



UNIVERSIDAD
SAN SEBASTIAN
Ilumina el futuro

FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL
SEDE CONCEPCIÓN

“ANÁLISIS COMPARATIVO DE MÉTODOS PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN USANDO CPT_u”

Tesis para optar al Título en Ingeniería Civil

Profesor tutor: M.Sc. Francisco Acuña Olate

Estudiante: Ignacia Belén Godoy Rodríguez

© Ignacia Belén Godoy Rodríguez. Se autoriza la reproducción parcial o total de esta obra, con fines académicos, por cualquier forma, medio o procedimiento siempre y cuando se incluya cita bibliográfica del documento.

Concepción, Chile

2025

HOJA DE CALIFICACIÓN

En _____, el _____ de _____ de _____ los abajo firmantes
dejan constancia que el (la) estudiante
_____ de la carrera de
_____ ha aprobado la tesis para optar al título de
_____ con nota
de _____

Profesor Evaluador

Profesor Evaluador

Profesor Evaluador

DEDICATORIA

*A mi familia, amigos y a todas las personas que, con su colaboración, guía y
compañía, hicieron posible este proceso.*

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar a mis padres, Gladis y Mario, gracias por enseñarme con su ejemplo que el esfuerzo y la perseverancia son la base para alcanzar cualquier meta. Por su cariño y apoyo en los momentos más difíciles.

A mi hermana, María José, por su compañía, por escucharme siempre y por recordarme que no estoy sola en este camino.

A Maximiliano por su amor, comprensión y apoyo incondicional, por estar a mi lado en cada desafío y celebrar conmigo cada pequeño triunfo.

A Eduardo, por su amistad y su apoyo constante, tanto dentro como fuera de la carrera.

A mi profesor guía, Francisco Acuña, por su orientación, paciencia y generosidad para compartir su conocimiento.

Al profesor Patricio Fuentes, por su constante disposición, paciencia y apoyo, tanto en la realización de este trabajo como a lo largo de mi formación universitaria, contribuyendo a mi crecimiento personal y académico.

A mi gata Arya, por su compañía silenciosa y momentos de ternura.

Finalmente, a todos quienes, de una u otra manera, aportaron a esta etapa de mi vida.

TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN	1
ABSTRACT	2
CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN	3
1.1 Motivación	3
1.2 Hipótesis	3
1.3 Objetivos	4
1.3.1 Objetivo general	4
1.3.2 Objetivos específicos	4
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	5
2.1 Introducción	5
2.2 Ensayo de Penetración de Cono con medición de Presión de Poros (CPTu)	5
2.3 Reajustes de Terreno	8
2.4 Licuación	11
2.4.1 Movilidad cíclica	11
2.4.2 Falla por flujo	12
2.5 Licuación en Chile	15
2.5.1 Terremoto de 1939	15
2.5.2 Terremoto de 1960	17
2.5.3 Terremoto de 2010	19
2.6 Métodos de Evaluación al Potencial de Licuación	23
2.6.1 Factor de Seguridad (FS)	23
2.6.2 Resistencia Cíclica (CRR)	23
2.6.3 Sollicitación Cíclica (CSR)	32
2.7 Vulnerabilidad a la Licuación	35
2.7.1 Índice de Potencial de Licuación (<i>LPI</i>)	35
2.7.2 Índice de Potencial de Licuación (<i>LPI_{ish}</i>)	36
CAPÍTULO III ANÁLISIS CASO DE ESTUDIO	39
3.1 Introducción	39

3.2 Sitio en Estudio.....	40
CAPÍTULO IV RESULTADOS	46
4.1 Introducción	46
4.2 Evaluación del Potencial de Licuación	47
4.2.1 CPTu 1	47
4.2.2 CPTu 2.....	52
4.2.3 CPTu 3.....	57
4.3 Comparación de Resultados	62
4.4 Análisis de Métodos Utilizados	65
CAPÍTULO V CONCLUSIONES	66
REFERENCIAS	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Esquema ensayo CPT, donde se muestra el cono.....	6
Figura 2: Sondeo representativo con piezocono. (Mayne, 2023)	7
Figura 3: Esquema general. (Elaboración propia)	11
Figura 4: Edificios terremoto de Niigata 1964. (Washington.edu, n.d-a)	12
Figura 5: Lateral Spreading, Alaska 1964.....	13
Figura 6: Deslizamiento de tierra, Yamakoshi 2004.	14
Figura 7: Volcán de arena, Loma Prieta 1989.	14
Figura 8: Epicentro terremoto 1939. (Google Earth, n.d.)	16
Figura 9: Puente de Ñipas, Terremoto 1939. (Biblioteca Nacional de Chile, n.d.-a)	17
Figura 10: Camino Chillán-Concepción, Terremoto 1939. (Biblioteca Nacional de Chile, n.d.-a)	17
Figura 11: Epicentro terremoto 1960. (Google Earth, n.d.).....	18
Figura 12: Grieta en la calle, Terremoto 1960.....	19
Figura 13: Asentamiento de casas, terremoto 1960. (Biblioteca Nacional de Chile, n.d.-a)	19
Figura 14: Asentamiento de casas, terremoto 1960. (Biblioteca Nacional de Chile, n.d.-a)	19
Figura 15: Epicentro terremoto 2010. (Google Earth, n.d.)	20
Figura 16: Zonas de licuación de suelos y zona de ruptura terremoto 27F.	22
Figura 17: Esquema del procedimiento Robertson & Wride (1998). (Elaboración propia)	25
Figura 18: Esquema del procedimiento Moss et al. (2006)). (Elaboración propia) ..	28
Figura 19: Esquema del procedimiento Boulanger & Idriss (2008). (Elaboración propia)	29
Figura 20: Esquema del procedimiento Boulanger & Idriss (2014). (Elaboración propia)	32
Figura 21: Ubicación del terreno en estudio. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b).....	39

Figura 22: Potencial de licuación basado en SPT. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b).....	40
Figura 23: Ubicación referencial de sondajes CPTu. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024a).....	41
Figura 24: Ensayo CPTu in situ. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b) .	41
Figura 25: Resultados CPTu 1. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)...	42
Figura 26: Resultados CPTu 2. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)...	42
Figura 27: Resultados CPTu 3. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)...	43
Figura 28: Resultados ensayo DCP. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)	43
Figura 29: Perfil Vs30. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b).....	44
Figura 30: Resultados para medición HV-1. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)	45
Figura 31: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.....	47
Figura 32: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.....	48
Figura 33: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.....	50
Figura 34: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.....	51
Figura 35: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.....	52
Figura 36: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.....	53
Figura 37: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.....	55
Figura 38: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.....	56

Figura 39: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.....	57
Figura 40: CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.....	58
Figura 41: CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.....	60
Figura 42: CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.....	61
Figura 43: Resultados Aragón CPTu 1. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)	63
Figura 44: Resultados Aragón CPTu 2. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)	63
Figura 45: Resultados Aragón CPTu 3. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)	64

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Interpretación de LPI. (Iwasaki et al. 1982)	36
Tabla 2: Interpretación de <i>LPIsh</i> . (Ishihara, 1985).....	37
Tabla 3: Resumen comparativo de métodos para análisis de licuación (modificado de San Martín, 2021).....	38

RESUMEN

La licuación de suelos es un fenómeno geotécnico que puede afectar la estabilidad del suelo durante eventos sísmicos, especialmente en depósitos arenosos saturados. En Chile, tras el terremoto del Maule 2010, este fenómeno cobró más relevancia ya que se evidenció su impacto y la necesidad de contar con métodos confiables de evaluación. El presente trabajo aborda el análisis comparativo de diferentes metodologías para estimar el potencial de licuación a partir de ensayos CPTu, aplicados en un caso de estudio en Puerto Aysén.

La investigación se desarrolló mediante una revisión teórica de los métodos disponibles, la caracterización del sitio mediante ensayos in situ y la programación en Python de los métodos de Robertson & Wride (1998), Moss et al. (2006) y Boulanger & Idriss (2008, 2014). Se consideraron condiciones sísmicas locales y se procesaron tres perfiles CPTu para calcular sollicitación cíclica (CSR), resistencia cíclica (CRR), factor de seguridad (FS) e índices de potencial de licuación (LPI).

Los resultados muestran que los primeros 14 metros corresponden a estratos arenosos saturados con $FS < 1$ y LPI crecientes, lo que indica alta susceptibilidad a licuación. Entre los métodos, Boulanger & Idriss presentaron curvas más conservadoras y continuas de la sollicitación cíclica, Moss et al. reflejó mayor dispersión por su enfoque probabilístico, y Robertson & Wride entregó resultados intermedios. La comparación con el software “CLiq” mostró alta concordancia, validando la confiabilidad de la herramienta desarrollada.

En síntesis, el sitio analizado presenta estratos críticos frente a la licuación, lo que refuerza la necesidad de considerar medidas de mitigación en el diseño. Entre las alternativas destacan pilotes y, especialmente, geomallas, que permiten mejorar la capacidad de soporte de los suelos granulares y reducir asentamientos asociados a la licuación, constituyéndose en una solución eficiente para proyectos habitacionales en zonas con condiciones similares.

Palabras clave: CPTu, Licuación, CSR, CRR, FS, LPI.

ABSTRACT

Soil liquefaction is a geotechnical phenomenon that can affect soil stability during seismic events, especially in saturated sandy deposits. In Chile, after the Maule 2010 earthquake, this phenomenon gained greater relevance as its impact was evidenced along with the need for reliable evaluation methods. This study addresses the comparative analysis of different methodologies for estimating liquefaction potential based on CPTu tests, applied to a case study in Puerto Aysén.

The research was developed through a theoretical review of the available methods, site characterization using in situ tests and Python programming of the methods by Robertson & Wride (1998), Moss et al. (2006), and Boulanger & Idriss (2008, 2014). Local seismic conditions were considered, and three CPTu profiles were processed to calculate cyclic stress ratio (CSR), cyclic resistance ratio (CRR), factor of safety (FS), and liquefaction potential index (LPI).

The results show that the first 14 meters corresponds to saturated sandy strata with $FS < 1$ and increasing LPI, indicating high susceptibility to liquefaction. Among the methods, Boulanger & Idriss presented more conservative and continuous cyclic stress curves, Moss et al. reflected greater dispersion due to its probabilistic approach, and Robertson & Wride provided intermediate results. The comparison with the “CLiq” software showed high consistency, validating the reliability of the developed tool.

In summary, the analyzed site presents critical strata prone to liquefaction, which reinforces the need to consider mitigation measures in design. Among the alternatives, piles and especially geogrids stand out, as they improve the bearing capacity of granular soils and reduce settlements associated with liquefaction, making them an efficient solution for residential projects in areas with similar conditions.

Keywords: CPTu, Liquefaction, CSR, CRR, FS, LPI.

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

La licuación de suelos es un fenómeno geotécnico que puede generar importantes daños en infraestructuras durante eventos sísmicos, especialmente en depósitos de suelos no consolidados y saturados. Su estudio cobró gran relevancia a partir de los efectos observados en los terremotos de Alaska (EE.UU) y Niigata (Japón) en 1964, donde se evidenciaron fallas masivas por pérdida de resistencia del suelo, como asentamientos, inclinación de estructuras y surgimiento de volcanes de arena. A partir de estos eventos, se intensificaron los esfuerzos por desarrollar métodos de evaluación.

En este contexto, el ensayo de penetración de cono ha adquirido gran importancia al realizarse in situ, con un registro automático y continuo, permitiendo identificar variaciones de resistencia y comportamiento del suelo. Este tipo de ensayo logra un mayor nivel de detalle que métodos tradicionales como el SPT o los ensayos de laboratorio (Mayne, 2023). Diversos autores como Robertson & Wride (1998), Moss (2006), Boulanger & Idriss (2008) y Boulanger & Idriss (2014) han formulado metodologías empíricas que permiten estimar el potencial de licuación a partir de parámetros obtenidos del CPTu.

1.2 Hipótesis

Este trabajo plantea la evaluación del potencial de licuación a partir de perfiles estratigráficos obtenidos mediante ensayos CPTu. Se estudia el fenómeno de licuación a partir de una revisión del marco teórico y se analizan las técnicas de evaluación de licuación usando registros CPTu. Se implementan y comparan los métodos de Robertson & Wride (1998), Moss et al. (2006), Boulanger & Idriss (2008) y Boulanger & Idriss (2014). El procesamiento de datos de campo incluyendo correcciones y normalizaciones, fue programado en Python considerando los cuatro métodos seleccionados para calcular la demanda sísmica (CSR), la resistencia cíclica (CRR), el factor de seguridad (FS) y el Índice del Potencial de Licuación (LPI). Esta metodología se aplica al caso práctico de Puerto Aysén, donde se procesan

tres perfiles CPTu considerando parámetros sísmicos locales y generando perfiles continuos de FS y LPI. Se identifican las capas susceptibles a licuación y se analizan las diferencias y concordancias entre métodos.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Analizar y comparar cuatro métodos de evaluación al potencial de licuación usando registros de CPTu, aplicados a un proyecto de viviendas en el sur de Chile.

1.3.2 Objetivos específicos

- Estudiar y comprender la importancia del fenómeno de licuación y sus consecuencias en Chile.
- Analizar, comparar y programar en Python cuatro métodos de evaluación del potencial de licuación usando CPTu.
- Reconocer técnicas de tratamiento del terreno, en base a resultados de evaluación del potencial de licuación.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1 Introducción

El presente capítulo tiene como finalidad contextualizar los conceptos de análisis de datos. En primer lugar, se aborda el ensayo de penetración de cono con medición de presión de poros (CPTu), describiendo sus principios y aplicaciones dentro de la caracterización geotécnica in situ. Se describe el análisis de los registros del ensayo, haciendo énfasis en las correcciones necesarias para mejorar la precisión de los resultados, tales como la corrección de la resistencia de punta y el cálculo de esfuerzos efectivos. Luego, se expone el fenómeno de la licuación de suelos, considerando el contexto sísmico chileno. Finalmente, se detallan las metodologías empleadas para su evaluación a partir de ensayos CPTu, considerando las propuestas de Robertson & Wride (1998), Moss et al. (2006), Idriss & Boulanger (2008) y Boulanger & Idriss (2014).

2.2 Ensayo de Penetración de Cono con medición de Presión de Poros (CPTu)

Este ensayo es una de las técnicas más utilizadas en la investigación geotécnica in situ para la caracterización de suelos. Consiste en la introducción continua de un penetrómetro en el terreno, el cual se empuja hidráulicamente a una velocidad constante de 20 mm/s . Durante la penetración, se registran en tiempo real tres parámetros: la resistencia de punta (q_c), la fricción de fuste (f_s) y la presión de poros (u), en función a la profundidad (Mayne, 2023). Estos procedimientos se encuentran estandarizados en Chile por la Norma NCh 3809:2023, que establece los requisitos técnicos para la ejecución y el procesamiento de los ensayos CPTu.

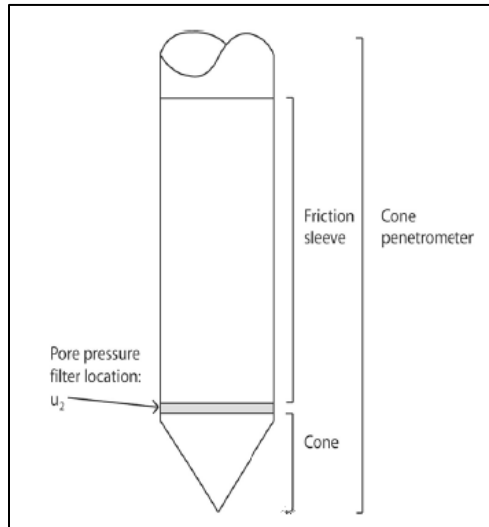


Figura 1: Esquema ensayo CPT, donde se muestra el cono de penetración. (Robertson & Cabal, 2022)

El equipo utilizado en el ensayo de CPTu cuenta con sensores electrónicos ubicados en una sonda cónica al frente de una serie de varillas de acero huecas. Estas varillas pueden tener diferentes diámetros según el tamaño del cono, siendo los más comunes de 10 cm^2 y 15 cm^2 de área transversal. También existen versiones más pequeñas para mejor resolución en suelos estratificados y conos de mayor tamaño para suelos gruesos, como gravas. Los sensores están diseñados para resistir condiciones adversas y transmitir la información a un sistema computacional en la superficie ya sea por cable o de forma inalámbrica.

Existen diferentes tipos de ensayos de penetración, incluyendo el CPTu, que incorpora mediciones de presión de poros para suelos con presencia de agua. Para garantizar la precisión de las mediciones, es necesario aplicar correcciones sistemáticas por el área desigual en la punta y fuste, lo que permite obtener valores corregidos como la resistencia de punta total (q_t) y la fricción de fuste total (f_{st}). En concordancia con las recomendaciones establecidas en la Norma Chilena NCh 3809:2023 (Instituto Nacional de Normalización (INN)., 2023).

Los equipos de ensayo CPT están montados sobre diferentes tipos de vehículos según las condiciones del sitio, como camiones, plataformas sobre orugas, barcas, o marcos portátiles. Esto permite realizar ensayos en terrenos de difícil acceso, ambientes marinos o zonas remotas.

Los resultados del ensayo CPTu se representan comúnmente en gráficos en función de la profundidad. Estos gráficos permiten una visualización directa de la resistencia del suelo, facilitando la identificación de capas delgadas y zonas blandas. Además, se utilizan unidades normalizadas en kPa, MPa o unidades adimensionales relativas a la presión atmosférica. En la Figura 2, se muestra un ejemplo representativo de los perfiles obtenidos en un ensayo CPTu, donde se observa la resistencia de punta, la fricción de fuste y la presión de poros en función de la profundidad.

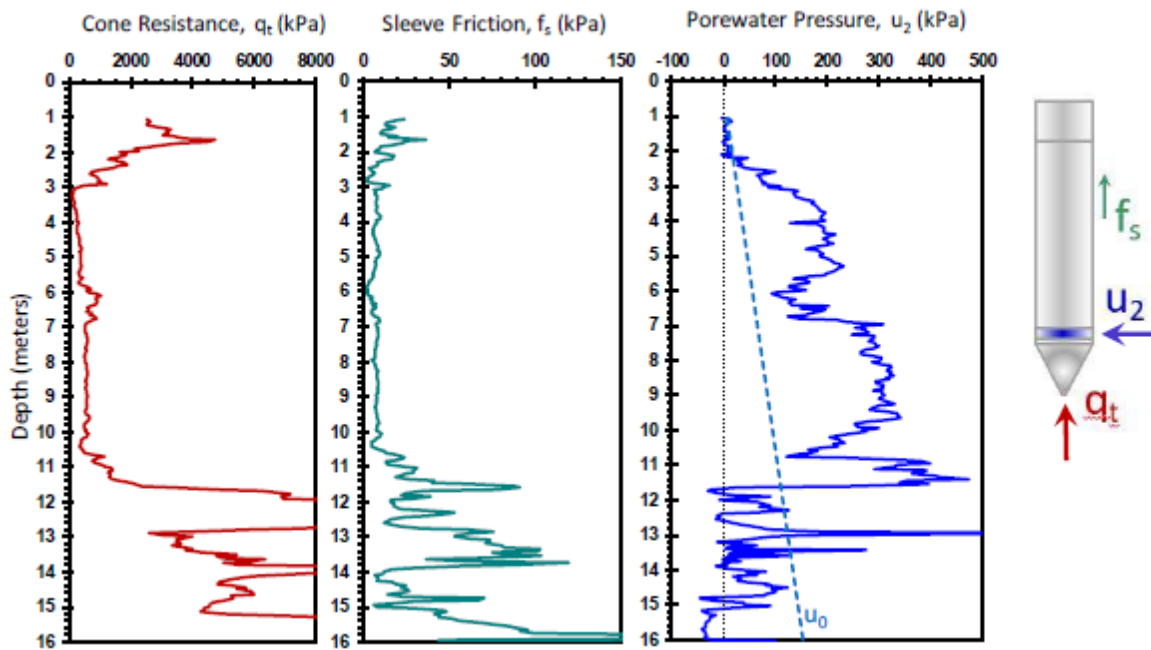


Figura 2: Sondeo representativo con piezocono. (Mayne, 2023)

Una herramienta complementaria al ensayo CPTu es el ensayo de disipación de presión de poros (PPD), el cual evalúa la capacidad de drenaje del suelo midiendo cómo decae la sobrepresión de poros una vez detenida la penetración. Este ensayo es útil para estimar parámetros como el coeficiente de consolidación y la permeabilidad del suelo.

La penetración cónica también destaca por su capacidad de perfilamiento estratigráfico. Gracias a su alta resolución (1 a 5 cm), permite una identificación detallada de las capas del subsuelo. Además, la repetibilidad del ensayo asegura resultados consistentes, incluso entre diferentes equipos. (Mayne, 2023)

Para la identificación preliminar del tipo de suelo, se pueden aplicar reglas empíricas basadas en los valores medidos. Por ejemplo, altas resistencias de punta indican arenas, mientras que altos valores de presión de poros sugieren arcillas. El cociente entre fricción y resistencia también permite discriminar entre suelos gruesos y finos, o detectar presencia de materia orgánica. (Mayne, 2023)

El ensayo sísmico con piezocono (SCPTU) combina el CPTu con mediciones geofísicas de velocidad de onda de corte (V_s). Durante pausas en la penetración, se generan ondas sísmicas que son captadas por geófonos instalados en el penetrómetro, permitiendo obtener perfiles dinámicos del suelo útiles para el análisis sísmico.

La caracterización de un terreno se basa en una adecuada planificación de ensayos in situ, considerando la geometría del problema, la variabilidad del terreno y las necesidades del proyecto. El CPT ofrece una herramienta eficaz y económica para definir la extensión y composición de las capas de suelo. (Mayne, 2023)

2.3 Reajustes de Terreno

Todas las ecuaciones presentadas en este capítulo se basan en lo expuesto en el libro “*The Cone Penetration Test: A CPT Design Parameter Manual*, Mayne, P. (2023)”. Durante el ensayo, la resistencia registrada en la punta del cono no siempre refleja únicamente la respuesta del suelo en la zona frontal de penetración, ya que puede incluir efectos adicionales asociados a la interacción del cono con el terreno. Esto puede llevar a una sobreestimación de la resistencia real. Para corregir esta distorsión, se determina la resistencia de punta corregida (q_t), que entrega un valor más representativo del comportamiento del suelo. La resistencia total del cono (q_t) se obtiene al corregir el valor medido añadiendo el efecto de la presión del poro, conforme a la Ecuación 1.

$$q_t = q_c + (1 - A_{net}) \cdot u_2 \quad \text{Ec. 1}$$

Donde:

q_c : Resistencia de punta.

u_2 : Presión de poros.

A_{net} : Área neta.

La corrección aplicada a la resistencia de punta es especialmente importante en suelos finos y cohesivos, donde la influencia de las presiones de poro y la interacción con el cono es más significativa que en arenas limpias. Para ello se considera el parámetro de área neta, un coeficiente de corrección obtenido mediante la calibración del cono, cuyo valor suele encontrarse entre 0.70 y 0.85. En este trabajo se emplea un cono con $A_{net} = 0.8$. Por otro lado, en suelos arenosos se permite considerar la resistencia de punta corregida equivalente a la resistencia medida, es decir $q_c = q_t$.

Para identificar cómo se comporta el suelo en el sitio de ensayo y evaluar su potencial de licuación, se calcula su índice de comportamiento, ver Ecuación 2.

$$I_c = ((3.47 - \log(Q_t))^2 + (\log(F_r) + 1.22)^2)^{0.5} \quad \text{Ec. 2}$$

Donde:

I_c : Índice de comportamiento de suelo.

Q_t : Resistencia total de punta normalizada.

F_r : Resistencia de fuste normalizada.

Donde se debe obtener la resistencia total de punta normalizada (Q_t), a través de la Ecuación 3.

$$Q_t = \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{Pa} \right) \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad \text{Ec. 3}$$

Donde:

q_t : Resistencia total del cono.

σ_{vo} : Esfuerzo vertical total.

σ'_{vo} : Esfuerzo vertical efectivo.

Pa : Presión atmosférica.

Para esto se requiere de un exponente n de normalización y es un cálculo iterativo mediante la evaluación de I_c , ver Ecuación 4 y 5.

$$n = 0.5 \quad \text{si } I_c < 2.6 \quad \text{Ec. 4}$$

$$n = 1 \quad \text{si } I_c \geq 2.6 \quad \text{Ec. 5}$$

La resistencia del fuste a la fricción normalizada (F_r), se calcula mediante la Ecuación 6.

$$F_r = \left(\frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \right) \cdot 100 \quad \text{Ec. 6}$$

Donde:

f_s : Resistencia de fuste.

q_t : Resistencia total del cono.

σ_{v0} : Esfuerzo vertical total, el cual varía según la profundidad (D) y el peso específico del estrato (γ).

$$\sigma_{v0} = \gamma \cdot D \quad \text{Ec. 7}$$

σ'_{v0} : Esfuerzo vertical efectivo, el cual depende del esfuerzo vertical total obtenido anteriormente y se le resta la presión de poros.

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_2 \quad \text{Ec. 8}$$

La Figura 3 muestra un esquema general del proceso de correcciones a los datos obtenidos por CPTu.

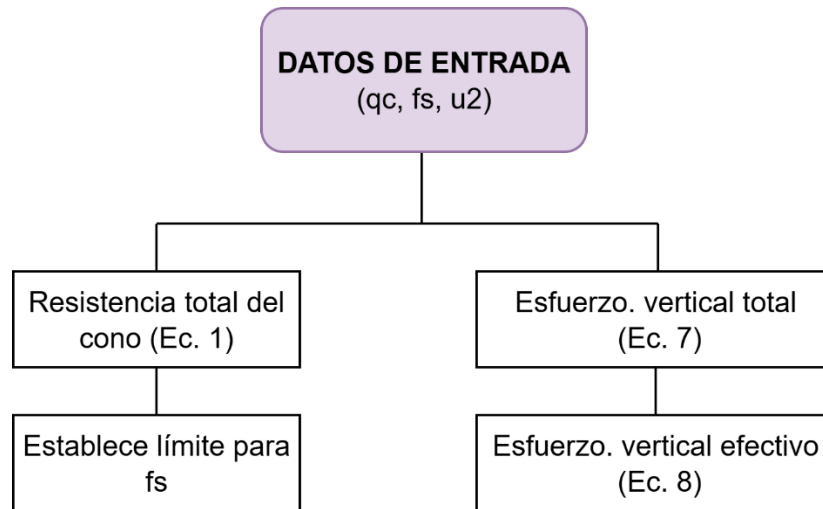


Figura 3: Esquema general. (Elaboración propia)

2.4 Licuación

La licuación del suelo es un fenómeno que ocurre cuando un suelo granular y saturado, como arenas sueltas con agua entre sus poros, pierde su resistencia y rigidez al ser sometido a cargas sísmicas. Según Mogami & Kubo (1953), este fenómeno se debe a una transferencia de carga desde las partículas del suelo al agua contenida en los poros, bajo condiciones no drenadas. Cuando ocurre una sollicitación sísmica, las partículas tienden a reacomodarse, lo que genera un aumento en la presión de poros, disminuyendo las fuerzas de contacto entre las partículas de suelo y haciendo que el suelo se vuelva inestable. En casos extremos, las partículas pueden perder completamente el contacto entre sí y quedar en suspensión. Luego, cuando el agua es expulsada del sistema, las partículas se reordenan en una configuración más densa. (Mayne, 2023)

Este mecanismo explica cómo suelos inicialmente sueltos pueden colapsar o deformarse drásticamente durante un evento sísmico. La licuación se clasifica comúnmente en dos tipos:

2.4.1 Movilidad cíclica

Se produce por la acumulación progresiva de esfuerzos cortantes inducidos por vibraciones repetidas durante un sismo. Con cada ciclo de carga y descarga, la

presión de poros aumenta gradualmente hasta reducir la resistencia del suelo. (Mayne, 2023)

2.4.2 Falla por flujo

Ocorre cuando el suelo ya se encuentra en un estado inestable y, ante una perturbación, pierde su resistencia de forma repentina sin necesidad de múltiples ciclos. (Mayne, 2023)

Por otro lado, González (2015) clasifica las fallas de licuación mediante diferentes manifestaciones en superficie, tales como la pérdida de capacidad de soporte del suelo, el desplazamiento lateral (lateral spreading) y la falla por flujo. Además, en casos donde la licuación ocurre cerca de la superficie, es común la aparición de volcanes de arena (sand boils). A continuación se describen las distintas formas de fallas:

- La falla por capacidad de soporte se produce por la pérdida de resistencia de un suelo, lo que provoca grandes deformaciones que generan asentamientos y rotación de las estructuras que se encuentren en el lugar. Ejemplo de esto fue el terremoto de Niigata, Japón en 1964 como se observa en la Figura 4.



Figura 4: Edificios terremoto de Niigata 1964. (Washington.edu, n.d-a)

- Desplazamiento lateral o lateral spreading, es un fenómeno asociado a la licuación del suelo que se presenta principalmente en terrenos con pendiente suave cercanos a cuerpos de agua. Consiste en el movimiento horizontal de masas de suelo superficial que se deslizan sobre un estrato licuado subyacente.

Este proceso puede provocar importantes daños estructurales, afectando fundaciones, redes de servicios y elementos de infraestructura cercanos. Ejemplo de esto fue lo ocurrido en Turnagain Heights Alaska 1964 como se observa en la Figura 5.



*Figura 5: Lateral Spreading, Alaska 1964.
(University Of Alaska Fairbanks, 2022)*

- La falla de flujo corresponde al tipo de licuación más destructivo, ya que involucra el desplazamiento repentino y de gran magnitud de masas de suelo. Tras la falla, el material movilizado se redistribuye sobre pendientes suaves. Aunque comúnmente se relaciona con sismos, este fenómeno también puede ser provocado por cualquier perturbación rápida que genere una respuesta no drenada en el suelo. Un ejemplo de esto es el deslizamiento de tierra en Yamakoshi en Niigata en 2004.



Figura 6: Deslizamiento de tierra, Yamakoshi 2004.
(Ellen Rathje, n.d.)

- Los volcanes de arena, conocidos también como *sand boils*, son una manifestación superficial de la licuación del suelo. Se producen cuando un aumento repentino en la presión de poros genera un flujo vertical de agua que transporta partículas finas hacia la superficie, formando pequeños conos o montículos de arena. Estas erupciones suelen observarse cuando la licuación ocurre a poca profundidad. Si bien no siempre indican una pérdida total de resistencia del suelo, revelan la presencia de sobrepresión significativa en el subsuelo. Un ejemplo de esto es en el terremoto de Loma Prieta en 1989.



Figura 7: Volcán de arena, Loma Prieta 1989.
(Washington.edu, n.d.-b)

2.5 Licuación en Chile

A lo largo del tiempo, Chile ha sido escenario de numerosos terremotos de gran magnitud, que han dejado huella tanto por su intensidad como por los diversos efectos geotécnicos asociados. Uno de los más relevantes es la licuación de suelos, un fenómeno que durante décadas fue considerado poco probable en el contexto nacional (González & Verdugo, 2024). Esta percepción se sustentaba, en parte, por la falta de herramientas técnicas para su identificación. Por ejemplo, durante el terremoto de Chillán en 1939, no existía una metodología adecuada para reconocer las manifestaciones de la licuación de suelos. Similarmente, a pesar de la magnitud y severidad del gran terremoto de Valdivia de 1960, el fenómeno de licuación tampoco fue abordado, debido a que a nivel internacional aún no se contaba con evidencias claras de su ocurrencia.

No fue sino hasta los terremotos de Niigata (Japón) y Alaska (EE.UU), ambos en 1964, que el fenómeno de licuación comenzó a ser reconocido y documentado como un proceso geotécnico significativo. Esta visión tomó mayor relevancia tras el terremoto del Maule (Chile) en 2010, donde se observaron numerosos casos de licuación en diferentes regiones del país (Torres, 2017), evidenciando su impacto potencial en suelos saturados y mal compactados. Desde entonces, ha aumentado considerablemente el interés por comprender este fenómeno.

En este capítulo se presenta una revisión de los principales sismos ocurridos en territorio chileno ya que tienen relación con el presente trabajo.

2.5.1 Terremoto de 1939

El terremoto ocurrido el 24 de enero de 1939 alcanzó una magnitud de 7.8 Mw y es considerado uno de los más trágicos en la historia sísmica de Chile, debido a su elevado número de víctimas fatales, estimado entre 20.000 y 30.000. Su epicentro se localizó en las cercanías de Quirihue, pero el sismo afectó gravemente a ciudades como Chillán y Concepción. Además, se percibió en una amplia zona del territorio chileno, abarcando desde Valparaíso hasta Temuco.

Se ha estimado que la Cordillera de la Costa, en el tramo comprendido entre los ríos Itata y Biobío, se elevó más de un metro como consecuencia del evento. A diferencia de la mayoría de los terremotos registrados en el país, este sismo fue de origen intraplaca, es decir, se generó al interior de la placa de Nazca, lo que lo convierte en un caso poco común dentro del contexto tectónico chileno. (Roberto Martínez, 2018)

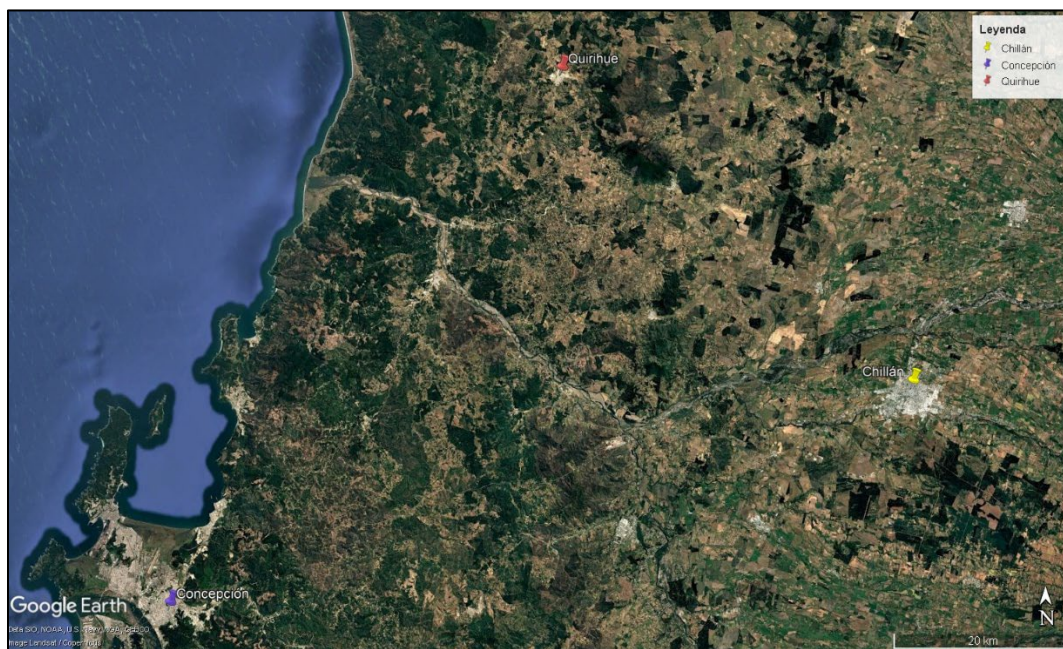
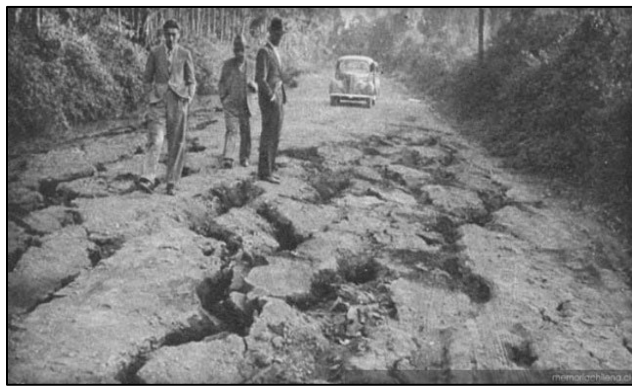


Figura 8: Epicentro terremoto 1939. (Google Earth, n.d.)

Dentro de los daños registrados tras el sismo, destaca el caso del puente Ñipas, ubicado en la comuna de Ránquil, el cual resultó gravemente afectado producto de asentamientos diferenciales (Figura 9). Asimismo, se reportaron extensas grietas en el camino que conecta las ciudades de Chillán y Concepción, el cual quedó mayoritariamente dañado en varios de sus tramos (Figura 10).



*Figura 9: Puente de Ñipas, Terremoto 1939.
(Biblioteca Nacional de Chile, n.d.-a)*



*Figura 10: Camino Chillán-Concepción, Terremoto 1939.
(Biblioteca Nacional de Chile, n.d.-a)*

2.5.2 Terremoto de 1960

El 22 de mayo de 1960 se registró en Chile el terremoto de mayor magnitud instrumental conocida a nivel mundial, alcanzando 9.5 Mw. Este evento tuvo una duración aproximada de 10 minutos y una profundidad estimada de 35 km. La ruptura se extendió por cerca de 1.000 km a lo largo de la interfaz de subducción entre las placas de Nazca y Sudamericana, con un deslizamiento promedio de 20 metros (AON BENFIELD, n.d.). Aunque el epicentro se ubicó en las cercanías de la localidad de Traiguén, los daños más significativos se concentraron en el sur del país, principalmente entre Valdivia y Puerto Montt.

A pesar de que este terremoto se asocia comúnmente con Valdivia, fue la ciudad de Concepción la que experimentó el primer sismo el 21 de mayo, considerado un precursor del gran evento del día siguiente. El 22 de mayo, toda la región comprendida entre la península de Arauco y la península de Taitao fue severamente afectada. Como resultado de los significativos cambios en la elevación del terreno, tanto en la costa como en el fondo marino, se generó un tsunami de grandes proporciones que arrasó con múltiples localidades costeras, entre ellas Corral, Puerto Saavedra, Isla Mocha, Maullín y Ancud. Este tsunami dejó más de 1.600 víctimas fatales en territorio chileno, y sus efectos se extendieron a otros países del Océano Pacífico, alcanzando las costas de Hawái y Japón. (Biblioteca Nacional de Chile, n.d.-b)

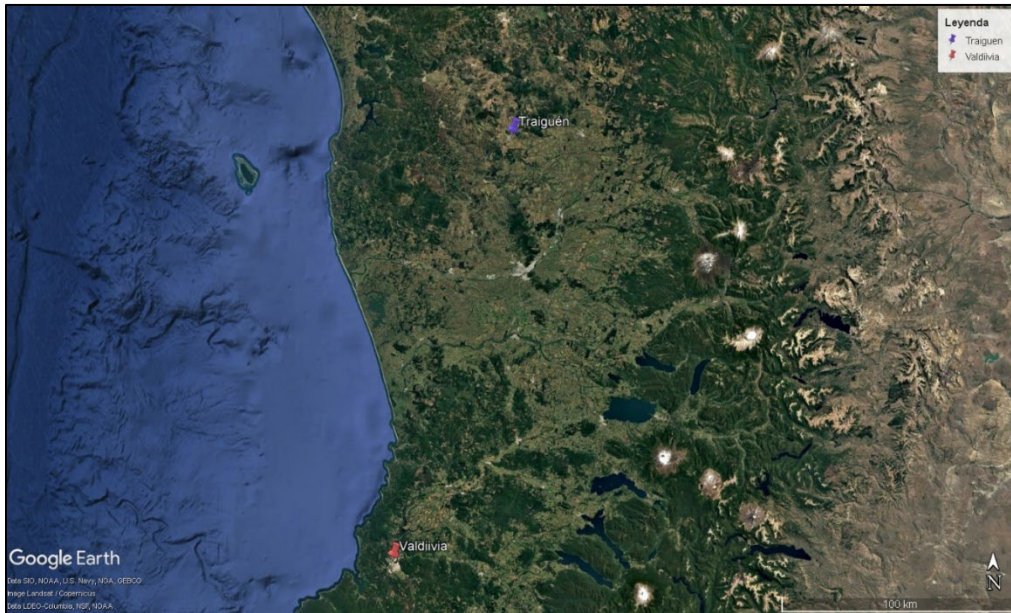


Figura 11: Epicentro terremoto 1960. (Google Earth, n.d.)

Uno de los estudios más completos sobre los efectos del terremoto de 1960 en el comportamiento de los suelos, fue realizado por Duke y Leeds (1963), quienes analizaron detalladamente los daños en diversas localidades del sur de Chile, principalmente en Valdivia, Llanquihue y Puerto Montt. Su trabajo recopiló registros fotográficos e información técnica sobre diversos tipos de fallas geotécnicas, tales como asentamientos de fundaciones, rotación de pilas y pilotes de puentes, fallas en accesos y estribos, asentamientos en caminos, entre otras.

Este estudio permitió identificar con claridad la presencia del fenómeno de licuación de suelos, aunque en aquella época no se le otorgaba la importancia necesaria, y su difusión fue limitada en el ámbito nacional. A pesar de ello, su contribución representa uno de los primeros antecedentes técnicos que documentan este tipo de fallas en Chile, y sirve como base para futuros análisis. (González, 2015)

Un ejemplo significativo de los efectos del terremoto de 1960 se registró en la costanera de Valdivia, donde se generaron grietas alineadas de forma paralela al río Calle-Calle, donde incluso se puede observar a una persona parada dentro de una grieta (Figura 12). Este daño fue consecuencia del desplazamiento del terreno hacia el cauce, lo que provocó la fractura del pavimento, caída de árboles y colapso de construcciones en dirección al río Calle-Calle. (Roberto Martínez, 2019)



*Figura 12: Grieta en la calle, Terremoto 1960.
(Biblioteca Nacional de Chile, n.d.-a)*

Uno de los daños más impactantes y significativos observados fue el asentamiento generalizado de edificaciones, afectando manzanas completas y provocando que algunas viviendas quedaran hundidas a más de un metro respecto de su nivel original.



*Figura 13: Asentamiento de casas, terremoto 1960.
(Biblioteca Nacional de Chile, n.d.-a)*



*Figura 14: Asentamiento de casas, terremoto 1960.
(Biblioteca Nacional de Chile, n.d.-a)*

2.5.3 Terremoto de 2010

El 27 de febrero de 2010 en horas de la madrugada un terremoto de magnitud 8.8 Mw sacudió la zona centro-sur de Chile, convirtiéndose en el segundo evento sísmico de mayor magnitud registrado en el país. El epicentro se localizó frente a las costas de la Región del Maule, cerca de Cobquecura, y su origen se debió al desplazamiento súbito de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana. La ruptura

se extendió por una zona de aproximadamente 450 km de largo y 150 km de ancho, desde el norte de Pichilemu hasta la península de Arauco, alcanzando desplazamientos de hasta 20 metros.

Este evento afectó gravemente a las regiones entre Valparaíso y La Araucanía, donde reside cerca del 80% de la población del país, provocando severos daños estructurales, colapsos de viviendas y pérdida de vidas humanas. Como consecuencia de su ubicación costera, el terremoto generó un tsunami que impactó en pocos minutos a localidades del litoral, incluyendo Constitución, Pelluhue, Curanipe, Chanco, y también a la isla Robinson Crusoe en el archipiélago Juan Fernández. (Roberto Martínez, 2017)

Se registraron un total de 521 fallecidos, 56 desaparecidos, más de 500.000 viviendas destruidas y aproximadamente dos millones de personas damnificadas, siendo la Región del Maule una de las más afectadas por el desastre.

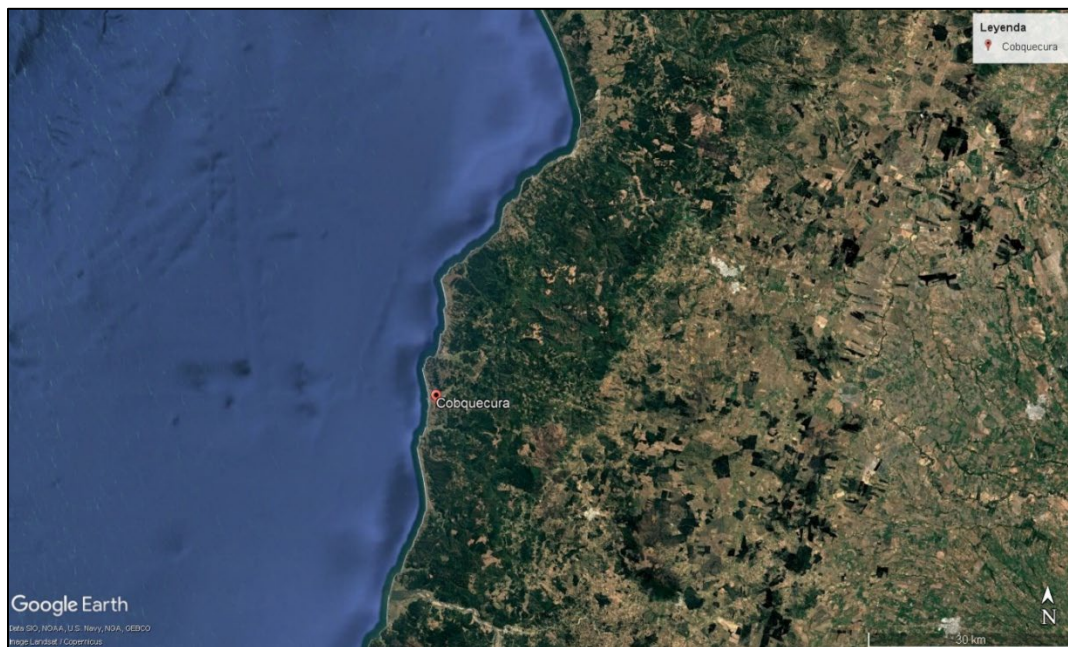


Figura 15: Epicentro terremoto 2010. (Google Earth, n.d.)

Debido a la cercanía temporal del terremoto del 27 de febrero de 2010, fue posible realizar un catastro detallado de los efectos asociados a la licuación de suelos en las zonas afectadas. Uno de los estudios más relevantes es el desarrollado por González (2015) quien elaboró un mapa que clasifica los sitios según el tipo de

licuación observado. La Figura 16 muestra la distribución espacial de estos puntos, donde se aprecia una presencia relativamente homogénea, con mayor concentración en localidades como Paine, Parral y Concepción, predominando en terrenos planos.

Por otro lado, los casos de deformación lateral se localizan principalmente en sectores costeros, especialmente en las desembocaduras de los ríos.

En cuanto a otros tipos de afectación, como en puentes, puertos, tranques o estructuras enterradas, los registros fueron escasos y no presentaron una distribución significativa.

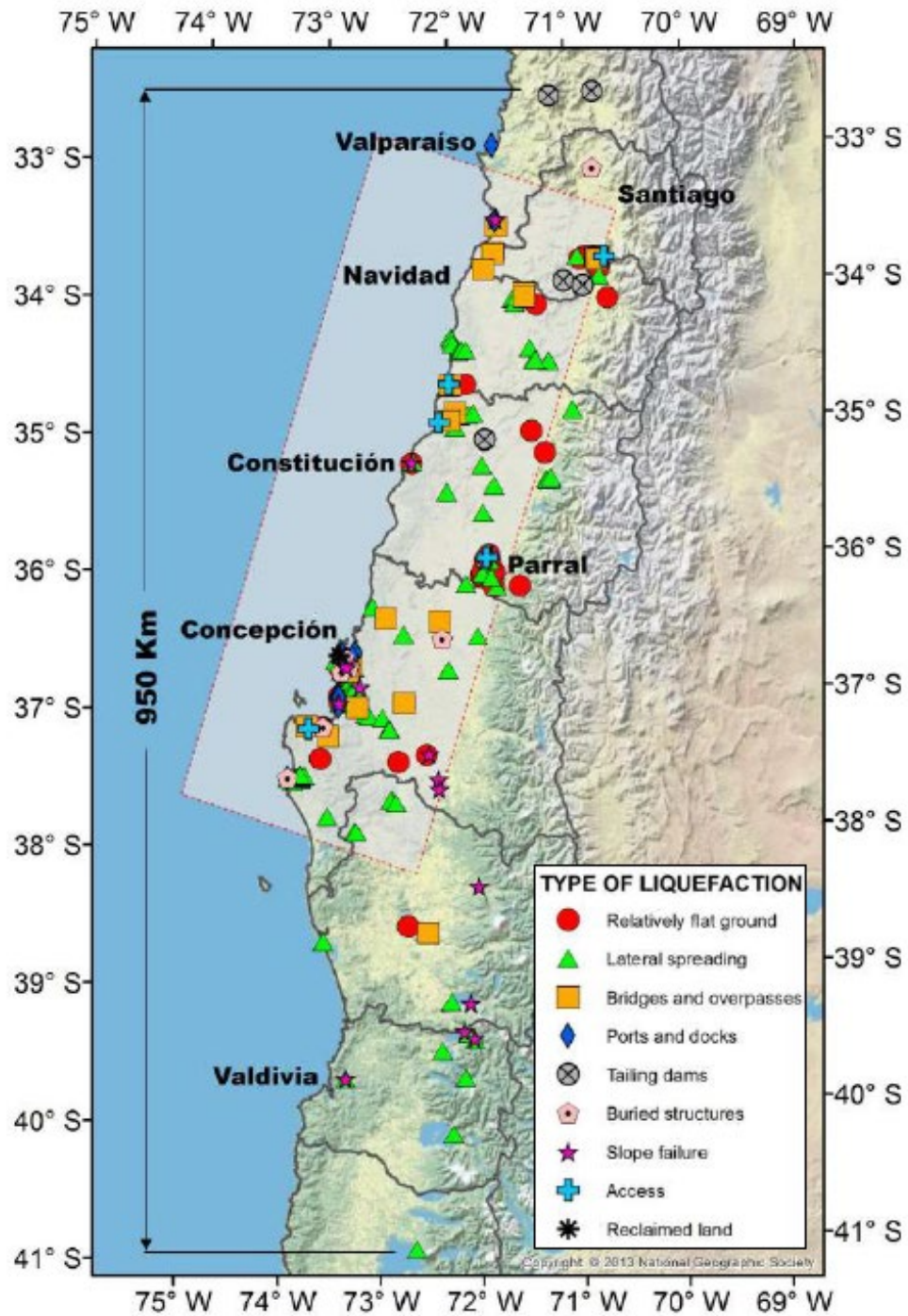


Figura 16: Zonas de licuación de suelos y zona de ruptura terremoto 27F.
(González, 2015)

2.6 Métodos de Evaluación al Potencial de Licuación

2.6.1 Factor de Seguridad (FS)

Tras los sismos ocurridos en Alaska y Niigata en 1964, los investigadores Seed e Idriss propusieron en 1971 el conocido “Método Simplificado” para evaluar la resistencia a la licuación de suelos, el cual continúa siendo una de las metodologías más empleadas en la práctica geotécnica actual. Este enfoque se basa en el análisis de registros de terreno donde se ha observado licuación y donde no, utilizando la resistencia cíclica del suelo (CRR) y comparándola con la sollicitación sísmica (CSR). (Katzenbach R et al., n.d.)

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \quad \text{Ec. 9}$$

A continuación, se presentan las propuestas de CRR y CSR junto con sus respectivas correcciones, según los distintos autores considerados en este estudio.

2.6.2 Resistencia Cíclica (CRR)

La obtención de la resistencia in situ mediante el ensayo CPT varía en función del autor que se utilice. Por esto se debe tener en cuenta las correcciones aplicadas por cada uno, las cuales se detallan a continuación para cada autor.

- **Youd et al. (2001)**

Según Youd et al. (2001) para ensayos CPTu se basan en el método propuesto por Robertson & Wride (1998). Para esto se propone trabajar con parámetros normalizados por arenas limpias $((q_{c1N})_{cs})$, el cuales están definidos por la Ecuación 10.

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \cdot q_{c1N} \quad \text{Ec. 10}$$

Donde:

K_c : Coeficiente de esfuerzo lateral de consolidación.

q_{c1N} : q_c corregido por confinamiento.

$$q_{c1N} = C_q(q_c/Pa) \quad \text{Ec. 11}$$

Donde:

C_q : Factor de normalización por presión confinante.

$$C_q = (Pa/\sigma'_{v0})^n \quad \text{Ec. 12}$$

q_c : Resistencia de punta.

Pa : Presión atmosférica.

σ'_{v0} : Esfuerzo vertical efectivo.

Para n se realiza un cálculo iterativo. En cuanto a K_c también depende del I_c obtenido, tiene la relación de la Ecuación 13 y 14.

$$Si \quad I_c \leq 1.64 \quad K_c = 1 \quad \text{Ec. 13}$$

$$Si \quad I_c > 1.64 \quad \text{Ec. 14}$$

$$K_c = -0.403 \cdot I_c^4 + 5.581 \cdot I_c^3 - 21.63 \cdot I_c^2 + 33.75 \cdot I_c - 17.88$$

En cuanto al factor de escala de magnitud (MSF), se utiliza la Ecuación 15.

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad \text{Ec. 15}$$

Donde:

M_w : Magnitud del sismo.

La ecuación por utilizar para el cálculo de CRR depende del valor del parámetro normalizado por arenas limpias $((q_{c1N})_{cs})$.

$$Si \quad (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad CRR_{7.5} = 0.833 \cdot \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} + 0.05 \quad \text{Ec.16}$$

$$Si \quad 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad CRR_{7.5} = 93 \cdot \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right)^3 + 0.08 \quad \text{Ec. 17}$$

Este procedimiento se esquematiza en la Figura 17.

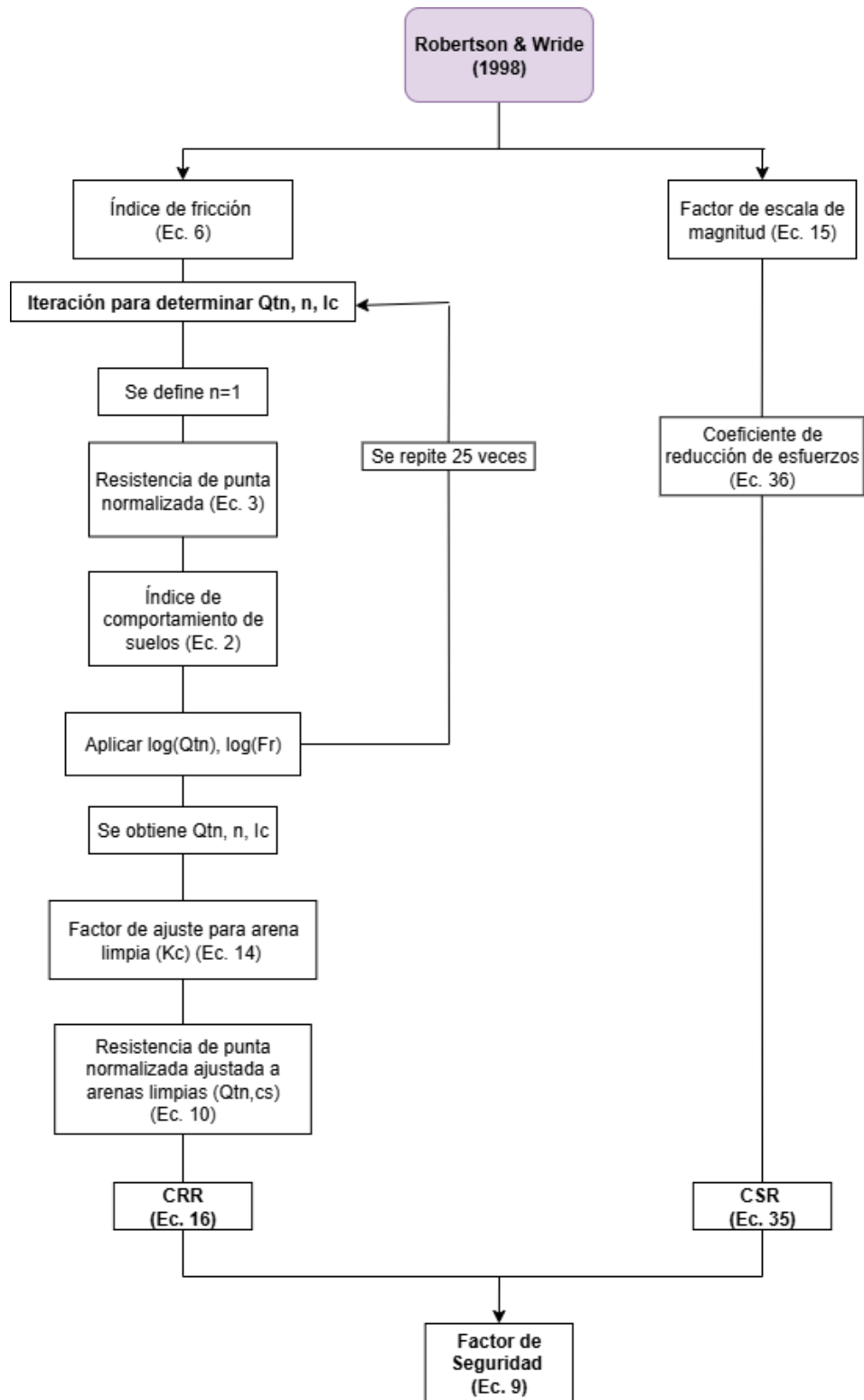


Figura 17: Esquema del procedimiento Robertson & Wride (1998). (Elaboración propia)

- **Moss et al. (2006)**

Según Moss et al. (2006) proponen ajustar el valor de q_c normalizado a $q_{c,1}$. Este ajuste se realiza a través de las Ecuación 18.

$$q_{c,1} = q_c \cdot \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^c \quad \text{Ec. 18}$$

Donde:

c : Parámetro de ajuste empírico para ensayos CPT con velocidad variable.

$$c = 0.78 \cdot q_c^{-0.33} \cdot \left(\frac{R_f}{|\log(10 + q_c)|^{1.21}} \right)^{0.32 \cdot q_c^{-0.35} - 0.49} \quad \text{Ec. 19}$$

q_c : Resistencia de punta.

Pa : Presión atmosférica.

σ'_{v0} : Esfuerzo vertical efectivo.

R_f : Porcentaje de fricción.

Ahora, se debe corregir por finos ya que evita sobreestimar la resistencia cíclica (CRR) en suelos con limos o arcillas. A través de la Ecuación 20.

$$q_{c,1,mod} = q_{c,1} + \Delta q_c \quad \text{Ec. 20}$$

Donde:

Δq_c : Terminio aditivo incorporado por Moss et al.

$$\Delta q_c = (0.38 \cdot R_f - 0.19) \cdot \ln(CSR) + (1.46 \cdot R_f - 0.73) \quad \text{Ec. 21}$$

Donde:

R_f : Porcentaje de fricción.

CSR : Solicitación cíclica.

En cuanto al factor de escala de magnitud (MSF), se utiliza la Ecuación 22.

$$MSF = \left(\frac{7.5}{M_w} \right)^{1.43} \quad \text{Ec. 22}$$

Este método al ser probabilístico se define como $P_L = 15\%$. Por lo tanto el CRR se determina a través de la Ecuación 23.

$$CRR = \exp \left[\frac{q_{c,1}^{1.045} + q_{c,1} \cdot (0.11 \cdot R_f) + 0.001 \cdot R_f + c(1 + 0.85 \cdot R_f) - 0.848 \cdot \ln(M_w) - 0.002 \cdot \ln(\sigma'_{v0}) - 20.923 + 1.632 \cdot \Phi^{-1}(P_L)}{7.177} \right]$$

Ec. 23

Donde:

$q_{c,1}$: q_c normalizado.

R_f : Porcentaje de fricción.

c : Parámetro de ajuste empírico.

M_w : Magnitud del sismo.

σ'_{v0} : Esfuerzo vertical efectivo.

Φ : Función de distribución normal acumulada.

Este procedimiento se esquematiza en la Figura 18.

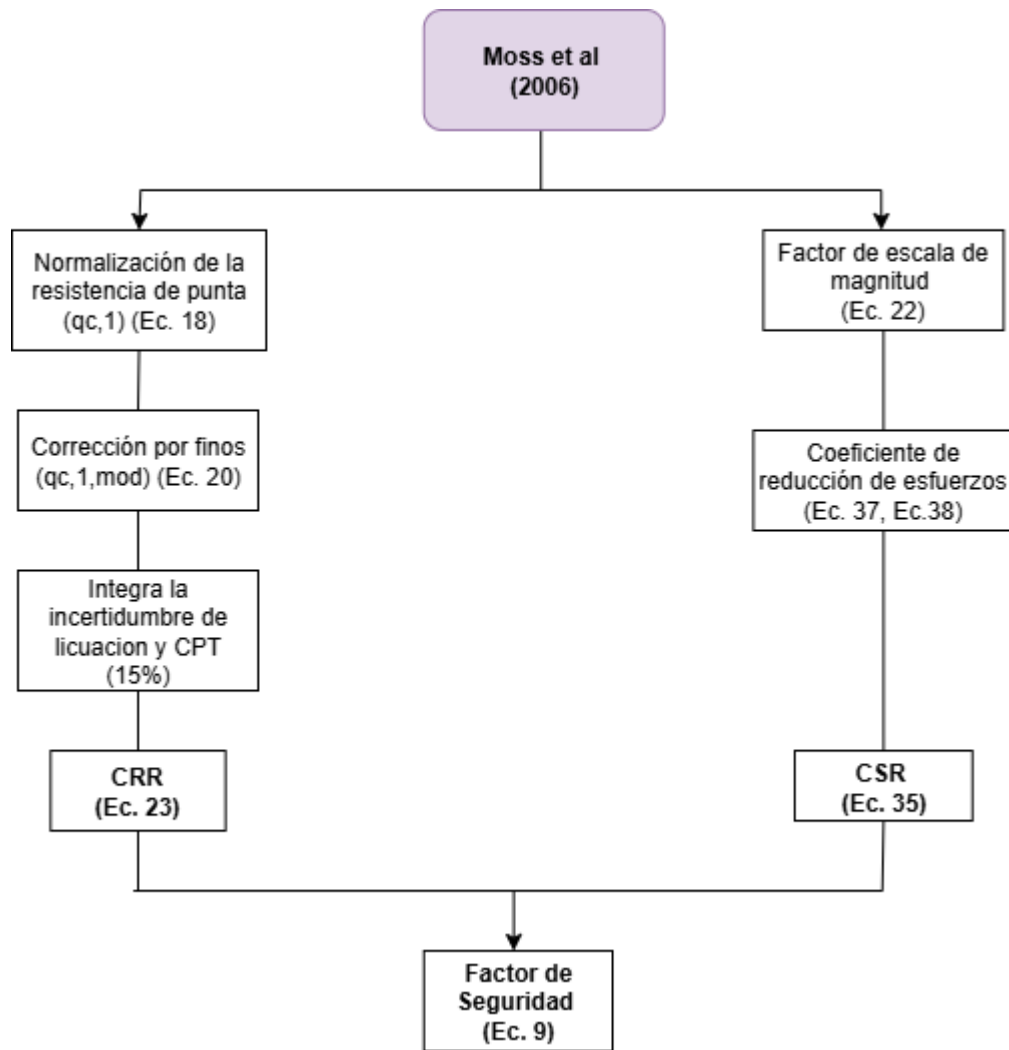


Figura 18: Esquema del procedimiento Moss et al. (2006)). (Elaboración propia)

- **Boulanger & Idriss (2008)**

En el método de Boulanger (2008) se calcula el factor de escala de magnitud (MSF), según la Ecuación 24.

$$MSF = 1.12 \cdot \exp\left(-\frac{M_w}{4}\right) + 0.828 \quad \text{Ec. 24}$$

Donde:

M_w : Magnitud del sismo.

Al igual que Boulanger & Idriss 2014, el cálculo de CRR depende del contenido de finos. Quedando la Ecuación 25.

$$CRR_{7.5} = \exp\left(\frac{q_{c1Ncs}}{540} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{67}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{80}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{114}\right)^4 - 3\right) \quad \text{Ec. 25}$$

Donde:

q_{c1Ncs} : q_{c1N} corregido por arenas limpias.

Este procedimiento se esquematiza en la Figura 19.

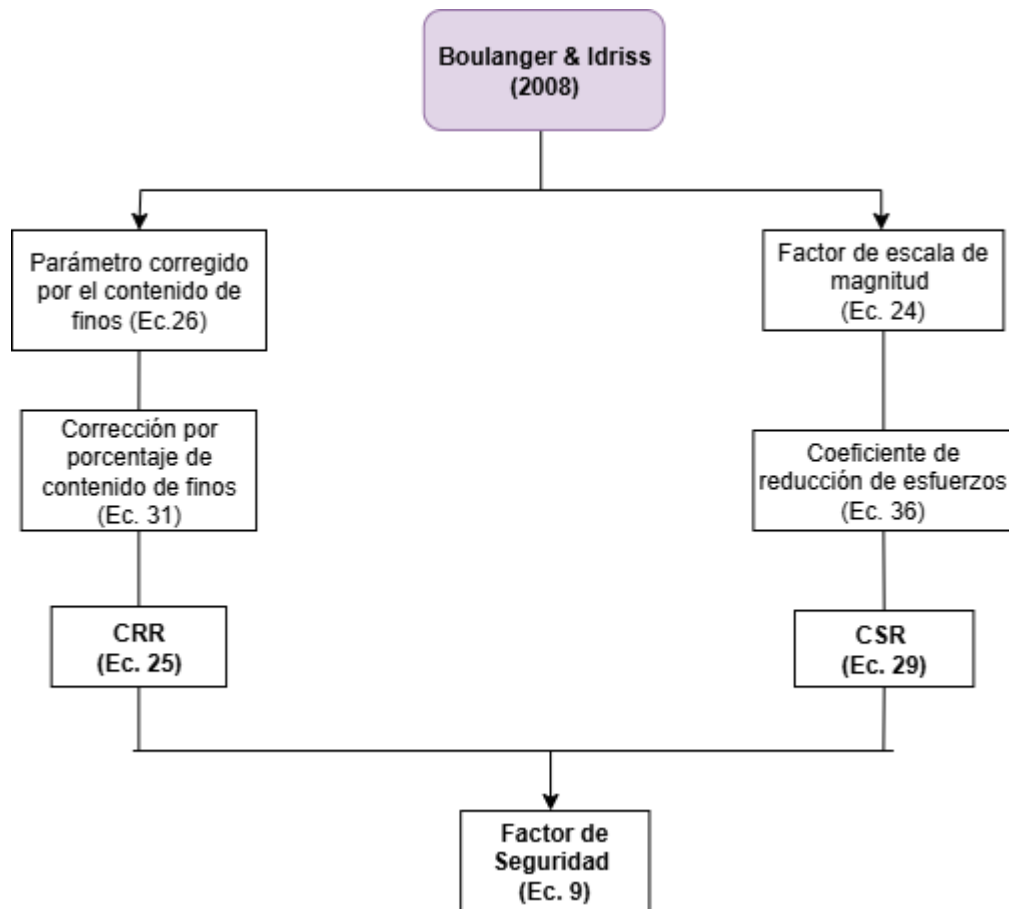


Figura 19: Esquema del procedimiento Boulanger & Idriss (2008). (Elaboración propia)

- **Boulanger & Idriss (2014)**

Se propone trabajar con un parámetro corregido por el contenido de finos (q_{c1Ncs}), el cual se obtiene de la Ecuación 26.

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad \text{Ec. 26}$$

Donde:

Δq_{c1N} : q_{c1N} corregido por finos.

$$\Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6} \right) \cdot \exp \left(1.63 - \frac{9.7}{FC + 2} - \left(\frac{15.7}{FC + 2} \right)^2 \right) \quad \text{Ec. 27}$$

FC : Porcentaje de contenido de finos.

q_{c1N} : q_c corregido por confinamiento.

$$q_{c1N} = C_N \cdot q_{cN} = C_N \cdot \frac{q_c}{Pa} \quad \text{Ec. 28}$$

Donde:

q_c : Resistencia de punta.

Pa : Presión atmosférica.

C_N : Factor de normalización por presión confinante.

$$C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^m \leq 1.7 \quad \text{Ec. 29}$$

Donde:

Pa : Presión atmosférica.

σ'_{v0} : Esfuerzo vertical efectivo.

m : Coeficiente *que depende* de la corrección por arenas limpias.

$$m = 1.338 - 0.249 \cdot (q_{c1Ncs})^{0.264} \quad \text{Ec. 30}$$

Donde:

q_{c1Ncs} : q_{c1N} corregido por arenas limpias.

Este método de Boulanger (2014) recomienda una relación entre FC e I_c , como se observa en la Ecuación 31.

$$FC = 80 \cdot (I_c + C_{FC}) - 137 \quad \text{Ec. 31}$$

Donde I_c es el índice de comportamiento de suelos. Mientras que C_{FC} es un parámetro de calibración para corregir la estimación debido a la gran dispersión de datos.

En cuanto al factor de escala de magnitud se incluye un MSF_{max} , como se observa en la Ecuación 32.

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) * \left[8.64 \cdot \exp\left(-\frac{M_w}{4}\right) - 1.325 \right] \quad \text{Ec. 32}$$

Donde:

M_w : Magnitud del sismo.

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180}\right)^3 \leq 2.2 \quad \text{Ec. 33}$$

Donde:

q_{c1Ncs} : q_{c1N} corregido por arenas limpias

Para el cálculo de CRR, la ecuación depende del parámetro corregido por el contenido de finos (q_{c1Ncs}), quedando definido por la Ecuación 34.

$$CRR_{7.5} = \exp\left(\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137}\right)^4 - 2.8\right) \quad \text{Ec. 34}$$

Este procedimiento se esquematiza en la Figura 20.

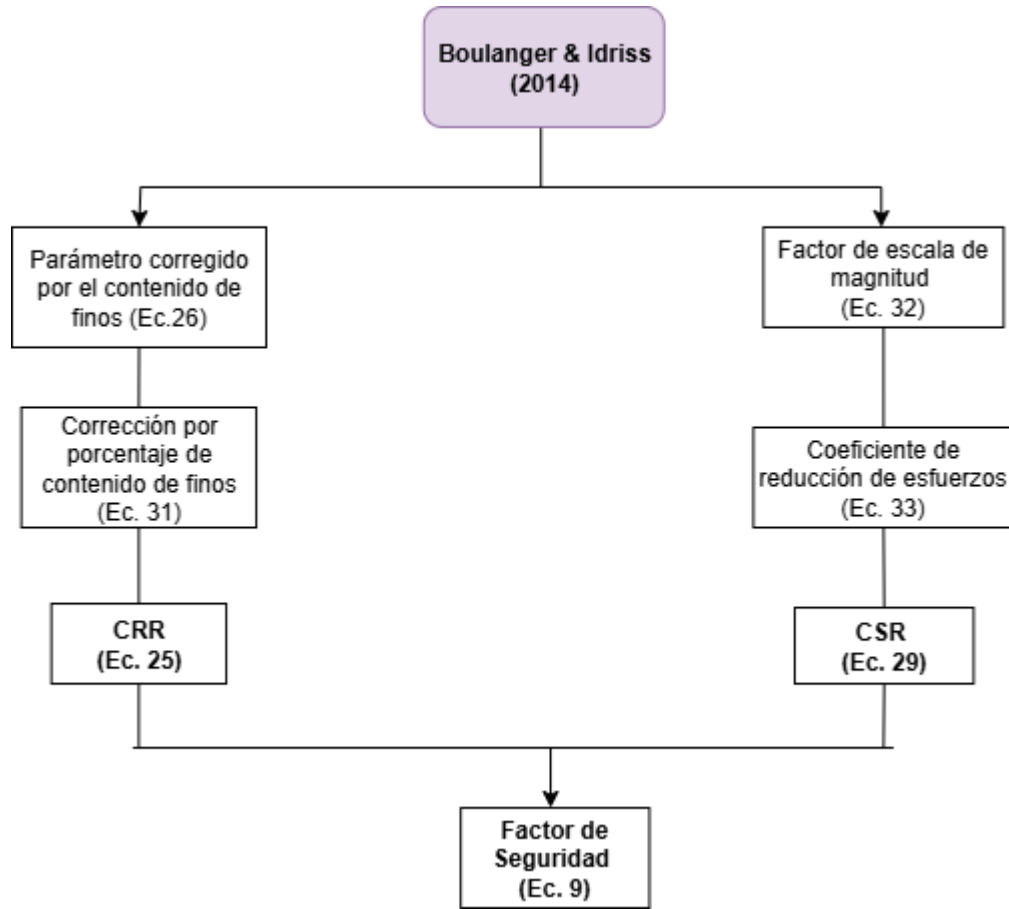


Figura 20: Esquema del procedimiento Boulanger & Idriss (2014). (Elaboración propia)

2.6.3 Solicitud Cíclica (CSR)

Según la Ecuación propuesta por Seed & Idriss (1971) se puede calcular de la solicitud cíclica (Katzenbach R et al.n.d), a través de la Ecuación 35.

$$CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF} \quad \text{Ec. 35}$$

Donde:

a_{max} : Aceleración máxima en la superficie.

g : Aceleración de gravedad.

σ_{v0} : Tensión vertical total.

σ'_{v0} : Tensión vertical efectiva.

r_d : Coeficiente de reducción de esfuerzos.

MSF : Factor de escala de magnitud.

La ecuación se obtiene a partir del análisis de la tensión de corte generada por un sismo según la profundidad, asumiendo inicialmente que el suelo se comporta de una forma rígida. Sin embargo, como el suelo presenta un comportamiento flexible se incorpora el coeficiente de reducción r_d el cual disminuye la demanda sísmica según la profundidad. Este coeficiente se calcula diferente según el autor.

- **Youd et al. (2001)**

$$r_d = \frac{(1-0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5})}{(1-0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^2)} \quad \text{Ec. 36}$$

Donde:

z : Profundidad desde la superficie.

- **Moss et al. (2006)**

Para $d < 20 \text{ m}$

$$r_d = \frac{\left[1 + \frac{-9.147 - 4.173 \cdot a_{max} + 0.652 \cdot M_w}{10.567 + 0.089 \cdot e^{0.089(-d \cdot 3.38 - 7.76 \cdot a_{max} + 78.576)}} \right]}{\left[1 + \frac{-9.147 - 4.173 \cdot a_{max} + 0.652 \cdot M_w}{10.567 + 0.089 \cdot e^{0.089(-7.76 \cdot a_{max} + 78.576)}} \right]} \quad \text{Ec. 37}$$

Para $d \geq 20 \text{ m}$

$$r_d = \frac{\left[1 + \frac{-9.147 - 4.173 \cdot a_{max} + 0.652 \cdot M_w}{10.567 + 0.089 \cdot e^{0.089(-d \cdot 3.38 - 7.76 \cdot a_{max} + 78.576)}} \right]}{\left[1 + \frac{-9.147 - 4.173 \cdot a_{max} + 0.652 \cdot M_w}{10.567 + 0.089 \cdot e^{0.089(-7.76 \cdot a_{max} + 78.576)}} \right]} - 0.0014 \cdot (d \cdot 3.28 - 65)$$

Ec. 38

Donde:

a_{max} : Aceleración máxima en la superficie.

M_w : Magnitud del sismo.

d : Profundidad.

- **Boulanger & Idriss (2014)**

$$r_d = \exp (\alpha(z) + \beta(z) \cdot M_w) \quad \text{Ec. 39}$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \quad \text{Ec. 40}$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \quad \text{Ec. 41}$$

Donde:

M_w : Magnitud del sismo.

z : Profundidad desde la superficie.

- **Boulanger & Idriss (2008)**

$$r_d = \exp (\alpha(z) + \beta(z) \cdot M_w) \quad \text{Ec. 42}$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \quad \text{Ec. 43}$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \quad \text{Ec. 44}$$

Donde:

M_w : Magnitud del sismo.

z : Profundidad desde la superficie

Cabe señalar que la mayoría de los métodos analizados fueron desarrollados en Estados Unidos, a partir de bases de datos asociadas principalmente a terremotos corticales de menor magnitud y duración que los eventos típicos de subducción que ocurren en Chile. Esta diferencia en el tipo de sismo implica particularidades en la generación y acumulación de esfuerzos, así como en la respuesta de los suelos frente a la licuación. No obstante, pese a esta discrepancia en el contexto sísmico, estos métodos continúan siendo los más empleados en Chile para la evaluación del potencial de licuación, dado que representan el estado del arte internacional y carecen de alternativas locales consolidadas.

2.7 Vulnerabilidad a la Licuación

En ciertas ocasiones, tras un gran evento sísmico los suelos pueden sufrir licuación sin que se evidencien daños visibles en la superficie. Por lo tanto, resulta necesario considerar índices de vulnerabilidad a la licuación, para poder caracterizar de forma más precisa los daños ante futuros sismos.

2.7.1 Índice de Potencial de Licuación (LPI)

Es un indicador de la severidad de los daños por licuación, proporcional al espesor de la capa licuable. Por ello, Iwasaki (1982) propone un método simplificado para calcularlo, expresado mediante la Ecuación 45, donde F_L corresponde al factor de resistencia a la licuación, equivalente al factor de seguridad de un suelo.

$$LPI = \int_0^{20} F \cdot W(z) dz \quad \text{Ec. 45}$$

Donde:

$$F = 1 - F_L \quad \text{si} \quad F_L \leq 1$$

$$F = 0 \quad \text{si} \quad F_L > 1$$

$$W(z) = 10 - 0.5 * z$$

z = Profundidad del estrato.

Con base en los resultados obtenidos en esta operación, la evaluación del LPI puede interpretarse de acuerdo con lo establecido en la Tabla 1.

Tabla 1: Interpretación de LPI . (Iwasaki et al. 1982)

Límite LPI	Interpretación
Igual a 0	Riesgo de licuación muy bajo.
Entre 0 y 5	Riesgo de licuación bajo.
Entre 5 y 15	Riesgo de licuación alto.
Mayor a 15	Riesgo de licuación muy alto.

2.7.2 Índice de Potencial de Licuación (LPI_{ish})

Es un enfoque similar al LPI que incorpora conceptos tanto del propio del LPI como lo propuesto por Ishihara (1985) respecto a la influencia de una capa superior no licuable en la mitigación de la manifestación superficial de la licuación. Siguiendo este criterio, Maurer et al. (2015) propone el índice LPI_{ish} definido mediante la Ecuación 46.

$$LPI_{ish} = \int_{H_1}^{20} F(FS) \cdot \frac{25.56}{z} dz \quad \text{Ec. 46}$$

$$F = \begin{cases} 1 - FS & \text{si } FS \leq 1 \cap H_1 \cdot m(FS) \leq 3 \\ 0 & \text{si } FS > 0 \end{cases} \quad \text{Ec. 47}$$

$$m(FS) = \exp\left(\frac{5}{25.56 \cdot (1 - FS)}\right) - 1 \quad \text{Ec. 48}$$

Donde FS es el factor de seguridad del suelo y H_1 es el espesor del estrato inicial no licuable del suelo.

Los límites de LPI_{ish} se pueden observar en la Tabla 2.

Tabla 2: Interpretación de LPI_{ish} . (Ishihara, 1985)

Límite LPI_{ish}	Interpretación
$0 \leq LPI_{ish} < 5$	Sin manifestación de licuación en superficie.
$5 \leq LPI_{ish}$	Hay manifestación de licuación en superficie.

En síntesis, los métodos de Robertson & Wride (1998), Moss et al. (2006), Boulanger & Idriss (2008) y Boulanger & Idriss (2014) representan distintas aproximaciones al problema de la licuación a partir de un ensayo CPTu, cada uno con sus particularidades y alcances.

El método de Robertson & Wride se basa en un enfoque empírico y ampliamente difundido. Se utiliza una normalización de la resistencia de punta (q_c) de acuerdo con un exponente n el cual depende del índice de comportamiento de suelo (I_c), al igual que el factor de corrección por contenido de finos (q_{c1Ncs}). Para este método, el coeficiente de reducción de esfuerzos (r_d) depende únicamente de la profundidad, mientras que el factor de escalamiento por magnitud MSF depende únicamente de la magnitud de momento (M_w). También es relevante que la corrección 'por confinamiento es solo para profundidades mayores a 15 metros.

Moss et al. recopila una base de datos de casos históricos y determina una nueva metodología, además de incorporar un factor probabilístico de evaluación de licuación basada en datos de CPT. Se utiliza una normalización de la resistencia de punta (q_c) el cual depende de un exponente c de acuerdo con la razón de fricción (R_f). Moss et al, también considera la magnitud de momento como también la aceleración máxima en el terreno en el calculo del coeficiente de reducción de esfuerzos, a diferencia de Robertson & Wride que solo considera la profundidad.

Por su parte, Boulanger & Idriss (2008) y su actualización de 2014 proponen un enfoque más estructurado, incorporando tanto la respuesta no lineal de los suelos como la influencia del nivel freático. Estas metodologías consideran el contenido de finos (FC) dentro de la corrección correspondiente y, en el caso de la versión de

2014, se añade la corrección de la punta normalizada para arenas limpias en el cálculo del factor de escalamiento por magnitud. Esto contrasta con Robertson & Wride, quienes utilizan un valor escalar en función del índice de comportamiento del suelo, y con Moss et al., que emplean únicamente la razón de fricción. De esta manera, si bien los cuatro métodos persiguen el mismo propósito, sus diferencias metodológicas evidencian la evolución en el entendimiento del fenómeno de licuación y la importancia de contrastarlos en un caso de estudio común.

Tabla 3: Resumen comparativo de métodos para análisis de licuación (modificado de San Martín, 2021)

Parámetro	Youd et al. (2001) o Robertson & Wride (1998)	Moss et al. (2006)	Boulanger & Idriss (2008)	Boulanger & Idriss (2014)
Normalización de resistencia de punta (q_c)	$C_q = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$ $n = f(I_c)$	$C_q = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^c$ $c = f(q_c, R_f)$	$C_q = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^m$ $m = f(q_{c1Ncs})$	$C_q = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^m$ $m = f(q_{c1Ncs})$
Coeficiente de reducción de esfuerzos (r_d)	$r_d = f(z)$	$r_d = f(z, M_w, a_{max})$	$r_d = f(z, M_w)$	$r_d = f(z, M_w)$
Factor de escalamiento por magnitud (MSF)	$MSF = f(M_w)$	$MSF = f(M_w)$	$MSF = f(M_w)$	$MSF = f(M_w, q_{c1Ncs})$
Corrección por contenido de finos	$(q_{c1N})_{cs} = K_c \cdot q_{c1N}$ $K_c = f(I_c)$	$q_{c,1,mod} = q_{c,1N} + \Delta q_c$ $\Delta q_c = f(R_f, CSR)$	$q_{c1Ncs} = q_{c,1N} + \Delta q_c$ $\Delta q_c = f(R_f, FC)$	$q_{c1Ncs} = q_{c,1N} + \Delta q_c$ $\Delta q_c = f(R_f, FC)$
Corrección por confinamiento (K_c)	Solo para $Z > 15 \text{ m}$	No aplica	$K_c = f(q_{c1Ncs}, \sigma'_{v0})$	$K_c = f(q_{c1Ncs}, \sigma'_{v0})$

CAPÍTULO III ANÁLISIS CASO DE ESTUDIO

3.1 Introducción

El presente apartado aborda la aplicación práctica de diversas metodologías para la evaluación del potencial de licuación en un terreno ubicado en Puerto Aysén, con el objetivo de contrastar los resultados obtenidos y analizar la susceptibilidad local frente a este fenómeno.

Basado en los informes de “Estudio de Mecánica de Suelos” y “Sondaje CPTu” realizados por la empresa Aragón, se describe la campaña de exploración geotécnica realizada en el terreno N°8 “José Quinillao”, ubicado en Avenida Pangal en Puerto Aysén (Figura 21). El terreno de aproximadamente 7 hectáreas y destinado a la construcción de viviendas de hasta dos niveles, presenta una topografía irregular con desniveles de hasta 4 metros con presencia de vegetación abundante, zonas húmedas y canales superficiales, lo que refleja un entorno natural complejo desde el punto de vista geotécnico. (ARAGÓN Ingeniería de Suelos, 2024b).



Figura 21: Ubicación del terreno en estudio. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)

3.2 Sitio en Estudio

La campaña de exploración incluyó un conjunto amplio y diverso de prospecciones. Se ejecutaron 20 calicatas de hasta 3 metros de profundidad, permitiendo reconocer los primeros estratos del suelo, los cuales corresponden principalmente a limos de alta y media plasticidad (MH y ML) con presencia de raíces, altos contenidos de humedad y consistencia blanda. Estas calicatas también evidenciaron un nivel freático superficial, en general entre 0.8 y 1.4 metros de profundidad.

En paralelo, se realizó un sondaje rotatorio SPT (Figura 22) hasta 30 metros de profundidad, el cual permitió identificar una secuencia estratigráfica compuesta por limos arenosos en los primeros 2 metros, seguido de una extensa capa de arenas mal gradadas con limo (SM, SP-SM), de compacidad suelta y saturadas, hasta 14 m de profundidad. Luego se presentan limos de alta plasticidad (MH), y hacia el fondo, entre 23 y 30 metros, se detecta una grava arenosa compacta (GP) con rechazo al SPT, lo que indica un importante aumento de rigidez en profundidad.

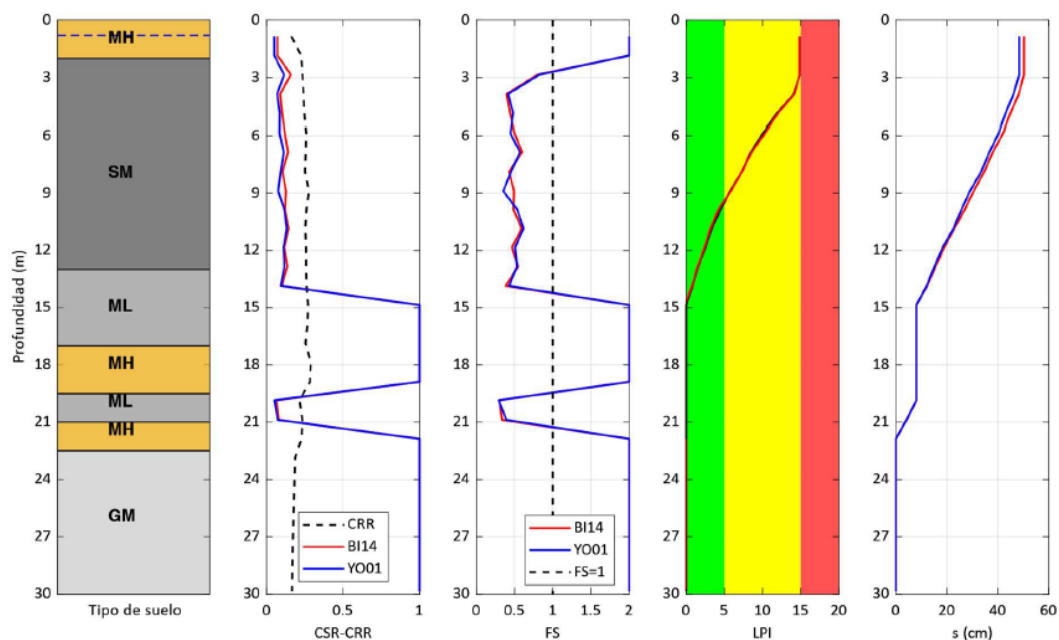


Figura 22: Potencial de licuación basado en SPT. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)

Para complementar la caracterización, se desarrollaron tres sondajes CPTu (Figura 23) hasta profundidades entre 19.8 y 22 m, alcanzando rechazo en la capa de gravas profundas, coherente con el perfil SPT. Se determinó el nivel de la napa

A photograph showing a worker in a white hard hat and high-visibility vest operating a red skid steer loader in a forest clearing. The loader is positioned on a grassy area with a dense forest in the background. A white truck is partially visible on the right side of the frame.

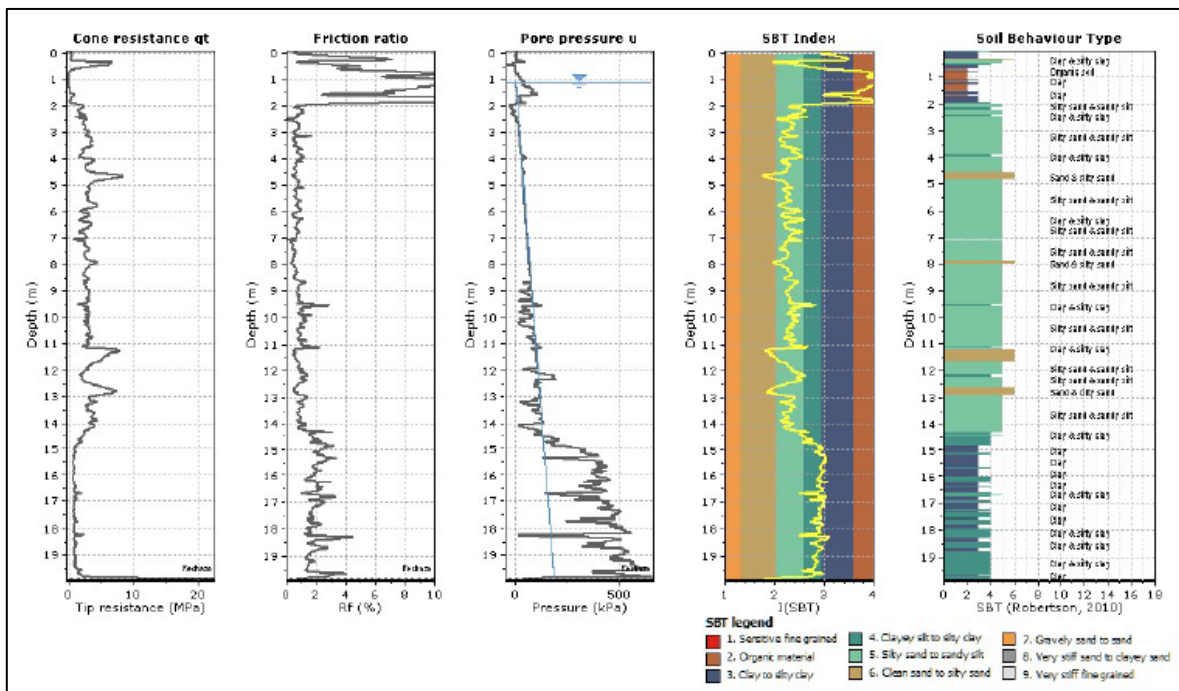


Figura 25: Resultados CPTu 1. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)

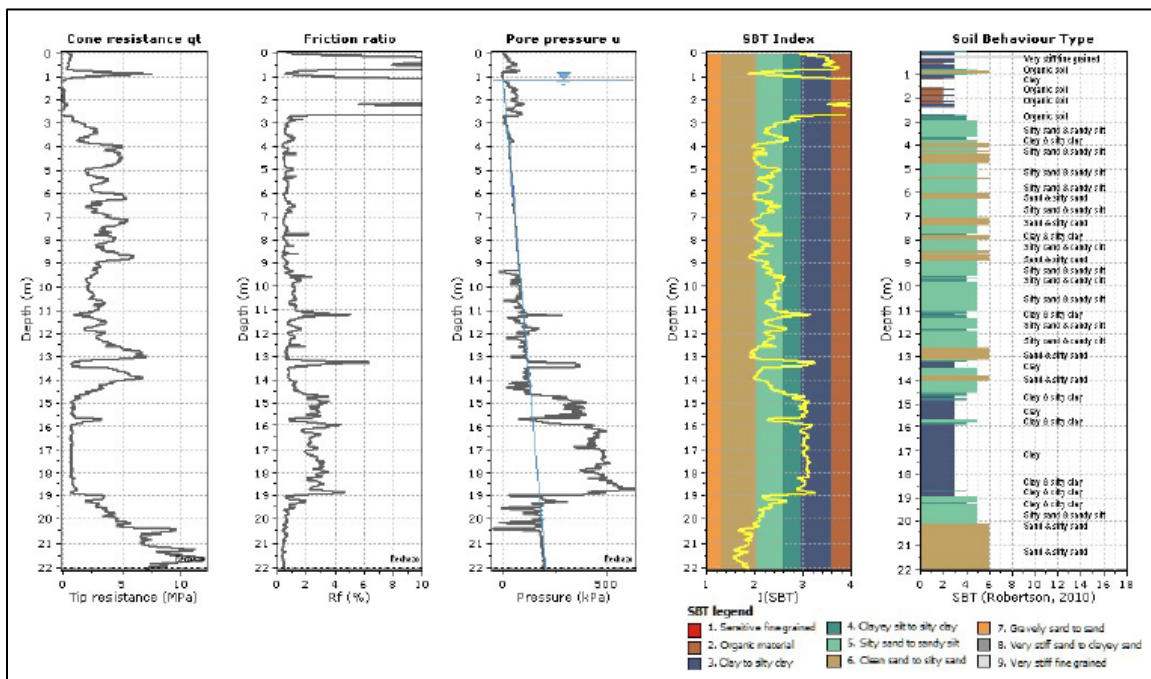


Figura 26: Resultados CPTu 2. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)

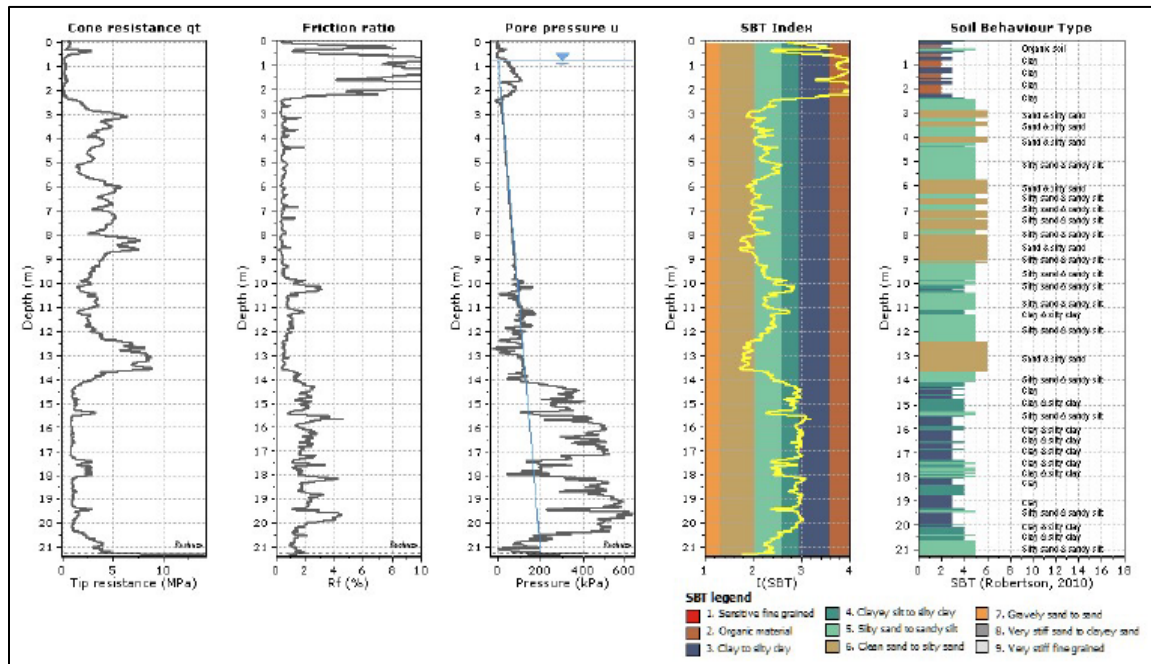


Figura 27: Resultados CPTu 3. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)

Adicionalmente, se ejecutaron ensayos de penetración dinámica (DCP), cuyos resultados reflejaron la baja resistencia superficial del suelo, y ensayos de laboratorio para clasificación, contenido orgánico y resistencia al corte. La resistencia al corte no drenada, evaluada a través de un triaxial no consolidado no drenado, mostró valores compatibles con suelos de consistencia media.

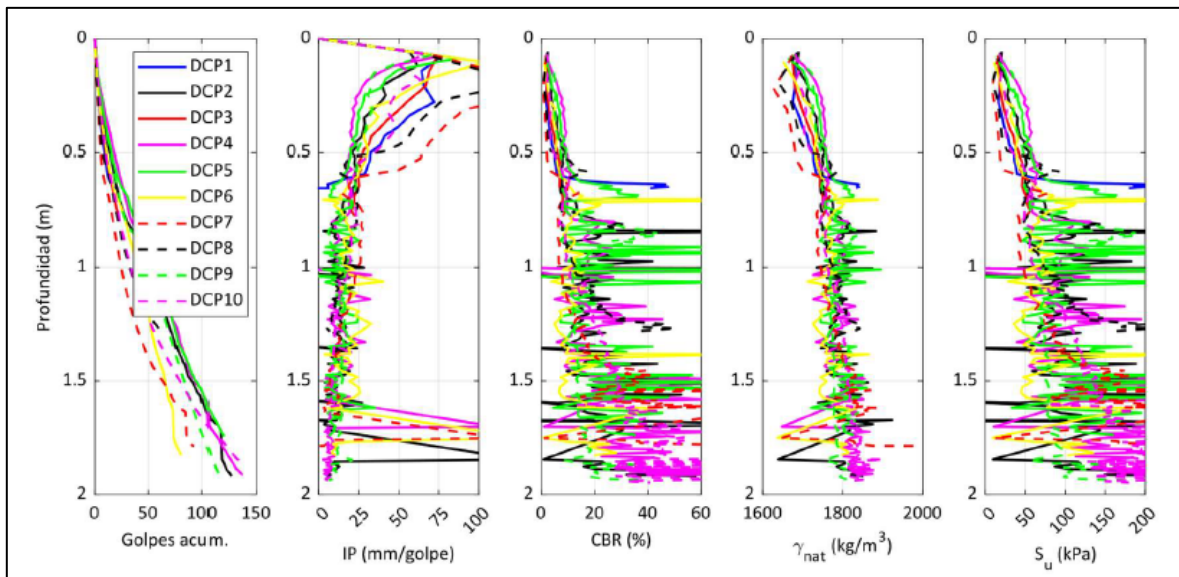


Figura 28: Resultados ensayo DCP. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)

Los perfiles obtenidos a partir del ensayo DCP (Figura 28) muestran un incremento progresivo de los golpes acumulados con la profundidad, evidenciando un mayor esfuerzo de penetración en capas más profundas. El índice de penetración presenta una amplia variabilidad entre los sondeos, lo que refleja la heterogeneidad de los suelos en el sitio. Los valores de CBR indican la presencia de estratos con distinta capacidad portante, con sectores más competentes intercalados con otros de menor resistencia. La densidad natural se mantiene relativamente constante en todo el perfil, con variaciones menores. Finalmente, la resistencia al corte no drenado muestra una tendencia al aumento con la profundidad, asociada a suelos más consolidados en los niveles inferiores.

La caracterización geofísica consistió en tres mediciones de ondas superficiales a partir de las cuales se obtuvieron perfiles de velocidad de ondas de corte hasta 30 m de profundidad. Los valores de Vs30 se ubicaron entre 151 y 211 m/s, según estos valores uno clasificaría como suelo tipo D y el otro como suelo tipo E. Sin embargo, en estos casos, la normativa chilena (DS 61, 2011), indica que la clasificación queda controlada por la condición más desfavorable, por lo tanto se clasifica como el suelo como tipo E (suelo consistencia media). Estas mediciones mostraron un aumento progresivo de rigidez con la profundidad, especialmente entre los 24 y 30 metros donde se identifica el estrato de gravas.

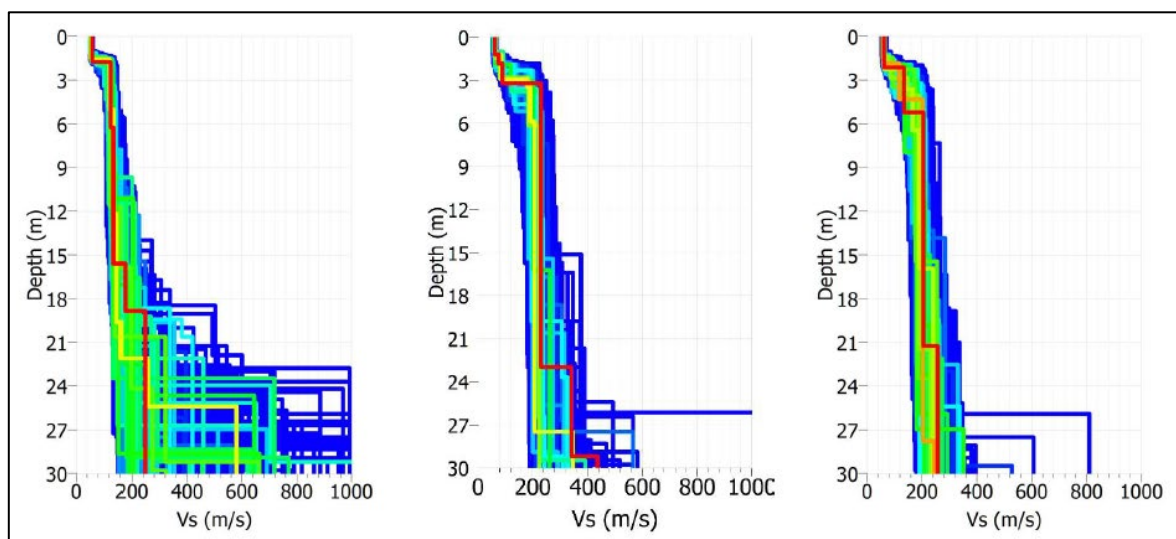


Figura 29: Perfil Vs30. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)

Los perfiles de velocidad de ondas de corte (Figura 29) muestran una clara variabilidad lateral, con valores más bajos en superficie que aumentan progresivamente con la profundidad. Se observa que los primeros metros corresponden a materiales más blandos, mientras que en los estratos más profundos predominan velocidades mayores, lo que indica suelos más rígidos y consolidados. En general, los perfiles reflejan un comportamiento coherente entre los distintos sondeos, aunque con diferencias locales que evidencian la heterogeneidad del subsuelo.

Finalmente, se llevaron a cabo cinco mediciones HVSR (Nakamura), para estimar la frecuencia predominante del sitio, obteniéndose valores entre 1.5 y 1.6 Hz, lo que confirma un comportamiento dinámico flexible del terreno.

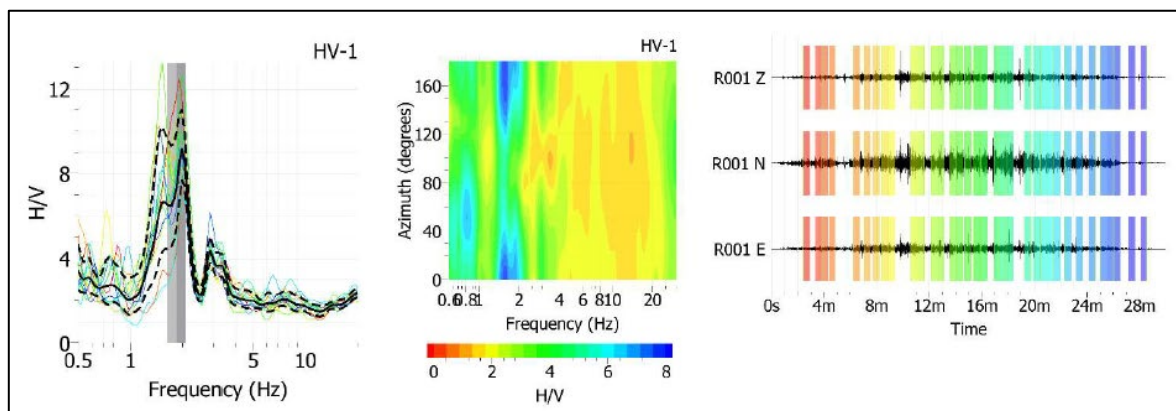


Figura 30: Resultados para medición HV-1. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)

Los resultados del ensayo HVSR (Figura 30) evidencian un peak definido en bajas frecuencias, correspondiente a la frecuencia predominante del terreno. El espectro H/V muestra una resonancia clara, asociada a un marcado contraste de rigidez entre los estratos superficiales y el sustrato más profundo. El análisis en función del azimuth confirma la estabilidad de esta frecuencia en diferentes direcciones, lo que indica un comportamiento homogéneo del sitio. Por último, los registros temporales de las tres componentes presentan coherencia en la señal, lo que respalda la confiabilidad de los datos obtenidos.

CAPÍTULO IV RESULTADOS

4.1 Introducción

En esta sección se comparan distintas metodologías para evaluar el potencial de licuación a partir de ensayos CPTu (Robertson & Wride (1998), Moss et al. (2006), y Boulanger & Idriss (2008 y 2014)) con el propósito de identificar similitudes y diferencias en los resultados. Las metodologías fueron implementadas en Python, estandarizando la lectura y preprocesamiento de datos, la aplicación de correcciones y la ejecución de los cálculos asociados. Finalmente, se presentan los análisis detallados de cada sondaje CPTu, junto con comentarios técnicos que contextualizan la interpretación de los resultados en el sitio estudiado.

Según el Estudio de peligro sísmico Terreno Serviu 7.99 Ha, Puerto Aysén (Gensis,2018) en esta localidad, la demanda sísmica se define mediante una aceleración máxima del terreno (PGA) de 0.28 g y una magnitud de momento (Mw) de 6.8, que representa la energía total liberada por el evento sísmico.

4.2 Evaluación del Potencial de Licuación

4.2.1 CPTu 1

- **Robertson & Wride (1998)**

La Figura 31a muestra la curva de la demanda sísmica (CSR) y la resistencia cíclica (CRR). La curva CSR alcanza un valor máximo cercano a 0.21 en torno a los 9 metros de profundidad, mientras que la CRR presenta aumentos en los 3 y 4 metros de profundidad como también valores máximos a los 7, 10 y 12 metros. Estos últimos valores pueden indicar suelos muy duros o suelos finos, los cuales quedan fuera del análisis de licuación. La relación entre ambas curvas muestra sectores donde la demanda supera la resistencia, lo que sugiere la presencia de condiciones susceptibles a licuación.

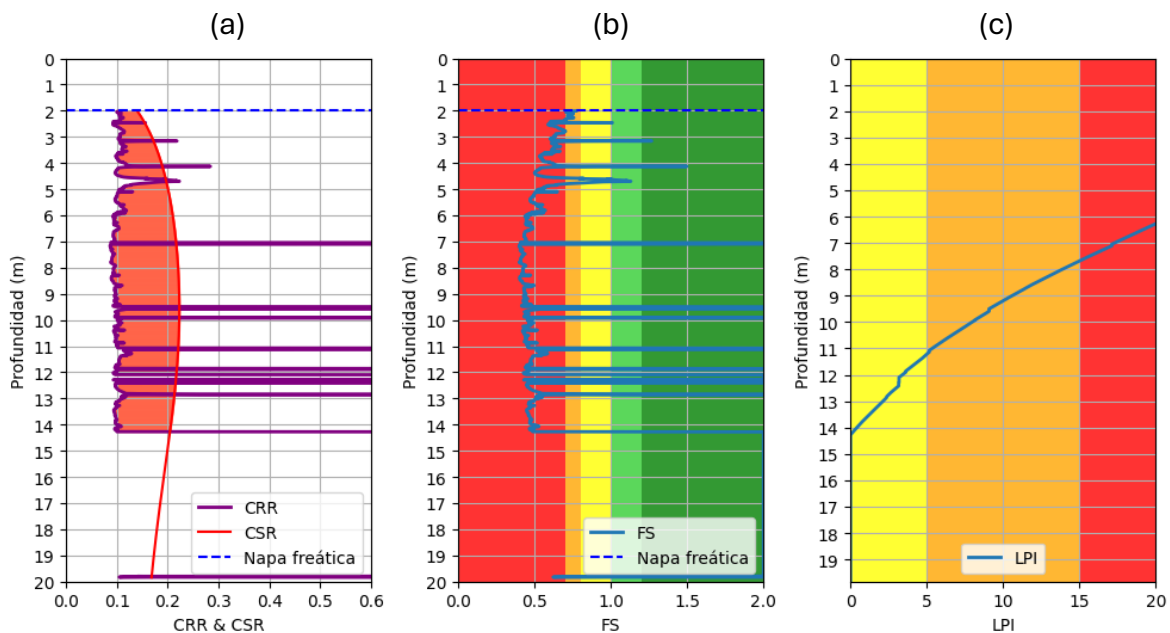


Figura 31: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.
(Elaboración propia)

La Figura 31b muestra el factor de seguridad frente a licuación, calculado como la razón entre CRR y CSR. Se identifican valores menores a 1 en gran parte del perfil hasta aproximadamente entre los 2 y 14 metros de profundidad, lo que indica alta susceptibilidad a licuación en esa zona. En contraste, por debajo de dicha profundidad los factores de seguridad tienden a estabilizarse en torno a

valores superiores a 1, coincidiendo con los mayores valores de CRR observados en el gráfico anterior.

La Figura 31c representa el riesgo de licuación, donde el índice del potencial de licuación aumenta con la detención del estrato licuable, alcanzando un valor sobre 15, por lo tanto, se trata de un riesgo a la licuación muy alto (Tabla 1).

- **Moss et al (2006)**

La Figura 32a muestra los resultados de licuación a partir del CPTu 1 mediante la metodología de Moss et al, (2006). Con respecto al caso de Robertson & Wride (1998), la curva CSR se presenta más uniforme y con un valor máximo a los 6 metros de profundidad. La curva CRR conserva varios valores máximos similares a distintas profundidades. También, se observan valores máximos a los 7 y entre los 9.5 y 14 metros de profundidad, al igual que en el caso anterior.

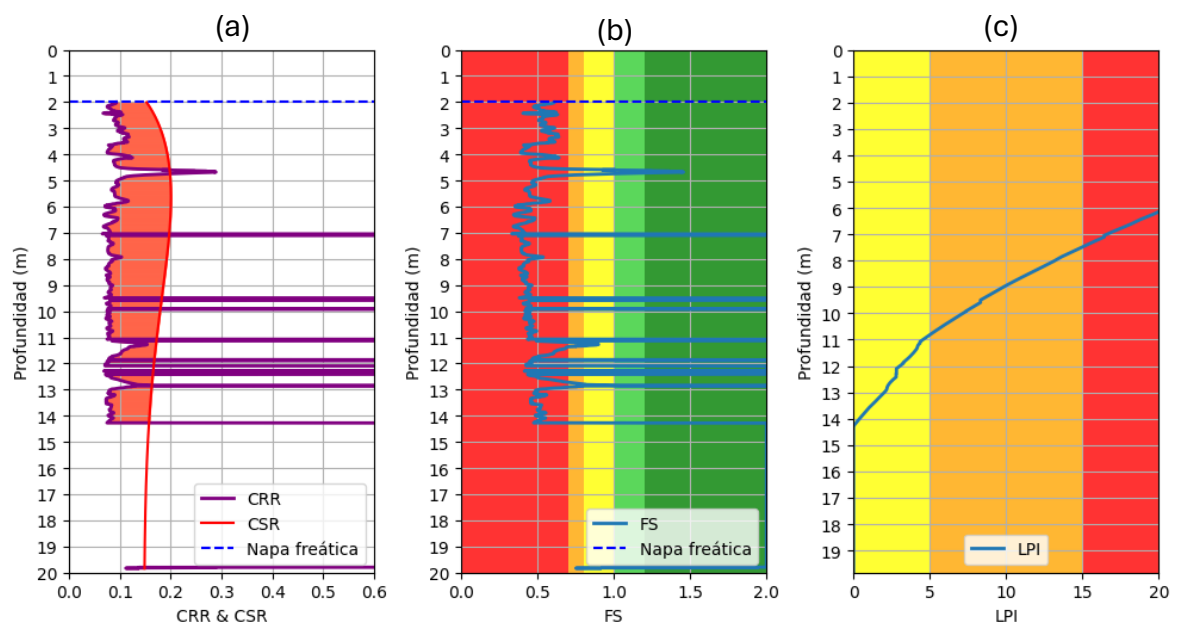


Figura 32: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.
(Elaboración propia)

La Figura 32b muestra el factor de seguridad correspondiente a la razón entre la sollicitación y la resistencia cíclica. A diferencia del gráfico de Robertson & Wride (1998), el factor de seguridad de Moss et al. (2006) muestra solo un máximo local en las profundidades superficiales del perfil. Estas diferencias son atribuibles a la metodología específica de cada autor. Moss et al, (2006)

considera la razón de fricción para la corrección de la resistencia de punta, mientras que Robertson & Wride (1998) utiliza el índice de comportamiento de suelo. Además, Moss et al. (2006) no considera la corrección por confinamiento.

La Figura 32c, el índice de potencial de licuación de acuerdo con Moss et al. (2006), varía en un 8.1% con respecto a la estimación de Robertson & Wride (1998), para el tramo entre 9 y 14 metros de profundidad. Esta variación obedece a diferencias en el cálculo del factor de seguridad, que es el principal parámetro de entrada para el índice de potencial de licuación.

- **Boulanger & Idriss (2008)**

La Figura 33a muestra los resultados de licuación a partir del CPTu 1 mediante la metodología de Boulanger & Idriss (2008). Con respecto a las metodologías anteriores, se presenta una curva CSR con valores más elevados. La curva CRR no muestra el máximo local presentado en casos anteriores en los 4.0 metros de profundidad aproximadamente. Estas diferencias son explicables debido a que la metodología de Boulanger & Idriss (2008) considera un equivalente de la resistencia de punta normalizada para arenas limpias (q_{c1Ncs}) basado en el contenido de finos (FC), a diferencia de la metodología de Robertson & Wride (1998) que utiliza el coeficiente de esfuerzo lateral de consolidación (K_c) para esta normalización de arenas limpias. Por otro lado, el enfoque de Moss et al, (2006) corrige la resistencia de punta mediante una modificación ($q_{c1,mod}$) basado en la razón de fricción (R_f) y la sollicitación cíclica (CSR).

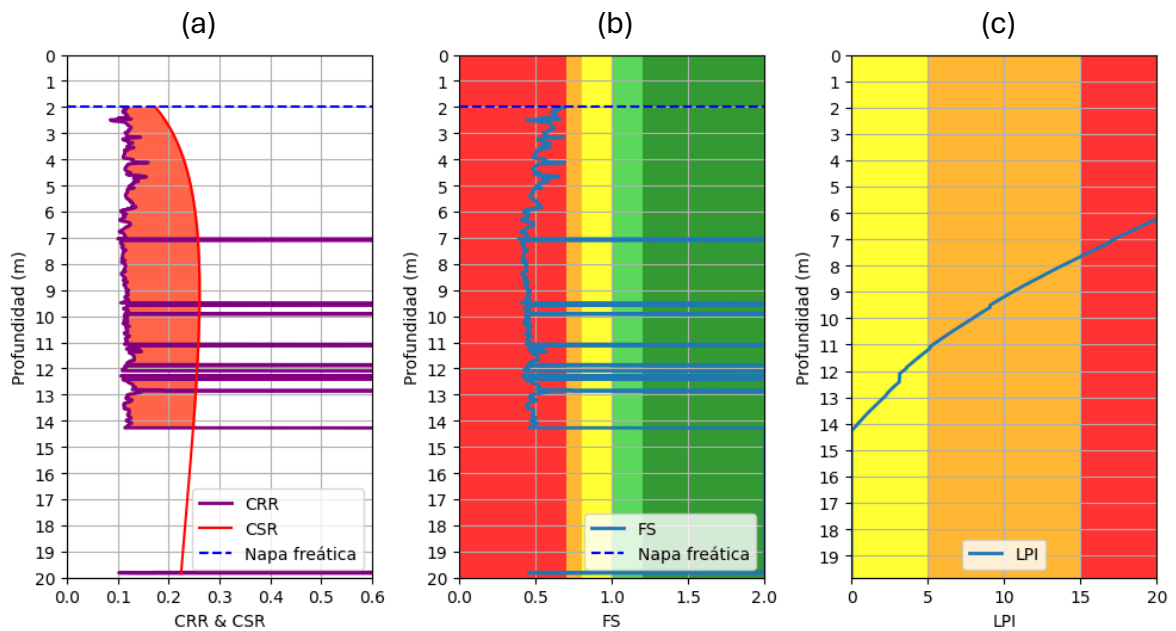


Figura 33: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.
(Elaboración propia)

En consecuencia a lo anterior, el factor de seguridad tampoco presenta el máximo local en las profundidades más superficiales. Al igual que en casos anteriores el factor de seguridad es menor a 1 desde los 2.0 hasta los 14 metros, presentando máximos relativos en distintas profundidades.

La Figura 33c muestra la evaluación del riesgo de licuación a través del LPI, donde el índice se incrementa conforme se prolonga el estrato susceptible, llegando a valores superiores a 15. De acuerdo con la Tabla 1, esto corresponde a una condición de riesgo de licuación muy alto.

- **Boulanger & Idriss (2014)**

La Figura 34a muestra los resultados del CPTu 1 procesados mediante la metodología de Boulanger & Idriss (2014). Se observa que la curva de CRR mantiene valores más constantes entre los 2 y los 10 metros de profundidad, a diferencia de metodologías anteriores que mostraban mayor variabilidad de los datos en esta zona. Además, se observa que la curva de CSR toma una forma más escalonada con respecto al perfil presentado por Boulanger & Idriss (2008), principalmente entre los 2 y 7 metros de profundidad. Estas diferencias son en consecuencia de que Boulanger & Idriss (2014) considera la resistencia de punta

normalizada equivalente para arenas limpias en el cálculo del factor de escala de magnitud, a diferencia del enfoque de Boulanger & Idriss (2008) que solo considera la magnitud de momento.

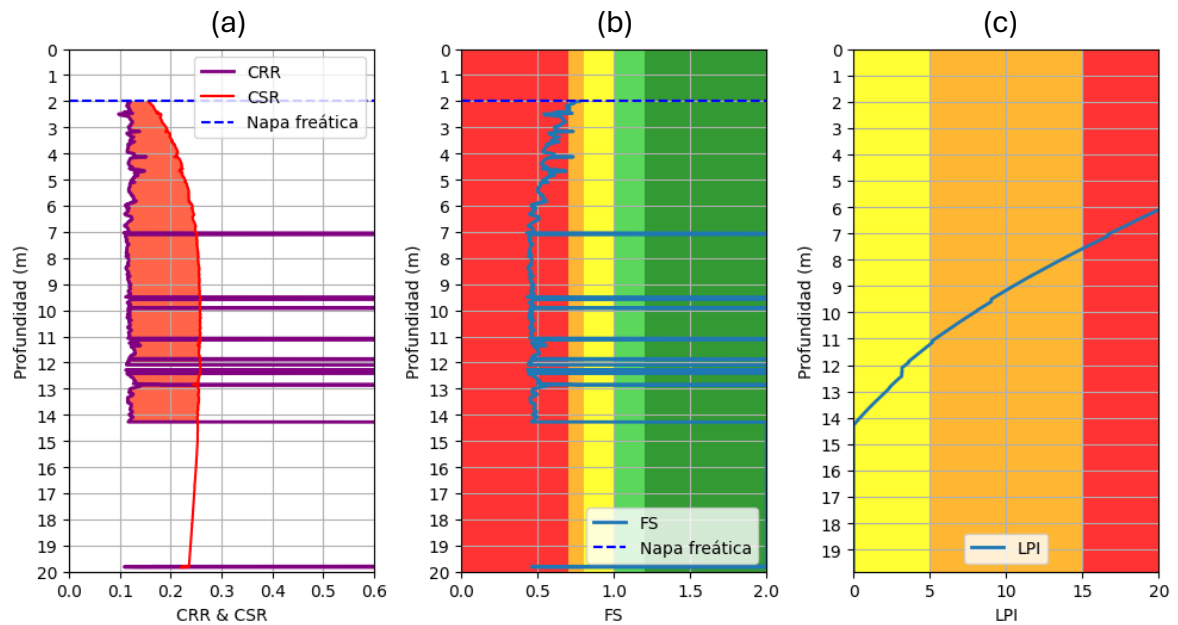


Figura 34: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación. (Elaboración propia)

La Figura 34b muestra el factor de seguridad para esta metodología. Al igual que en casos anteriores el factor de seguridad es menor a 1 desde los 2 hasta los 14 metros, presentando máximos relativos en distintas profundidades.

En la Figura 34c se aprecia el riesgo de licuación determinado mediante el LPI, el cual aumenta a medida que se prolonga la capa licuable, superando un valor de 15. Según la Tabla 1, este resultado corresponde a un riesgo de licuación muy alto.

4.2.2 CPTu 2

- **Robertson & Wride (1998)**

La Figura 35a muestra el perfil de la sollicitación sísmica (CSR) y de la resistencia cíclica (CRR). En esta última se observan incrementos notables alrededor de los 2.7 metros, coincidiendo con la presencia de un estrato orgánico hasta los 3 metros de profundidad, así como valores altos entre 9.5 y 14.5 metros, asociados a depósitos de arenas y arenas limosas intercaladas con capas arcillosas. Estos estratos no se consideran dentro del análisis de licuación. La comparación entre las dos curvas revela sectores donde la sollicitación supera la resistencia, lo que evidencia zonas con condiciones potenciales de licuación.

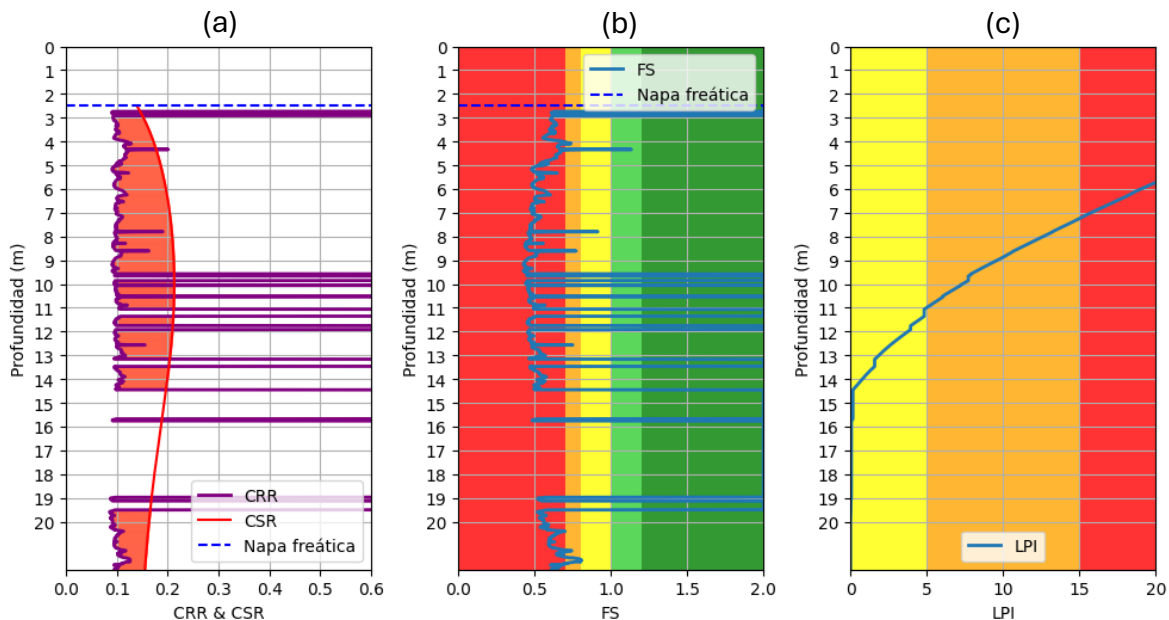


Figura 35: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.

(Elaboración propia)

La Figura 35b presenta el perfil del factor de seguridad frente a licuación, obtenido a partir de la relación entre CRR y CSR. Se observa que gran parte del estrato, especialmente entre 2.7 y 14.5 metros de profundidad, muestra valores inferiores a 1, lo que indica una alta susceptibilidad a la licuación, en concordancia con lo evidenciado en la Figura 35a. No obstante, cercad de los 19 –19.5 metros se registra un nuevo incremento, asociado a la presencia de limo arcilloso en la estratigrafía.

La Figura 35c representa el riesgo de licuación mediante el índice de potencial de licuación (LPI), el cual aumenta conforme se desarrolla el estrato susceptible, en concordancia con las características del suelo presente en dicha zona. El índice alcanza valores superiores a 15, lo que, según la Tabla 1, corresponde a un riesgo muy alto de licuación.

- **Moss et al (2006)**

La Figura 36a presenta los resultados del análisis de licuación del CPTu 2 aplicando la metodología de Moss et al (2006). En comparación con el caso de Robertson & Wride (1998), la curva de CSR adquiere un comportamiento más uniforme, alcanzando su valor máximo alrededor de los 6 metros de profundidad. Esta diferencia se explica porque el método de Moss et al (2006) incorpora factores probabilísticos y ajustes que reducen gradualmente los valores de CSR con la profundidad. En cuanto a la curva de CRR, se mantienen varios peaks en distintas profundidades, destacando los valores elevados entre 9.5 y 14.5 metros, asociados a la presencia de arenas arcillosas descritas en el Informe de Mecánica de Suelos de Aragón.

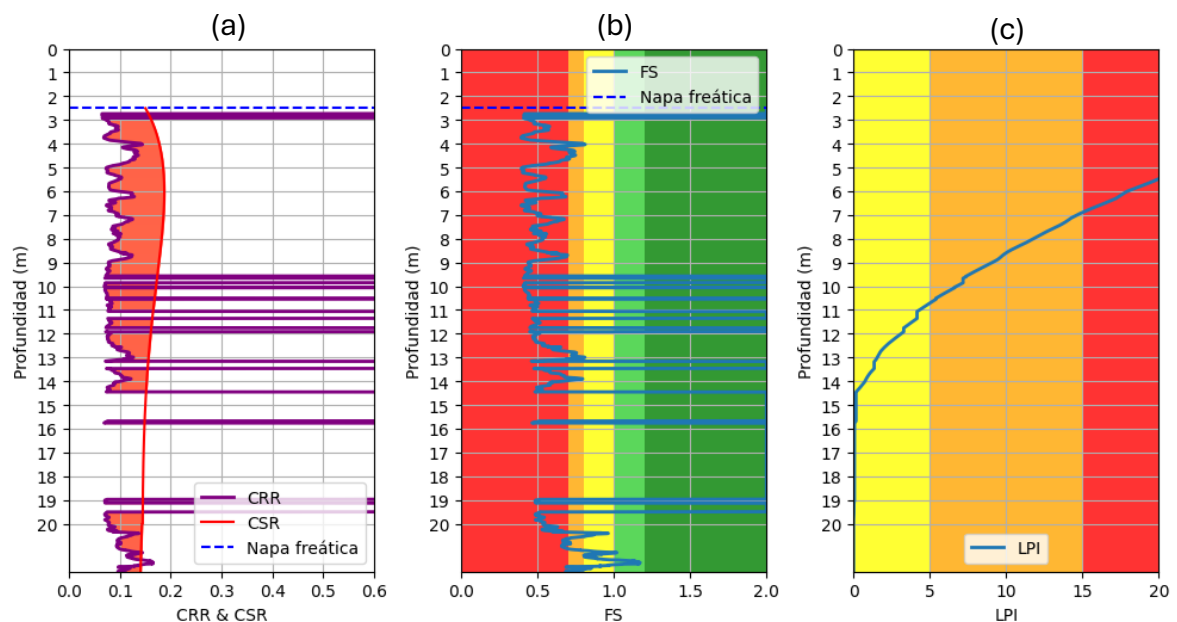


Figura 36: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.
(Elaboración propia)

La Figura 36b presenta el perfil del factor de seguridad, calculado como la relación entre la sollicitación sísmica y la resistencia cíclica. En comparación con el gráfico obtenido mediante la metodología de Robertson & Wride (1998), el método de Moss et al. (2006) muestra una menor cantidad de peaks entre los 2 y 9.5 metros de profundidad. Estas diferencias responden a los criterios propios de cada autor: mientras Moss et al. (2006) aplica la razón de fricción para corregir la resistencia de punta y omite la corrección por confinamiento, Robertson & Wride (1998) basa su procedimiento en el índice de comportamiento del suelo.

La Figura 36c, según lo planteado por Moss et al. (2006), el índice de potencial de licuación presenta una diferencia del 12,1% en comparación con la estimación propuesta por Robertson & Wride (1998) en el intervalo comprendido entre 9.5 y 14.2 metros de profundidad. Esta discrepancia se debe a la forma en que se determina el factor de seguridad, el cual constituye el parámetro principal en el cálculo del índice de potencial de licuación. Según lo indicado en la Tabla 1, este resultado corresponde a un nivel de riesgo de licuación muy alto.

- **Boulanger & Idriss (2008)**

La Figura 37a presenta los resultados del análisis de licuación del CPTu 2 aplicando la metodología de Boulanger & Idriss (2008). En comparación con las metodologías previas, la curva de CSR muestra valores más elevados, lo que se explica porque este enfoque utiliza un equivalente de la resistencia de punta normalizada para arenas limpias, a diferencia de los métodos anteriores. En cuanto a la curva de CRR, se identifica un máximo cercano a los 3 metros de profundidad, seguido de un tramo relativamente constante entre 0.1 y 0.15 hasta los 9.5 metros. A partir de esa profundidad, la curva evidencia una mayor variabilidad y múltiples peaks, asociados a la presencia de limos de baja plasticidad en la estratigrafía.

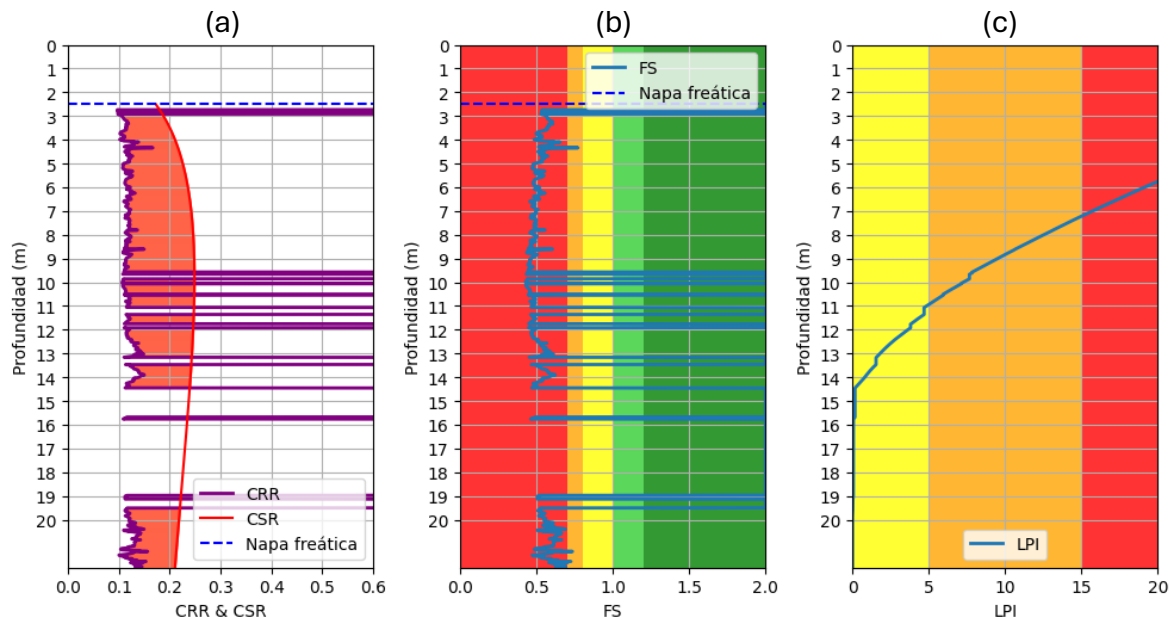


Figura 37: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.

(Elaboración propia)

La Figura 37b muestra el perfil del factor de seguridad obtenido mediante la metodología de Boulanger & Idriss (2008) se observa que este perfil responde al gráfico de demanda y sollicitación cíclica, presentando valores máximos a los 3 metros de profundidad y desde los 9.5 hasta los 16 metros, de acuerdo con la estratigrafía del terreno descrito.

La Figura 37c presenta la evaluación del riesgo de licuación mediante el índice de potencial de licuación. Este índice aumenta a medida que se extiende el estrato susceptible, alcanzando valores superiores a 15. Según lo establecido en la Tabla 1, dicho resultado se clasifica como una condición de riesgo muy alto de licuación.

- **Boulanger & Idriss (2014)**

La Figura 38a muestra los resultados del CPTu 2 obtenidos mediante la metodología de Boulanger & Idriss (2014). En este caso, la curva de CRR se mantiene relativamente constante entre los 3 y 10 metros de profundidad, a diferencia de las metodologías anteriores, donde se observaba una mayor dispersión en ese rango. Por otro lado, la curva de CSR presenta un trazado más escalonado en comparación con el perfil calculado con Boulanger & Idriss

(2008), especialmente entre 2.5 y 9.5 metros. Estas diferencias se deben a que la versión de 2014 incorpora la resistencia de punta normalizada equivalente para arenas limpias en la determinación del factor de escala de magnitud.

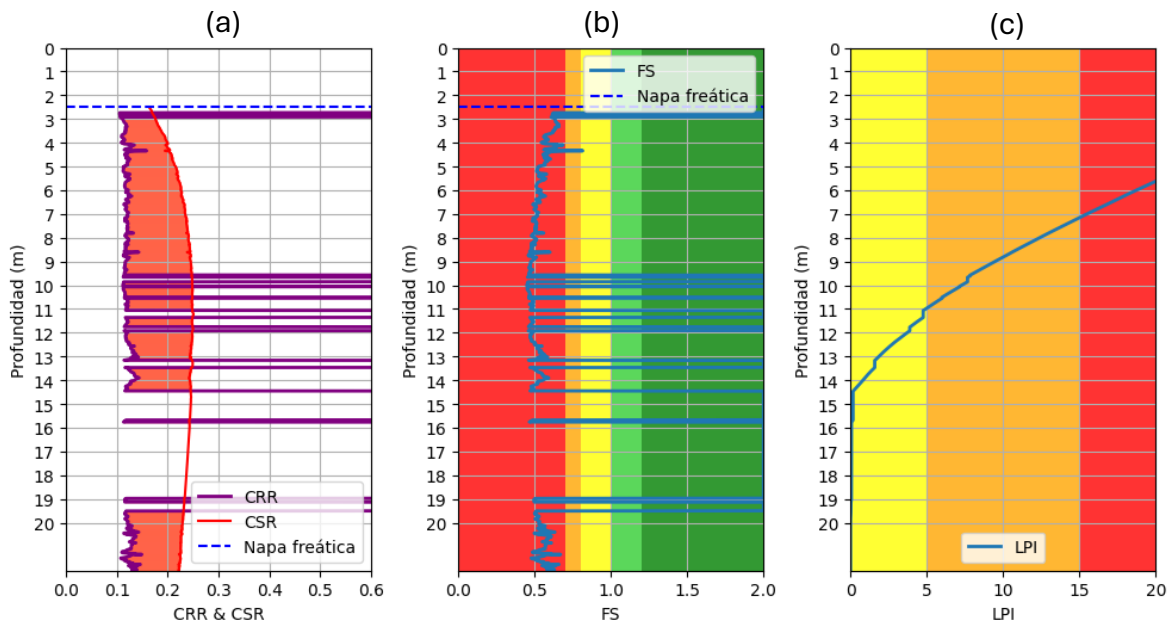


Figura 38: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.
(Elaboración propia)

La Figura 38b presenta el perfil del factor de seguridad obtenido con esta metodología. Al igual que en los casos anteriores, los valores se mantienen por debajo de 1 entre los 2.5 y 14.2 metros de profundidad, evidenciando máximos relativos en ciertos niveles. Estas variaciones se asocian a la presencia de arenas limosas en el estrato.

La Figura 38c muestra la evaluación del riesgo de licuación a través del índice de potencial de licuación. El valor del índice se incrementa conforme se extiende la capa susceptible, alcanzando valores superiores a 15. De acuerdo con la Tabla 1, este resultado se clasifica como un riesgo de licuación muy alto.

4.2.3 CPTu 3

- **Robertson & Wride (1998)**

La Figura 39a presenta los perfiles de solicitación sísmica (CSR) y resistencia cíclica (CRR). En la curva de CRR se identifican aumentos en torno a los 2.5–3 metros, asociados a la presencia de suelos orgánicos, y valores elevados entre 9.8 y 14 metros, correspondientes a estratos de arenas y arenas limosas con intercalaciones arcillosas, los cuales quedan fuera del análisis de licuación. La comparación entre ambas curvas muestra sectores donde la solicitación excede la resistencia, lo que indica la existencia de zonas potencialmente susceptibles a licuación.

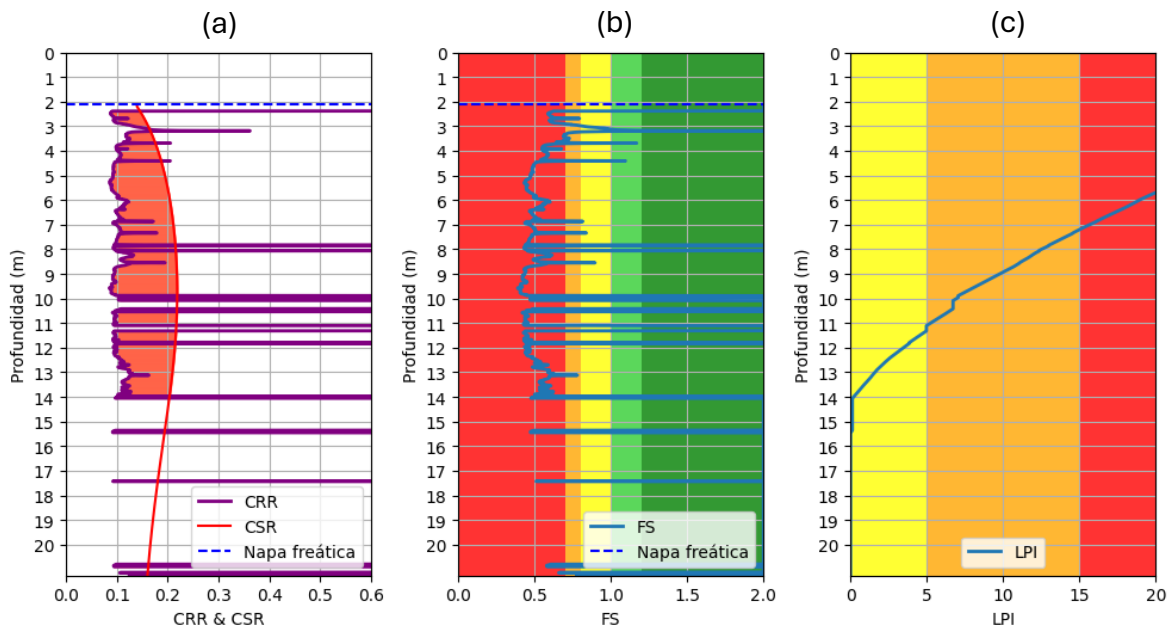


Figura 39: (a) CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.

(Elaboración propia)

La Figura 39b muestra el perfil del factor de seguridad frente a licuación, calculado como la relación entre CRR y CSR. Se aprecia que la mayor parte del estrato, en particular entre los 2 y 14 metros de profundidad, en el estrato de arena limosa, se presentan valores menores a 1, lo que refleja una elevada susceptibilidad a la licuación, en concordancia con lo observado en la Figura 39a.

La Figura 39c muestra la evaluación del riesgo de licuación a través del índice de potencial de licuación. Este índice aumenta a medida que se prolonga el estrato susceptible, en concordancia con las características del suelo de la zona, alcanzando valores superiores a 15. De acuerdo con la Tabla 1, dicho resultado corresponde a un nivel de riesgo de licuación muy alto.

- **Moss et al (2006)**

La Figura 40a muestra los resultados del análisis de licuación del CPTu 3 mediante la metodología de Moss et al (2006). En comparación con el método de Robertson & Wride (1998), la curva de CSR presenta un trazado más uniforme y alcanza su valor máximo en torno a los 5 metros de profundidad. Esta diferencia se debe a que el enfoque de Moss et al. (2006) incorpora factores probabilísticos y ajustes que atenúan progresivamente los valores de CSR con la profundidad. En cuanto a la curva de CRR, se observan múltiples peaks en diferentes niveles, destacando los valores elevados entre 10 y 14 metros, los cuales se relacionan con la presencia de arenas arcillosas señaladas en el Informe de Mecánica de Suelos de Aragón.

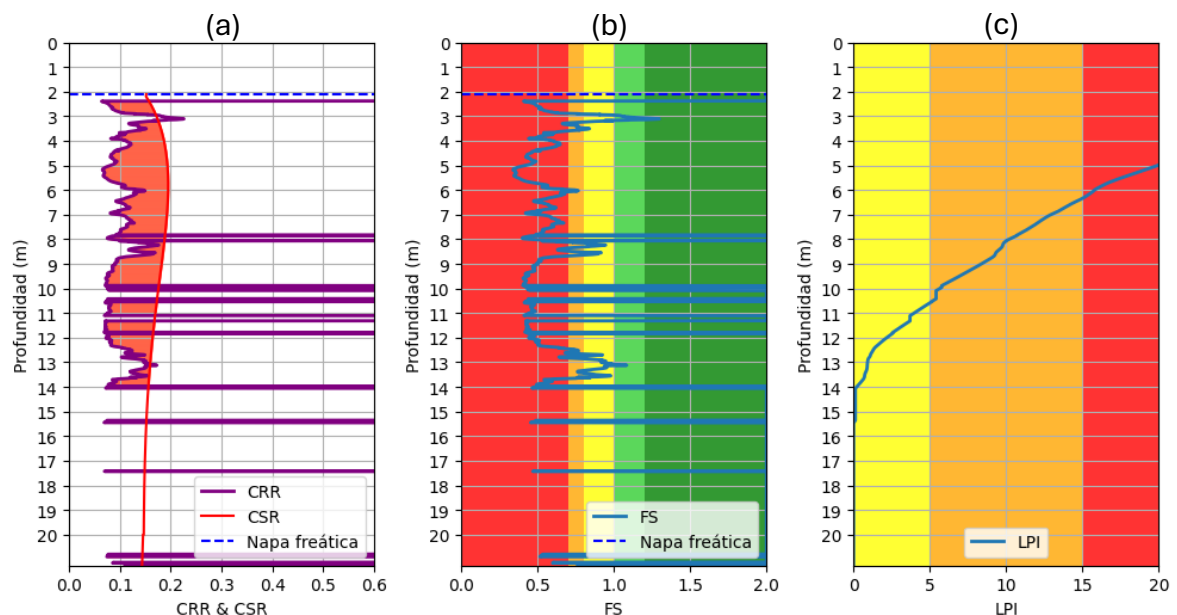


Figura 40: CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.
(Elaboración propia)

La Figura 40b muestra el perfil del factor de seguridad. En comparación con el gráfico obtenido mediante la metodología de Robertson & Wride (1998), el método de Moss et al. (2006) presenta una menor cantidad de peaks entre los 2 y 7.5 metros de profundidad. Estas diferencias se explican porque Moss et al. (2006) utiliza la razón de fricción para corregir la resistencia de punta y no considera la corrección por confinamiento, mientras que Robertson & Wride (1998) fundamenta su procedimiento en el índice de comportamiento del suelo.

La Figura 40c, de acuerdo con Moss et al. (2006), el índice de potencial de licuación difiere en un 16,3% respecto a la estimación de Robertson & Wride (1998) para el tramo comprendido entre 9,5 y 14 metros de profundidad. Esta variación se explica por las diferencias en la determinación del factor de seguridad, que constituye el parámetro fundamental en el cálculo del índice de potencial de licuación. De acuerdo con la Tabla 1, este resultado corresponde a un nivel de riesgo de licuación muy alto.

- **Boulanger & Idriss (2008)**

La Figura 41a muestra los resultados del análisis de licuación del CPTu 3 utilizando la metodología de Boulanger & Idriss (2008). En este caso, la curva de CSR alcanza valores más altos, debido a que este método considera un equivalente de la resistencia de punta normalizada para arenas limpias, a diferencia de los enfoques previos. Respecto a la curva de CRR, se observa un comportamiento casi constante entre 0.1 y 0.18 hasta los 7.5 metros de profundidad. Por debajo de este nivel, la curva presenta mayor variabilidad y múltiples peaks, asociados a la presencia de limos.

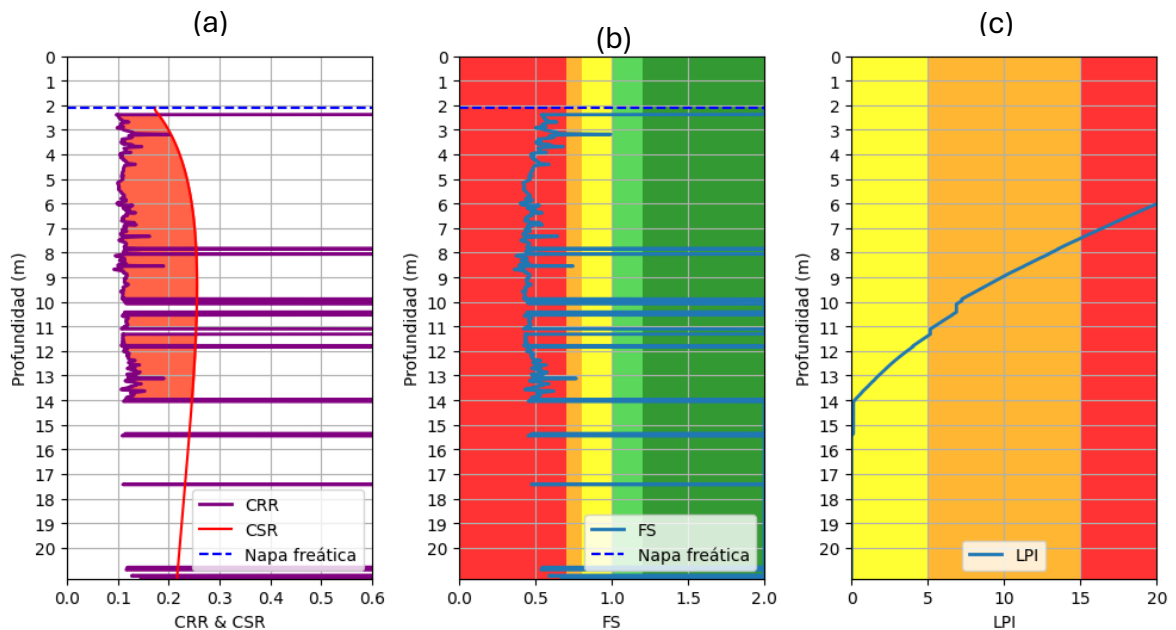


Figura 41: CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.
(Elaboración propia)

La Figura 41b presenta el perfil del factor de seguridad, el cual refleja la relación entre la demanda y la resistencia cíclica. Se observa que todo el tramo comprendido entre los 2 y 14 metros de profundidad presenta valores inferiores a 1, lo que indica condiciones de licuación. Este resultado concuerda con la estratigrafía del sitio, donde dicho intervalo corresponde principalmente a arenas con delgadas capas de limos.

La Figura 41c muestra la evaluación del riesgo de licuación a través del índice de potencial de licuación, el cual supera el valor de 15. De acuerdo con la Tabla 1, este resultado corresponde a una condición de riesgo de licuación muy alto.

- **Boulanger & Idriss (2014)**

La Figura 42a presenta los resultados del CPTu 3 procesados con la metodología de Boulanger & Idriss (2014). En este caso, la curva de CRR se mantiene prácticamente constante entre los 3 y 7.5 metros de profundidad. En contraste, la curva de CSR adquiere una forma más escalonada respecto al perfil obtenido con Boulanger & Idriss (2008), particularmente entre los 2.5 y 9.5 metros. Estas diferencias responden a que la versión de 2014 incorpora la

resistencia de punta normalizada equivalente para arenas limpias en el cálculo del factor de escala de magnitud.

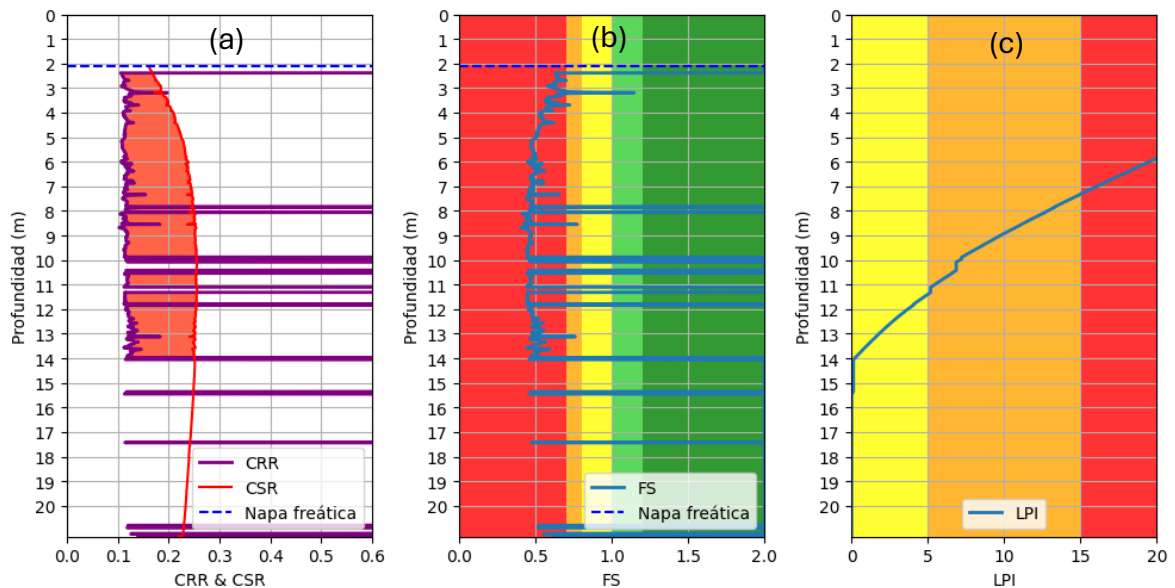


Figura 42: CRR v/s CSR, (b) Factor de Seguridad, (c) Índice Potencial de Licuación.
(Elaboración propia)

La Figura 42b muestra el perfil del factor de seguridad calculado con esta metodología. Al igual que en los casos anteriores, los valores permanecen por debajo de 1 entre los 2 y 14 metros de profundidad, lo que indica susceptibilidad a licuación. Se distinguen máximos relativos en torno a los 8 metros y entre los 10 y 12 metros, asociados a la presencia de arenas limosas en la estratigrafía.

La Figura 42c presenta la evaluación del riesgo de licuación mediante el índice de potencial de licuación. El valor del índice aumenta a medida que se prolonga la capa susceptible, superando los 15. Según lo establecido en la Tabla 1, este resultado corresponde a una condición de riesgo de licuación muy alto.

4.3 Comparación de Resultados

En esta sección se comparan los resultados obtenidos mediante la modelación en Python (4.2) con los resultados del informe de “Estudio de Mecánica de suelos terreno N°8 José Quinillao, Puerto Aysén, Región de Aysén”, elaborado por la empresa Aragón. Estos últimos resultados fueron obtenidos mediante el software especializado de análisis de licuación “CLiq” (GeoLigismiki, 2018).

En la Figura 43, 44 y 45, muestran los análisis de licuación según Boulanger & Idriss (2014) recopilados del informe de Aragón. En comparación con lo realizado en este trabajo, se observa que existe consistencia entre los estratos potencialmente licuables desde los 2 metros a 14 metros, con los cálculos realizados en este trabajo. Además, al comparar los perfiles de resistencia cíclica obtenidos a partir de la programación en Python con los del informe de Aragón, se observa que coinciden los valores máximos de la curva CRR en las mismas profundidades. De la misma manera, ambas metodologías también coinciden en los valores máximos del perfil del factor de seguridad.

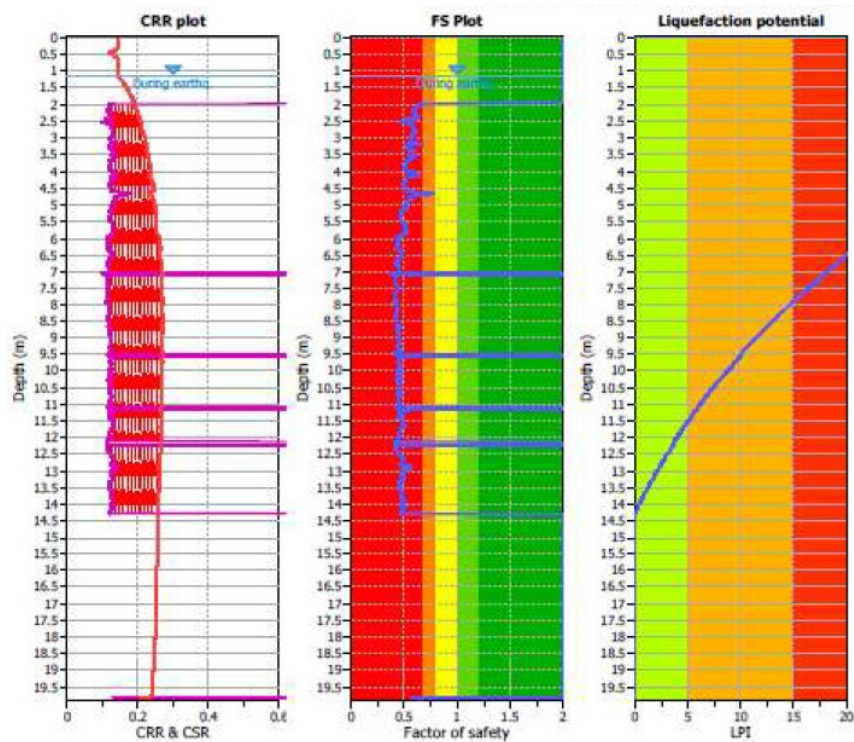


Figura 43: Resultados Aragón CPTu 1. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)

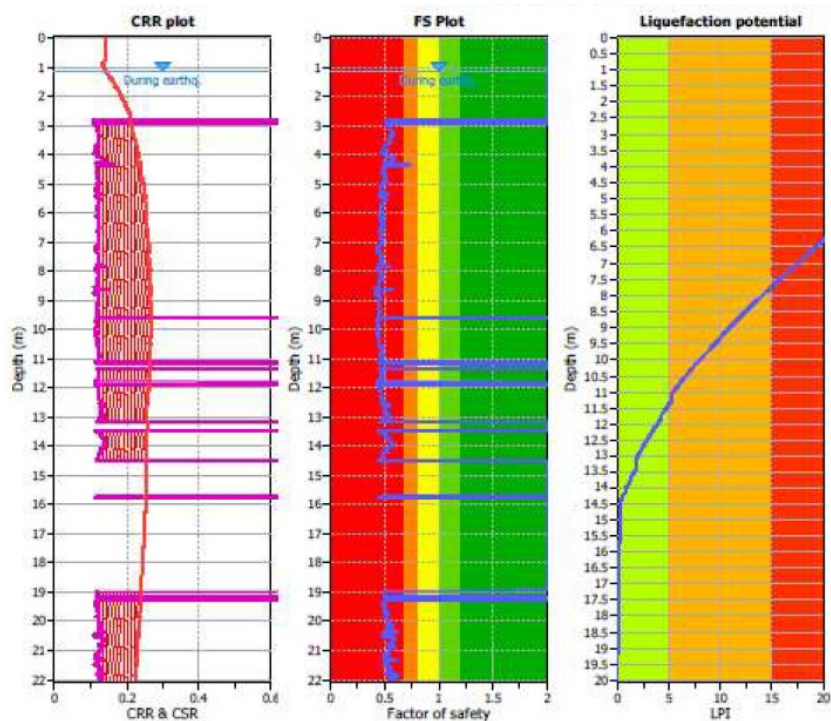


Figura 44: Resultados Aragón CPTu 2. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)

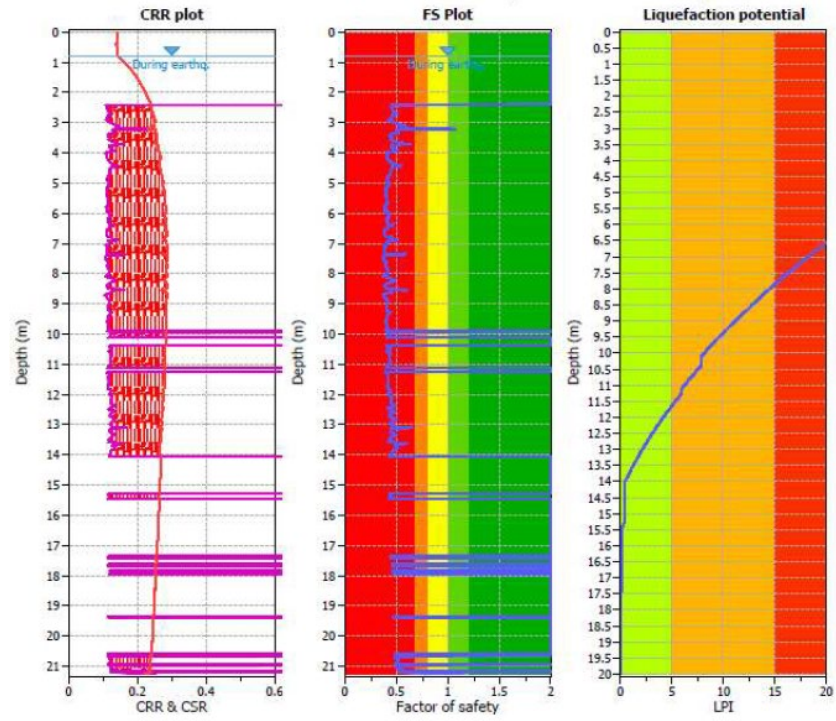


Figura 45: Resultados Aragón CPTu 3. (ARAGÓN 590-8 Ingeniería de Suelos, 2024b)

4.4 Análisis de Métodos Utilizados

En base a la metodología propuesta por los autores estudiados en este trabajo, se identifica que, el cálculo de CSR y CRR sigue la misma base en todos los métodos, pero cada autor introduce ajustes distintos (Tabla 3). En el caso de Robertson & Wride (1998), el CRR se obtiene a partir de parámetros normalizados por arenas limpias y corregidos por confinamiento, mientras que el CSR se calcula con un factor de reducción dependiente de la profundidad.

Moss et al. (2006) proponen un enfoque probabilístico en el CRR, incorporando correcciones explícitas por finos y ajustes empíricos, y en el CSR incluyen dependencias adicionales de la aceleración máxima, la magnitud y la profundidad.

Por su parte, Boulanger & Idriss (2008) formulan el CRR mediante una expresión polinómica en función del parámetro normalizado y plantean un CSR definido por expresiones trigonométricas que relacionan profundidad y magnitud. Enfoque que en 2014 refinan al detallar mejor las correcciones por finos y factores de normalización en CRR, manteniendo una forma similar para CSR pero con parámetros recalibrados.

En relación con los perfiles de factor de seguridad, los cuatro autores analizados en este trabajo coinciden en que dicho valor se mantiene bajo 1, lo que evidencia condiciones de susceptibilidad a la licuación. No obstante, en los perfiles obtenidos a partir de las metodologías de Robertson & Wride y Moss et al. se observan peaks entre los 2 y 7 metros de profundidad. En contraste, los perfiles generados con las metodologías de Boulanger & Idriss (2008 y 2014), que incorporan la corrección por contenido de finos, no presentan estos peaks, lo que refleja la relevancia de este tipo de suelos en el análisis del fenómeno de licuación.

CAPÍTULO V CONCLUSIONES

El análisis de los registros de los ensayos CPTu realizados en el terreno de estudio, evidenció materia orgánica entre la superficie y los 2 metros de profundidad. Entre los 2 y 14 metros de profundidad, se presentan condiciones críticas frente a la licuación, correspondiendo a depósitos compuestos por arena limosa y arena arcillosa, de acuerdo con la estratigrafía presentada en el informe de Aragón. Finalmente, desde los 14 hasta los 22 metros, el perfil está conformado principalmente por arcilla, intercalada con delgadas capas de arcilla limosa.

Los factores de seguridad calculados en este rango se mantuvieron en valores inferiores a 1, lo que indica una alta susceptibilidad del terreno a perder resistencia bajo sollicitaciones sísmicas. Esta condición se ve confirmada por los índices de potencial de licuación (LPI), los cuales mostraron incrementos progresivos en dicho intervalo, reflejando un nivel de severidad significativo en las capas superficiales. A medida que aumenta la profundidad, los resultados muestran un incremento en la resistencia del suelo, lo que disminuye la probabilidad de que ocurra licuación. Esto se debe a que la estratigrafía varía con la profundidad, dando paso a suelos finos de carácter arcilloso que no presentan condiciones susceptibles a este fenómeno.

Los resultados obtenidos a partir de los tres CPTu presentan una concordancia general entre las distintas aproximaciones empleadas, aunque con leves variaciones en la estimación de la sollicitación cíclica. Los métodos de Boulanger & Idriss (2008, 2014) se mostraron mayor demanda sísmica porque considera correcciones de la resistencia de punta por contenido de finos utilizando directamente el parámetro de contenido de finos (FC), mientras que otras metodologías utilizan la razón de fricción (R_f) y el coeficiente de esfuerzo lateral de consolidación (K_c) para realizar esta corrección. Esta diferencia toma mayor relevancia en arenas limosas y arenas arcillosas. Moss et al. (2006) reflejó mayor variabilidad por su enfoque probabilístico, que utiliza registros históricos para ajustar sus ecuaciones, esto introduce un rango más amplio de incertidumbre, lo que se traduce en una mayor variabilidad en las estimaciones del potencial de licuación. Robertson & Wride, por su parte, arrojó resultados intermedios y consistentes con

lo reportado en la práctica. En base a los análisis realizados, la información geotécnica del sitio y particularmente la estratigrafía del terreno se concluye que la metodología Boulanger & Idriss (2014) resulta más adecuada para suelos arenosos que poseen presencia de finos limosos de baja a media plasticidad y que son susceptibles a la licuación, ya que utiliza directamente el parámetro de contenido de finos (FC), mientras que otras metodologías utilizan otros parámetros indirectos (Tabla 1). Por ejemplo, la metodología de Robertson & Wride (1998) utiliza el coeficiente de esfuerzo lateral de consolidación, mientras que Moss et al, (2006) utiliza la razón de fricción y la sollicitación cíclica.

Finalmente, la comparación entre los resultados obtenidos en Python y aquellos generados por la empresa Aragón mediante el software especializado “CLiq” mostró una concordancia general, con variaciones mínimas en la representación de las curvas y en la progresión del LPI. Esto valida la confiabilidad de la programación como herramienta práctica para la evaluación del potencial de licuación, al mismo tiempo que destaca la importancia de complementar los estudios con diferentes metodologías y softwares especializados. En conjunto, los resultados confirman que el sitio estudiado presenta estratos críticos frente a la licuación, lo que refuerza la necesidad de considerar medidas de mitigación en el diseño y ejecución de proyectos de construcción en sectores con características geotécnicas similares.

La definición del método de mejoramiento de suelo depende de los cálculos del potencial de licuación, el índice de severidad y asentamiento de suelo. En función de la alta vulnerabilidad detectada, se plantean medidas de mitigación que permitan mitigar el potencial de licuación. Entre las alternativas destacan el uso de pilotes, que permiten transmitir las cargas a estratos más competentes, y las geomallas, cuyo refuerzo en el subsuelo mejora la capacidad de soporte y limita deformaciones asociadas a la licuación.

En particular, el empleo de geomallas constituye una solución eficiente y viable para terrenos residenciales como el estudiado, ya que incrementa la estabilidad global al generar un efecto de confinamiento en los suelos granulares, reduciendo así la manifestación superficial de la licuación y los asentamientos inducidos. Particularmente para el sitio, los asentamientos máximos inducidos por licuación para el caso extremo de análisis (Aragón 590-8), son del orden de 50 cm. Sin embargo, este asentamiento máximo no refleja la condición esperable en superficie, debiendo ser propagado por algún método específico, lo cual se aborda con el método de mitigación basado en geomallas, que asegura la reducción de estos asentamientos en superficie, hasta un máximo de 5 cm, lo que es compatible con viviendas livianas de 1 a 2 niveles.

REFERENCIAS

- AON BENFIELD. (n.d.). Event Recap Report: 02/27/10 Chile Earthquake.
- ARAGÓN Ingeniería de Suelos. (2024a). ANEXO N°6 INFORME DE SONDAJE CPTu. www.aragongeotecnia.cl
- ARAGÓN Ingeniería de Suelos. (2024b). “ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS TERRENO N°8 JOSÉ QUINILLAO, PUERTO AYSÉN, REGIÓN DE AYSÉN.”
- Biblioteca Nacional de Chile. (n.d.-a). Terremoto de Chillán. <https://Www.Memoriachilena.Gob.Cl/602/W3-Article-97948.Html>.
- Biblioteca Nacional de Chile. (n.d.-b). Terremoto del 22 de mayo de 1960, Valdivia. <https://Www.Memoriachilena.Gob.Cl/602/W3-Article-98075.Html>.
- Boulanger, R. W. (2008). SOIL LIQUEFACTION DURING EARTHQUAKES.
- Boulanger, R. W., Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2014). CENTER FOR GEOTECHNICAL MODELING CPT AND SPT BASED LIQUEFACTION TRIGGERING PROCEDURES CPT AND SPT BASED LIQUEFACTION TRIGGERING PROCEDURES.
- Ellen Rathje, R. J. K. K. J. B. and R. P. G. B. R. T. (n.d.). Field Reconnaissance: 17 November 2004 Landslides east of Yamakoshi Village. https://Geerassociation.Org/Components/Com_geer_reports/Geerfiles/NiigataKen_2004/17%20Nov%202004%20Yamakoshi%20Landslides%20East.Htm?Utm_source.
- GeoLogismiki, by. (2018). CLiq v.1.7 Liquefaction assessment software from CPTU measurments.
- González, J. (2015). ESTUDIO DEL FENÓMENO DE LICUEFACCIÓN EN CHILE PARA EL TERREMOTO DEL MAULE, 2010. Universidad de Chile.
- González, J., & Verdugo, R. (2024). Sitios afectados por licuefaccion a causa del terremoto 27F.
- Google Earth. (n.d.). Google Earth. <https://Www.Google.Es/Intl/Es/Earth/Index.Html>.
- Instituto Nacional de Normalización (INN). (2023). NCh 3809:2023. Geotecnia – Ensayo de penetración con cono piezocono (CPTu).
- Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. <https://www.issmge.org/publications/online-library>

Iwasaki, T., Tokida, K., & Tatsuoka, F. (1982). Soil Liquefaction Potential Evaluation with Use of the Simplified Procedure. <https://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/01icrageesd/session02/12>

Katzenbach R, Clauss F, & Rochée S. (n.d.). INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING Recent developments in procedures for estimation of liquefaction potential of soils Développements récents des méthodes d'estimation du potentiel de liquéfaction des sols. <https://www.issmge.org/publications/online-library>

Maurer, B. W., Green, R. A., & Taylor, O. D. S. (2015). Moving towards an improved index for assessing liquefaction hazard: Lessons from historical data. Soils and Foundations, 55(4), 778–787. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.06.010>

Mayne, P. (2023). THE CONE PENETRATION TEST: A CPT Design Parameter Manual (ConeTec, Ed.).

Mogami, T., & Kubo, K. (1953). THE BEHAVIOUR OF SOIL DURING VIBRATION. <https://www.issmge.org/publications/online-library>

Moss, R. E., Seed, R. B., Kayen, R. E., Stewart, J. P., Der Kiureghian, A., & Cetin, K. O. (2006). CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential. In Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (Vol. 132, Issue 8). American Society of Civil Engineers (ASCE). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2006\)132:8\(1032\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2006)132:8(1032))

Roberto Martínez. (2017, February 26). Efemérides Sísmicas: Terremoto del Maule 2010. <https://Www.Csn.Uchile.Cl/Efemerides-Sismicas-Terremoto-Del-Maule-2010/>.

Roberto Martínez. (2018, January 24). EFEMÉRIDES SÍSMICAS: TERREMOTO DE CHILLÁN DE 1939. <https://Www.Csn.Uchile.Cl/Efemerides-Sismicas-Terremoto-de-Chillan-de-1939/>.

Roberto Martínez. (2019, April 22). EFEMÉRIDES SÍSMICAS: GRAN TERREMOTO DE VALDIVIA DE 1960. <https://Www.Csn.Uchile.Cl/Efemerides-Sismicas-Gran-Terremoto-de-Valdivia-de-1960/>.

Robertson, P. K., & Cabal, K. (2022). GUIDE TO CONE PENETRATION TESTING (Gregg, Ed.). www.greggdrilling.com

Robertson, P. K., & Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. <https://www.researchgate.net/publication/254226691>

Torres, A. (2017). LICUACIÓN DE SUELOS A GRANDES DISTANCIAS DE LA ZONA DE RUPTURA DEL TERREMOTO DEL MAULE DE 2010 EN SECTORES DE LOS LAGOS LLANQUIHUE Y RANCO.

University Of Alaska Fairbanks. (2022). 1964 M 9.2 GREAT ALASKA EARTHQUAKE. <https://Earthquake.Alaska.Edu/Event/96441lal4e/Impacts>.

Washington.edu. (n.d.-a). 1964 Niigata earthquake, Japan. <https://Depts.Washington.Edu/Liquefy/Html/Quakes/Niigata/Niigata.Html>.

Washington.edu. (n.d.-b). 1989 Loma Prieta earthquake, USA. <https://Depts.Washington.Edu/Liquefy/Html/Quakes/Loma/Loma.Html>.

Youd T.L, & Idriss, I. M. (2001). LIQUEFACTION RESISTANCE OF SOILS: SUMMARY REPORT FROM THE 1996 NCEER AND 1998 NCEER/NSF WORKSHOPS ON EVALUATION OF LIQUEFACTION RESISTANCE OF SOILS a.