetración estándar continuo y recuperación de muestras.

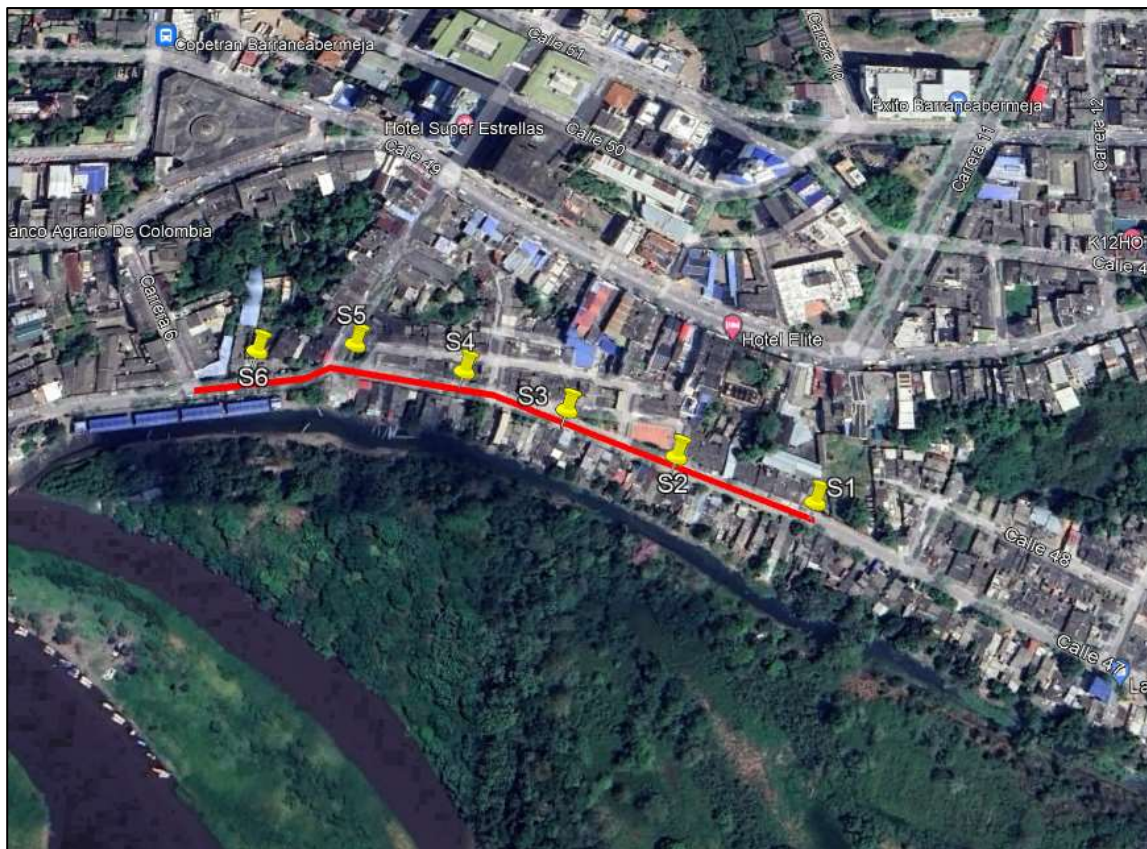
Las perforaciones se hicieron a una profundidad máxima de 10,00 metros, algunos de ellos a profundidades menores por rechazo presentado por el suelo a la penetración estándar.

Las muestras recuperadas fueron sometidas a ensayos de caracterización y clasificación, mediante ensayos de granulometría y límites de Atterberg.

A continuación, se presenta en la **Figura 18** se presenta la localización de los sondeos realizados.

Figura 18

Ubicación de los sondeos.



Nota: Tomado de Google Earth Pro

Figura 19

Sondeo S1.



Nota. Elaboración Propia.

Figura 20*Sondeo S2.*

Nota. Elaboración Propia.

Figura 21*Sondeo S3.*

Nota. Elaboración Propia.

Figura 22*Sondeo S4.*

Nota. Elaboración Propia.

Figura 23*Sondeo S5.*

Nota. Elaboración Propia.

Figura 24*Sondeo S6.*

Nota. Elaboración Propia.

6.2 Método De Perforación

Se empleó un método dinámico, utilizando el procedimiento del ensayo normal de penetración SPT, en el cual, la punta es una toma muestras partido normal. Para ello, se dejó caer una pesa de 63,5 Kg (140 Lb), a una altura de 76,2 cm (30”) contando el número de golpes necesario para hincar 15 cm (6”). (Véase formatos de perfiles de campo, Anexo b). El número de golpes necesario para hincar 30 cm (12”) él toma muestras se define como el valor N del ensayo de penetración estándar SPT.

El ensayo de Penetración Estándar SPT para propósitos de diseño geotécnico debe corregirse por efecto de la presión de confinamiento.

Para tener en cuenta este factor, se aplicará la siguiente fórmula de corrección (Bowles J. E, Principles of Foundation Engineering, 4th edition McGraw Hill, 1988) al número de golpes N medido en el terreno.

$$N' = C_n \cdot N$$

Los diferentes factores son:

$$C_n = \text{corrección por sobrecapa} = (p''/p')^{(1/2)}$$

$$p'' = 95,76 \text{ kPa}$$

p' = Esfuerzo efectivo vertical en el punto de referencia.

Terzaghi y Peck (1967) recomiendan que, si el suelo es material granular saturado y el valor registrado de N es mayor de 15, se debe corregir haciendo $N' = 15 + (N - 15)/2$.

6.3 Ensayos De Laboratorio

Las muestras recuperadas fueron sometidas a ensayos de caracterización y clasificación, mediante ensayos de granulometría y límites de Atterberg, bajo las siguientes normas:

Tabla 3

Normas de los Ensayos realizados.

Ensayo	Norma
Granulometría.	INV E -123
Contenido de Humedad	NTC 1495 – INV E- 122
Límite Plástico e Índice de Plasticidad	NTC 1493 – INV E-126
Límite Líquido	NTC 1494 – INV E-125
Ensayo de penetración estándar SPT	I.N.V. E-111

Nota. Esta tabla muestra los diferentes ensayos de laboratorio realizados.

Los ensayos de laboratorio de las muestras recuperadas se muestran en el Anexo 1 de este informe.

6.4 Exploración geofísica ensayo ondas superficiales MASW-MAM Exploración del subsuelo.

La ubicación de las líneas de refracción sísmica se presenta en la **Tabla 4**, en coordenadas geográficas.

Tabla 4

Coordenadas de inicio y fin de las líneas de refracción.

LINEAS	COORDENADAS	
	latitud	longitud
LRS-1 INICIO	7.058590°	-73.868540°
LRS-1 FIN	7.058265°	-73.867975°

Figura 25

Localización de las líneas de refracción sísmica (LRS) en la zona de estudio.



Nota. Imagen tomada de Google Earth 2021.

Figura 26

Localización de la unidad central en los diferentes puntos de las líneas de refracción sísmica.



Nota. Imagen tomada de Google Earth 2022 y autores.

6.5 Exploración mediante ensayos geofísicos.

El ensayo de refracción se basa en el registro de los frentes de onda, generados por una fuente artificial de energía, leyendo en los registros los tiempos de los primeros arribos. Estos pueden deberse a la onda directa o bien a aquellas ondas que se refractan en el subsuelo con ángulo crítico, viajan por la interfaz con la velocidad del medio infrayacente y retornan hacia la superficie como ondas frontales (head waves).

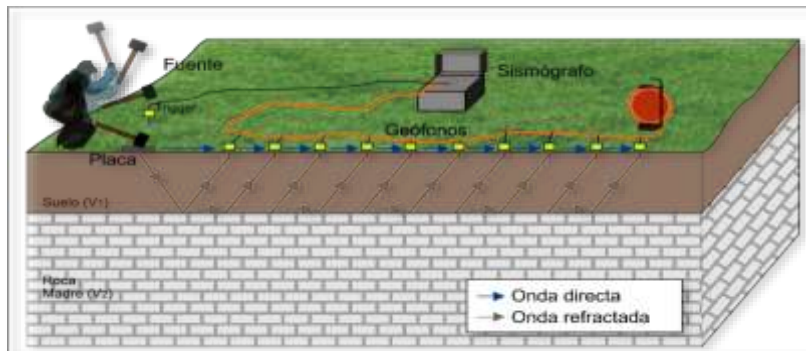
El instrumental necesario para emplear este método consiste básicamente en alguna fuente de energía (martillo, explosivo, vibrador, cañón de aire, etc.), receptores o sismómetros (geófonos en tierra) y un sismógrafo donde acondiciona, graba y gráfica la información. Los registros tienen información de los movimientos del terreno en función del tiempo y son conocidos como sismogramas. El objetivo es determinar espesores de las capas del subsuelo, sus buzamientos y las velocidades de propagación de las ondas sísmicas en cada una de ellas.

La sísmica se utiliza generalmente para encontrar la profundidad de la roca y para estimar el proceso de excavación de suelos y rocas.

Adicionalmente para el caso de investigaciones urbanas, el método es adecuado para de zonas descubiertas con suficiente extensión y las limitaciones que producen vibraciones ambientales (ruido) para la adecuada identificación del tiempo de arribo de las señales. La longitud del tendido en superficie está directamente relacionada con el alcance de la exploración en profundidad. En la **Figura 27** se observa la representación de una adquisición de sísmica de refracción.

Figura 27

Representación de una adquisición de sísmica de refracción. Se observan las ondas generadas a partir de la fuente de energía (golpe de un martillo).



Nota. Elaboracion propia.

6.5.1 Realización ensayo ondas superficiales MASW-MAM.

El ensayo MASW 1D (Análisis multicanal de ondas superficiales), método de fuente activa, es un método de campo desarrollado para investigación del subsuelo somero. Se utiliza el software SeisImager/SW para calcular automáticamente la curva de dispersión e invertir modelos de curva Vs con el mejor ajuste a los datos observados [9]

Para este estudio, se utilizó un arreglo lineal de 24 geófonos de 4.5Hz y tendido de 88m. La metodología establece que se debe hacer mínimo un disparo o impacto, sin embargo, pasi, recomienda realizar disparos así:

Disparos S1 y S4, localizados a una distancia de 10.35 m a partir del geófono 1 y geófono 24 hacia el exterior (15% de la longitud del arreglo).

Disparos S2 y S3 localizados la parte media del tendido, a una distancia de 20.7 m a partir del geófono 1 y geófono 24 (30% de la longitud del arreglo).



Se utiliza el software SeisImager/SW, el cual permite que se combinen curvas de dispersión activas y pasivas para una mejor resolución a lo largo de todas las profundidades de

investigación. El software SeisImager/SW automáticamente calcula la curva de dispersión e invierte modelos de curva Vs con el mejor ajuste a los datos observados.

6.6 Equipo de trabajo.

En la **Figura 28** se observa el sismógrafo utilizado.

Figura 28

Sismógrafo 16S24-U



Nota. Elaboracion propia.

- Sismógrafo 16S24-U con interface usb
- 2 x cable de geófonos, 12 salidas, 10 m de espaciamento
- 22 x geófonos
- 1 x martillo 18 lbs
- 1 x trigger (activador de señal)
- 1 x placa de aluminio
- 1 x Computador portátil.

7 Resultados de la exploración geotécnica

7.1 Resultados obtenidos mediante el método SPT

Para reconocimiento estratigráfico de la zona se realizaron 6 sondeos a profundidad de 10.00m, algunos de ellos a profundidad menor por rechazo del suelo a la penetración estándar. Teniendo en cuenta que la geomorfología del suelo y las características de resistencia del terreno se comportan de acuerdo con la profundidad de una manera similar en toda la zona explorada, a continuación, se presenta la estratigrafía general encontrada.

7.1.1 Perfil litológico

A continuación, se presenta el perfil litológico del terreno en cada sondeo. En el Sondeo S1 realizado a una profundidad de 10.00m, se encontró el siguiente perfil.

Tabla 5

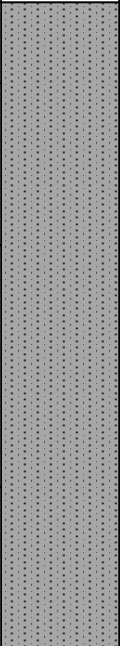
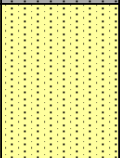
Perfil litológico S1

PERFORACION (M)	SIMBOLO	MUESTRA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
0.00-0.50	SM		ARENA LIMOSA COLOR GRIS
0.50-1.00			
1.00-1.50	SM		ARENA LIMOSA COLOR GRIS
1.50-2.00			
2.00-2.50			
2.50-3.00			
3.00-3.50	SM		ARENA LIMOSA COLOR GRIS
3.50-4.00			
4.00-4.50			
4.50-5.00			
5.00-5.50			
5.50-6.00	SM		ARENA LIMOSA COLOR GRIS
6.00-6.50			
6.50-7.00			
7.00-7.50			
7.50-8.00	CL		ARCILLA LIMOSA COLOR AMARILLO
8.00-8.50			
8.50-9.00			
9.00-9.50			
9.50-10.00			

Nota. Elaboracion propia

El Sondeo S2 se realizó una profundidad de 10.00m, se encontró el siguiente perfil.


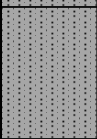
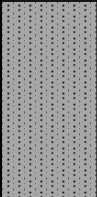
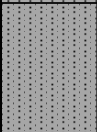
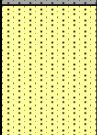
Tabla 6*Perfil litológico S2*

PERFORACION (M)	SIMBOLO	MUESTRA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
0.00-0.50	SM		ARENA LIMOSA COLOR GRIS
0.50-1.00			
1.00-1.50	SM		ARENA LIMOSA COLOR GRIS
1.50-2.00			
2.00-2.50			
2.50-3.00			
3.00-3.50	SM		ARENA LIMOSA COLOR GRIS
3.50-4.00			
4.00-4.50			
4.50-5.00			
5.00-5.50			
5.50-6.00			
6.00-6.50	SM	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	
6.50-7.00			
7.00-7.50			
7.50-8.00			
8.00-8.50	CL		ARCILLA LIMOSA COLOR AMARILLO
8.50-9.00			
9.00-9.50			
9.50-10.00			

Nota. Elaboracion propia

El Sondeo S3 se realizó a una profundidad de 10.00m, se encontró el siguiente perfil.

Tabla 7*Perfil litológico S3*


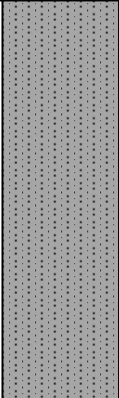
PERFORACION (M)	SIMBOLO	MUESTRA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
0.00-0.50	SM		ARENA LIMOSA COLOR GRIS
0.50-1.00			
1.00-1.50	SM		ARENA LIMOSA COLOR GRIS
1.50-2.00			
2.00-2.50			
2.50-3.00			
3.00-3.50			
3.50-4.00	SM		ARENA LIMOSA COLOR GRIS
4.00-4.50			
4.50-5.00			
5.00-5.50			
5.50-6.00			
6.00-6.50	SM		ARENA LIMOSA COLOR GRIS
6.50-7.00			
7.00-7.50			
7.50-8.00			
8.00-8.50	CL		ARCILLA LIMOSA COLOR AMARILLO
8.50-9.00			
9.00-9.50			
9.50-10.00			

Fuente: Elaboracion propia

El Sondeo S4 se realizó a una profundidad de 10.00m, se encontró el siguiente perfil.

Tabla 8

Perfil litológico S4


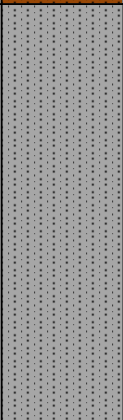
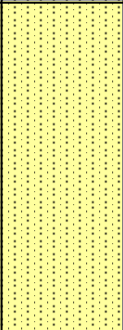
PERFORACION (M)	SIMBOLO	MUESTRA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
0.00-0.50			RELLENO DE ESCOMBROS
0.50-1.00			
1.00-1.50	SM		ARENA LIMOSA COLOR GRIS
1.50-2.00			
2.00-2.50			
2.50-3.00			
3.00-3.50			
3.50-4.00			
4.00-4.50			
4.50-5.00			
5.00-5.50			
5.50-6.00			
6.00-6.50			
6.50-7.00			
7.00-7.50			
7.50-8.00			
8.00-8.50			
8.50-9.00			
9.00-9.50			
9.50-10.00			

Nota. Elaboracion propia

El Sondeo S5 se realizó a una profundidad de 10.00m, se encontró el siguiente perfil.

Tabla 9

Perfil litológico S5


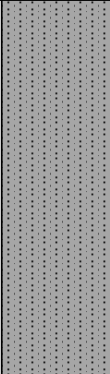
PERFORACION (M)	SIMBOLO	MUESTRA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
0.00-0.50			RELLENO DE ESCOMBROS
0.50-1.00			
1.00-1.50	SM		ARENA LIMOSA COLOR GRIS
1.50-2.00			
2.00-2.50			
2.50-3.00			
3.00-3.50			
3.50-4.00			
4.00-4.50			
4.50-5.00			
5.00-5.50			
5.50-6.00			
6.00-6.50	CL		ARCILLA LIMOSA COLOR AMARILLO
6.50-7.00			
7.00-7.50			
7.50-8.00			
8.00-8.50			
8.50-9.00			
9.00-9.50			
9.50-10.00			

Nota. Elaboracion propia

El sondeo S6 se realizó a una profundidad de 10.00m, se encontró el siguiente perfil.

Tabla 10

Perfil litológico S6

PERFORACION (M)	SIMBOLO	MUESTRA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
0.00-0.50			RELLENO DE ESCOMBROS
0.50-1.00			
1.00-1.50	SM		ARENA LIMOSA COLOR GRIS
1.50-2.00			
2.00-2.50			
2.50-3.00			
3.00-3.50			
3.50-4.00			
4.00-4.50			
4.50-5.00			
5.00-5.50			
5.50-6.00			
6.00-6.50			
6.50-7.00			
7.00-7.50			
7.50-8.00			
8.00-8.50			
8.50-9.00			
9.00-9.50			
9.50-10.00			

Nota. Elaboracion propia

7.1.2 Nivel freatico.

Se registró nivel freático en los sondeos realizados.

Tabla 11

Nivel freático.

NIVEL FREATICO	S1	S2	S3	S4	S5	S6
	1.50m	1.5m	1.5m	1.0m	1.0m	1.0m

Fuente: Propia

7.1.3 Registro de perforacion.

En el registro de las perforaciones se muestra el detalle del perfil en cada uno de los sondeos. A continuación, se resumen los valores de penetración estándar determinados en cada uno de los sondeos:

Tabla 12

Valores de Penetración Estándar SPT – Campo.

PROFUNDIDAD (M)	SONDEOS					
	1	2	3	4	5	6
0.00-0.50	2	4	5	/	/	/
0.50-1.00	3	7	6	/	/	/
1.00-1.50	8	10	12	6	8	10
1.50-2.00	6	8	10	5	7	9
2.00-2.50	3	5	7	2	4	5
2.50-3.00	6	8	9	4	6	7
3.00-3.50	12	14	15	10	12	14
3.50-4.00	11	13	14	9	11	14
4.00-4.50	16	18	20	14	16	18
4.50-5.00	16	17	19	14	15	17
5.00-5.50	17	18	19	15	17	19
5.50-6.00	17	19	20	15	17	19
6.00-6.50	20	21	23	18	20	21
6.50-7.00	20	21	23	18	19	21
7.00-7.50	23	22	24	21	23	25
7.50-8.00	26	25	24	27	29	31
8.00-8.50	29	27	29	30	32	34
8.50-9.00	29	31	33	32	34	35
9.00-9.50	38	40	42	35	37	39
9.50-10.00	42	45	48	38	40	41

Fuente: Propia.

Factores de corrección del ensayo de penetración estándar (Spt) por pérdidas de energía

Como una medida de corrección al ensayo de SPT por la pérdida de energía de todos los diversos factores que existen, se propone corregir el número de golpes obtenidos en campo al 60% de la energía de caída libre teórica del martillo por medio de las siguientes ecuaciones:

$$N_{60} = N_{field} CE CR CB CS CA BF CC \quad \text{Ecuación 28}$$

$$N_{1,60} = N_{field} CN CE CR CB CS CA BF CC \quad \text{Ecuación 29}$$

N_{field} = Numero de Golpes medidos en el campo.

CN = Factor de corrección de sobrecarga

CE = Factor de corrección por energía.

CR = Factor de corrección por longitud de las varillas.

CB = Factor de corrección por el diámetro de la perforación.

CS = Factor de corrección del revestimiento.

CA = Factor de corrección del bloque de impacto.

CBS = Factor de corrección de la frecuencia del número de golpes.

CC = Factor de corrección del amortiguamiento del martillo.

7.1.4 Factor de corrección de sobrecarga.

Con el propósito de comparar el número de golpes medidos a las diferentes profundidades, estos deben ser ajustados a una presión de sobrecarga estándar de 1 atm de presión. La resistencia a la penetración de materiales poco cohesivos depende fuertemente de la presión de confinamiento. Para las arenas, una ejecución del SPT a profundidades superficiales tendrá un número de golpes más bajo que para la ejecución del SPT a grandes profundidades [10]

Multiplicando N_{field} por C_N , los efectos de la presión de confinamiento son compensados. En la **Tabla 13** se observan los factores de corrección de sobrecarga.

Tabla 13

Factores de Corrección de Sobrecarga.

Referencia	Factor de corrección, C_N		Unidades del Esfuerzo Efectivo
Peck y Bezarra (1969)	$C_N = \begin{cases} \frac{4}{1+2\sigma'_v} \\ \frac{4}{3.25+0.5\sigma'_v} \end{cases}$	$\sigma'_v \leq 1.5$	ksf
		$\sigma'_v > 1.5$	
Peck et al. (1974)	$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\sigma'_v}$		Kg/cm ² o tsf
Tokimatsu y Yoshimi (1983)	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma'_v}$		Kg/cm ² o tsf
Liao y Withman (1986)	$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}}$		Kg/cm ² o tsf
Skempton. (1986)	$C_N = \begin{cases} \frac{2}{1 + \sigma'_v} \\ \frac{3}{2 + \sigma'_v} \\ \frac{1.7}{0.7 + \sigma'_v} \end{cases}$	Para arenas finas o de densidad relativa media	Kg/cm ² o tsf
		Para arenas densas. Normalmente consolidadas	
		Para arenas finas preconsolidadas	

Nota. En este estudio se trabajó con las ecuaciones de Skempton.

7.1.5 Factor de corrección por energía.

El factor de corrección por energía es uno de los factores de corrección más importantes que se utilizan. El objetivo de la aplicación de este factor de corrección es ajustar el número de golpes para el valor que habría de ser medido si un martillo imparte el 60% de la energía teórica que ha sido utilizada en la prueba.

7.1.6 Factor de corrección por longitud de varillas.

El factor de corrección por longitud de las varillas obedece principalmente a las pérdidas por energía que tiene la varilla por su extensión.

Tabla 14

Factor de corrección por longitud de las varillas.

Longitud de Varillas	Cr
	Seed et al. (1985)
< 10 pies	0.75
10 – 13 pies	1.0
13 – 20 pies	1.0
20 – 30 pies	1.0
> 30 pies	1.0

7.1.7 Factor de corrección por el diámetro de la perforación

Este factor de corrección es utilizado cuando el diámetro de la perforación es mayor a 4.5 pulgadas, pues cuando esto ocurre hay una relajación de los esfuerzos del suelo y los valores de N son más bajos de lo que en realidad podrían llegar a ser.

Tabla 15

Factor de corrección por el diámetro de la perforación

Diámetro de perforación	CB
2.5 a 4.5 Pulg.	1.0
6 Pulg.	1,05
8 Pulg.	1.15

En este estudio se trabajó con varillas de 2.5 pulgadas de diámetro, por esta razón para nuestros análisis de corrección por longitud de las varillas tendremos un factor CB = 1.0.

7.1.8 Factor de corrección del revestimiento

Este factor de corrección se utiliza cuando el toma-muestras no tiene el revestimiento interno y aumenta su diámetro de 1 1/2" a 1 3/8". Al incrementar el diámetro se reduce la fricción interna del penetrómetro, lo cual hace que los valores sean mucho más bajos.

Tabla 16

Factores de corrección del revestimiento.

Configuración del Muestreador	Cs
Penetrómetro estándar	1.0
U.S. Penetrómetro sin revestimiento	1,05

Para este proyecto se utilizaron varillas con revestimiento (con Liner), por esta razón para nuestros análisis de corrección del revestimiento tendremos un factor Cs = 1.0.

7.1.9 Factor de corrección del bloque de impacto

El factor es utilizado para corregir la pérdida de energía que se da cuando durante la realización del ensayo de penetración, el martillo de impacto choca con el bloque de impacto que transmite la energía a las barras. Dicho martillo es metálico en la mayoría de las ocasiones y usualmente puede variar en forma, tamaño y peso.

Tabla 17

Factor de corrección según el bloque de impacto.

Martillo	Bloque de Impacto	CA
Anular	Pequeño (4.4 lbs)	0.85
	Grande (26.5 lbs)	0.70
De Seguridad	5.5 (lbs)	0.90

Nota. Tomada de Tokimatsu, 1988

Para este proyecto se utilizó un martillo pequeño, razón por la cual el factor de corrección es $CA = 0.85$.

7.1.10 Factor de corrección de la frecuencia del número de golpes

Este factor de corrección se encarga de medir la variación del número de golpes “N” que puede ser afectada por la relación de la velocidad a la cual los golpes son aplicados a las varillas. Si la frecuencia de los golpes del martillo es de 30 – 40 golpes por minuto, el factor de seguridad es $C_{bf} = 1.0$.

Para los sondeos realizados manualmente se contabilizó un total de 30 a 40 golpes por minuto, razón por la cual para la corrección de numero de golpes de los sondeos manuales tendremos un factor de $C_{bf} = 1.0$.

7.1.11 Factor de corrección del amortiguador del martillo

Este factor de corrección es utilizado en algunos casos cuando se dispone de un bloque de madera como amortiguador sobre la superficie del bloque de impacto para minimizar el ruido causado por el golpeo. El amortiguador absorbe una parte de la energía del martillo de golpeo y el número de golpes se incrementa [11]

Tabla 18

Factor de corrección del amortiguador del martillo.

Tipo de bloque amortiguador de madera dura	Cc
Ninguno	1.0
Nuevo	0.95
Usado	0.90

Nota. Tomada de Decourt, 1990

Tabla 19*Valores de Penetración Estándar SPT – Corregido N_{I60} .*

PROFUNDIDAD (M)	SONDEOS					
	1	2	3	4	5	6
0.00-0.50	2	4	5	/	/	/
0.50-1.00	3	6	5	/	/	/
1.00-1.50	7	9	11	5	7	9
1.50-2.00	5	7	9	5	6	8
2.00-2.50	3	5	6	2	4	5
2.50-3.00	5	7	8	4	5	6
3.00-3.50	14	17	18	12	14	17
3.50-4.00	15	18	19	12	15	19
4.00-4.50	22	24	27	19	22	24
4.50-5.00	21	23	25	19	20	23
5.00-5.50	22	23	24	20	23	26
5.50-6.00	23	26	27	23	26	29
6.00-6.50	26	28	30	27	30	32
6.50-7.00	25	27	29	27	29	32
7.00-7.50	28	27	29	31	34	37
7.50-8.00	34	32	31	38	40	43
8.00-8.50	36	33	36	40	42	45
8.50-9.00	34	37	39	40	43	44
9.00-9.50	43	45	48	42	45	47
9.50-10.00	48	52	55	46	49	50

Nota. En esta tabla se muestra el N corregido a N_{I60}

7.1.12 Resumen ensayos de laboratorio.

De acuerdo con los resultados de ensayos de laboratorio el lote presenta:

Tabla 20

Resumen ensayos de Laboratorio.

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)		MUESTREADOR	LITOLOGIA	GRADACIÓN (%)			HUMEDAD NATURAL	LIMITES DE CONSISTENCIA				
	No	Desde			Hasta	Descripción de la muestra	Sistema de clasificación SUCS		Grava	Arena	Finos	%W	LL
S1		0,00	1,00	SPT	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	SM	0,00	80,16	19,84	13,34	21,37	17,17	4,20
		1,00	3,00	SPT	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	SM	0,00	82,97	17,03	13,99	21,54	17,24	4,30
		3,00	6,00	SPT	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	SM	0,00	81,48	18,52	13,72	21,00	17,42	3,58
		6,00	8,00	SPT	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	SM	0,00	79,49	20,51	13,66	21,84	17,45	4,39
		8,00	10,00	SPT	ARCILLA LIMOSA COLOR AMARILLO	CL	0,00	30,11	69,89	14,29	33,98	18,44	15,54
S2		0,00	1,00	SPT	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	SM	0,00	81,49	18,51	13,12	21,78	17,77	4,00
		1,00	3,00	SPT	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	SM	0,00	83,07	16,93	13,91	21,59	17,48	4,11
		3,00	6,00	SPT	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	SM	0,00	82,05	17,95	13,68	21,28	17,10	4,18
		6,00	8,00	SPT	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	SM	0,00	80,25	19,75	14,30	21,21	17,85	3,36
		8,00	10,00	SPT	ARCILLA LIMOSA COLOR AMARILLO	CL	0,00	20,70	79,30	15,80	31,49	16,39	15,10
S3		0,00	1,00	SPT	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	SM	0,00	79,78	20,22	13,07	21,29	17,72	3,57
		1,00	3,00	SPT	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	SM	0,00	82,08	17,92	13,25	21,30	17,30	4,00
		3,00	6,00	SPT	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	SM	0,00	80,95	19,05	13,81	21,02	17,71	3,31
		6,00	8,00	SPT	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	SM	0,00	83,06	16,94	12,82	21,64	17,61	4,03
		8,00	10,00	SPT	ARCILLA LIMOSA COLOR AMARILLO	CL	2,51	27,62	69,87	15,00	31,46	16,50	14,96
S4		0,00	6,00	SPT	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	SM	3,14	63,48	33,37	13,60	21,18	17,44	3,74
		6,00	10,00	SPT	ARCILLA LIMOSA COLOR AMARILLO	CL	0,76	22,36	76,88	14,03	31,45	16,49	14,95
S5		0,00	6,00	SPT	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	SM	0,99	72,64	26,37	13,03	21,77	17,51	4,26
		6,00	10,00	SPT	ARCILLA LIMOSA COLOR AMARILLO	CL	2,48	20,50	77,02	15,95	31,95	16,55	15,40
S6		0,00	6,00	SPT	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	SM	0,76	67,85	31,39	13,36	21,18	17,62	3,57
		6,00	10,00	SPT	ARCILLA LIMOSA COLOR AMARILLO	CL	0,00	30,06	69,94	15,61	31,83	16,67	15,15

Nota. LL: Limite liquido LP: Limite plástico IP: Índice de plasticidad Wn: Húmeda natural

7.1.13 Correlaciones para interpretación de los ensayos Spt

A continuación, se presentan unas tablas indicativas que permiten la interpretación general de los resultados de los ensayos realizados:

Para suelos granulares:

(Ref.: Jamiel Kowski y otros, “New correlations of penetration tests for design practice”

Penetration testing, 1988 ISOPT-1, Balkema, 1988).

Tabla 21

Correlación SPT.

Numero de penetración estándar N	Densidad Relativa %	Estado del suelo
0 a 3	0 a 15	Muy suelto
3 a 8	15 a 35	Suelto
8 a 25	35 a 65	Medio
25 a 42	65 a 85	Denso
42 a 58	85 a 100	Muy denso

7.2 Resultados obtenidos en la exploración geofísica ensayo ondas superficiales MASW-MAM

A continuación, se presentan los resultados de las líneas de refracción sísmica y tablas de correlación para su clasificación e interpretación de resultados.

7.2.1 Clasificación del suelo según NSR-10

De acuerdo con la clasificación de los perfiles de suelo según el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, los suelos son clasificados de la siguiente forma como se observa en la **Tabla 22**.

Tabla 22

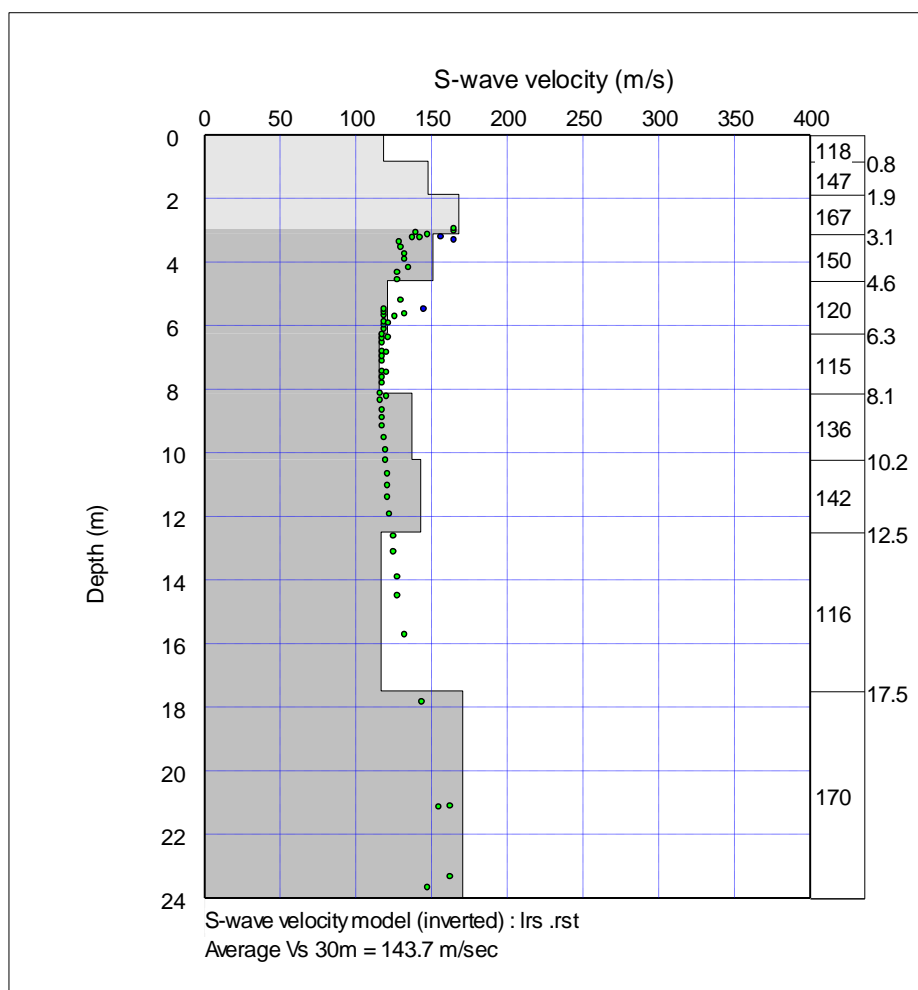
Tipo de perfil de suelo NSR-2010

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²) > $\bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > \bar{v}_s
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w $\geq 40\%$ 50 kPa (≈ 0.50 kgf/cm ²) > \bar{s}_u
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

7.2.2 Ensayo de Ondas Superficiales MASW1D LINEA 1

Figura 29

Resultados del ensayo MASW, valores de velocidad de onda de corte V_s .



Nota. Elaboración propia.

La velocidad de onda de corte (V_s) promedio para el perfil sísmico es de 143.7 m/s, y según la clasificación de los perfiles de suelos de la tabla 2. A.2.4-1 Norma Sismo-Resistente Colombiana NSR10 clasifica el suelo como:

Suelos susceptibles a la falla o colapso por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sencitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, con criterio de velocidad de onda cortante < 180 m/s para un (perfil tipo F1).

7.2.3 Resultados del ensayo MASW-MAM

De acuerdo con las observaciones de campo y la interpretación de la línea de refracción sísmicas se obtuvo las siguientes conclusiones.

En el general el perfil de MASW no presenta un cambio significativo de litología en el perfil 1D obteniendo una profundidad de 24 metros.

La velocidad de onda de corte (V_s) promedio para el perfil sísmico es de 143.7 m/s, y según la clasificación de los perfiles de suelos de la tabla 2. A.2.4-1 Norma Sismo- Resistente Colombiana NSR10 clasifica el suelo como:

Suelos susceptibles a la falla o colapso por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sencitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, con criterio de velocidad de onda cortante $\bar{v} < 180$ m/s para un (perfil tipo F1).

En el sitio de estudio se pudo observar la geología superficial de la zona, la cual esta compuesta por depósitos aluviales recientes (Qal), fruto de depósitos de materiales por parte del río Magdalena. Está compuesta por depósitos no consolidados de arenas y arcillas principalmente, además de gravas y turbas en menor medida, esto debido a los cambios de energía del cauce.

8 Evaluación de ocurrencia de licuación a través de métodos semi-empíricos

8.1 Evaluación del potencial de licuación basado en SPT - Boulanger e Idriss' (2014)

Según este criterio, un depósito de suelo exhibe un comportamiento adecuado contra licuación si el factor de seguridad contra licuación FS es mayor a 1,0. Este factor de seguridad se calcula, de acuerdo con Boulanger e Idriss (2014), como la relación entre la resistencia cíclica del suelo normalizada (CRR) y los esfuerzos inducidos por el sismo de diseño normalizado (CSR) [12]

$$FS = \frac{CRR_{M=7,5, \sigma'_{vc}=1,0}}{CSR_{M=7,5, \sigma'_{vc}=1,0}} \geq 1,0 \quad \text{Ecuación 30}$$

donde:

- CRR $M=7,5, \sigma'_{vc}=1,0$: Es la resistencia a la corte normalizada para un sismo de magnitud 7,5 y una presión de confinamiento de 1 atm.
- CSR $M=7,5, \sigma'_{vc}=1,0$: Es la relación de esfuerzo cíclico normalizada para un sismo de magnitud 7,5 y una presión de confinamiento de 1 atm.

8.2 Relación de resistencia cíclica normalizada (CRR)

La resistencia a la corte normalizada se puede calcular en función del valor del número de golpes del ensayo de SPT corregido por confinamiento, energía y contenido de finos $N1_{60CS}$.

$$CRR_{M=7,5,\sigma'vc=1,0} = \exp \left[\left(\frac{N_{160cs}}{14,1} \right) + \left(\frac{N_{160cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{N_{160cs}}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{N_{160cs}}{25,4} \right)^4 - 2,80 \right]$$

Ecuación 31

La resistencia del suelo ante esfuerzos cíclicos se ve influenciada por la duración del sismo. Este aspecto se tiene en cuenta a través del factor de normalización de magnitud, conocido como MSF (Magnitude Scaling Factor). Además, el esfuerzo de confinamiento es otro factor crucial que afecta la resistencia del suelo cuando se expone a cargas cíclicas, por lo que también se considera el parámetro k_σ .

La correlación para CRR está desarrollada para un sismo de magnitud de referencia de $M = 7,5$ y un esfuerzo de confinamiento $\sigma'_v = 1$ atm, por lo que se debe ajustar para otros valores de M (magnitud del sismo) y esfuerzo de confinamiento, usando la siguiente expresión.

$$CRR = CRR_{M=7,5,\sigma'vc=1,0} \times MSF \times k_\sigma \quad \text{Ecuación 32}$$

8.3 Factor de Normalización de Magnitud (MSF)

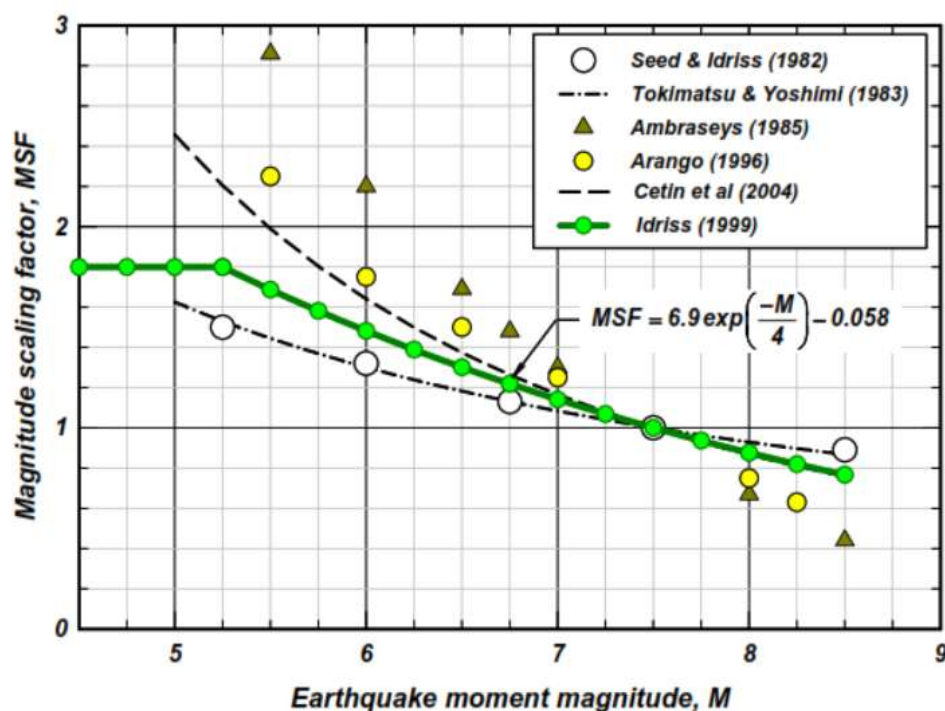
Según Boulanger e Idriss (2014), este factor se emplea para considerar los efectos de la duración del sismo, específicamente en relación con el número de ciclos de carga. Dicho parámetro surge de la combinación de relaciones entre el número de ciclos de carga y el CRR, así como de correlaciones entre la magnitud del sismo y el número de ciclos de cargas equivalentes asociados. Este factor se utiliza para determinar el valor de CSR con el fin de normalizarlo a una magnitud convencional de $M=7,5$ [13]. El Factor MSF para arena fue revaluado por Idriss (1999) quien recomendó la siguiente ecuación:

$$MSF = 6,9 \times \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0,058 \leq 1,8 \quad \text{Ecuación 33}$$

Los valores superiores del factor MSF son asignados para sismos con pequeñas magnitudes para los cuales se considera un único pico de esfuerzo que domina la serie de frecuencias del evento sísmico. En la **Figura 30** se presenta la relación derivada de la ecuación anterior.

Figura 30

Relación de factor de normalización de magnitud (MSF).



Nota. Spt-based liquefaction triggering procedures. (idriss & boulangier, 2014).

8.4 Factor de corrección de sobrecarga ($K\sigma$)

Este factor fue desarrollado por Boulanger (2023) con base en las siguientes consideraciones: (1) se evidenció que el Factor CRR para arenas limpias reconstituidas en laboratorio puede estar asociado al parámetro de estado ξ_R ; (2) La relación $K\sigma$ para dichas arenas puede ser directamente determinado de la relación CRR- ξ_R . Idriss y Boulanger

(2008) recomendaron que el Factor de corrección por esfuerzo de confinamiento puede estimarse en términos del $(N_1)_{60cs}$ por medio de la siguiente ecuación:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \times \ln \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right) \leq 1,1 \quad \text{Ecuación 34}$$

donde:

σ'_v = esfuerzo efectivo vertical

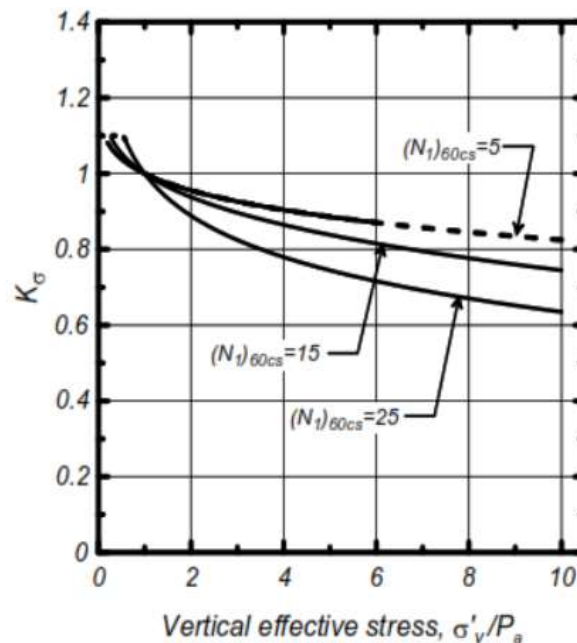
p_a = presión atmosférica

$$C = \frac{1}{18,9 - 2,55 \times \sqrt{N_{160cs}}} \leq 0,3 \quad \text{Ecuación 35}$$

La relación derivada de la ecuación presentada para el Factor de Corrección por esfuerzo de confinamiento se presenta en la **Figura 31** para diferentes rangos de $(N_1)_{60cs}$. El límite de 1,1 en el máximo valor de K_σ es alcanzado a un esfuerzo de 40 kPa. Este límite fue definido porque la expresión de cálculo no fue derivada para muy bajos esfuerzos de confinamiento.

Figura 31

Relación de Factor de corrección por confinamiento K_σ



Nota. Spt-based liquefaction triggering procedures. (idriss & boulangier, 2014).

8.5 Factor de ajuste de contenidos de finos ΔN_{160}

El valor normalizado de SPT, N_{160cs} , es el número de golpes corregido para una eficiencia de 60% y la normalizado por el contenido de finos FC (%). El número de golpes del ensayo SPT corregido se calcula con la siguiente ecuación.

$$(N_1)_{60} = C_N * C_E * C_R * C_B * C_S * N_m \quad \text{Ecuación 36}$$

Donde C_N es el factor de corrección por sobrecarga, $C_E = ER_m/60\%$, ER_m es el valor medido de la energía entregada por el martillo, C_R es el factor de corrección para diámetros de perforación no estándar, C_S es la corrección por el uso de retenedores (liners) en el toma muestra y N_m es el número de golpes del SPT medido en campo.

El ajuste de $\Delta(N_1)_{60}$ se determina empíricamente a partir de registros históricos de casos de licuación. Este ajuste considera el impacto del contenido de finos (%FC) en la relación CRR y en el número de golpes obtenidos en el ensayo SPT. La evidencia histórica

indica que, al incrementar el contenido de finos en el suelo, la susceptibilidad a la licuación se reduce. Este fenómeno se representa adecuadamente al ajustar los valores del SPT $(N_1)_{60}$ al valor equivalente para arena limpia, es decir, $(N_1)_{60cs}$. Posteriormente, se expresa el CRR en función de $(N_1)_{60cs}$. La fórmula que representa este ajuste es la siguiente:

$$(N_1)_{60cs} = N_{60} + \Delta N_{160} \quad \text{Ecuación 37}$$

$$\Delta N_{160} = \exp \left[1,63 + \frac{9,7}{FC + 0,01} - \left(\frac{15,7}{FC + 0,01} \right)^2 \right] \quad \text{Ecuación 38}$$

Donde N_{60} es el número del golpe del ensayo SPT corregido y FC es el porcentaje de finos.

8.6 Relación de esfuerzo cíclico inducido por el sismo (CSR)

De acuerdo con Boulanger e Idriss (2014), El esfuerzo inducido por el sismo CSR a la profundidad “z” evaluada dentro del perfil de suelo, es generalmente expresado como un valor representativo igual al 65% de la máxima relación de esfuerzo cíclico, tal como se presenta en la siguiente ecuación:

$$CSR_{M,\sigma'_{vc}} = 0,65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vc}} \quad \text{Ecuación 39}$$

Donde:

τ_{max} : máximo esfuerzo cortante inducido por el sismo

σ'_{vc} = esfuerzo efectivo vertical

La elección del nivel de esfuerzo de referencia (factor 0,65) fue seleccionado por Seed e Idriss (1967) y ha sido usado desde entonces. La selección de diferentes niveles de esfuerzos podría alterar los valores de ciertos parámetros y relaciones, pero no tener incidencia en el resultado final.

El valor de τ_{max} puede ser estimado desde un análisis de respuesta de sitio. Sin embargo, dichos análisis requieren información robusta asociada a registro de aceleraciones de sismos y una adecuada caracterización geotécnica del área de estudio. Alternativamente, el máximo esfuerzo cortante inducido por el sismo puede ser estimado usando la ecuación desarrollada por Seed-Idriss como parte del procedimiento simplificado de análisis de licuación.

$$CSR_{M,\sigma'vc} = 0,65 \frac{\sigma_v \times a_{max}}{\sigma'v \times g} \times r_d \quad \text{Ecuación 40}$$

$$CSR_{M=7,5,\sigma'vc=1,0} = \frac{CSR_{M\sigma'v}}{MSF \times K_\sigma} \quad \text{Ecuación 41}$$

donde:

- σ_v : esfuerzo total vertical kPa.
- $\sigma'v$: esfuerzo efectivo kPa.
- a_{max}/g = aceleración horizontal máxima - PGA sismo de diseño.
- M: Magnitud del sismo.
- r_d : factor de reducción por profundidad.

8.7 Factor de reducción por profundidad r_d

Idriss (1999), como extensión del trabajo de Golesorkhi (1989), ejecuto cientos de análisis de respuestas de sitio y concluyo que, para el propósito de desarrollar análisis de licuación, el parámetro r_d , puede ser expresado por la siguiente ecuación:

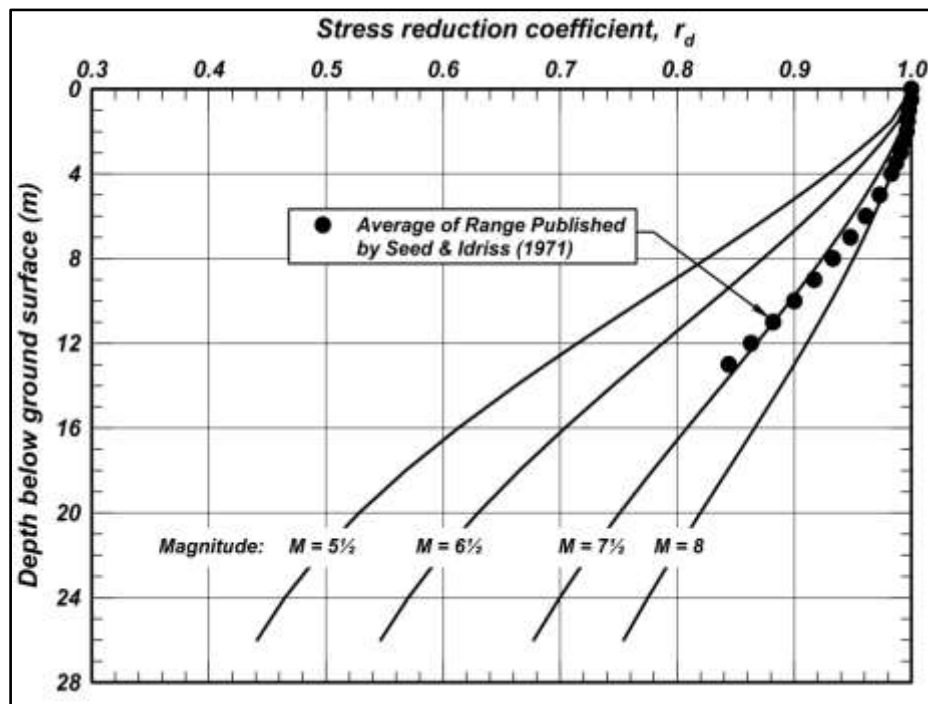
$$r_d = \exp [\alpha(z) + \beta(z) \times M] \quad \text{Ecuación 42}$$

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,12 \times \sin \left[\frac{z}{11,73} + 5,133 \right] \quad \text{Ecuación 43}$$

$$\beta(z) = 0,106 - 1,18 \times \sin \left[\frac{z}{11,28} + 5,142 \right] \quad \text{Ecuación 44}$$

Figura 32

Factor de reducción por profundidad r_d . Fuente: SPT-BASED LIQUEFACTION



Nota. Triggering procedures. (idriss & boulangier, 2014).

8.8 Evaluación del potencial de licuación basado en la velocidad de onda de corte - VS - Kayen et al (2013)

De manera análoga a la evaluación del potencial de licuación con el SPT, esta metodología también emplea la relación entre el esfuerzo cíclico resistente CRR y la relación de esfuerzo cíclico CSR para definir el factor de seguridad ante la licuación, definiéndose esta primera cantidad mediante la siguiente expresión.

$$CRR = \exp \left[\frac{(0.0073 V_{s1})^{2.8011} - 2.6168 * \ln(M_w) - 0.0099 * \ln(\sigma'_v) + 0.0028 * FC - 0.498}{1.946} \right]$$

Ecuación 45

donde V_{s1} es la velocidad de onda de corte normalizada a un esfuerzo de referencia de 1 atm, M_w es la magnitud del sismo, σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo y FC es el contenido de finos en porcentaje.

La velocidad de onda de corte normalizada a un esfuerzo de referencia de 1 atm se encuentra definida por medio de las siguientes expresiones.

$$V_{s1} = C_{vs} * V_s \quad \text{Ecuación 46}$$

$$C_{vs} = \left(\frac{Pa}{\sigma'_v} \right)^{0,25} \leq 1,5 \quad \text{Ecuación 47}$$

Es importante resaltar que esta metodología no emplea un límite superior para la velocidad de onda de corte normalizada V_{s1} , debido a que trabajos recientes han demostrado que este límite es un elemento no conservativo en la evaluación del potencial de licuación,

el cual fue introducido en algunas metodologías debido a los valores históricos de V_s limitados para relaciones de esfuerzo cíclico CSR mayores a 0,2 que existían en ese momento.

Para el cálculo de la relación de esfuerzo cíclico CSR mediante esta metodología se emplea igualmente las siguientes ecuaciones, estimando el factor de reducción por profundidad r_d y el factor de normalización de magnitud del sismo MSF mediante las siguientes ecuaciones.

$$MSF = 15 * M_w^{-1.342} \quad \text{Ecuación 48}$$

$$r_d = \frac{\left(1 + \frac{-23.013 - 2.949 * a_{max} + 0.999 * M_w + 0.0525 * V_{s,12 m}}{16.258 + 0.201 * e^{0.341 * (-d + 0.0785 * V_{s,12 m} + 7.2586)}}\right)}{\left(1 + \frac{-23.013 - 2.949 * a_{max} + 0.999 * M_w + 0.0525 * V_{s,12 m}}{16.258 + 0.201 * e^{0.341 * (0.0785 * V_{s,12 m} + 7.2586)}}\right)}$$

$$\text{Ecuación 49}$$

donde d es la profundidad en metros medida en el punto medio de la capa de análisis y $V_{s,12m}$ es la velocidad de onda promedio de los 12,2 m superiores. Esta metodología tiene una validez en depósitos superficiales de hasta 22 m de profundidad por lo que el factor de corrección por esfuerzo de confinamiento K tiene un valor fijo de 1,0.

8.9 Resultados de los análisis de licuación por métodos semi-empíricos

8.9.1 Perfil de suelo

Las investigaciones geotécnicas realizadas en campo mediante pruebas SPT y MASW permitieron establecer el perfil estratigráfico de la zona en estudio. La **Figura 33**

ilustra el perfil de suelo hasta una profundidad de 30,0 m, que es representativo del área analizada.

Figura 33

Perfil de suelo empleado en los análisis de licuación.

PROFUNDIDAD		TIPO DE SUELO	WATER TABLE
INICIO	FIN		
0,00	1,00	ARENA LIMOSA SUELTA	---
1,00	2,00		
2,00	3,00		
3,00	4,00		
4,00	5,00		
5,00	6,00	ARCILLA LIMOSA	
6,00	7,00		
7,00	8,00		
8,00	9,00		
9,00	10,00	ARENA LIMOSA MEDIO DENSA	
10,00	11,00		
11,00	12,00		
12,00	13,00		
13,00	14,00		
14,00	15,00		
15,00	16,00		
16,00	17,00		
17,00	18,00		
18,00	19,00		
19,00	20,00		
20,00	21,00	ARCILLA LIMOSA	
21,00	22,00		
22,00	23,00		
23,00	24,00		
24,00	25,00	ROCA	
25,00	26,00		
26,00	27,00		
27,00	28,00		
28,00	29,00		
29,00	30,00		
30,00	31,00		

Nota. Elaboración propia.

Este perfil de suelo se caracteriza principalmente por presentar estratos de origen lacustre aluvial, con intercalaciones de capas de arena de diferentes compacidades y arcillas de consistencia blanda a firme.

El propósito de este estudio es evaluar la susceptibilidad a la licuación de los estratos de arena con compacidad que varía de suelta a medio densa, específicamente aquellos ubicados en los primeros 10,0 m del perfil litológico previamente definido.

De acuerdo con el EUROCODE 8 EC8 (2004), en los suelos caracterizados como arenas el riesgo de licuación puede ser descartado cuando alguna de las siguientes condiciones se cumple:

Cuando el suelo es caracterizado como arena arcillosa y contine más del 20% de arcillas con un índice plástico mayor a 10.

Cuando el suelo es caracterizado como arena limosa y contiene más del 35% de limo y los golpes del ensayo SPT $(N_1)_{60}$ son mayores a 20.

Cuando el suelo es caracterizado como arena limpia y tiene golpes del ensayo SPT $(N_1)_{60}$ son mayores a 30.

Para el caso del material arcilloso Boulanger e Idriss (2006) propusieron un nuevo criterio para evaluar la susceptibilidad a la licuación de limos y arcillas saturadas. En este caso el termino licuación es usado incorrectamente, incluso cuando estos materiales exhiben pueden exhibir altos niveles de deformación durante carga monotónica o cíclicas. En el caso de los suelos finos (limos y arcillas) este fenómeno se denomina ablandamiento cíclico. Esto se evidencia generalmente en ensayo cíclicos no drenados donde generalmente se observa una amplificación de deformaciones, asociadas a un incremento gradual de la presión de poros, sin signos de inestabilidad, a menos del caso particular de arcillas sensitivas. El estado de esfuerzo efectivo cero no se alcanza durante los ciclos de carga en suelos finos.

8.9.2 Estimación del factor CCR

8.9.2.1 Estimación de $(N_1)_{60}$

La corrección de los golpes del ensayo SPT se hizo con base en la Norma ASTM D6066 – 11. En la Tabla 23 se presentan los números de golpes del ensayo SPT en campo para los seis (6) sondeos ejecutados. Básicamente los datos requeridos de la investigación geotécnica ejecutada en campo corresponden a la profundidad inicial y final del muestreo, el peso específico total del suelo y el porcentaje de suelo fino (PT #200).

Tabla 23

Datos de entrada para la estimación de la corrección del número de golpes del ensayo SPT.

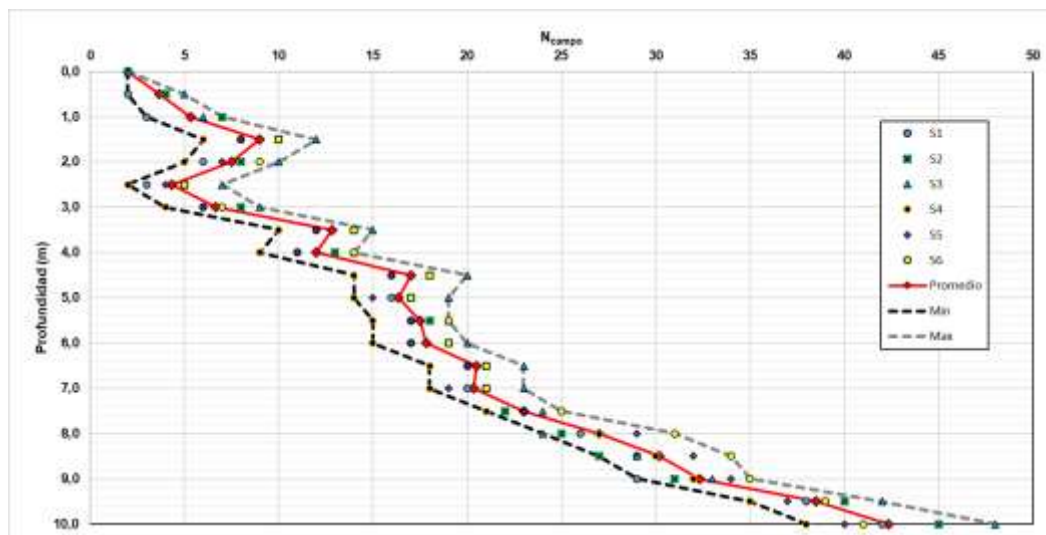
Prof. fin muestreo	Tipo de suelo predominante	N _{campo}						N _{campo} Promedio	N _{campo} Mínimo	N _{campo} Máximo	No. Datos	Desv. Estandar
		S1	S2	S3	S4	S5	S6					
0,0	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	2	2	2					2	2	3	
0,5	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	2	4	5				4	2	5	3	1,53
1,0	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	3	7	6				5	3	7	3	2,08
1,5	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	8	10	12	6	8	10	9	6	12	6	2,10
2,0	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	6	8	10	5	7	9	8	5	10	6	1,87
2,5	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	3	5	7	2	4	5	4	2	7	6	1,75
3,0	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	6	8	9	4	6	7	7	4	9	6	1,75
3,5	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	12	14	15	10	12	14	13	10	15	6	1,83
4,0	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	11	13	14	9	11	14	12	9	14	6	2,00
4,5	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	16	18	20	14	16	18	17	14	20	6	2,10
5,0	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	16	17	19	14	15	17	16	14	19	6	1,75
5,5	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	17	18	19	15	17	19	18	15	19	6	1,52
6,0	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	17	19	20	15	17	19	18	15	20	6	1,83
6,5	ARCILLA LIMOSA	20	21	23	18	20	21	21	18	23	6	1,64
7,0	ARCILLA LIMOSA	20	21	23	18	19	21	20	18	23	6	1,75
7,5	ARCILLA LIMOSA	23	22	24	21	23	25	23	21	25	6	1,41
8,0	ARCILLA LIMOSA	26	25	24	27	29	31	27	24	31	6	2,61
8,5	ARCILLA LIMOSA	29	27	29	30	32	34	30	27	34	6	2,48
9,0	ARCILLA LIMOSA	29	31	33	32	34	35	32	29	35	6	2,16
9,5	ARCILLA LIMOSA	38	40	42	35	37	39	39	35	42	6	2,43
10,0	ARCILLA LIMOSA	42	45	48	38	40	41	42	38	48	6	3,61

Nota. Elaboración propia.

En la **Figura 34** se presenta la variación del número de golpes (N_{campo}) para los sondeos ejecutados. Adicionalmente, se presenta el rango de variación de dichos valores para cada profundidad.

Figura 34

Variación del número de golpes del SPT de campo respecto a la profundidad N_{campo} .



Nota. Elaboración propia.

En la Tabla 24 se presentan los factores de corrección asociados al ajuste por longitud de tubería (C_R), tipo de muestreador (C_S) y diámetro de perforación (C_B), los cuales se resaltan en color rojo.

Tabla 24

Factores de corrección empleado para corrección de los golpes del ensayo SPT. Adaptado de Skempton (196) y Takimatsu y Seed (1987).

C_R	Longitud de tubería	> 10 m	1,00
		6 -10 m	0,95
		4 -6 m	0,85
		3 - 4 m	0,75
C_S	Muestreador estándar		1,00
	Muestreador sin "liners"		1,20
C_B	Diámetro de la perforación	65 - 115 mm	1,00
		150 mm	1,05
		200 mm	1,15

Nota. Elaboración propia.

Al aplicar la Norma ASTM D6066 – 11 se obtienen el número de golpes corregido $(N_1)_{60}$. Para este caso, en cada sondeo se aplicó la metodología de corrección y posteriormente se estimó el promedio de estos golpes para ser empleados en el cálculo del factor CRR, tal como se presenta en la Tabla 25.

Tabla 25

Número de golpes corregidos para cada sondeo ejecutado en la zona de estudio.

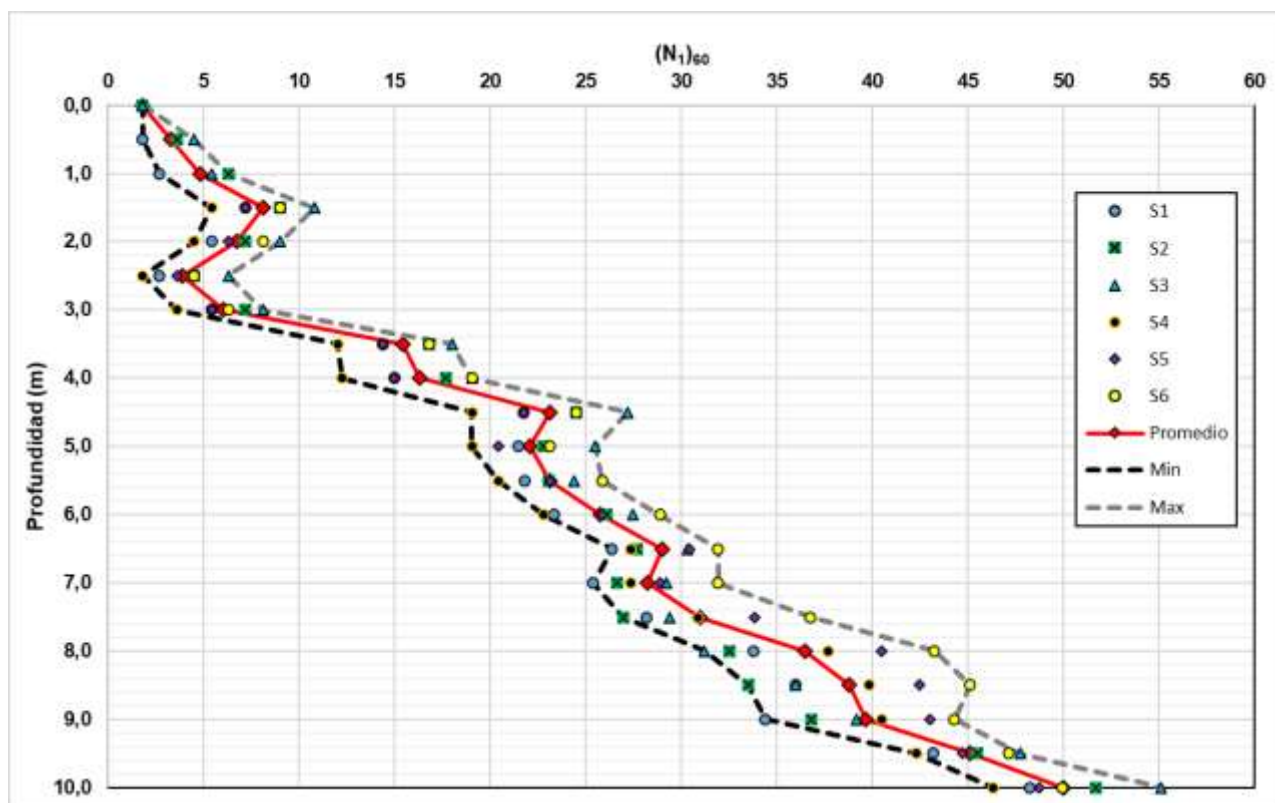
Prof. fin muestreo	Tipo de suelo predominante	$(N_1)_{60}$						$(N_1)_{60}$ Promedio	$(N_1)_{60}$ Mínimo	$(N_1)_{60}$ Máximo	No. Datos	Desv. Estandar
		S1	S2	S3	S4	S5	S6					
0,0	ARENA LIMOSA COLOR GRIS								0	0	0	
0,5	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	2	4	5				3	2	5	3	1,37
1,0	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	3	6	5				5	3	6	3	1,87
1,5	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	7	9	11	5	7	9	8	5	11	6	1,89
2,0	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	5	7	9	5	6	8	7	5	9	6	1,68
2,5	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	3	5	6	2	4	5	4	2	6	6	1,58
3,0	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	5	7	8	4	5	6	6	4	8	6	1,58
3,5	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	14	17	18	12	14	17	15	12	18	6	2,20
4,0	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	15	18	19	12	15	19	16	12	19	6	2,72
4,5	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	22	24	27	19	22	24	23	19	27	6	2,85
5,0	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	21	23	25	19	20	23	22	19	25	6	2,27
5,5	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	22	23	24	20	23	26	23	20	26	6	1,90
6,0	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	23	26	27	23	26	29	26	23	29	6	2,34
6,5	ARCILLA LIMOSA	26	28	30	27	30	32	29	26	32	6	2,17
7,0	ARCILLA LIMOSA	25	27	29	27	29	32	28	25	32	6	2,29
7,5	ARCILLA LIMOSA	28	27	29	31	34	37	31	27	37	6	3,70
8,0	ARCILLA LIMOSA	34	32	31	38	40	43	36	31	43	6	4,78
8,5	ARCILLA LIMOSA	36	33	36	40	42	45	39	33	45	6	4,44
9,0	ARCILLA LIMOSA	34	37	39	40	43	44	40	34	44	6	3,73

Prof. fin muestreo	Tipo de suelo predominante	$(N_1)_{60}$						$(N_1)_{60}$ Promedio	$(N_1)_{60}$ Mínimo	$(N_1)_{60}$ Máximo	No. Datos	Desv. Estandar
		S1	S2	S3	S4	S5	S6					
9,5	ARCILLA LIMOSA	43	45	48	42	45	47	45	42	48	6	2,14
10,0	ARCILLA LIMOSA	48	52	55	46	49	50	50	46	55	6	3,08

Nota. Fuente: Elaboración propia.

Figura 35

Variación del número de golpes del SPT N_{160} respecto a la profundidad N_{campo} .



Nota. Elaboración propia.

8.10 Cálculo de la resistencia a la licuación ($CRR_{M=7,5}$; $s'v=1$ atm)

Para la estimación de la resistencia a la licuación de las capas de suelo evaluadas se estimó la correlación entre el factor CRR y $(N_1)_{60}$, la cual se ve afectada por el contenido de finos del suelo (%FC).

$$CRR_{M=7,5,\sigma'vc=1,0} = f [(N_1)_{60}, FC] \quad \text{Ecuación 50}$$

Para simplificar desde un punto de vista matemático, esta correlación se puede expresar en términos del número de golpes obtenidos en el ensayo SPT, equivalente a los de arena limpia (clean sand).

$$CRR_{M=7,5,\sigma'vc=1,0} = f [(N_1)_{60CS}] \quad \text{Ecuación 51}$$

$$CRR_{M=7,5,\sigma'vc=1,0} = \exp \left[\left(\frac{N_{160CS}}{14,1} \right) + \left(\frac{N_{160CS}}{126} \right)^2 - \left(\frac{N_{160CS}}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{N_{160CS}}{25,4} \right)^4 - 2,80 \right]$$

$$\text{Ecuación 52}$$

Para los casos siguientes, no se calculó el factor CRR relacionado con la resistencia a la licuación, ya que se asume que estos escenarios no poseen riesgos asociados a dicho fenómeno:

Cuando el suelo es caracterizado como arena arcillosa y contine más del 20% de arcillas con un índice plástico mayor a 10.

Cuando el suelo es caracterizado como arena limosa y contiene más del 35% de limo y los golpes del ensayo SPT $(N_1)_{60}$ son mayores a 20.

Cuando el suelo es caracterizado como arena limpia y tiene golpes del ensayo SPT $(N_1)_{60}$ son mayores a 30.

Cuando el nivel freático está localizado por debajo de la capa de suelo evaluada.

Contenido de finos (PT#200) > 50.

Cuando las capas de suelo evaluadas presentan los escenarios anteriormente descritos, se define la capa como “No licuable”.

La **Tabla 26** muestra un resumen de la estimación de resistencia a la licuación en capas de suelo de 50 cm, correspondientes a los sondeos efectuados para evaluar la susceptibilidad ante dicho fenómeno.

Tabla 26

Numero de golpes normalizado por "Clean Sand" y resistencia a la licuación CRR en las capas de suelo del área evaluada.

Profundidad Inicial (m)	Profundidad final (m)	(N ₁) ₆₀	% FC	Δ(N ₁) ₆₀	(N ₁) _{60CS}	CRR _{M=7.5, σ'v=1 atm}
0,0	0,5	2	19,0	4,3	6,0	No licuable
0,5	1,0	3	19,0	4,3	8,0	No licuable
1,0	1,5	5	19,0	4,3	9,0	0,11
1,5	2,0	8	19,0	4,3	12,0	0,13
2,0	2,5	7	19,0	4,3	11,0	0,13
2,5	3,0	4	19,0	4,3	8,0	0,10
3,0	3,5	6	19,0	4,3	10,0	0,12
3,5	4,0	15	19,0	4,3	20,0	0,21
4,0	4,5	16	19,0	4,3	21,0	0,22
4,5	5,0	23	19,0	4,3	27,0	0,35
5,0	5,5	22	19,0	4,3	26,0	0,32
5,5	6,0	23	19,0	4,3	27,0	0,35
6,0	6,5	26	19,0	4,3	30,0	0,48
6,5	7,0	29	19,0	4,3	33,0	0,76
7,0	7,5	28	19,0	4,3	33,0	0,76
7,5	8,0	31	19,0	4,3	35,0	1,11
8,0	8,5	36	70,0	5,6	42,0	No licuable
8,5	9,0	39	70,0	5,6	44,0	No licuable
9,0	9,5	40	70,0	5,6	45,0	No licuable
9,5	10,0	45	70,0	5,6	51,0	No licuable

Nota. Elaboración propia.

8.11 Estimación del factor CSR

8.11.1 Espectro de amenaza

El espectro de amenaza uniforme para el cuantil 85 del municipio de Barrancabermeja fue obtenido de la base de datos del Sistema de Amenaza Sísmica del Servicio Geológico Colombiano.

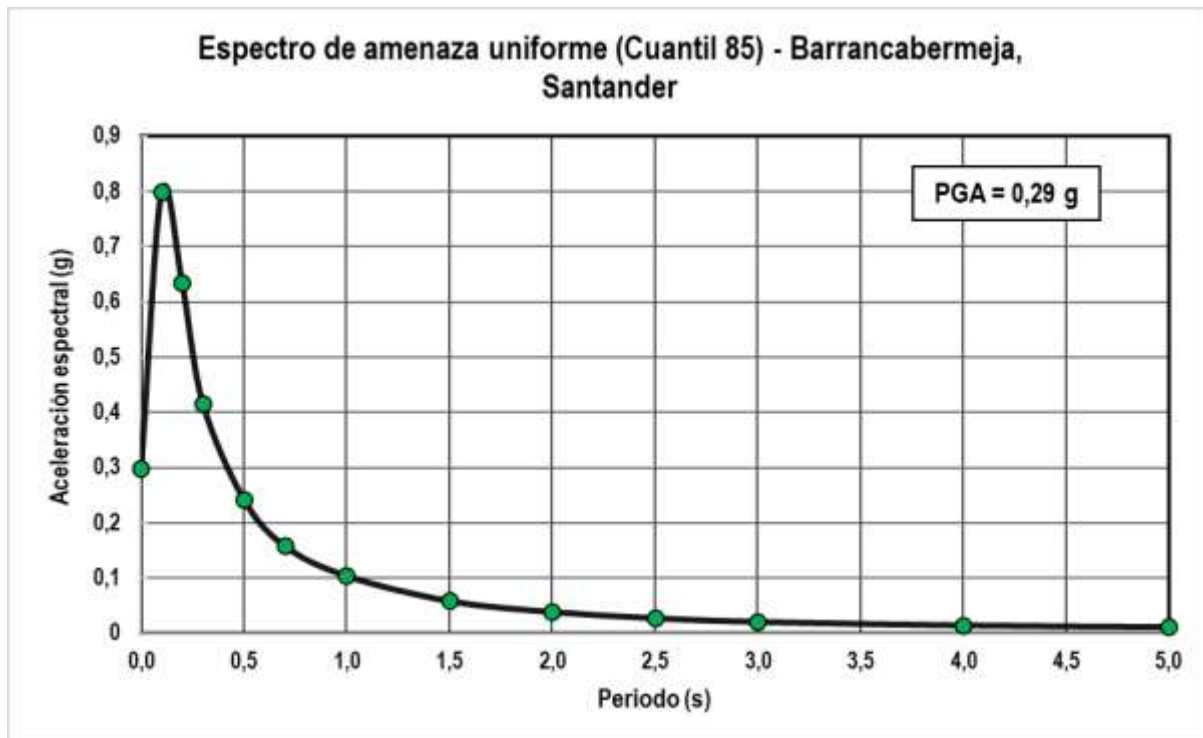
Este espectro es calculado del estudio de amenaza sísmica de Colombia, dado un periodo de exposición, las probabilidades de excedencia de diferentes intensidades del movimiento del terreno. Dichas intensidades se expresan en términos de aceleraciones espectrales, que se calculan a nivel de roca firme, con velocidad de onda de corte promedio en los 30 m superficiales de 760 m/s.

Los resultados del presente estudio de amenaza sísmica de Colombia corresponden a mapas de amenaza, curvas de amenaza y espectros de amenaza uniforme en roca firme, y pueden ser utilizados como referencia para actividades de conocimiento y reducción del riesgo sísmico, así como para fortalecer la capacidad de respuesta ante desastres de escalas nacional y regional, en términos de factibilidad.

En la se presenta el espectro de amenaza sísmica para el municipio de Barrancabermeja empleado en los análisis para la evaluación de la demanda cíclica o factor CSR.

Figura 36

Espectro de amenaza uniforme para el municipio de Barrancabermeja-Santander.



Nota. Elaboración propia.

8.11.2 Sismos representativos de la base de datos de Peer

Los sismos empleados para la estimación de la demanda cíclica fueron consultados en la base de datos web Pacific Earthquake Engineering Center (PEER).

Para esto se consultó la base de datos NGA-West2 - Sismo superficiales en regímenes tectónicos activos. La base de datos de movimientos del suelo NGA-West2 incluye un conjunto muy grande de movimientos del suelo registrados en terremotos superficiales en regímenes tectónicos activos en todo el mundo. La base de datos tiene uno de los conjuntos de metadatos más completos, que incluyen diferentes medidas de distancia, varias caracterizaciones de sitios, datos de fuentes de terremotos, etc. La versión actual de la base de datos es similar a la base de datos NGA-West2, que se utilizó para desarrollar el Modelos de movimiento del suelo (GMM) NGA-West2 de 2014 [14]

A continuación, en la **Tabla 27** se presentan los parámetros de búsqueda en la base de datos de PEER.

Tabla 27*Parámetros de sismos característicos*

Tipo de Falla	Todos los tipos
Magnitud mín., máx.	6.0, 7.0
R_JB (km) mín., máx.	20, 70
R_rup (km) mín., máx.	10, 30
Vs 30 (m/s) mín., máx.	360, 760
D5-95 (sec) mín., máx.	15, 60
Número máx. de registros	30

*Nota.*Elaboración propia.

Donde:

R_JB: Distancia de ruptura al plano Joyner-Boore

R_rup: Distancia al plano de ruptura más cercano

Vs 30: Velocidad de onda cortante promedio en los 30,0 m superiores

D5-95: Duración significativa, el tiempo necesario para acumular entre el 5 y el 95 por ciento de la intensidad total de Arias. Si la búsqueda es para dos componentes en pares, se proporcionan duraciones para los componentes FN y FP.

En la **Tabla 28** y **Figura 37** se presentan los registros y señales escalados de los ocho (8) sismos elegidos para el cálculo de la demanda cíclica característica del proyecto.

Tabla 28*Sismos filtrados de la base de dato de PEER.*

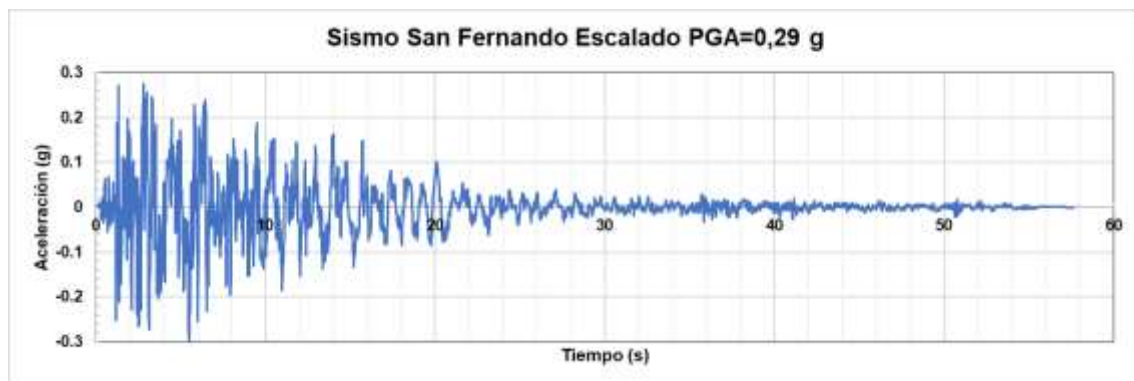
Evento	Año	Magnitud (Mw)	PGA (g) sin escala	Factor de Escala	PGA (g) con escala
San Fernando	1971	6.61	0.11	2.66	0.29
Irpinia, Italia	1980	6.9	0.11	2.76	0.29
N. Palm Springs	1986	6.06	0.05	5.62	0.29

Evento	Año	Magnitud (Mw)	PGA (g) sin escala	Factor de Escala	PGA (g) con escala
Chi-Chi, Taiwan	1999	6.2	0.16	1.76	0.29
Tottori, Japón	2000	6.61	0.24	1.23	0.29
Chuetsuoki, Japón	2007	6.8	0.22	1.33	0.29
Iwate, Japan	2008	6.9	0.12	2.33	0.29
Joshua Tree, CA	1992	6,1	0.10	2.92	0.29

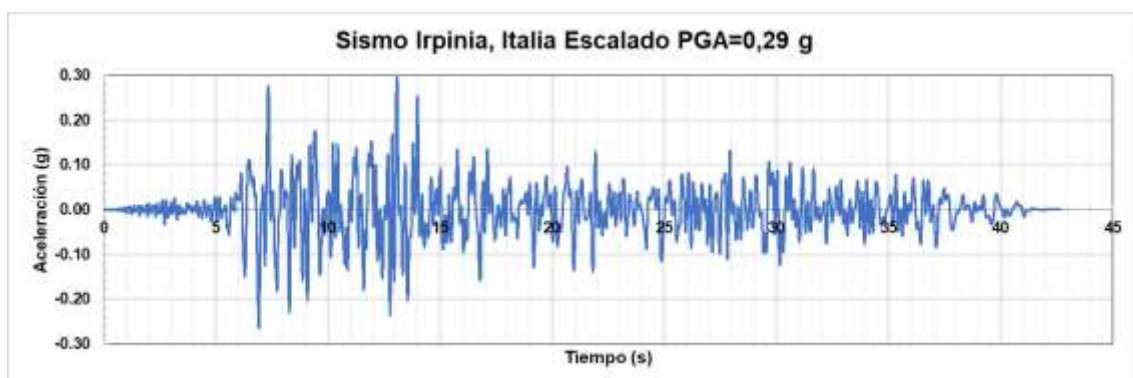
Nota. Elaboración propia.

Figura 37

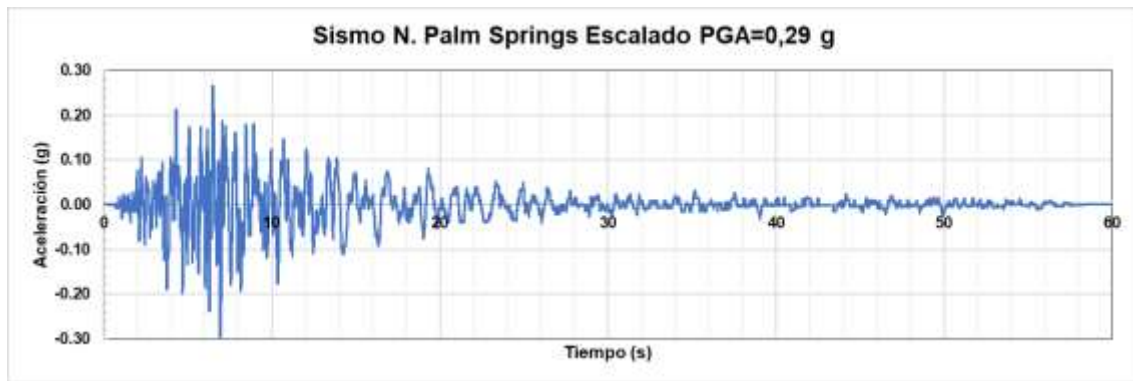
Señales de sismos escalados a un PGA de 0,29 g obtenidos de la base de datos de PEER.



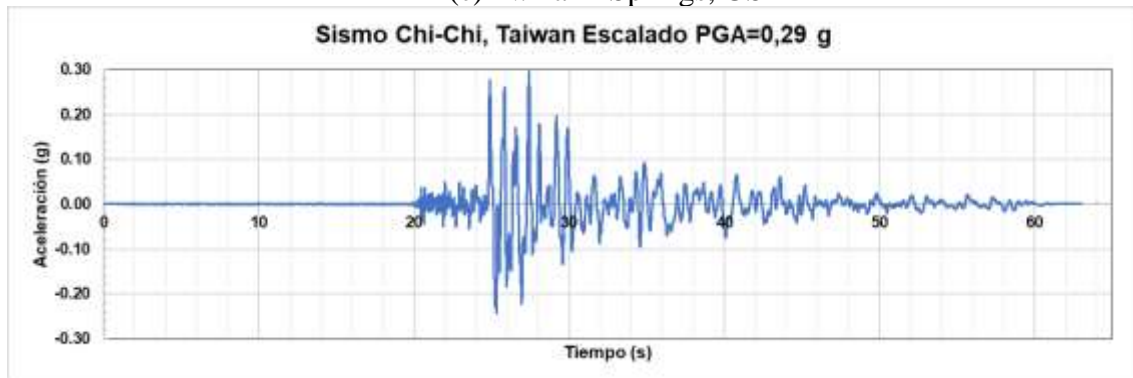
(a) San Fernando, USA



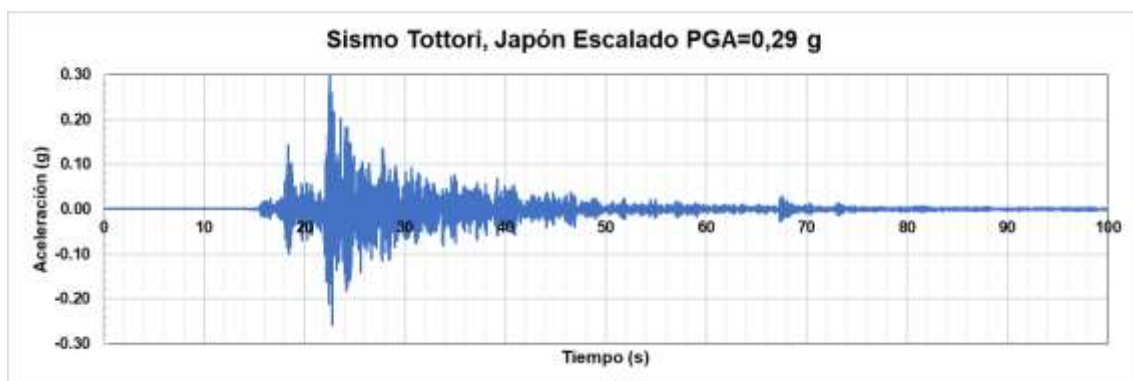
(b) Irpinina, Italia



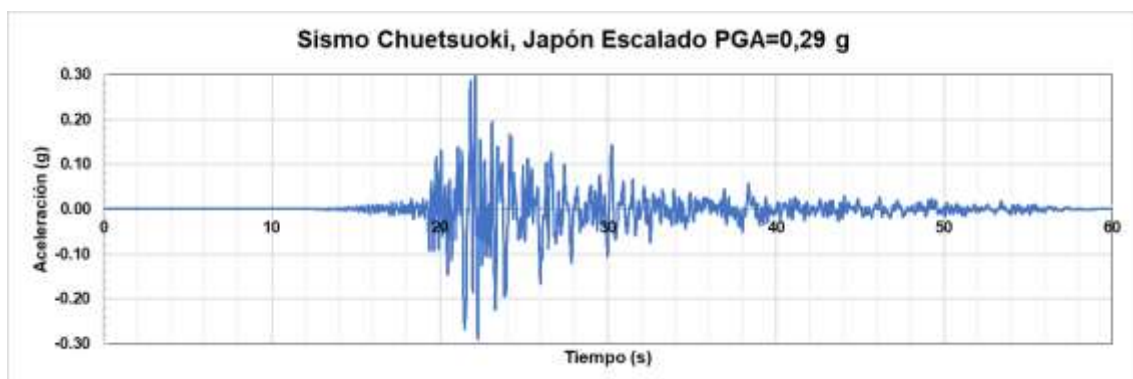
(c) N. Palm Springs, USA



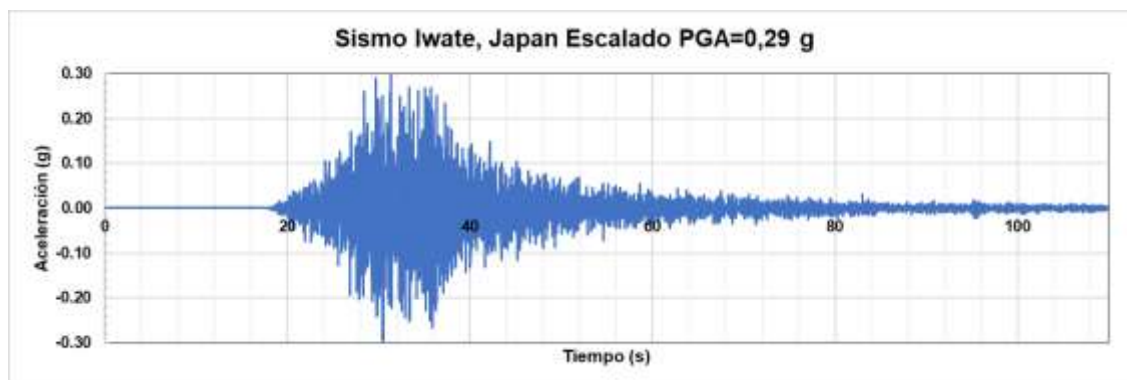
(d) Chi-Chi, Taiwan



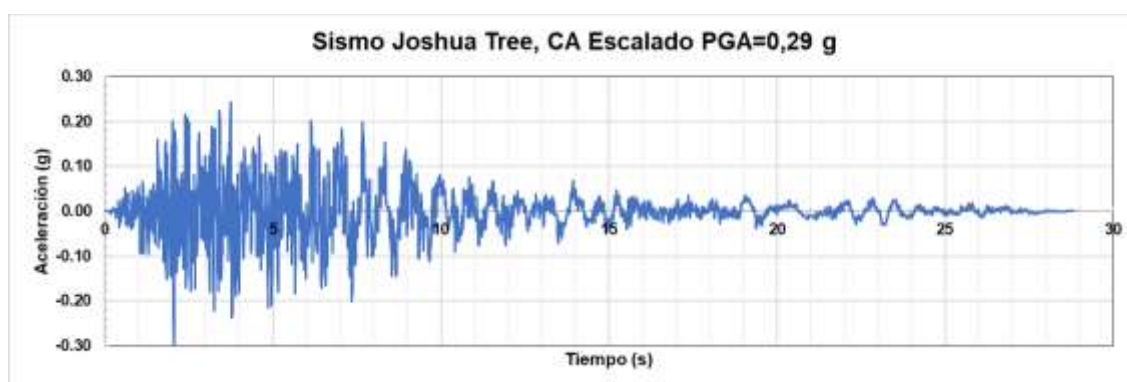
(e) Tottori, Japón



(f) Chuetsuoki, Japón



(g) Iwate, Japón



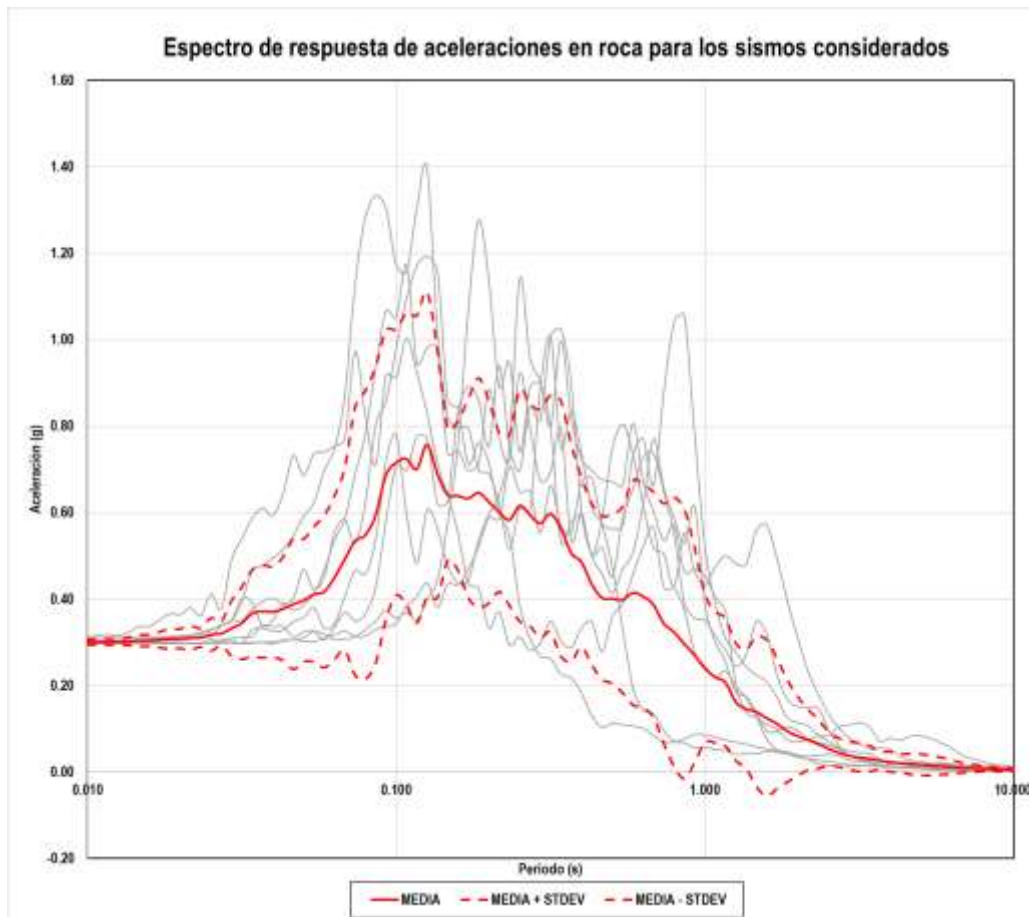
(h) Joshua Tree, USA

Nota. Elaboración propia.

Asimismo, se graficaron los espectros de respuesta en roca para los ocho (8) sismos considerados y mencionados anteriormente, los cuales se ajustan al espectro de diseño adoptado para la ciudad de Barrancabermeja, Santander. En la **Figura 38** se presenta el espectro de diseño tomado del software Strata, el cual corresponde a la media del análisis estadístico de los datos de aceleración para que periodo asociado.

Figura 38

Espectros de diseño considerado para el análisis de respuesta de sitio.



Nota. Tomado de resultados de análisis mediante software STRATA.

8.11.3 Análisis de respuesta de sitio (Software Strata)

El software STRATA realiza análisis de respuesta de sitio mediante métodos lineales equivalentes, tomando como datos de entrada ya sea sismos o frecuencias vibratorias aleatorias (RVT). En el contexto de esta tesis, se utilizarán registros de sismos históricos vinculados al espectro característico del sitio bajo estudio.

El software Strata estima la respuesta dinámica de un sitio a partir de una columna de suelo unidimensional mediante la propagación de ondas lineales, donde las propiedades dinámicas del suelo varían según la deformación. Esta técnica es ampliamente conocida como el método de análisis lineal equivalente, introducido originalmente en el programa SHAKE (referenciado en Schnabel et al. 1972 e Idriss y Sun 1992). Al igual que SHAKE,

Strata se centra en calcular la respuesta de ondas de corte polarizadas horizontalmente que se desplazan verticalmente a través de un sitio de capas horizontales.

El perfil de suelo empleado en los análisis se presenta en la siguiente **Figura 39**.

Figura 39

Perfil de suelo definido para la zona estudio

PROFUNDIDAD		TIPO DE SUELO
INICIO	FIN	
0,00	1,00	ARENA LIMOSA SUELTA
1,00	2,00	
2,00	3,00	
3,00	4,00	
4,00	5,00	
5,00	6,00	
6,00	7,00	ARCILLA LIMOSA
7,00	8,00	
8,00	9,00	
9,00	10,00	ARENA LIMOSA MEDIO DENSA
10,00	11,00	
11,00	12,00	
12,00	13,00	
13,00	14,00	
14,00	15,00	
15,00	16,00	
16,00	17,00	
17,00	18,00	
18,00	19,00	
19,00	20,00	
20,00	21,00	ARCILLA LIMOSA
21,00	22,00	
22,00	23,00	
23,00	24,00	
24,00	25,00	ROCA
25,00	26,00	
26,00	27,00	
27,00	28,00	
28,00	29,00	
29,00	30,00	
30,00	31,00	

Nota. Elaboración propia.

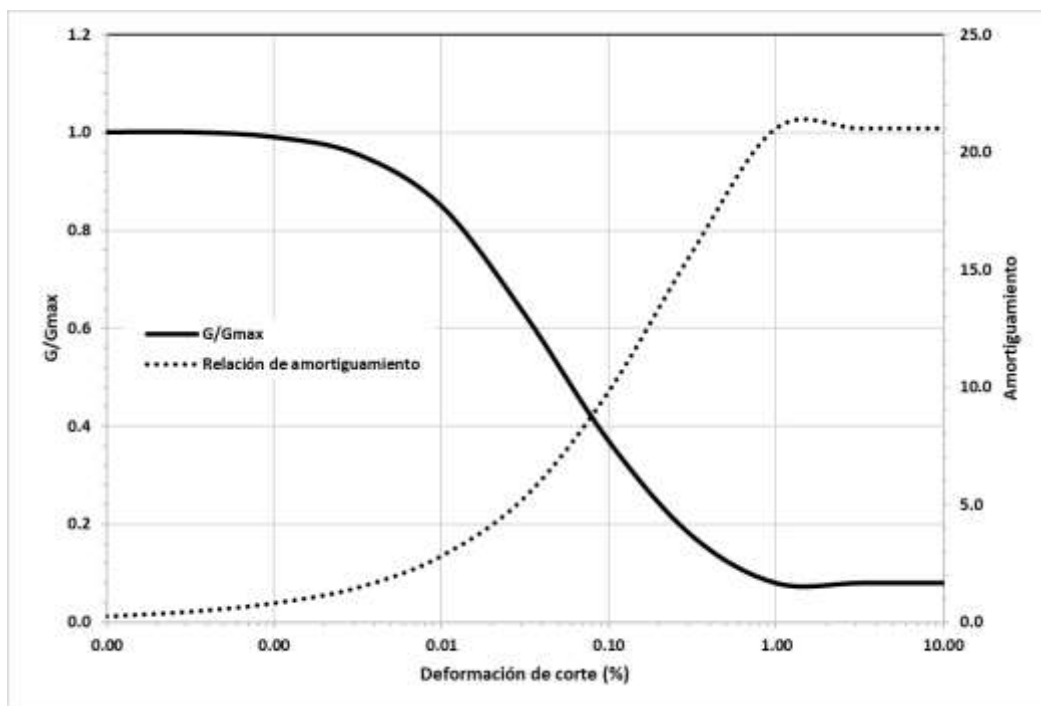
En un sistema dinámico, las propiedades que gobiernan la respuesta son la masa, la rigidez y el amortiguamiento. En el suelo bajo carga sísmica de corte, la masa del sistema se caracteriza por la densidad de masa (ρ) y la altura de la capa (h), la rigidez se caracteriza

por el módulo de corte (G) y el amortiguamiento se caracteriza por el coeficiente de amortiguamiento viscoso (D). Modelar el comportamiento dinámico del suelo es desafiante debido a su naturaleza no lineal, de modo que tanto la rigidez como el amortiguamiento del sistema varían con la deformación por corte. La Sección 2.1.2 introdujo el análisis de respuesta del sitio equivalente lineal en el que la respuesta no lineal del suelo se simplificó en un sistema lineal que utilizó propiedades dinámicas compatibles con la deformación (G y D). Este análisis requiere que la dependencia de la deformación de las propiedades no lineales dentro de una capa esté completamente caracterizada.

Las capas de suelo arenoso y arcilloso presentados en la **Figura 40**, se caracterizaron con las curvas de degradación del módulo de corte G_{max}/G y amortiguamiento de Idriss (1990).

Figura 40

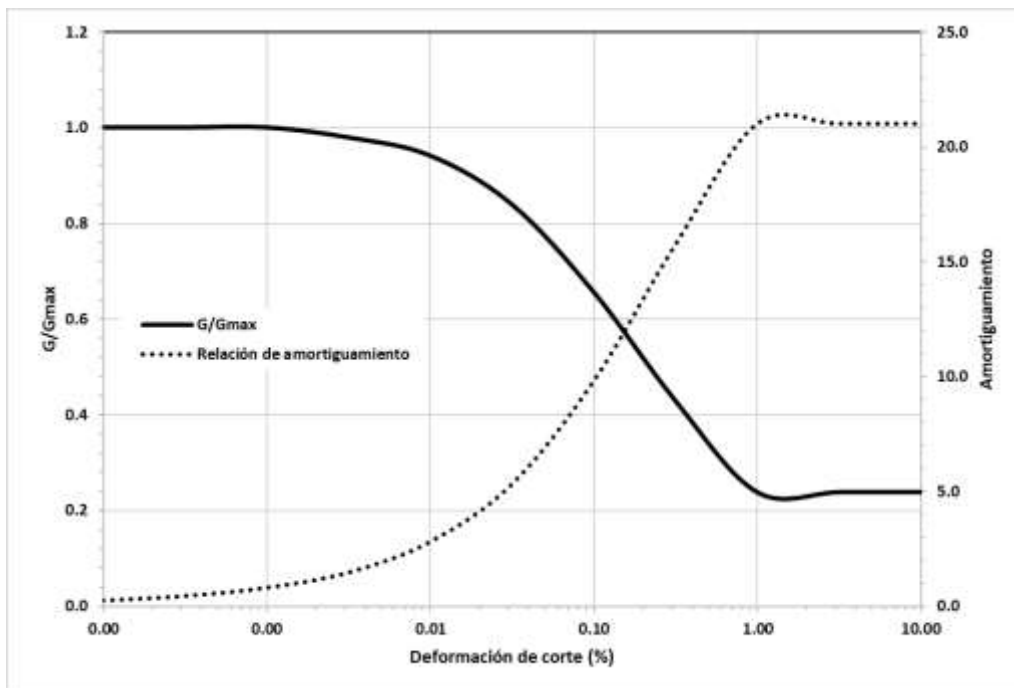
Degradación del módulo de corte y amortiguamiento para el suelo tipo arena (Idriss, 1990)



Nota. Tomado de software STRATA.

Figura 41

Degradación del módulo de corte y amortiguamiento para el suelo tipo arcilla (Idriss, 1990)



Nota. Tomado de software STRATA.

Definir la densidad de masa del sistema es un proceso directo, ya que la densidad del suelo se encuentra dentro de un rango limitado según el tipo de suelo, y se puede hacer una buena estimación de la densidad de masa basada en el tipo de suelo. La caracterización de las propiedades de rigidez y amortiguamiento del suelo es más complicada, siendo el enfoque más riguroso la realización de pruebas tanto en el campo como en el laboratorio.

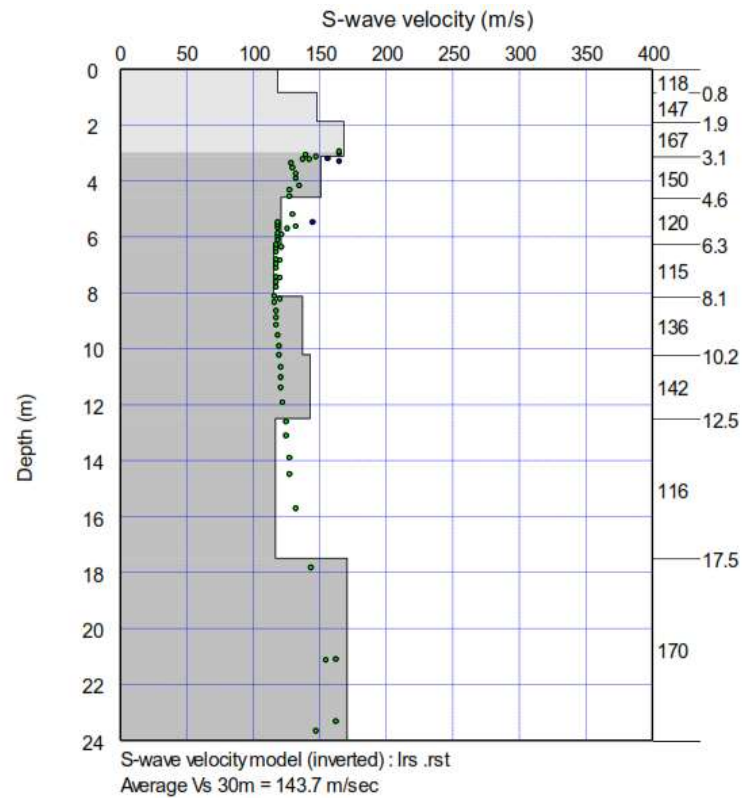
El módulo de corte y el amortiguamiento del material del suelo se caracterizan utilizando el módulo de corte a pequeña deformación (G_{max}), las curvas de reducción de módulo que relacionan G/G_{max} con la deformación por corte, y las curvas del coeficiente de amortiguamiento que relacionan D con la deformación por corte.

El módulo de corte a pequeña deformación se caracteriza mejor mediante la medición in situ de la velocidad de onda de corte en función de la profundidad. El perfil de

velocidad de onda de corte se muestra en la **Figura 42**. El perfil suele dividirse en capas discretas con una velocidad de onda de corte generalmente creciente con la profundidad.

Figura 42

Perfil de velocidad de onda de corte Vs30.



*Nota.*Elaboración propia.

Posteriormente, los registros sismogénicos de la base de datos de PEER se cargan en el software debidamente escalados al PGA de diseño como se muestra en la **Tabla 29**.

Tabla 29

Registros sismogénicos cargados en la base de datos de PEER.

Descripción	Tipo	PGA (g)	PGV (cm/s)	Factor de escala
San Fernando, 2/9/1971, Palmdale Fire Station, 120	Outcrop (2A)	0.29	36.41	2.66
Irpinia Italy-01, 11/23/1980, Mercato San Severino, 0	Outcrop (2A)	0.29	19.67	2.76
N. Palm Springs, 7/8/1986, Joshua Tree, 0	Outcrop (2A)	0.29	23.13	5.62

Descripción	Tipo	PGA (g)	PGV (cm/s)	Factor de escala
Chi-Chi Taiwan-03, 9/20/1999, CHY074, E	Outcrop (2A)	0.29	40.39	4.8
Tottori Japan, 10/6/2000, OKYH08, EW	Outcrop (2A)	0.29	14.68	1.24
Chuetsu-oki, 7/16/2007, Joetsu Yasuzukaku Yasuzuka, EW	Outcrop (2A)	0.29	30.78	1.33
Iwate, 6/13/2008, IWTH04, NS	Outcrop (2A)	0.29	12.88	2.33
Joshua Tree CA , 4/23/1992, Morongo Valley Fire Station, UP	Outcrop (2A)	0.29	13.02	2.92

Nota. Elaboración propia.

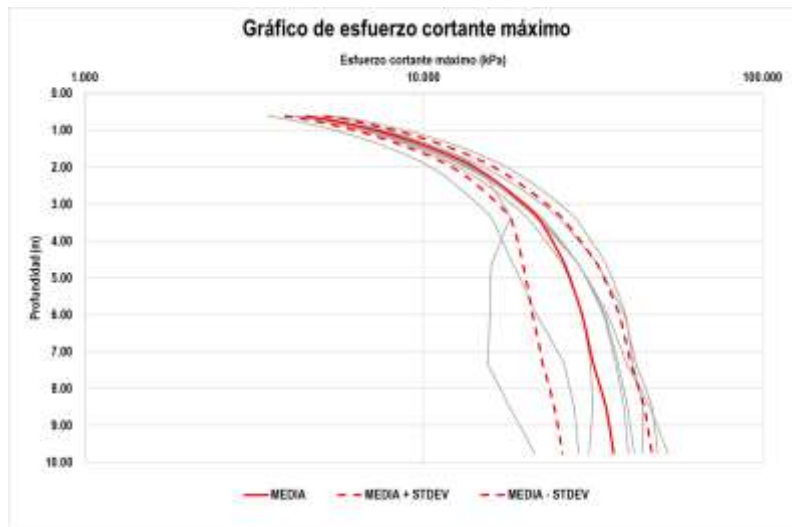
Como resultados del análisis de respuesta de sitio el software Strata se obtienen los siguientes gráficos asociados al cortante máximo τ_{max} , la relación de esfuerzo cortante y esfuerzo vertical total τ/σ_v , así como el factor de reducción de esfuerzo r_d .

Los resultados del análisis de respuesta del sitio mediante el software Strata generan gráficos pertinentes al cortante máximo (τ_{max}), la relación entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo vertical total (τ/σ_v), así como el factor de reducción de esfuerzo (r_d).

En la **Figura 43** se presenta la variación del esfuerzo cortante máximo inducido por el fenómeno sísmico considerado en el estrato de suelo. Este parámetro se emplea directamente en el cálculo de CSR (Cyclic Stress Ratio). Adicionalmente se evidencia que dichos esfuerzos oscilan en valores de 2,0 a 36,0 kPa.

Figura 43

Variación del esfuerzo cortante máximo τ_{max} en función de la profundidad.



Nota. Elaboracion propia mediante software STRATA.

En la **Figura 44** adicionalmente, se presenta el gráfico asociado a la relación de esfuerzos cortantes y verticales totales que son inducidos el suelo ante la aplicación del sismo de diseño. Esta relación es útil para chequear la calibración del modelo del software Strata.

Figura 44

Variación de la relación de esfuerzos τ/σ_v en función de la profundidad.



Nota. Elaboracion propia mediante software STRATA.

Finalmente, en la **Figura 45** se presenta la variación del coeficiente de reducción de esfuerzos estimado a partir del análisis de respuesta de sitio ejecutado en el software Strata,

el cual es función básicamente de la profundidad de análisis, las características y magnitud del sismo de diseño y de las propiedades dinámicas del suelo.

Figura 45

Variación del coeficiente de reducción de esfuerzos en función de la profundidad.



Nota. Elaboracion propia mediante software STRATA.

8.11.4 MSF

Este factor se emplea para considerar los efectos de la duración del sismo, específicamente en relación con el número de ciclos de carga. Dicho parámetro se calcula con la siguiente ecuación:

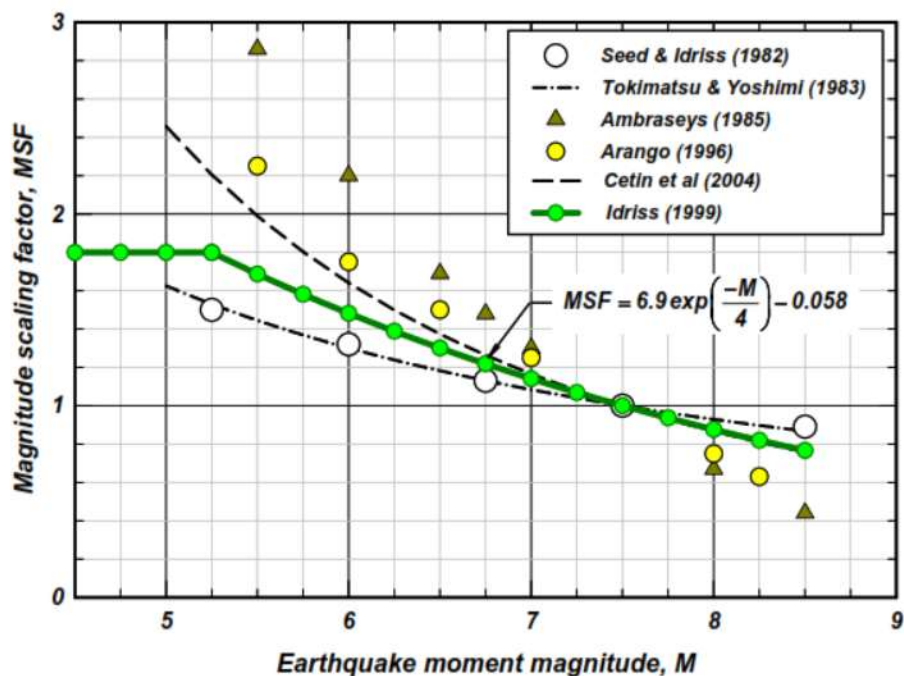
$$MSF = 6,9 \times \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0,058 \leq 1,8 \quad \text{Ecuación 53}$$

Los valores superiores del factor MSF son asignados para sismos con pequeñas magnitudes para los cuales se considera un único pico de esfuerzo que domina la serie de

frecuencias del evento sísmico. En la **Figura 46** se presenta la relación derivada de la ecuación anterior.

Figura 46

Relación de factor de normalización de magnitud (MSF).

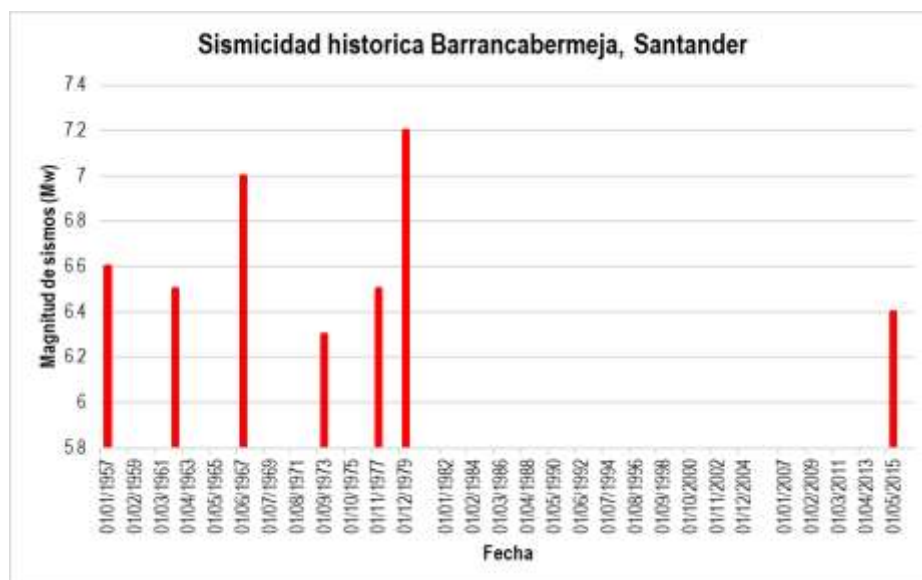


Nota. Spt-based liquefaction triggering procedures. (idriss & boulangier, 2014).

De acuerdo con la sismicidad histórica del municipio de Barrancabermeja, la cual se presenta en la **Figura 47**, el sismo representativo para dicha zona corresponde a una magnitud de 7,0. Por lo tanto, para este valor de magnitud de sismo el valor del coeficiente MSF es de 1,14.

Figura 47

Sismicidad historica en el municipio de Barrancabermeja.



Nota. Tomado de Servicio Geológico Colombiano.

8.11.5 Resultados análisis de evaluación del potencial de licuación basado en SPT – Boulanger e Idriss (2014)

De acuerdo con lo presentado en la **Tabla 30**

Resultados de potencial de licuación basado en el ensayo SPT

Se evidencia que, para las condiciones evaluada, se presentan Factores de Seguridad menores o muy cercanos a 1,2. Esto plantea la posibilidad de que estos estratos sean susceptibles a la licuación. Estos resultados indicando que bajo las condiciones analizadas en el estrato de arena limosa es licuable hasta aproximadamente 5,50 m de profundidad.

No obstante, es importante destacar que el perfil de suelo identificado a través de las perforaciones se compone principalmente de arenas limosas sueltas y arcillas limosas con poca arena, humedad baja, plasticidad media y consistencia de media a muy dura. En relación con estos estratos arcillosos, se plantea inadecuado aplicar la metodología de Boulanger e Idriss (2014) para evaluar el potencial de licuación, ya que esta metodología se basó en conjuntos de datos que no representan de manera precisa el comportamiento de las arcillas presentes en las perforaciones. Los autores resaltan que el uso del término licuación

en estos casos puede ser incorrecto, incluso si el material muestra niveles significativos de deformación cortante durante cargas monotónicas o cíclicas. Por lo tanto, para describir el fenómeno de largas deformaciones y pérdida de resistencia en suelos arcillosos, el término más apropiado es Ablandamiento Cíclico. Adicionalmente, el riesgo de licuación en estos estratos arcillosos puede ser descartado, dado que los suelos identificados poseen un contenido de finos superior al 35% y un índice de plasticidad (IP) superior a 10 ($IP > 10$).

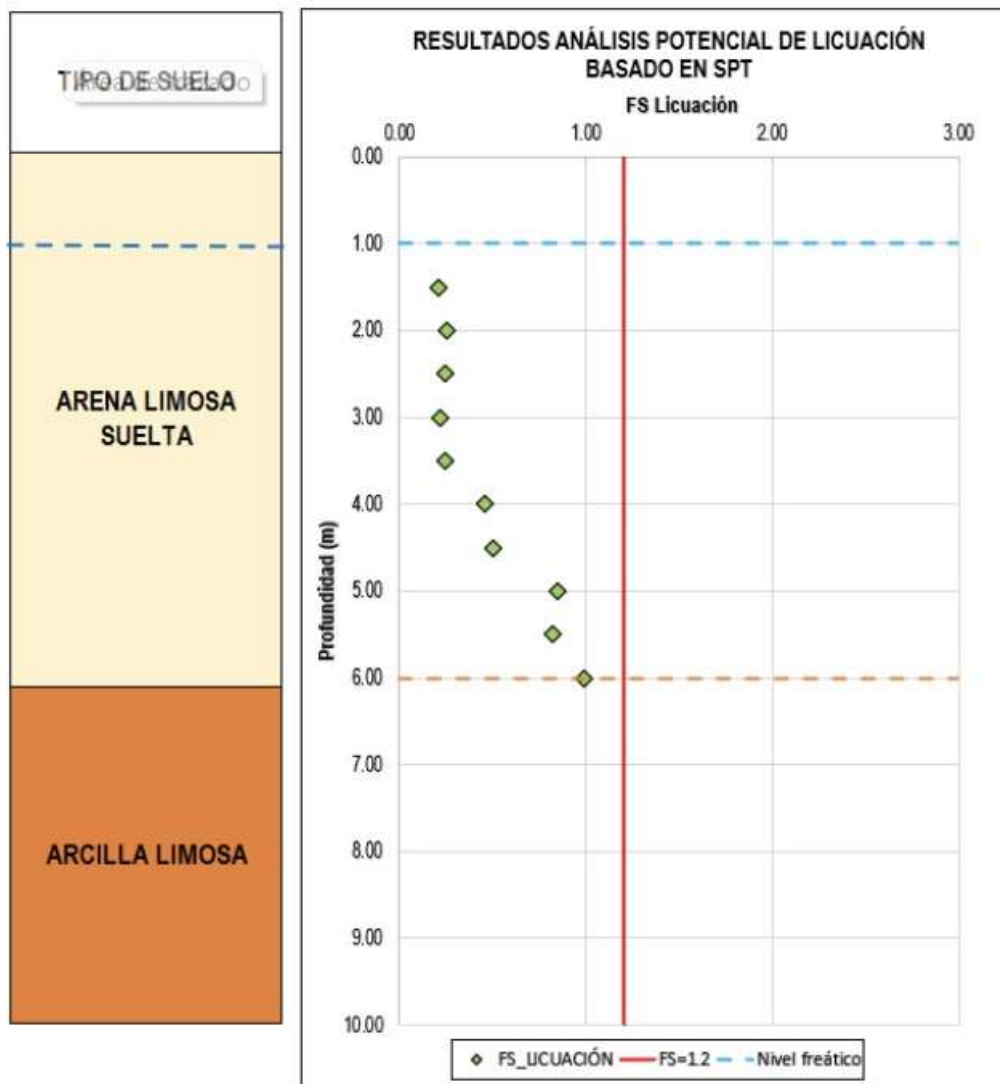
Tabla 30

Resultados de potencial de licuación basado en el ensayo SPT

DATOS DE SALIDA																				
DATOS INICIALES										DEMANDA CICLICA					RESISTENCIA CICLICA					
Profundidad Inicial (m)	Profundidad final (m)	(N ₁) ₆₀	% FC	Δ(N ₁) ₆₀	(N ₁) _{60CS}	γ (kN/m ³)	σ (kPa)	u (kPa)	σ' (kPa)	T _{max}	T _{max} /σ'	T _{max} /σ	CSR _{M, σ'v}	CRR _{M=7.5, σ'v=1}	Cσ	Kσ	MSF	CRR _{M, σ'v}	FS _{LICUACION}	¿LICUABLE?
0.0	0.5	2	19.0	4.3	6.0	17.0	8.5	0.0	8.5	0.0	0.000	0.0000	0.000	No licuable	0.08	1.10	1.14	No licuable	No licuable	NO
0.5	1.0	3	19.0	4.3	8.0	17.0	17.0	0.0	17.0	4.5	0.266	0.9417	0.612	No licuable	0.09	1.10	1.14	No licuable	No licuable	NO
1.0	1.5	5	19.0	4.3	9.0	17.0	25.5	5.0	20.5	8.8	0.429	1.0133	0.659	0.11	0.09	1.10	1.14	0.14	0.21	SI
1.5	2.0	8	19.0	4.3	12.0	17.0	34.0	10.0	24.0	10.9	0.455	1.0041	0.653	0.13	0.10	1.10	1.14	0.17	0.25	SI
2.0	2.5	7	19.0	4.3	11.0	17.0	42.5	15.0	27.5	15.0	0.545	0.9813	0.638	0.13	0.10	1.10	1.14	0.16	0.25	SI
2.5	3.0	4	19.0	4.3	8.0	17.0	51.0	20.0	31.0	18.4	0.594	0.9433	0.613	0.10	0.09	1.10	1.14	0.13	0.21	SI
3.0	3.5	6	19.0	4.3	10.0	17.0	59.5	25.0	34.5	20.1	0.583	0.9239	0.601	0.12	0.09	1.10	1.14	0.15	0.25	SI
3.5	4.0	15	19.0	4.3	20.0	17.0	68.0	30.0	38.0	22.8	0.601	0.8765	0.570	0.21	0.13	1.10	1.14	0.26	0.45	SI
4.0	4.5	16	19.0	4.3	21.0	17.0	76.5	35.0	41.5	23.9	0.576	0.8489	0.552	0.22	0.14	1.10	1.14	0.27	0.50	SI
4.5	5.0	23	19.0	4.3	27.0	17.0	85.0	40.0	45.0	25.9	0.577	0.7914	0.514	0.35	0.18	1.10	1.14	0.43	0.85	SI
5.0	5.5	22	19.0	4.3	26.0	17.0	93.5	45.0	48.5	27.5	0.567	0.7440	0.484	0.32	0.17	1.10	1.14	0.40	0.82	SI
5.5	6.0	23	19.0	4.3	27.0	17.0	102.0	50.0	52.0	29.6	0.569	0.6759	0.439	0.35	0.18	1.10	1.14	0.43	0.99	SI
6.0	6.5	26	70.0	4.3	30.0	17.0	110.5	55.0	55.5	30.6	0.552	0.6392	0.415	No licuable	0.20	1.10	1.14	No licuable	No licuable	NO
6.5	7.0	29	70.0	4.3	33.0	17.0	119.0	60.0	59.0	31.2	0.528	0.6207	0.403	No licuable	0.24	1.10	1.14	No licuable	No licuable	NO
7.0	7.5	28	70.0	4.3	33.0	17.0	127.5	65.0	62.5	32.4	0.519	0.5914	0.384	No licuable	0.24	1.10	1.14	No licuable	No licuable	NO
7.5	8.0	31	70.0	4.3	35.0	17.0	136.0	70.0	66.0	33.2	0.503	0.5810	0.378	No licuable	0.26	1.10	1.14	No licuable	No licuable	NO
8.0	8.5	36	70.0	5.6	42.0	18.0	145.0	75.0	70.0	34.6	0.495	0.5597	0.364	No licuable	0.30	1.10	1.14	No licuable	No licuable	NO
8.5	9.0	39	70.0	5.6	44.0	18.0	154.0	80.0	74.0	35.6	0.481	0.5327	0.346	No licuable	0.30	1.09	1.14	No licuable	No licuable	NO
9.0	9.5	40	70.0	5.6	45.0	18.0	163.0	85.0	78.0	36.0	0.462	0.5190	0.337	No licuable	0.30	1.07	1.14	No licuable	No licuable	NO
9.5	10.0	45	70.0	5.6	51.0	18.0	172.0	90.0	82.0	36.4	0.444	0.5051	0.328	No licuable	0.30	1.06	1.14	No licuable	No licuable	NO

Figura 48

Resultados de potencial de licuación basado en el ensayo SPT.



Nota. Elaboración propia.

8.11.6 Resultados análisis de evaluación del potencial de licuación basado en la velocidad de onda de corte - vs - kayen et al (2013)

Según lo expuesto en la **Figura 49** se observa que, bajo las condiciones evaluadas, los Factores de Seguridad son menores o están muy cercanos a 1,2. Esto sugiere la posibilidad de que estos estratos sean propensos a la licuefacción. Los resultados obtenidos en los análisis de golpes del ensayo SPT coinciden con los obtenidos en el análisis de ondas

de corte, indicando que, bajo las condiciones analizadas, el estrato de arena limosa suelta es susceptible de licuarse hasta una profundidad aproximada de 6,60 m.

A través del perfil de velocidad de onda cortante (V_s) en función de la profundidad, también fue posible evaluar la susceptibilidad del estrato de arena ubicado debajo del primer estrato de arcilla limosa. Los resultados obtenidos revelan que los factores de seguridad son superiores a 1,20, lo cual sugiere que este estrato de suelo no presenta susceptibilidad a fenómenos de licuación.

En relación a estos estratos arcillosos, se plantea inadecuado aplicar la metodología de Boulanger e Idriss (2014) para evaluar el potencial de licuación, ya que esta metodología se basó en conjuntos de datos que no representan de manera precisa el comportamiento de las arcillas presentes en las perforaciones. Los autores resaltan que el uso del término licuación en estos casos puede ser incorrecto, incluso si el material muestra niveles significativos de deformación cortante durante cargas monotónicas o cíclicas. Por lo tanto, para describir el fenómeno de largas deformaciones y pérdida de resistencia en suelos arcillosos, el término más apropiado es Ablandamiento Cíclico. Adicionalmente, el riesgo de licuación en estos estratos arcillosos puede ser descartado, dado que los suelos identificados poseen un contenido de finos superior al 35% y un índice de plasticidad (IP) superior a 10 ($IP > 10$) [15]

Tabla 31

Resultados de potencial de licuación basado en la velocidad de onda de corte V_s

.

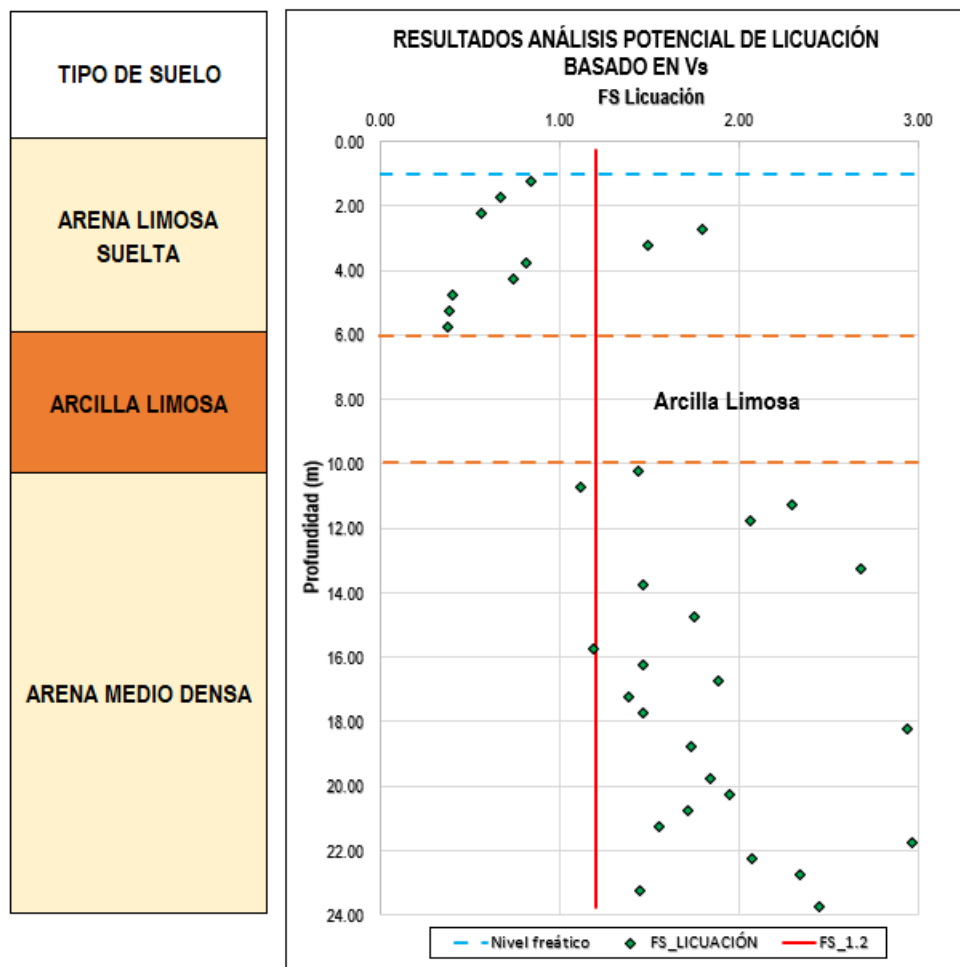
DATOS DE SALIDA																		
									DEMANDA CICLICA			RESISTENCIA CICLICA						
Profundidad Inicial (m)	Profundidad final (m)	Profundidad media (m)	V _{SCAMPO}	% FC	Y (kN/m ³)	σ (kPa)	u (kPa)	σ' (kPa)	rd	CSR _{M, σv}	CSR _{M, σv}	Cvs	Vs1	CRR _{M, σv}	Kσ	MSF	FS _{LICUACIÓN}	¿LICUABLE?
0.0	0.5	0.3	118	19.0	17.0	8.5	0.0	8.5	1.000	0.189	0.000	1.500	177.00	NO LICUABLE	1.00	1.14	No licuable	NO
0.5	1.0	0.8	118	19.0	17.0	17.0	0.0	17.0	0.995	0.188	0.612	1.500	177.00	NO LICUABLE	1.00	1.14	No licuable	NO
1.0	1.5	1.3	118	19.0	17.0	25.5	5.0	20.5	0.991	0.232	0.659	1.491	175.94	0.195	1.00	1.14	0.84	SÍ
1.5	2.0	1.8	118	19.0	17.0	34.0	10.0	24.0	0.983	0.262	0.653	1.433	169.14	0.175	1.00	1.14	0.67	SÍ
2.0	2.5	2.3	118	19.0	17.0	42.5	15.0	27.5	0.974	0.284	0.638	1.385	163.48	0.161	1.00	1.14	0.57	SÍ
2.5	3.0	2.8	167	19.0	17.0	51.0	20.0	31.0	0.965	0.299	0.613	1.345	224.54	0.538	1.00	1.14	1.80	NO
3.0	3.5	3.3	167	19.0	17.0	59.5	25.0	34.5	0.956	0.311	0.601	1.309	218.62	0.464	1.00	1.14	1.49	NO
3.5	4.0	3.8	150	19.0	17.0	68.0	30.0	38.0	0.943	0.318	0.570	1.278	191.68	0.258	1.00	1.14	0.81	SÍ
4.0	4.5	4.3	150	19.0	17.0	76.5	35.0	41.5	0.925	0.321	0.552	1.250	187.50	0.238	1.00	1.14	0.74	SÍ
4.5	5.0	4.8	120	19.0	17.0	85.0	40.0	45.0	0.907	0.323	0.514	1.225	146.99	0.129	1.00	1.14	0.40	SÍ
5.0	5.5	5.3	120	19.0	17.0	93.5	45.0	48.5	0.888	0.323	0.484	1.202	144.27	0.125	1.00	1.14	0.39	SÍ
5.5	6.0	5.8	120	19.0	17.0	102.0	50.0	52.0	0.869	0.321	0.439	1.181	141.78	0.122	1.00	1.14	0.38	SÍ
6.0	6.5	6.3	120	70.0	17.0	110.5	55.0	55.5	0.843	0.316	0.415	1.162	139.49	NO LICUABLE	1.00	1.14	No licuable	NO
6.5	7.0	6.8	115	70.0	17.0	119.0	60.0	59.0	0.816	0.310	0.403	1.145	131.65	NO LICUABLE	1.00	1.14	No licuable	NO
7.0	7.5	7.3	115	70.0	17.0	127.5	65.0	62.5	0.789	0.303	0.384	1.128	129.76	NO LICUABLE	1.00	1.14	No licuable	NO
7.5	8.0	7.8	115	70.0	17.0	136.0	70.0	66.0	0.761	0.296	0.378	1.113	128.01	NO LICUABLE	1.00	1.14	No licuable	NO

DATOS DE SALIDA																		
									DEMANDA CICLICA			RESISTENCIA CICLICA						
Profundidad Inicial (m)	Profundidad final (m)	Profundidad media (m)	V _{SCAMPO}	% FC	Y (kN/m ³)	σ (kPa)	u (kPa)	σ' (kPa)	rd	CSR _{M, σv}	CSR _{M, σv}	Cvs	Vs1	CRR _{M, σv}	Kσ	MSF	FS _{LICUACIÓN}	¿LICUABLE?
8.0	8.5	8.3	115	70.0	17.0	144.5	75.0	69.5	0.737	0.289	0.364	1.099	126.36	NO LICUABLE	1.00	1.14	No licuable	NO
8.5	9.0	8.8	136	70.0	17.0	153.0	80.0	73.0	0.715	0.283	0.346	1.085	147.62	NO LICUABLE	1.00	1.14	No licuable	NO
9.0	9.5	9.3	136	70.0	17.0	161.5	85.0	76.5	0.693	0.276	0.337	1.073	145.90	NO LICUABLE	1.00	1.14	No licuable	NO
9.5	10.0	9.8	136	70.0	17.0	170.0	90.0	80.0	0.671	0.269	0.328	1.061	144.27	NO LICUABLE	1.00	1.14	No licuable	NO
10.0	10.5	10.3	200	19.0	17.0	178.5	95.0	83.5	0.650	0.262	0.000	1.050	209.91	0.376	1.00	1.14	1.44	NO
10.5	11.0	10.8	190	19.0	17.0	187.0	100.0	87.0	0.632	0.256	0.000	1.039	197.38	0.287	1.00	1.14	1.12	NO
11.0	11.5	11.3	221	19.0	17.0	195.5	105.0	90.5	0.614	0.250	0.000	1.029	227.33	0.575	1.00	1.14	2.30	NO
11.5	12.0	11.8	218	19.0	17.0	204.0	110.0	94.0	0.597	0.244	0.000	1.019	222.13	0.503	1.00	1.14	2.06	NO
12.0	12.5	12.3	203	19.0	17.0	212.5	115.0	97.5	0.579	0.238	0.000	1.010	204.96	0.337	1.00	1.14	1.42	NO
12.5	13.0	12.8	248	19.0	17.0	221.0	120.0	101.0	0.569	0.235	0.000	1.001	248.20	1.039	1.00	1.14	4.43	NO
13.0	13.5	13.3	203	19.0	17.0	229.5	125.0	104.5	0.560	0.232	0.000	0.992	201.44	0.312	1.00	1.14	1.35	NO
13.5	14.0	13.8	212	19.0	17.0	238.0	130.0	108.0	0.550	0.229	0.000	0.984	208.64	0.365	1.00	1.14	1.60	NO
14.0	14.5	14.3	214	19.0	17.0	246.5	135.0	111.5	0.541	0.225	0.000	0.976	208.94	0.368	1.00	1.14	1.63	NO
14.5	15.0	14.8	245	19.0	17.0	255.0	140.0	115.0	0.529	0.221	0.000	0.969	237.36	0.755	1.00	1.14	3.42	NO
15.0	15.5	15.3	247	19.0	17.0	263.5	145.0	118.5	0.517	0.217	0.000	0.962	237.52	0.758	1.00	1.14	3.50	NO
15.5	16.0	15.8	235	19.0	17.0	272.0	150.0	122.0	0.505	0.212	0.000	0.955	224.34	0.532	1.00	1.14	2.51	NO
16.0	16.5	16.3	235	19.0	17.0	280.5	155.0	125.5	0.490	0.206	0.000	0.948	222.76	0.511	1.00	1.14	2.48	NO

DATOS DE SALIDA																		
									DEMANDA CICLICA			RESISTENCIA CICLICA						
Profundidad Inicial (m)	Profundidad final (m)	Profundidad media (m)	V _{SCAMPO}	% FC	Y (kN/m ³)	σ (kPa)	u (kPa)	σ' (kPa)	rd	CSR _{M, σv}	CSR _{M, σv}	Cvs	Vs1	CRR _{M, σv}	Kσ	MSF	FS _{LICUACIÓN}	¿LICUABLE?
16.5	17.0	16.8	235	19.0	17.0	289.0	160.0	129.0	0.481	0.203	0.000	0.941	221.23	0.491	1.00	1.14	2.42	NO
17.0	17.5	17.3	235	19.0	17.0	297.5	165.0	132.5	0.469	0.199	0.000	0.935	219.75	0.474	1.00	1.14	2.39	NO
17.5	18.0	17.8	235	19.0	17.0	306.0	170.0	136.0	0.458	0.194	0.000	0.929	218.33	0.457	1.00	1.14	2.36	NO
18.0	18.5	18.3	235	19.0	17.0	314.5	175.0	139.5	0.446	0.190	0.000	0.923	216.94	0.442	1.00	1.14	2.33	NO
18.5	19.0	18.8	242	19.0	17.0	323.0	180.0	143.0	0.434	0.185	0.000	0.917	222.03	0.501	1.00	1.14	2.71	NO
19.0	19.5	19.3	242	19.0	17.0	331.5	185.0	146.5	0.423	0.180	0.000	0.912	220.69	0.485	1.00	1.14	2.69	NO
19.5	20.0	19.8	242	19.0	17.0	340.0	190.0	150.0	0.411	0.176	0.000	0.907	219.39	0.469	1.00	1.14	2.67	NO
20.0	20.5	20.3	242	19.0	17.0	348.5	195.0	153.5	0.399	0.171	0.000	0.901	218.13	0.455	1.00	1.14	2.66	NO
20.5	21.0	20.8	242	19.0	17.0	357.0	200.0	157.0	0.388	0.166	0.000	0.896	216.90	0.442	1.00	1.14	2.66	NO
21.0	21.5	21.3	242	19.0	17.0	365.5	205.0	160.5	0.376	0.161	0.000	0.891	215.71	0.429	1.00	1.14	2.66	NO
21.5	22.0	21.8	256	19.0	17.0	374.0	210.0	164.0	0.365	0.157	0.000	0.887	226.96	0.568	1.00	1.14	3.62	NO
22.0	22.5	22.3	256	19.0	17.0	382.5	215.0	167.5	0.353	0.152	0.000	0.882	225.77	0.551	1.00	1.14	3.62	NO
22.5	23.0	22.8	256	19.0	17.0	391.0	220.0	171.0	0.341	0.147	0.000	0.877	224.60	0.534	1.00	1.14	3.63	NO
23.0	23.5	23.3	256	19.0	17.0	399.5	225.0	174.5	0.330	0.142	0.000	0.873	223.47	0.519	1.00	1.14	3.65	NO
23.5	24.0	23.8	256	19.0	17.0	408.0	230.0	178.0	0.318	0.137	0.000	0.869	222.36	0.505	1.00	1.14	3.67	NO

Figura 49

Resultados de potencial de licuación basado en la velocidad de onda de corte V_s



Nota. Elaboración propia.

9 Evaluación de ocurrencia de licuación a través de métodos numéricos

9.1 Análisis de respuesta de sitio y evaluación de susceptibilidad a licuación en PLAXIS

9.1.1 Definición del modelo numérico en PLAXIS

Con el objetivo de desarrollar el modelo de evaluación de susceptibilidad a la licuación en PLAXIS 2D se plantea la siguiente metodología:

- Definir la geometría representativa del modelo
- Selección del modelo constitutivo para reproducir el comportamiento actual del suelo
- Aplicar el sismo de entrada
- Generación de malla de acuerdo con la longitud mínima requerida del elemento
- Definir las condiciones de frontera como función del sismo de diseño y las características del sitio.
- Definición de los parámetros apropiados para el modelo

9.1.2 Geometría del modelo

La investigación acerca de la propagación de ondas puede abordarse mediante un enfoque simplificado unidimensional, especialmente cuando se trata de suelos con estratos distribuidos horizontalmente. Este método facilita una comprensión más detallada y específica del comportamiento de las ondas en las condiciones particulares del terreno analizado en este documento. En este contexto, se presupone que los estratos de suelo identificados se distribuyen horizontalmente en la zona bajo estudio. Esta condición puede ser modelada al considerar una columna de suelo, donde la dimensión horizontal se define según la longitud requerida del

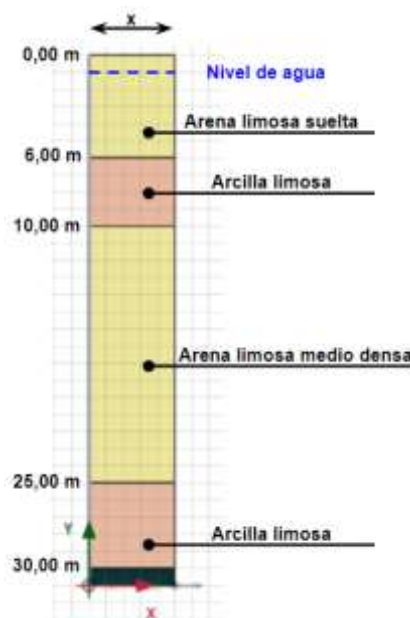
elemento, teniendo en cuenta la carga sísmica aplicada y las características del suelo. Mientras tanto, la dimensión vertical coincide con el espesor del depósito de suelo identificado.

En PLAXIS 2D se especificaron 5 capas de suelo, considerando las capas de suelos correspondiente a las arenas limosas, las cuales se discretizaron de acuerdo a número de golpes N_{SPT} con el cual se definió la compacidad de dichas capas de suelo. También se definieron las capas asociadas a los materiales arcillosos, los cuales se definieron como arcillas limosas. Por último, se estableció el macizo rocoso, el cual tiene las características del afloramiento donde la señal del sismo fue registrada [16]

En la **Figura 50** se presenta el perfil de suelo definido en el software PLAXIS 2D. La dimensión “x” hace referencia a la dimensión mínima requerida por elemento para la propagación adecuada de la señal sísmica. Esta dimensión se define en el capítulo donde se describe la configuración de la malla del modelo.

Figura 50

Perfil de suelo definido en PLAXIS 2D.



Nota. Elaboración propia.

9.1.3 Modelo constitutivo

Para asegurar una ejecución precisa del modelo numérico, es imperativo establecer un modelo constitutivo adecuado. Es esencial subrayar que, incluso en el caso de modelos más complejos, estos representan una simplificación del comportamiento real del suelo, y, por lo tanto, presentan ciertas limitaciones. La elección del modelo constitutivo debe realizarse de manera coherente con las características específicas del problema y los aspectos que se están considerando para el comportamiento global del suelo.

Por un lado, los modelos constitutivos con un número reducido de parámetros son más sencillos de calibrar, pero implican más suposiciones sobre el comportamiento del suelo. Por otro lado, los modelos constitutivos más complejos brindan la capacidad de modelar características más detalladas del comportamiento del suelo, aunque requieren un conocimiento preciso de los parámetros del modelo y una caracterización exhaustiva del suelo para llevar a cabo una calibración adecuada.

En el contexto de la modelación numérica abordada en este informe para los estratos de suelo arcilloso, se empleó el modelo constitutivo Hardening Soil Model, mientras que para los estratos arenosos se utilizó el modelo UBC3D-PLM para evaluar el potencial de licuación de estos estratos.

9.1.4 Calibración del modelo constitutivo Generalized Hardening Soil Model

El modelo constitutivo Generalized Hardening Soil (GHS) es un modelo personalizable diseñado para su aplicación en diversos problemas geotécnicos. Se presenta como una versión modular del modelo constitutivo original Hardening Soil con rigidez a pequeñas deformaciones (HSsmall). Esta modularidad permite la utilización de diversas configuraciones de modelos

esfuerzo-deformación. El GHS incluye cuatro características que definen las funciones de fluencia. Cada una de estas funciones de fluencia puede ser definida mediante las siguientes variantes:

Rigidez dependiente de los esfuerzos: Esta opción implica tres variables de relación esfuerzo-deformación. En la primera, la rigidez del suelo se mantiene constante durante el cálculo, basándose en la rigidez de referencia. En la segunda alternativa, el valor de la rigidez es constante durante la fase de cálculo, pero se basa en el esfuerzo definido al inicio de dicha fase. En la última variante, se permite la actualización de la rigidez en cada fase de cálculo, según la ecuación seleccionada que depende del esfuerzo [17]

Rigidez dependiente de las deformaciones

Ecuación dependiente del esfuerzo: Esta opción también implica tres variables de uso. La primera consiste en cálculos basados en σ_3 y los parámetros de resistencia del suelo empleados en el modelo HSsmall. La segunda opción tiene en cuenta en los cálculos el esfuerzo σ_3 y el esfuerzo de preconsolidación del suelo. La tercera opción esta basada en el esfuerzo medio efectivo y el esfuerzo de preconsolidación.

Modelo de plasticidad: El modelo permite activar el criterio de falla de Mohr Coulomb o el criterio de falla por endurecimiento de Hardening Soil.

Para el modelo numérico abordado en este informe, se emplearán las siguientes características, conforme se mencionó previamente:

Rigidez dependiente de los esfuerzos: El valor de la rigidez es constante durante la fase de cálculo, pero se basa en el esfuerzo definido al inicio de dicha fase. Esto con el fin de modelar la variación de la rigidez del suelo con la profundidad, con base en el esfuerzo inicial definido en dicha fase de cálculo.

Rigidez dependiente de las deformaciones: Para reproducir la pérdida de rigidez debido a deformaciones asociadas a las cargas aplicadas.

Ecuación dependiente del esfuerzo: Cálculos basados en σ_3 y los parámetros de resistencia del suelo empleados en el modelo HSsmall para expresar la dependencia de la rigidez en el esfuerzo mínimo principal σ_3 y las propiedades de resistencia del suelo. Tales como, la cohesión y el ángulo fricción.

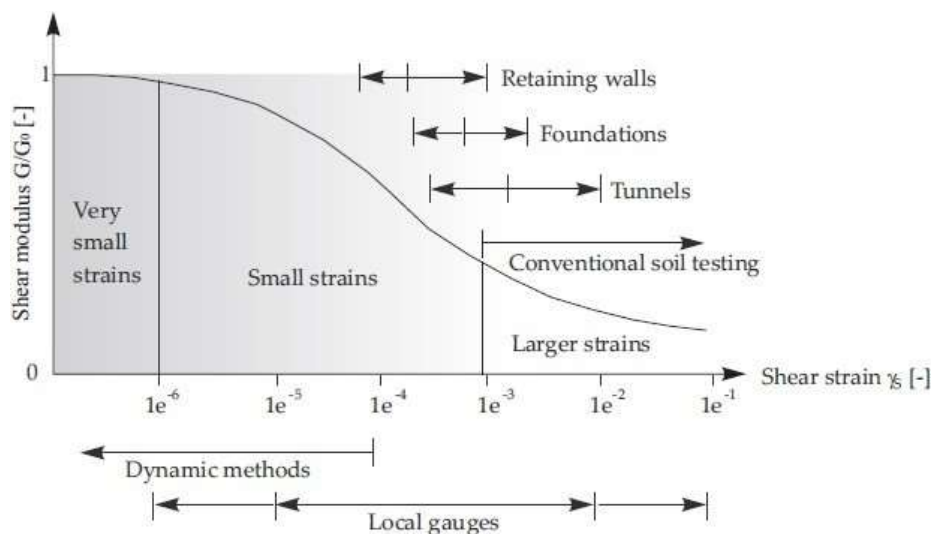
Modelo de plasticidad: Se ha optado por el criterio de falla de Mohr-Coulomb, de manera que el amortiguamiento del suelo esté vinculado a la cantidad de energía disipada a través de la histéresis hasta alcanzar el fallo. No se considerará ningún amortiguamiento adicional debido a las deformaciones plásticas.

A continuación, se explica detalladamente el comportamiento del suelo durante carga cíclica:

En general, la rigidez del suelo se caracteriza por un comportamiento no lineal, dependiente tanto del esfuerzo como de la deformación, es decir, incluso en un estrato homogéneo, la rigidez del suelo varía con la profundidad y su valor decae con el nivel de deformación inducido por la carga. La deformación máxima a la que el comportamiento del suelo puede considerarse puramente elástico es muy pequeña (del orden de 1×10^{-6}). La rigidez del suelo asociada a este rango de deformación se indica como rigidez inicial y su valor decae al aumentar la amplitud de deformación según la curva característica en S en la escala logarítmica (curva de reducción del módulo).

Figura 51

Comportamiento esfuerzo-deformación característico del suelo ante cargas cíclicas.



Nota. Tomado de Site response analysis and liquefaction evaluation (Plaxis, 2015).

En condiciones dinámicas, el suelo experimenta cargas cíclicas de cizallamiento, exhibiendo no solo un comportamiento no lineal, sino también disipativo. El bucle histerético generado durante la carga cíclica de cizallamiento consiste en una secuencia de trayectorias de carga y descarga, resultado del comportamiento irreversible del suelo. En términos generales, se ha observado que los terremotos provocan un nivel reducido de deformación en el suelo, que presenta una alta rigidez al cizallamiento (G_0), y que esta rigidez disminuye a medida que la cantidad de energía disipada aumenta con la magnitud de la deformación cíclica (γ). Para considerar estos aspectos del comportamiento de los materiales, en este caso, se emplea el modelo Generalized Hardening Soil, basado en los modelos HS Small y Hardening Soil. Este último ya tiene en cuenta la dependencia de la tensión en la rigidez, según una ley de potencia expresada por el parámetro 'm'.

En comparación con el modelo Hardening Soil, el modelo HS Small se extiende al introducir dos parámetros adicionales que también se mantienen en el modelo GHS: la alta rigidez a niveles de deformación pequeños (G_0) y la deformación de cizallamiento en la que G se ha reducido al 70% de G_0 ($\gamma_{0.7}$).

La dependencia de la tensión se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$G_0 = G_0^{ref} * \left(\frac{c * \cos \phi - \sigma'_3 * \sin \phi}{c * \cos \phi - p^{ref} * \sin \phi} \right)^m \quad \text{Ecuación 54}$$

donde la rigidez inicial al cizallamiento G_0 es función del esfuerzo efectivo, de los parámetros de resistencia (c y ϕ) y del parámetro m que depende del tipo de suelo (generalmente varía entre 0,5 y 1, según el tipo de suelo).

En la **Figura 52** se muestra el comportamiento histerético típico. La tangente inicial y la rigidez secante de la curva de carga inicial coinciden con la máxima rigidez de cizallamiento G_0 . Al aumentar la deformación de cizallamiento, la rigidez decae. Cuando se invierte la dirección de la carga, la rigidez parte de esta G_0 y disminuye hasta la siguiente inversión de la carga.

La relación tensión-deformación viene dada por:

$$\tau = G_s * \gamma \quad \text{Ecuación 55}$$

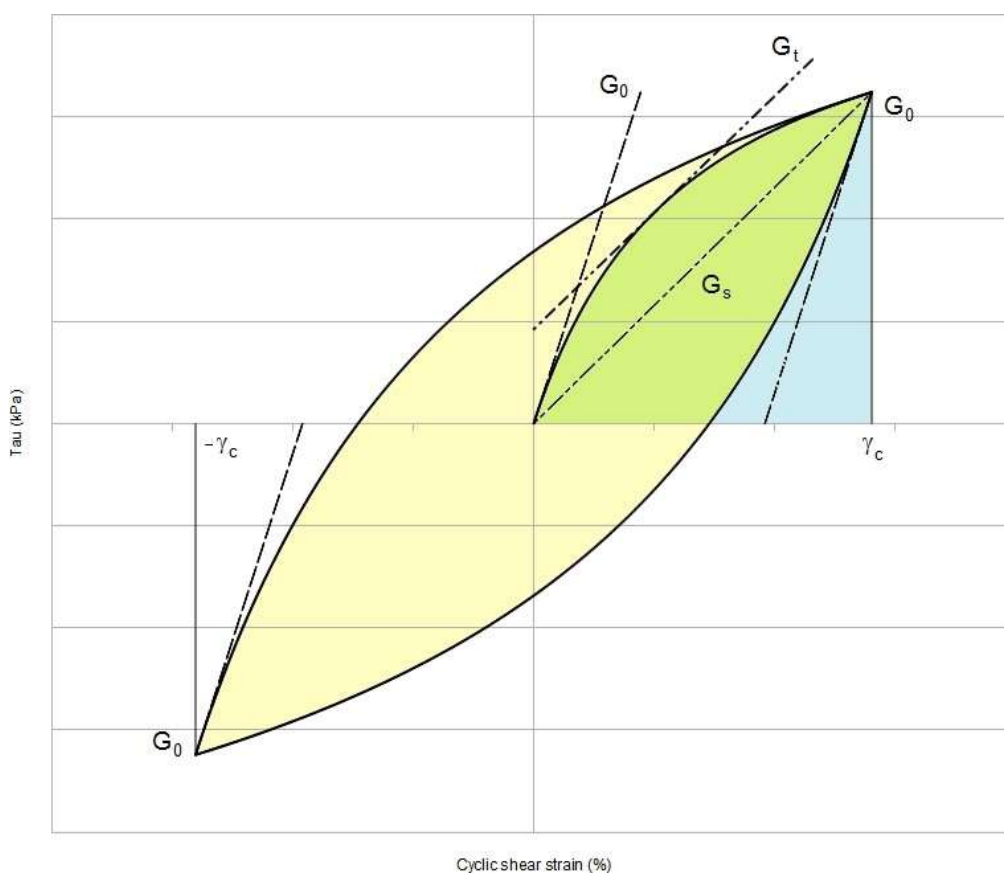
donde G_s representa la rigidez cortante secante.

El módulo de corte secante dependiente de la deformación se expresa mediante:

$$G_s = \frac{G_0}{1+0,385*\frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}} \quad \text{Ecuación 56}$$

Figura 52

Comportamiento histerético del suelo.



Nota. Tomado de Site response analysis and liquefaction evaluation (Plaxis, 2015).

La relación de amortiguación histerética local se describe mediante la siguiente fórmula:

$$\xi = \frac{E_D}{4 \cdot \pi \cdot E_S} b \quad \text{Ecuación 57}$$

donde E_D representa la energía disipada, dada por el área del bucle cerrado (áreas amarilla y verde), y E_S es la energía acumulada en la deformación de cizalladura máxima γ_C . La relación de amortiguación ξ se aplica hasta que el comportamiento del material sigue siendo elástico y el módulo de cizalladura disminuye con la deformación.

Para calibrar los parámetros necesarios para la introducción en PLAXIS, se recomienda referirse a los datos experimentales provenientes de pruebas in situ y de laboratorio realizadas en la zona de estudio. Considerando la ecuación de G_0 , es factible calibrar G_{ref} y m para lograr el mejor ajuste. En este caso, los parámetros se eligen con base en consideraciones específicas, dado que no se cuenta con datos disponibles. La curva G_s / G_0 está descrita en la literatura por Vucetic & Dobry (1991), considerando diferentes valores del índice de plasticidad. En este caso de estudio, las capas de arcilla se caracterizan por un índice de plasticidad PI del 50%.

En cuanto al tipo de drenaje, se ha optado por la condición no drenada. El depósito de suelo en su totalidad consiste en un suelo cohesivo completamente saturado. Dado que los terremotos actúan en un lapso muy breve, se generan presiones de poro excepcionales que no pueden disiparse durante el movimiento sísmico. Por lo tanto, es necesario aplicar la condición de corto plazo, es decir, el comportamiento no drenado del suelo. En PLAXIS, la condición no drenada A facilita la realización de un análisis no drenado mediante la definición de los parámetros de rigidez efectiva y resistencia efectiva.

A continuación, se presentan los parámetros geotécnicos asociados a los estratos de material arcilloso como se muestra en la **Tabla 32**.

Tabla 32

Propiedades de las capas de material arcilloso (GHS material model)

PARAMETRO	NOMBRE	VALOR	UNIDAD
GENERAL			
TIPO DE COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL	TIPO	NO DRENADO	
PESO UNITARIO SECO DEL SUELO	γ_{DRY}	19	KN/m^3
PESO UNITARIO SATURADO DEL SUELO	γ_{SAT}	21	KN/m^3
PARAMETROS			
RIGIDEZ SECANTE EN ENSAYO TRIAXIAL CD	E_{50}^{ref}	7680	KN/m^2
RIGIDEZ TANGENTE EPARA PRIMER CICLO DE CARGA EN EDOMETRO	E_{oed}^{ref}	7680	KN/m^2
RIGIDEZ EN DESCARGA / RECARGA	E_{ur}^{ref}	23040	KN/m^2
LEY DE ESFUERZO - DEFORMACIÓN	m	0.6	-
COHESIÓN	c'_{ref}	30	KN/m^2
ANGULO DE FRICCIÓN	Φ'	26	°
ANGULO DE DILATANCIA	ψ	0	°
DEFORMACIÓN CORTANTE $G_s = 0,722G_0$	$\gamma_{0,7}$	0.0007	-
MODULO CORTANTE A PEQUEÑAS DEFORMACIONES	G_{ref_0}	48000	KN/m^2
RELACIÓN DE POISSON	ν'_{ur}	0.2	-
ESFUERZO DE REFERENCIA	p_{ref}	100	KN/m^2
RESISTENCIA A LA TENSIÓN	σ_t	0	KN/m^2
RELACIÓN DE SOBRECONSOLIDACIÓN	OCR	3	-
PRESIÓN DE PRECARGA	POP	0	-
COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS EN REPOSO	k_0	0.973	-

9.1.5 Calibración del modelo constitutivo UBC3D-PLM

El modelo de materiales UBC3D-PLM se presenta como una opción disponible como modelo de suelo definido por el usuario. En el cálculo dinámico no drenado, se recurre al modelo UBC3D-PLM con el propósito de representar de manera precisa la evolución de las

presiones de poro excesivas en suelos arenosos y capturar el inicio del fenómeno de licuación. Los parámetros del modelo se derivan de los valores de N_{SPT} [18]

Beatty & Byrne (2011) propusieron un conjunto de ecuaciones basadas en el valor normalizado de N_{SPT} (N)₁₆₀ para la calibración inicial genérica del modelo UBCSAND 904aR. Posteriormente, Makra (2013) revisó estas ecuaciones, destacando las diferencias entre la formulación UBCSAND 2D y el modelo UBC3D-PLM, tal como se implementa en PLAXIS. Las ecuaciones propuestas para la calibración inicial genérica son las siguientes:

$$\phi_p = \phi_{CV} + \frac{(N_1)_{60}}{10} + \text{MAX} \left(0; \frac{(N_1)_{60} - 15}{5} \right) \quad \text{Ecuación 58}$$

$$K_G^e = 21.7 * 20 * (N_1)_{60}^{0,3333} \quad \text{Ecuación 59}$$

$$K_B^e = 0.7 * K_G^e \quad \text{Ecuación 60}$$

$$K_G^p = K_G^e * (N_1)_{60}^2 * 0,003 + 100 \quad \text{Ecuación 61}$$

$$R_f = 1.1 * (N_1)_{60}^{-0,15} \quad \text{Ecuación 62}$$

Donde ϕ_p representa el ángulo de fricción máximo, ϕ_{CV} es el ángulo de fricción a volumen constante, K_G^e es el módulo de corte elástico, K_B^p es el módulo de corte plástico, y K_B^e es el módulo de masa elástica. K_G^p denota el módulo de rigidez. R_f es la relación de fallo. En relación con la potencia para la dependencia de la tensión de los módulos aparente y de cizalladura m_e , n_e y n_p , se utilizan los valores por defecto de 0,5, 0,5 y 0,4, respectivamente.

Se sugiere elegir un factor de densificación fac_{hard} de 1,0 y un coeficiente de 1,0 para fac_{post} . El ángulo de fricción ϕ_{CV} se ha determinado para cada capa considerando una correlación

entre el número N_{SPT} y el esfuerzo efectivo vertical. Las capas de arena se han modelizado con UBC3D-PLM en condición no drenada, y con γ_{unsat} y γ_{sat} iguales a 14 y 18 kN/m³, respectivamente. En la **Tabla 33** se presentan los parámetros empleados en el modelo.

Tabla 33

Propiedades geotécnicas de las capas de arena empleadas en el modelo UBCSAND

PARAMETRO	NOMBRE	UNIDAD	ESTRATO 1	ESTRATO 2
PESO UNITARIO SECO DEL SUELO	γ_{DRY}	<i>KN/m³</i>	14	16
PESO UNITARIO SATURADO DEL SUELO	γ_{SAT}	<i>KN/m³</i>	18	18
ANGULO DE FRICCIÓN A VOLUMEN CONSTANTE	Φ'_{CV}	°	29	33
ANGULO DE FRICCIÓN PICO	Φ'_p	°	30	38
COHESIÓN	c'_{ref}	<i>KN/m²</i>	0	0
MODULO ELASTICO DE CORTE	k^e_G	-	3511	10850
MODELO PLASTICO DE CORTE	k^p_G	-	789	20444
MODULO ELASTICO DE BULK	k^e_B	-	2458	7595
PARAMETROS DEPENDIENTES DEL MODULO BULK	m_e	-	0.5	0.5
	n_e	-	0.5	0.5
	η_p	-	0.4	0.4
RELACIÓN DE FALLA	R_f	-	0.80	0.68
ESFUERZO DE REFERENCIA	p_{ref}	<i>KN/m²</i>	100	100
RESISTENCIA A LA TENSIÓN	σ_t	<i>KN/m²</i>	0	0
FACTOR DE DENSIFICACIÓN	f_{aChard}	-	1	1
NUMERO DEL GOLPES CORREGIDOS DEL ENSAYO DE SPT	$(N_1)_{60}$	<i>golpes</i>	8	25
FACTOR DE DENSIFICACIÓN	f_{aCpost}	-	1	1
COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS EN REPOSO	k_0	-	0.5	0.441

Para generar correctamente el estado de tensiones inicial, es necesario realizar la fase inicial utilizando otro modelo de material con parámetros calibrados para la misma arena. En este ejemplo, se ha utilizado el modelo Hardening Soil (**Tabla 34**).

Tabla 34

Propiedades geotécnicas de las capas de arena empleadas en el modelo Hardening Soil.

PARAMETRO	NOMBRE	UNIDAD	ESTRATO 1	ESTRATO 2
PESO UNITARIO SECO DEL SUELO	γ_{DRY}	KN/m^3	14	16
PESO UNITARIO SATURADO DEL SUELO	γ_{SAT}	KN/m^3	18	18
RIGIDEZ SECANTE EN ENSAYO TRIAXIAL CD	E_{ref50}^{ref}	KN/m^2	23217	24889
RIGIDEZ TANGENTE EPARA PRIMER CICLO DE CARGA EN EDOMETRO	E_{refoed}^{ref}	KN/m^2	23217	24889
RIGIDEZ EN DESCARGA / RECARGA	E_{refur}^{ref}	KN/m^2	69652	74667
LEY DE ESFUERZO - DEFORMACIÓN	m	-	0.5	0.5
COHESIÓN	c'_{ref}	KN/m^2	0	0
ANGULO DE FRICCIÓN	Φ'	$^{\circ}$	30	34
ANGULO DE DILATANCIA	ψ	$^{\circ}$	1	1
COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS EN REPOSO	k_0	-	0.5	0.4408

9.1.6 Calibración del modelo elástico lineal

La formación rocosa en la base del modelo debe modelarse mediante un modelo de material elástico lineal con condición de drenado. Normalmente, una velocidad de onda de corte superior a 800 m/s indica una formación rocosa. Según los valores especificados, la velocidad de onda correspondiente es igual a 1220 m/s. En la **Tabla 35** se muestran las propiedades geotécnicas de la formación rocosa en el modelo elástico lineal [19]

Tabla 35

Propiedades geotécnicas de la formación rocosa en el modelo Elástico Lineal.

Parámetro	Nombre	Valor	Unidad
Modelo de material	Modelo	Elástico lineal	-
Tipo de comportamiento del material	Tipo	Drenado	-
Peso unitario no saturado total del suelo	γ_{unsat}	22	kN/m ³
	γ_{sat}	22	kN/m ³
Peso unitario saturado total del suelo			
Módulo elástico	E	8011000	kN/m ²
Relación de Poisson	ν'_{ur}	0.2	-

9.1.7 Calibración del coeficiente de amortiguamiento Rayleigh

Si bien los modelos constitutivos empleados en los modelos numéricos cuentan con amortiguamiento histerético, en el modelo se incluyó un amortiguamiento adicional para considerar el amortiguamiento a pequeñas deformaciones. El amortiguamiento empleado es el amortiguamiento viscoso de Rayleigh, el cual es proporcional a una combinación lineal de masa y rigidez, como se indica en la siguiente ecuación:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad \text{Ecuación 63}$$

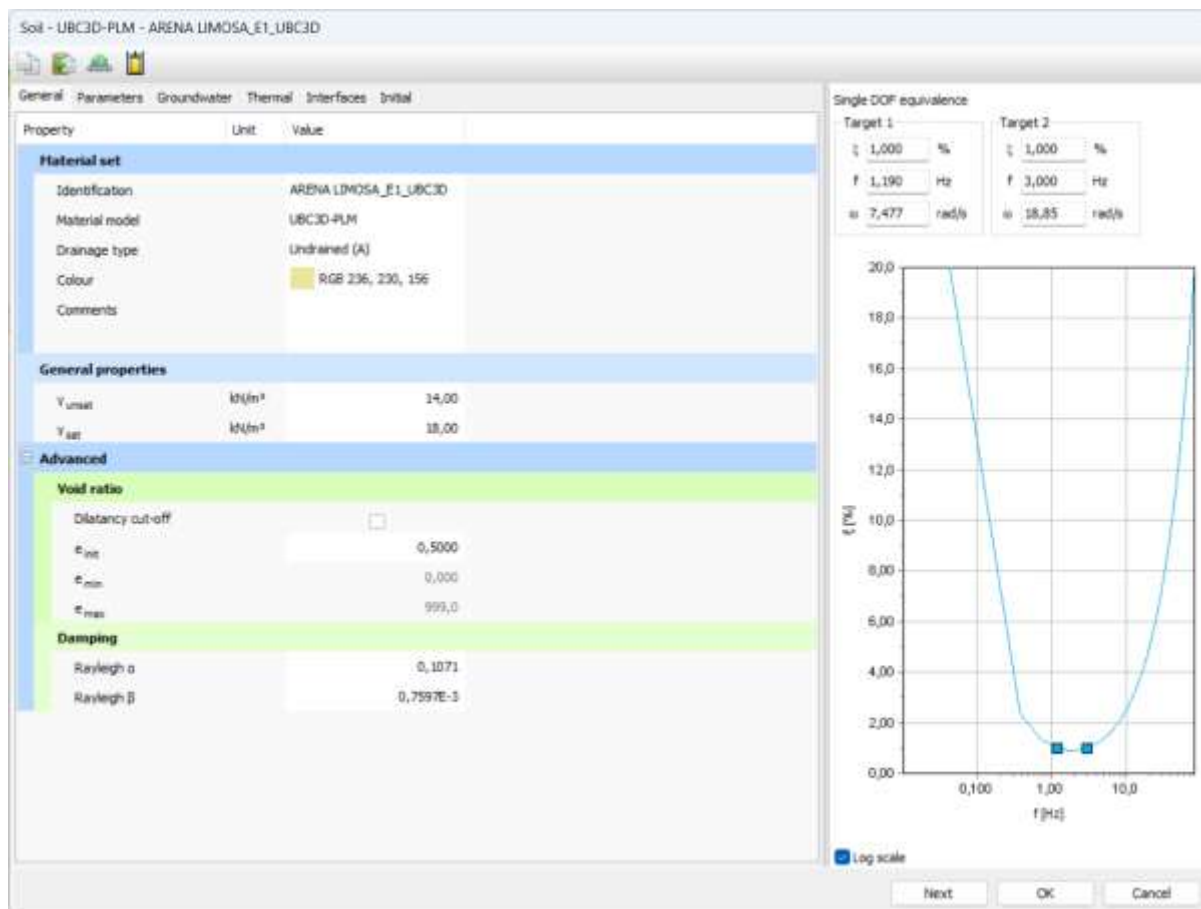
donde C es la matriz de amortiguamiento, M es la matriz de masa, K es la matriz de rigidez, y α y β son los coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh.

Este tipo de amortiguamiento es dependiente de la frecuencia de vibración, debido a la relación directamente proporcional del amortiguamiento asociado con el término de rigidez y la frecuencia y el amortiguamiento asociado con el término de masa que exhibe una relación inversamente proporcional con la frecuencia [20].

En PLAXIS 2D, en la pestaña General del material creado, haciendo clic en la casilla Rayleigh α , la ventana se expande a la derecha y es posible calcular los coeficientes de Rayleigh introduciendo los valores adecuados para los coeficientes de amortiguación y las frecuencias objetivo, tal como se muestra en la **Figura 53**.

Figura 53

Coefficientes de amortiguamiento Rayleigh.



Nota. Elaboración propia mediante software Plaxis 2D

Para la definición de las frecuencias de referencia se siguieron las recomendaciones de Hudson et al. (1994), que sugiere que la primera frecuencia sea igual a la frecuencia fundamental del depósito de suelo, la cual se estimó en 1,2 Hz con base en los espesores de los materiales y las velocidades de onda de corte medidas en los ensayos geofísicos. Mientras que la segunda frecuencia debe ser el número impar más cercano dado por la relación entre la frecuencia predominante de la señal sísmica y la frecuencia fundamental del depósito, con lo cual se evita el sobre-amortiguamiento o sub-amortiguamiento de la señal. La frecuencia fundamental del depósito de suelo se define como la frecuencia en la que cabe esperar la amplificación más significativa, y corresponde a la forma del primer modo. Según este procedimiento, la frecuencia se calcula bajo la siguiente ecuación:

$$f = \frac{V_s}{4H} \quad \text{Ecuación 64}$$

Donde V_s representa la velocidad de la onda de corte y H es el espesor de la capa de suelo. El valor de V_s se ha elegido como valor medio en toda la profundidad.

Teniendo en cuenta que el valor medio de V_s es de aproximadamente 143 m/s² y que el depósito de suelo tiene 30 m de espesor, la frecuencia fundamental es igual a 1,19 Hz. Considerando el espectro de Fourier de la señal de entrada en el lecho rocoso, puede comprobarse que la frecuencia fundamental de la señal es de 2,465 Hz, lo que da una relación 2,46/1,19 igual a 2,06 Hz. Por lo tanto, la frecuencia del objetivo 2 se fija en 3 Hz. Dentro del intervalo de las frecuencias elegidas, el amortiguamiento es inferior al amortiguamiento objetivo, mientras que fuera de este intervalo la señal está sobre amortiguada. Utilizando un coeficiente de amortiguación objetivo del 1 %, los valores del coeficiente Rayleigh α y β son 0,1071 y 0,0076, respectivamente.

9.1.8 Definición de las condiciones de carga

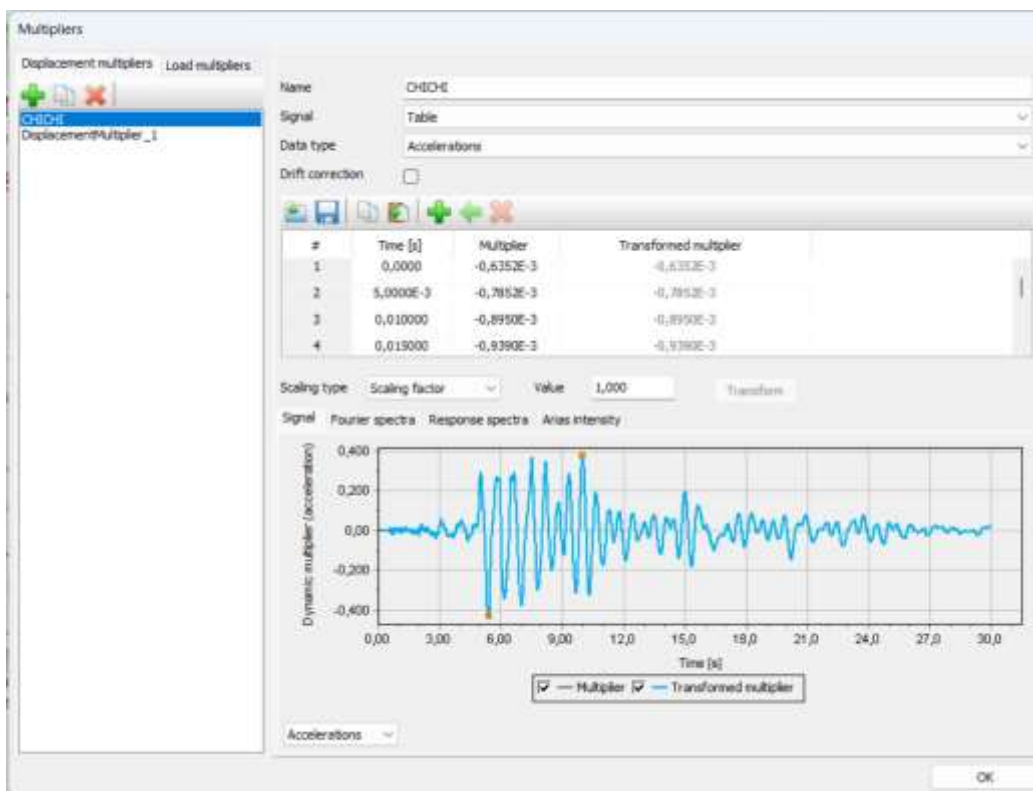
El sismo utilizado en este modelo numérico corresponde a un acelerograma caracterizado por un momento de magnitud M_w igual a 7,0. La señal de entrada se ajusta a una aceleración horizontal máxima de 0,29 g. Se asume que el sismo ocurre en la superficie de una formación rocosa y se modela mediante la imposición de un desplazamiento predeterminado en el límite inferior. Dado que la condición de contorno en la base del modelo se definirá utilizando una base conforme, la señal de entrada debe considerarse como la mitad del movimiento de la superficie rocosa. Según la definición, la aceleración de la historia temporal necesaria como

entrada a la base conforme es el movimiento de la superficie rocosa. Este movimiento se caracteriza por desplazamientos ascendentes y descendentes con la misma amplitud de onda.

PLAXIS 2D permite especificar el sismo de entrada como un desplazamiento predeterminado a lo largo de la base del modelo. Para este modelo, considerando que se requiere la mitad del movimiento de entrada, es necesario asignar un valor de 0,5 m al componente x del desplazamiento prescrito, mientras que la dirección y es fija. La carga dinámica viene dada en términos de multiplicador dinámico por importando la señal de entrada y seleccionando la opción Aceleración. La carga dinámica se indica en m/s^2 y tiene un pico de $3 m/s^2$

Figura 54

Señal de entrada al modelo.



Nota. Elaboración propia.

Al activar la opción de corrección de deriva en PLAXIS, se corrige la posible deriva en los desplazamientos, es decir, el desplazamiento final no nulo en la señal, que puede ser causado por la integración de las aceleraciones y velocidades. Esta corrección se lleva a cabo aplicando un movimiento de baja frecuencia desde el inicio de la fase de cálculo y ajustando la aceleración en consecuencia. Para que la corrección de la deriva sea precisa, el intervalo de tiempo de la fase y de la señal de entrada debe ser el mismo. En el caso de modelar una base conforme, es imperativo especificar una interfaz en la parte inferior del modelo.

9.1.9 Generación de malla

La generación de la malla es completamente automática y se fundamenta en un procedimiento robusto de triangulación. Es esencial supervisar la dimensión de los elementos triangulares, y mediante el refinamiento de la malla, se logra obtener un valor específico para la longitud media del lado del elemento.

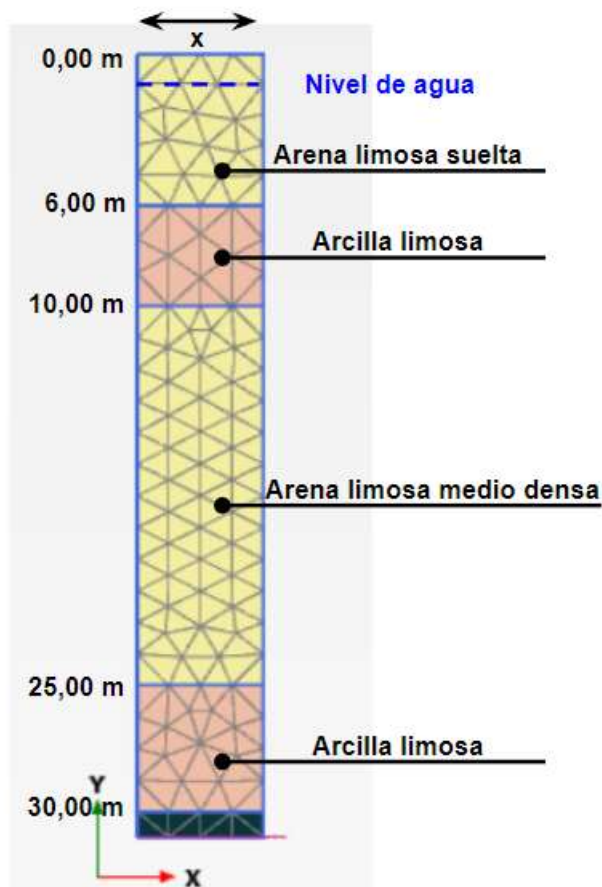
Kuhlemeyer & Lysmer (1973) sugieren suponer un tamaño inferior o igual a un octavo de la longitud de onda asociada a la componente de frecuencia máxima f_{\max} de la onda de entrada (es decir, la componente de frecuencia más alta que contiene energía apreciable):

$$\text{Tamaño promedio del elemento} \leq \frac{\lambda}{8} = \frac{V_{s,\min}}{8f_{\max}} \quad \text{Ecuación 65}$$

Donde $V_{s,\min}$ es la velocidad de onda más baja. Basándose en los resultados de los ensayos geofísicos la V_s más baja es igual a 113 m/s. Del espectro de Fourier se deduce que la componente de frecuencia máxima es de unos 5 Hz, lo que conduce a una dimensión mínima de 2,80 m.

Figura 55

Esquema de enmallado del modelo numérico.



Nota. Elaboración propia

9.1.10 Consideraciones de condiciones de frontera y parámetros de cálculo

Las condiciones de contorno pueden ser definidas en la opción Staged Construction Mode. El proceso de cálculo consiste en una fase de condición inicial que permita la generación correcta de las condiciones de esfuerzos iniciales en modelos de suelo definidos por el usuario, y una fase de análisis sísmico de campo libre destinada a interpretar el fenómeno de licuación. Las dos primeras fases se definen en condiciones estáticas y pueden aplicarse límites por defecto, correspondientes a límites verticales generalmente fijos y una base completamente fija. La tercera fase es dinámica. En el explorador de modelos, se debe activar el desplazamiento

predeterminado y su componente dinámica. Los límites verticales se modelan con grados de libertad ligados, mientras que en la base se puede seleccionar la opción de base conforme (Y_{Min}). Para aplicar estas condiciones de contorno correctamente, es necesario introducir una interfaz en la parte inferior del modelo, aunque no activarla, y deseleccionar las fijaciones estáticas.

Existen diversas opciones para modelar las condiciones de contorno en un análisis dinámico. En el caso de una propagación de ondas unidimensional, la opción de "Tied Degree" para los límites laterales permite representar una geometría simplificada del problema. Basta con definir una columna de suelo con la dimensión horizontal determinada por el tamaño promedio del elemento, mientras que los nodos en los límites izquierdo y derecho del modelo están interconectados y se caracterizan por tener el mismo desplazamiento. Es importante señalar que las condiciones de contorno de "Tied Degree" solo se pueden aplicar si la distribución de los nodos a lo largo de los dos límites verticales del modelo es idéntica, es decir, los nodos correspondientes en el lado izquierdo y derecho deben tener la misma coordenada. En PLAXIS 2D2 015, estas condiciones de contorno solo funcionan en contornos que pueden moverse libremente, por lo que es necesario desactivar las fijaciones predeterminadas.

En cuanto a la base del modelo, el caso más común es el de un depósito de suelo con comportamiento no lineal que recubre el basamento, de la que se supone que se comporta linealmente y que es capaz de absorber las ondas que se propagan hacia abajo. Para modelizar esta condición, hay que especificar una base fija en la parte inferior del modelo. Esta base se basa en los mismos principios que los límites de campo libre, en los que los elementos de campo libre se añaden al dominio principal y se conectan a él mediante dashpots fijados en las direcciones normal y de cizalladura. Para describir la propagación de la onda dentro del elemento, se utiliza el mismo comportamiento mecánico del suelo circundante. El movimiento

del elemento se transfiere al dominio principal aplicando las fuerzas equivalentes, que PLAXIS 2D calcula automáticamente. Considerando sólo la dirección de corte, el esfuerzo de corte viene dada por:

$$\tau = 2 * \rho * C_2 * V_s * U_{upward} \quad \text{Ecuación 66}$$

donde ρ representa la densidad del material, C_2 es un coeficiente de relajación, V_s es la velocidad de la onda de corte en el elemento, U_{upward} es la velocidad de la partícula del movimiento de propagación ascendente. Se añade el factor 2 debido a que la mitad de la tensión es absorbida por los puntos de rozamiento viscosos y la otra mitad se transfiere al dominio principal. Es crucial tener en cuenta que solo se requiere el movimiento ascendente; en el caso de que el sismo se registre en el afloramiento de una formación rocosa, esto implica la superposición de las ondas de propagación ascendente y descendente, es decir, solo la mitad del movimiento debe utilizarse como entrada para el análisis, dado que las amplitudes de las ondas ascendentes y descendentes son idénticas. La base conforme funciona adecuadamente si el coeficiente de relajación.

C_2 se establece en 1. Los valores de ρ y V_s corresponden a la capa de suelo en la base. Esto implica que, si el movimiento de entrada se registra en la superficie de una formación que se asemeja a una roca con una alta velocidad de ondas de corte y propiedades elásticas, es necesario definir una capa delgada en la base del modelo con las propiedades de una roca. Para modelar una base conforme en PLAXIS, no es necesario especificar un historial de tensión-tiempo; en su lugar, se puede aplicar un desplazamiento predeterminado y proporcionar la entrada en términos de tiempo-aceleración, velocidad o desplazamiento. La separación entre el dominio principal y el elemento de campo libre en la base se realiza mediante una interfaz, lo

que permite crear el llamado par de nodos. De esta manera, es posible tanto aplicar el movimiento de entrada como absorber las ondas entrantes.

Los parámetros de cálculo de la fase dinámica se especificaron adecuadamente en la ventana de Fases, seleccionando:

- El tipo de cálculo se definió como Dinámico
- Se estableció en 40 segundos como intervalo de tiempo dinámico
- Número máximo de pasos igual a 2000 y mantener los ajustes por defecto para los demás parámetros de control numérico
- Se establecieron los valores por defecto para Alpha-Newmark y Beta-Newmark (0,25 y 0,5, respectivamente).

El procedimiento automático incorporado en PLAXIS asegura que una onda no atraviese más de un elemento por paso de tiempo. Se verifican dos condiciones: primero, se estima el paso de tiempo crítico en relación con el tamaño del elemento y la rigidez del material; luego, el paso de tiempo se ajusta según el número de puntos de datos especificados como multiplicadores dinámicos.

El paso de tiempo δt utilizado en un cálculo dinámico viene dado por la siguiente ecuación:

$$\delta t = \frac{\Delta t}{m*n} \quad \text{Ecuación 67}$$

Donde Δt es el parámetro de Intervalo de Tiempo Dinámico, que representa la duración del sismo, m es el número máximo de pasos, y n es el número de subpasos. PLAXIS calcula automáticamente el número adecuado de pasos (n) y subpasos (m). Para visualizar la señal completa, se recomienda utilizar un número de pasos (m) igual al número de multiplicadores que define la señal de entrada.

Para visualizar los valores calculados por PLAXIS 2D, SE DEBE puede seleccionar "Manual" en el menú de "Determinación del paso temporal". La casilla "Número de subpasos" se vuelve editable y, al hacer clic en ella, aparece una tabla en la SE puede pulsar el botón "Recuperar" para calcular el número necesario de subpasos. Haciendo clic en "Aplicar", se utilizan los valores mostrados en el cálculo. Es importante destacar que, si se modifican los valores calculados y se utiliza un paso de tiempo superior a los límites especificados, los datos se interpolan, lo que puede conducir a resultados inexactos.

Para verificar si la señal utilizada es la misma que la proporcionada en la entrada, es posible crear un gráfico en el programa de salida seleccionando "Tiempo dinámico" en el eje X y " a_x (g)" en el eje Y en el nivel inferior. La señal mostrada en este gráfico debería coincidir con la señal de entrada.

9.1.11 Resultados

El potencial de licuación se puede expresar a través de la relación de exceso de presión de poros (r_u), la cual representa la relación entre el exceso de presión de poros y el esfuerzo vertical efectivo inicial a esa profundidad. En el modelo UBC3D-PLM, r_u está definida por:

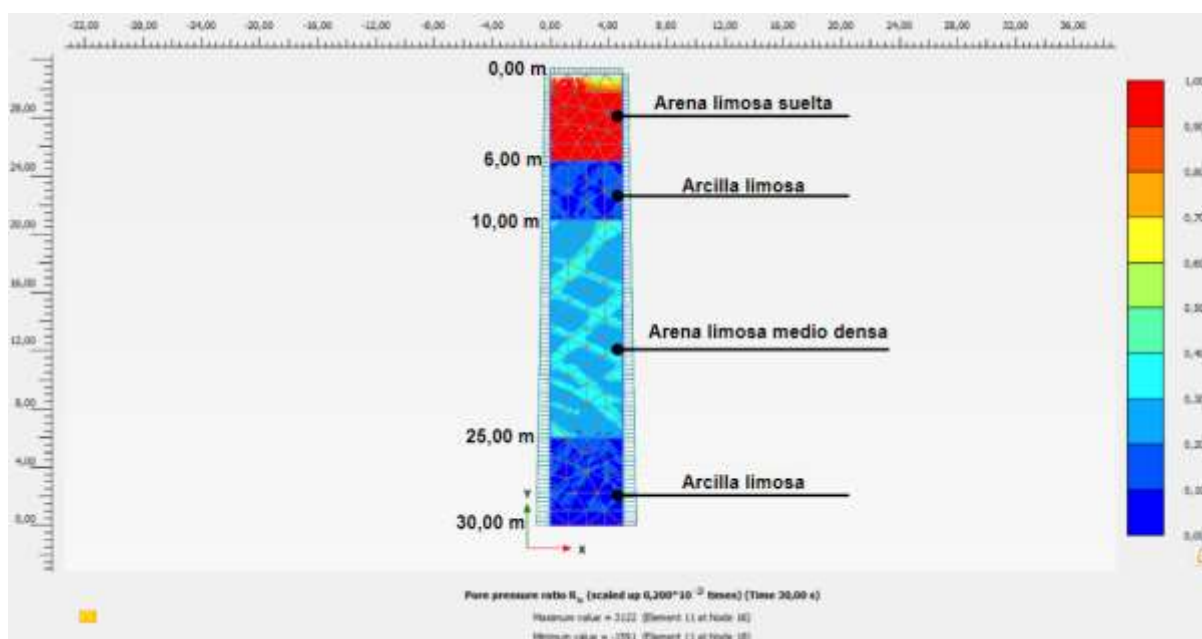
$$r_u = 1 - \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Ecuación 68}$$

Donde σ'_v representa el esfuerzo vertical efectivo al final del cálculo dinámico y σ'_{v0} es el esfuerzo vertical efectivo antes del movimiento sísmico. Cuando r_u alcanza el valor de 1, indica que la capa correspondiente se encuentra en un estado de licuación completa. Beaty y Perlea (2011) consideran que las zonas con un valor máximo de r_u superior a 0,7 están licuadas.

La **Figura 56** ilustra que el fenómeno de licuación que ocurre en la capa de arena limosa suelta, ya que el parámetro r_u es aproximadamente 1 al concluir el análisis.

Figura 56

Relación de presión de poros r_u .



Nota. Elaboración propia

10 Conclusiones

En esta investigación, se abordó la evaluación del potencial de licuación para los depósitos de arenas del barrio cardales en el distrito de Barrancabermeja mediante tres métodos distintos: el método de SPT, velocidad de onda de corte (V_s) y el análisis en PLAXIS 2D. Los resultados consistentes de los tres enfoques apuntan de manera concluyente hacia la susceptibilidad del estrato de arena limosa suelta presente en los primeros 6,0 m del perfil litológico en consideración.

En primer lugar, se aplica el procedimiento simplificado introducido por Seed & Idriss (1971) y actualizado por Idriss & Boulanger (2014). La determinación del inicio de la susceptibilidad a licuación se realiza a través de una curva que separa un estado licuable de uno no licuable, construida sobre la base de numerosos casos históricos. Este enfoque utiliza una serie de coeficientes para "escalar" el evento sísmico y las condiciones in situ a una situación estándar. Los resultados obtenidos, junto con la evaluación de la velocidad de onda de corte, respaldaron la presencia de condiciones propicias para la licuación en el estrato de arena suelta.

El tercer enfoque implica un análisis totalmente dinámico mediante el código de elementos finitos PLAXIS 2D. Aquí, es crucial seleccionar las condiciones de contorno dinámicas y los modelos constitutivos adecuados para reproducir el comportamiento de los suelos saturados bajo cargas cíclicas. Los resultados del cálculo PLAXIS concuerdan bien con los del procedimiento simplificados (SPT y V_s), demostrando un exitoso modelado del inicio de la licuefacción en las capas de arena.

En relación con los modelos constitutivos, el modelo UBC3D-PLM se muestra capaz de representar la acumulación de presiones de poro arenas sueltas saturadas sometidas a cargas cíclicas. Mientras tanto, el modelo GHS es eficiente para reproducir el

comportamiento disipativo no lineal de los suelos durante la carga cíclica de cizalladura, activando únicamente la superficie de fallo.

Este estudio no solo ha subrayado la importancia de la convergencia de múltiples métodos para evaluar el potencial de licuación, sino también ha destacado la robustez de la conclusión obtenida. La consistencia entre los resultados de SPT, Vs y PLAXIS 2D fortalece la confianza en la identificación de la susceptibilidad del estrato de arena suelta.

En resumen, la convergencia de evidencia de los tres métodos empleados respalda de manera concluyente la conclusión de que el estrato de arena suelta evaluado presenta un alto potencial de licuación. Estos hallazgos no solo tienen implicaciones significativas para la comprensión de la geotecnia del sitio en estudio, sino que también subrayan la importancia de abordar la licuación desde múltiples perspectivas para obtener una evaluación integral y precisa de los riesgos geotécnicos asociados.

11 Recomendaciones

En el marco de la presente tesis, se ha abordado de manera exhaustiva el análisis de susceptibilidad a la licuación en Barrancabermeja, utilizando métodos semiempíricos basados en resultados de ensayos geotécnicos como el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y la Velocidad de Onda de Corte (VS). No obstante, para fortalecer la comprensión de los fenómenos geotécnicos involucrados, se recomienda encarecidamente que futuras investigaciones consideren la implementación de análisis numéricos tridimensionales (3D) de deformaciones inducidas sísmicamente mediante métodos numéricos avanzados.

La incorporación de modelos numéricos 3D permitirá una representación más precisa de la complejidad del comportamiento del suelo en Barrancabermeja frente a eventos sísmicos. Los métodos numéricos proporcionan la capacidad de simular de manera detallada las condiciones geotécnicas específicas de la región, teniendo en cuenta la variabilidad espacial del suelo y las condiciones locales. Este enfoque permitirá una evaluación más completa de los efectos sísmicos en el suelo y proporcionará información valiosa para la toma de decisiones en diseño de infraestructuras y gestión del riesgo.

Asimismo, se sugiere que las futuras investigaciones consideren la implementación de análisis de sensibilidad en los modelos numéricos 3D, explorando diferentes escenarios sísmicos y condiciones geotécnicas. Esto contribuirá a mejorar la robustez de las conclusiones y brindará una visión más holística de la susceptibilidad a la licuación en Barrancabermeja. En última instancia, la combinación de métodos semiempíricos y análisis numéricos avanzados en investigaciones futuras fortalecerá la base de conocimientos geotécnicos y proporcionará herramientas más sólidas para la gestión de riesgos en la región.

En el desarrollo de proyectos urbanos o viales en esta área, se sugiere tener en cuenta la estimación de asentamientos causados por licuación del suelo. Se puede utilizar la metodología propuesta por Tokimatsu y Bolton (1987), que permite calcular la deformación volumétrica considerando el esfuerzo cíclico y el número de golpes (N_1)₆₀. De esta manera, se reduce el riesgo asociado a este fenómeno en caso de que la ciudad experimente sismos de gran magnitud.

12 Referencias Bibliográficas

- [1] F. Brenes, “Evaluación del Potencial de Licuefacción en Suelos,” *Icotec*, vol. 3, pp. 1–106, 2008, [Online]. Available: https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/6061/evaluacion_potencial_licuefaccion_suelos.pdf?sequence=1
- [2] G. D. Pozo Pesantez, “POZO PESANTEZ GABRIELA DOMENICA.pdf,” UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA, 2021.
- [3] A. Barrientos, “Curvas de gradación y damping en suelos Chilenos,” 2014.
- [4] R. Aguilar, “Análisis paramétrico del desplazamiento por dispersión lateral causado por el fenómeno de licuación.,” no. 1993, 2012.
- [5] L. Adolfo, L. Ramírez, and J. E. D. G, “Uso del piezocono (CPTU) para determinar la caracterización geotécnica de depósitos arcillosos blandos en algunos sitios del departamento de Boyacá Use of piezocone (CPTU) to determine the geotechnical characterization of soft clay deposits in some pl,” 2015.
- [6] C. Alarcon, “Análisis de resistencia a la licuación mediante ensayo de Dilatómetro Sísmico (SDMT) en la ciudad de Concepción Análisis de resistencia a la licuación mediante ensayo de Dilatómetro Sísmico (SDMT) en la ciudad de Concepción Resumen,” no. December, 2016.
- [7] O. González-Cueto, M. Herrera, C. Iglesias, and E. López, “Análisis de los modelos constitutivos empleados para simular la compactación del suelo mediante el método de elementos finitos,” *Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias*, vol. 22, no. 3, pp. 75–80, 2013.
- [8] Reyes, G., y Flórez, H. (2022) “Geología Urbana de Barrancabermeja 2022”. Geociencias en las fronteras de la sostenibilidad territorial. Segunda edición.
- [9] ZER GEOSYSTEM PERU S.A.C., “Informe Final Ensayos Geofísicos Por Los Métodos De Masw Y Mam Para El Área De Emplazamiento Del Puente Quilca,” no. 511, 2010.
- [10] J. Carmona, “Estudio de resultados ensayo de penetración estándar (spt) para el factor de corrección y el ángulo de fricción del suelo usando diferentes tipos de correlaciones,” 2017, [Online]. Available: https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/2572/1/SPT_factor_CN_ángulo_Ø_diferentes_correlaciones.pdf
- [11] P. DE MARCO Z., “Corrección Del Índice De Resistencia a La Penetración (Spt) Considerando La Eficiencia Energética Del Equipo,” *GEOS Revista Venezolana de Ciencias de la Tierra*, vol. 0, no. 35, pp. 65–71, 2013.

- [12] N. J. G. CASTRO, “ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN DE LA LICUACIÓN DE SUELOS Y RECOMENDACIONES PARA SU APLICACIÓN EN CHILE, PARA LAS MEDICIONES IN SITU SPT, CPT Y Vs,” *Universidad Tecnica Federico Santa Maria*, no. January, 2020, doi: 10.13140/RG.2.2.19634.96963.
- [13] R. Verdugo, J. González, and S. Fundador, “Efecto de la Magnitud del Sismo en la Ocurrencia de Licuefacción the Creative Commons Attribution Non-Commercial License 4.0 (CC BY-NC 4.0),” vol. 0, 2019, doi: 10.3233/STAL190277.
- [14] H. M. Jaramillo, “Selection of Seismic Signals for Urban Microzonification , Case Study : Armenia , Colombia,” vol. 7, pp. 143–160, 2007.
- [15] G. Avilés, D. Grados, J. Ochoa, C. Pariona, and A. Vite, “Estudio comparativo de metodologías de análisis de licuación de suelos,” pp. 1–42, 2022, [Online]. Available: https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/623040/Zapata_VN.pdf?sequence=5
- [16] E. I. Geotécnica, M. G. Sottile, N. Tasso, and A. O. Sfriso, “Evaluación del potencial de licuación por acción sísmica mediante el uso de modelación numérica,” 2021.
- [17] T. P. Molina-Rincón, “Evaluación del modelo constitutivo generalized bounding surface model en la simulación del comportamiento de suelos cohesivos,” 2019.
- [18] J. A. Mercado, “Simulation of Liquefaction-Induced Damage of the Port of Long Beach California using the UBC3D-PLM model,” 2016.
- [19] C. Castillo-Rivera, “Revisión de los metodos de diseño de pavimentos flexibles ‘AASHTO 93’ y el ‘Modelo Elastico Lineal (KENLAYER)’ , mediante el modelo viscoelastico propuesto por la ‘ME PDG NCHRP 1-37A (3D-MOVE)’ .,” *Universidad Nacional de Colombia*, p. 129, 2014, [Online]. Available: <http://www.bdigital.unal.edu.co/45987/>
- [20] N. Bloom and J. Van Reenen, “濟無No Title No Title No Title,” *NBER Working Papers*, p. 89, 2013, [Online]. Available: <http://www.nber.org/papers/w16019>