



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

**ESTIMACIÓN DEL PARÁMETRO DE ESTADO Y RESISTENCIA ÚLTIMA DE
RELAVES ESPESADOS UTILIZANDO SONDAJES SCPTU, ENSAYOS DE
LABORATORIO Y SIMULACIONES NUMÉRICAS**

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA,
MENCION INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FABIÁN FERNANDO MENDOZA HERNÁNDEZ

PROFESOR GUÍA:
CÉSAR PASTÉN PUCHI

PROFESOR CO-GUÍA:
ROBERTO GESCHE SCHULER

PROFESORES INTEGRANTES:
RODRIGO GUTIERREZ ÁLVAREZ
JOSÉ TOMÁS ERRÁZURIZ BLAU

Este trabajo ha sido parcialmente financiado por:
Minera Centinela

SANTIAGO DE CHILE

2022

RESUMEN DE LA TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE: Ingeniero Civil y grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, mención Ingeniería Estructural, Sísmica y Geotécnica
POR: Fabián Fernando Mendoza Hernández
FECHA: 2022
PROF. GUÍA: César Rodrigo Pastén Puchi

ESTIMACIÓN DEL PARÁMETRO DE ESTADO Y RESISTENCIA ÚLTIMA DE RELAVES ESPESADOS UTILIZANDO SONDAJES SCPTU, ENSAYOS DE LABORATORIO Y SIMULACIONES NUMÉRICAS

Los relaves de alto espesamiento son desechos mineros en forma de pulpa de material fino, caracterizados por tener un menor contenido de agua con respecto a los relaves convencionales. La técnica de alto espesamiento, además de disminuir sustancialmente el uso de agua en el proceso, permite depositar relaves con menor humedad, contribuir a la estabilidad física de la instalación y formar playas de relaves con mayor pendiente, permitiendo aumentar la capacidad de almacenamiento y obtener ahorros económicos al requerir muros de contención de menor tamaño, con respecto a un depósito análogo de relaves convencionales.

El presente trabajo de investigación busca estimar el parámetro de estado, definido por Jefferies y Been (2016), de un depósito de relaves espesados, ubicado en el norte de Chile, que se encuentra en estado parcialmente saturado y obtener una estimación de la resistencia última, adoptando un enfoque de la mecánica de suelos en el estado crítico. Este trabajo utiliza principalmente dos métodos para estimar el parámetro de estado (ψ), el cual permite distinguir entre comportamiento contractivo y dilatante. El primer método hace uso de ensayos in-situ de penetración de cono sísmico SCPTu y parámetros de ajuste calibrados con estudios previos en otros materiales particulados para caracterizar el estado in-situ del depósito en función del parámetro de estado. Este valor se obtiene mediante la solución de un problema de inversión de los resultados SCPTu en conjunto con una estimación de propiedades de estado crítico del relave. El segundo método utiliza ensayos SCPTu, pruebas geotécnicas de laboratorio (ensayos triaxiales y ensayos de clasificación) y simulaciones numéricas análogas a la penetración CPT en un material caracterizado por el modelo constitutivo NorSand, sin necesidad de estimar ajustes en base a otros suelos. En ambos casos, con los valores de resistencia de punta normalizadas y presiones de poro normalizadas, es posible estimar un parámetro de estado para cada profundidad del SCPTu realizado en terreno, y, además, una estimación de la resistencia última no drenada normalizada por el esfuerzo vertical efectivo.

Los resultados de estas metodologías, aplicadas con la información disponible de los materiales de la cubeta, permiten establecer espacialmente las condiciones contractivas o dilatantes del depósito de relaves espesados, junto con su resistencia no drenada, y por consiguiente, resultan ser técnicas aplicables en la industria. En general, la interpretación del parámetro de estado con sondajes SCPTu en relaves parcialmente saturados es compleja y lo ideal es contar con abundante información geotécnica, tanto de laboratorio como de terreno, para acercarse a definiciones de estado y comportamiento del material particulado con menos incertidumbre. Considerando lo anterior, el método calibrado con ensayos es más acertado.

*Los sueños parecen al principio imposibles,
luego, improbables,
y luego, cuando nos comprometemos,
se vuelven inevitables.*

Mahatma Gandhi

Agradecimientos

En primer lugar, corresponde agradecer eternamente a la señora Evelyn Castro, quien fue mi asistente social en Chillán y quien luchó con todo su esfuerzo para verme beneficiado con becas del estado y permitirme entrar y estudiar en la Universidad en el año 2015. Sin su apoyo, es muy probable que ninguna de estas palabras estaría escrita. Gracias eternas por ayudarme a cumplir mis sueños.

Agradezco a mi madre, por su apoyo incondicional, por darlo todo por mí en cualquier etapa de mi vida, por siempre mostrarme que puedo luchar contra cualquier adversidad si me lo propongo. Por sus cariños con desayunos y almuerzos, y, sobre todo, por no faltarme nunca, pese a discusiones temporales.

Agradezco a mi padre, por ser mi sustento económico, ético y moral siempre en mi etapa de estudiante, por mostrarme que, aunque las cosas se pusieran “feas”, siempre se mantenía firme, como un viejo roble, mí viejo roble, para no tener mayores preocupaciones más que sólo estudiar y ser mejor persona. Por darme los valores de empatía, humildad y, sobre todo, amor en toda etapa de mi vida. Por mostrarme que, aunque haya personas que te quieran boicotear, tu simple actitud de humildad bastará para desarmar cualquier plan de maldad. Y, sobre todo, por enseñarme que “Lo más difícil no es llegar a la cima del mundo. Lo más difícil, es mantenerse ahí”.

Agradezco a mi hermana, María Fernanda, por siempre tenerme presente en su vida, por pensar en mí incluso en las cosas más sencillas; en invitarme a tomar un helado, en invitarme a salir, en considerarme en sus planes y proyectos, en considerar mi opinión, en buscar y otorgarme lugares de arriendo para mi período universitario en Santiago y también por nunca dejar de apoyarme.

Agradecer a Alan Figueroa y Fabián Ortiz, mi “Team Suelos”, por el brillante equipo que conformábamos en cada trabajo de la U. Por enseñarme que el trabajo con un equipo óptimo es capaz de superar muchas adversidades. Gracias por enseñarme tanto. También agradecer a cada amigo/a de la Universidad por su compañía y buenos momentos.

Agradecer a Tomás Errázuriz, un brillante ingeniero que conocí en mi práctica III y quien resultó ser mi propulsor permanente durante el desarrollo de la tesis. Por dedicarme horas y horas al entendimiento de la geotecnia, por las reuniones eternas de fines de semana y por su incondicional apoyo en este proceso.

Agradecer a César Pastén, mi profesor guía, por escucharme cuando tenía problemas de cualquier índole y motivarme a superar obstáculos; por hacerme replantear las cosas, por enseñarme a analizar críticamente las situaciones y por armarme de confianza cuando las cosas parecían verse mal.

Por último, y con mucho énfasis, agradecer a Rodrigo Gutierrez, Gerente de Relaves de Minera Centinela, por su apoyo constante con información geotécnica, por la oportunidad gigantesca de aplicar mis conocimientos al desarrollo de la minería y por hacerme partícipe del Programa de Prácticas y Memorias 2020 y 2021 de Antofagasta Minerals.

Tabla de Contenido

1. Introducción.....	1
1.1. Hipótesis	3
1.2. Objetivos.....	3
1.2.1. Objetivo General.....	3
1.2.2. Objetivos Específicos	3
1.3. Estructura del Trabajo de Tesis	3
2. Información Geotécnica del Depósito de Relaves Espesados	5
2.1. Sondajes SCPTu	5
2.1.1. Resistencias de Penetración de Cono y Presión Instantánea de Poros	6
2.1.2. Ensayos de Disipación de Presión de Poros	9
2.1.3. Velocidades de Propagación de Ondas.....	11
2.2. Clasificación Completa	13
2.2.1. Granulometría e Hidrometría	13
2.2.2. Límites de Atterberg.....	15
2.2.3. Peso Específico de los Sólidos (G_s).....	16
2.3. Contenido de Sales Solubles Totales.....	17
2.4. Humedad Natural, Índice de Vacíos, Saturación y Densidad Seca.....	17
2.5. Correlación entre Grados de Saturación y Velocidades de Onda.....	18
2.6. Ensayos Triaxiales Monótonos CIU y CID.....	20
2.7. Ensayos Bender Element.....	23
2.8. Curvas Características de Humedad del Suelo (SWCC).....	23
2.9. Ensayos de Veleta de Corte.....	25
3. Estimación de Tensiones Efectivas in-situ	26
3.1. Consideraciones para el Peso Específico	26
3.2. Consideraciones para la Presión de Poros	27
3.3. Comentarios sobre k_0	29
4. Modelo Constitutivo NorSand.....	31
4.1. Generalidades	31
4.2. Descripción General del Modelo.....	32
4.3. Procedimientos de Calibración de NorSand.....	34
4.3.1. Parámetros de Estado Crítico (Γ , λ)	34

4.3.2. Parámetros de Plasticidad (M, N, H, γ)	35
4.3.3. Parámetros de Elasticidad (G, ν)	38
4.4. Resultados de Calibración del Modelo NorSand.....	39
5. Estimación del Estado in-situ mediante Interpretación del SCPTu.....	44
5.1. Interpretación SCPTu sin Muestras para Calibración	45
5.1.1. Interpretación de Plewes (1992) (Screening method)	45
5.1.2. Interpretación mediante Soil Behaviour Type (SBT).....	50
5.2. Interpretación SCPTu con Muestras para Calibración	57
5.2.1. Proceso de Expansión de Cavidad Esférica.....	57
5.2.2. Simulación numérica de Expansión de Cavidad Esférica en Zonas Puntuales	60
5.2.3. Modificación de Plewes mediante Simulaciones Numéricas de Expansión de Cavidad Esférica	65
5.2.4. Análisis de Sensibilidad mediante Diagrama Tornado	73
6. Estimación de Resistencia Última	77
6.1. Enfoque de Jefferies y Been (2016)	77
6.2. Enfoque de Olson y Stark (2002)	78
6.3. Enfoque de Robertson (2010).....	79
6.3.1. Para Arena Limosa	79
6.3.2. Para Arcillas	80
6.4. Enfoque de Idriss y Boulanger (2008).....	80
6.5. Estimación a partir de Ensayos de Veleta de Corte.....	81
6.6. Zonas de Análisis	82
6.6.1. Tramos de interés.....	86
6.6.2. Comparación en Sectores Saturados y Parcialmente Saturados.....	93
7. Discusión	97
8. Conclusiones.....	101
Bibliografía.....	103
Anexos	108
Anexo A: Sondajes SCPTu	108
Anexo B: NorSand	201
Anexo C: Expansión de Cavidad Esférica.....	206
Anexo D: Tendencias de k y m en la Interpretación de Plewes (1992).....	210

Índice de Tablas

Tabla 1. Condición de saturación y coordenadas de los 46 sondajes SCPTu.	8
Tabla 2. Características de muestras utilizadas en ensayos triaxiales CID y CIU.	21
Tabla 3. Parámetros NorSand calibrados para muestras de ensayos triaxiales.	40
Tabla 4. Parámetros de estado crítico, plasticidad y elasticidad utilizados en las simulaciones...	61
Tabla 5. Combinaciones de confinamiento, estado y rigidez utilizados en las simulaciones de Expansión de Cavidad.	61
Tabla 6. Resultados de los parámetros de inversión calibrados en dos muestras.....	63
Tabla 7. Parámetros de estado crítico, plasticidad y elasticidad de muestra CID considerados como caso base.	73
Tabla 8. Características de muestras en tramos 14 – 16m y 21 – 23m de sondaje SCPTu19-10..	86
Tabla 9. Promedio y desviación estándar de parámetros de estado y resistencias últimas normalizadas para interpretaciones de Plewes y Plewes Modificado. Sondajes representativos de zona parcialmente saturada (SCPTu19-10, SCPTu19-11, SCPTu19-12) y representativos de zonas con mayor grado de saturación (SCPTu19-31, SCPTu19-42, SCPTu19-43).	96

Índice de Figuras

Figura 1. Ubicación del depósito de relaves espesados (DRE). (Fuente: Currículum Nacional (2022), Antofagasta Minerals (2022) y Consejo Minero (2022)).	1
Figura 2. Depósito de Relaves Espesados y ubicación de sondajes SCPTu. El óvalo rojo indica el sector más saturado del depósito.	5
Figura 3. Resultados del sondaje SCPTu19-10. a) Resistencia de punta, b) Resistencia de fuste, c) Presión instantánea de poros.	6
Figura 4. Resultados del sondaje SCPTu19-31. a) Resistencia de punta, b) Resistencia de fuste, c) Presión instantánea de poros.	7
Figura 5. Resistencias de punta y fuste de todos los sondajes. a) y b) 29 sondajes parcialmente saturados, c) y d) 17 sondajes saturados.	8
Figura 6. Disipación de alturas de presión en función del tiempo a partir de ensayos de disipación de presión de poros. a) SCPTu19-10, b) SCPTu19-31.	9
Figura 7. Ejemplos de Presiones de poros en: a) SCPTu19-10, b) SCPTu19-03, c) SCPTu19-13, d) SCPTu19-31. PPD significa “Pore Pressure Dissipation”.	10
Figura 8. Velocidades de onda medidas a partir de cono sísmico. a) Velocidad de onda de corte, b) Velocidad de onda compresional.	11
Figura 9. a) V_s - V_p SCPTu19-10, b) Presiones de poros SCPTu19-10, c) V_s - V_p SCPTu19-31, d) Presiones de poros SCPTu19-31.	12
Figura 10. a) Módulo de Corte, b) Módulo de Poisson. Sondajes SCPTu19-10 y SCPTu19-31.	13
Figura 11. (a) Granulometría e Hidrometría y (b) Contenidos de finos en profundidad de las 167 muestras analizadas. (Fuente: Golder, 2021).	14
Figura 12. Contenido de finos del registro de control operacional enero2019 - mayo2021. (Fuente: Minera Centinela).	14
Figura 13. Carta de Plasticidad obtenida con 164 muestras. (Fuente: Golder, 2021).	15
Figura 14. Límites de Atterberg en profundidad, indicados en porcentaje. (Fuente: Golder, 2021).	16
Figura 15. Peso específico en profundidad obtenido con 162 muestras. (Fuente: Golder, 2021).	16
Figura 16. Resultados de ensayos de sales solubles totales en profundidad en 109 muestras. (Fuente: Golder, 2021).	17
Figura 17. Humedad natural, saturación, índice de vacíos y densidad seca determinadas en 178 muestras Mostap/Shelby. (Fuente: Golder, 2021).	18
Figura 18. Correlación entre grado de saturación (muestras) y velocidad de onda compresional en el DRE.	19
Figura 19. V_p en función de V_s . a) Datos de todos los sondajes y b) Puntos de medición con grado de saturación de muestras disponibles.	20
Figura 20. Resultados de ensayos triaxiales CID y CIU obtenidos a partir de data original (raw data). (Fuente: Golder, 2021).	22
Figura 21. Resultados de Ensayos Bender Element, junto a velocidades de onda de corte medidas in-situ. (Fuente: Golder, 2021).	23
Figura 22. Ensayos de curvas de succión SWCC. (Fuente: Golder, 2021).	24
Figura 23. Resultados de resistencia última de ensayos de veleta de corte.	25

Figura 24. Pesos específicos a partir de muestras Mostap y Shelby. a) Peso específico húmedo, b) Peso específico seco. Líneas rojas representan el promedio de todas las muestras en cada caso. Línea verde es el peso específico utilizado en el estudio.	27
Figura 25. a) Mediciones y muestreo en profundidad, b) Presiones de poros sin u_2 , c) Presiones de poros considerando u_2 , d) Tensiones verticales efectivas. SCPTu19-10.....	29
Figura 26. Definición de parámetro de estado. (Fuente: Jefferies y Been, 2016).	31
Figura 27. Superficie de fluencia de NorSand, limitando razones de esfuerzos y considerando condición de la imagen. (a) para arena muy suelta. (b) para arena muy densa. (Fuente: Shuttle y Jefferies, 2010).	33
Figura 28. (a) Ejemplo de calibración de CSL considerando las recomendaciones para una arena limosa con 35% de material tamaño limo o inferior (Shuttle y Jefferies, 2010). (b) Calibración de CSL para el relave espesado utilizando dos ensayos triaxiales drenados y dos no drenados – campaña geotécnica de Golder.	35
Figura 29. a) Comportamiento tensión – dilatación de un limo suelto (Shuttle y Jefferies, 2016), b) Comportamiento tensión – dilatación calculada del relave espesado, obtenido a partir de ensayo triaxial drenado de campaña geotécnica realizada por Golder.	36
Figura 30. Tendencia de módulo de endurecimiento H en función del parámetro de estado inicial Ψ_0	37
Figura 31. a) Calibración de χ en arena de Nerlerk (Shuttle y Jefferies, 2016).	38
Figura 32. Ensayo triaxial CID v/s comportamiento modelo NorSand.....	41
Figura 33. Ensayo triaxial CIU1 v/s comportamiento modelo NorSand.....	42
Figura 34. Tendencias de los parámetros de inversión efectiva k y m en función de la compresibilidad del suelo λ_{10} . (Fuente: Jefferies y Been, 2016).	46
Figura 35. Relación entre λ_{10} y F (%) sugerida por Plewes et al. (1992). (Fuente: Jefferies y Been, 2016).....	47
Figura 36. a) Parámetro de estado (Plewes), b) Resistencia de punta normalizada Q_p , c) Exceso de presión de poros normalizado B_q . SCPTu19-10.....	49
Figura 37. Comparación de la aplicación del método de Plewes en los sondajes SCPTu19-10 y SCPTu19-31. a) Parámetro de estado (Plewes), b) Resistencia de punta normalizada, c) Exceso de presión de poros normalizado y d) Razón de fricción.	50
Figura 38. Gráfico propuesto de SBTn actualizado, basado en $Q_{tn} - Fr$ (líneas sólidas muestran los límites del tipo de comportamiento de suelo y líneas segmentadas muestran los límites propuestos por Robertson 1990). (Fuente: Robertson, 2016).....	51
Figura 39. Cálculo de parámetro de resistencia de punta normalizada (Q_{tn}), índice de comportamiento de suelo (I_c) y razón de fricción (Fr). (Fuente: Robertson y Cabal (2015)).	52
Figura 40. Interpretación SBT de Been y Jefferies.	53
Figura 41. a) SBTn de Robertson, b) SBT de Been y Jefferies. SCPTu19-10.	54
Figura 42. a) SBTn Robertson incorporando succión, b) SBTn Robertson sin succión, c) SBT Been y Jefferies incorporando succión, d) SBT Been y Jefferies sin succión. SCPTu19-10.....	55
Figura 43. a) SBTn de Robertson, b) SBT de Been y Jefferies. SCPTu19-31.....	56
Figura 44. Esquema del proceso de expansión de cavidad esférica usando NorSand y CPT-Widget. (Fuente: Shuttle y Jefferies, 2016).	58

Figura 45. Resultados de calibración de parámetros k, m con propiedades de muestra CIU3. Condiciones drenadas y no drenadas.....	62
Figura 46. Resultados de calibración de parámetros k, m con propiedades de muestra CID. Condiciones drenadas y no drenadas.....	62
Figura 47. Estimación de ψ a partir de simulaciones de Expansión de Cavidad Esférica en tramos con extracción de muestras y posteriormente ensayadas en triaxial. a) Tramo 8.9 – 9.5m, b) Tramo 15 – 15.6m. SCPTu19-10.....	64
Figura 48. a) Parámetro de estado, b) Resistencia de punta, c) Resistencia de fuste y d) Presión instantánea de poros. Tramo 8.90 – 9.50m. SCPTu19-10.....	65
Figura 49. Resultados de calibración de parámetros k, m con propiedades de muestra CIU1. Condiciones drenadas y no drenadas.....	66
Figura 50. Resultados de calibración de parámetros k, m con propiedades de muestra CIU2. Condiciones drenadas y no drenadas.....	67
Figura 51. Resultados de calibración de parámetros k, m con propiedades de muestra CIU4. Condiciones drenadas y no drenadas.....	67
Figura 52. Modificación de tendencias de Plewes (1992) de k para el relave espesado del depósito en estudio. Consideraciones de simulaciones a) drenada y b) no drenada.	68
Figura 53. Modificación de tendencias de Plewes (1992) de m para el relave espesado del depósito en estudio. Consideraciones de simulaciones a) drenada y b) no drenada.	69
Figura 54. Modificación de Plewes en estimación de λ_{10} a partir de la razón de fuste. Calibración para relave espesado con dos muestras.....	70
Figura 55. a) Interpretaciones de parámetro de estado en sondaje SCPTu19-10. Plewes (curva celeste), Plewes Modificado Drenado (curva dorada), Plewes Modificado No Drenado (curva roja). b) Énfasis de Plewes Modificado con condición de drenaje (puntos azules).	71
Figura 56. Interpretaciones de parámetro de estado en tramos a) 8.90 – 9.50m y b) 15.0 – 15.6m. SCPTu19-10.	72
Figura 57. Análisis de sensibilidad para k, m y ψ de muestra CID mediante Diagrama Tornado.74	
Figura 58. Relación entre el parámetro de estado in-situ inicial y la resistencia en estado estable (crítico) o última a partir de los datos de historias de casos, para diferentes rangos de λ_{10} . (Fuente: Jefferies y Been, 2016).....	78
Figura 59. Razones de resistencia última en función de la resistencia de punta normalizada qc_1 . (Fuente: Olson y Stark, 2002).....	79
Figura 60. Razones de resistencia última no drenada en función de resistencia de cono de arena equivalente.....	80
Figura 61. Resistencia residual o última en función de resistencia de punta de arena limpia equivalente.....	81
Figura 62. a) Parámetros de estado y b) Resistencias últimas normalizadas. SCPTu19-10.....	82
Figura 63. Profundidad 21 – 31 metros. a) Parámetros de estado y b) Resistencias últimas normalizadas. SCPTu19-10.....	85
Figura 64. a) Índice de comportamiento, b) Q_p , c) B_q , d) V_s-V_p , e) Comparación parámetro de estado, f) Comparación resistencias últimas normalizadas. Tramo 14 – 16m. SCPTu19-10. Zona parcialmente saturada.	88

Figura 65. a) Índice de comportamiento, b) Q_p , c) B_q , d) V_s-V_p , e) Comparación parámetro de estado, f) Comparación resistencias últimas normalizadas. Tramo 21 – 23m. SCPTu19-10.....	90
Figura 66. a) Índice de comportamiento, b) Q_p , c) B_q , d) V_s-V_p , e) Comparación parámetro de estado, f) Comparación resistencias últimas normalizadas. Tramo 14 – 16m. SCPTu19-31.....	92
Figura 67. Parámetros de estado y Resistencia última normalizada, sondajes SCPTu19-10 (a y b), SCPTu19-11 (c y d) y SCPTu19-12 (e y f). Sector parcialmente saturado.....	94
Figura 68. Parámetros de estado y Resistencia última normalizada, sondajes SCPTu19-31 (a y b), SCPTu19-42 (c y d) y SCPTu19-43 (e y f). Sector considerado como saturado.	95
Figura 69. Esquema de interpretaciones SCPTu para estimación del parámetro de estado y resistencia última a partir del enfoque de estado crítico.....	97

1. Introducción

Los relaves espesados son desechos mineros, en forma de pulpa con fase sólida de partículas finas, que resultan como fracción sobrante de la extracción de mineral valioso en los procesos de flotación en la industria minera y que luego son sometidos a un proceso de alto espesamiento previo a la descarga en el depósito. Su característica principal es su menor humedad, lo cual permite lograr mayores resistencias al corte y depositarse con mayor pendiente de playa. Esto contribuye, junto con una adecuada operación, a mejorar la estabilidad física de los depósitos y a reducir el tamaño de muros de contención, lo cual se traduce a reducir costos. Finalmente, los relaves espesados pueden reducir el consumo de agua fresca y el potencial de infiltraciones al terreno natural, lo cual es un beneficio medioambiental.

El depósito de relaves espesados (DRE) de Minera Centinela, ubicado en la comuna de Sierra Gorda, Región de Antofagasta, es el depósito de relaves espesados más grande del mundo y tiene una superficie que abarca alrededor de 1.710 hectáreas (Figura 1). Calderón et al. (2018) mencionan que, desde su puesta en marcha en el año 2010, la planificación concerniente a la disposición de los relaves espesados ha sido un problema operacional constante y se ha manifestado en bajos rendimientos de los espesantes, grandes volúmenes de relaves con menor concentración de sólidos y menores pendientes de playas, con lo que ha surgido la necesidad de implementar planes de emergencia para contener los relaves de forma segura y rápida. Con el paso del tiempo, la planificación de la operación ha logrado superar los obstáculos y mantener rendimientos que cumplen con el propósito de diseño.

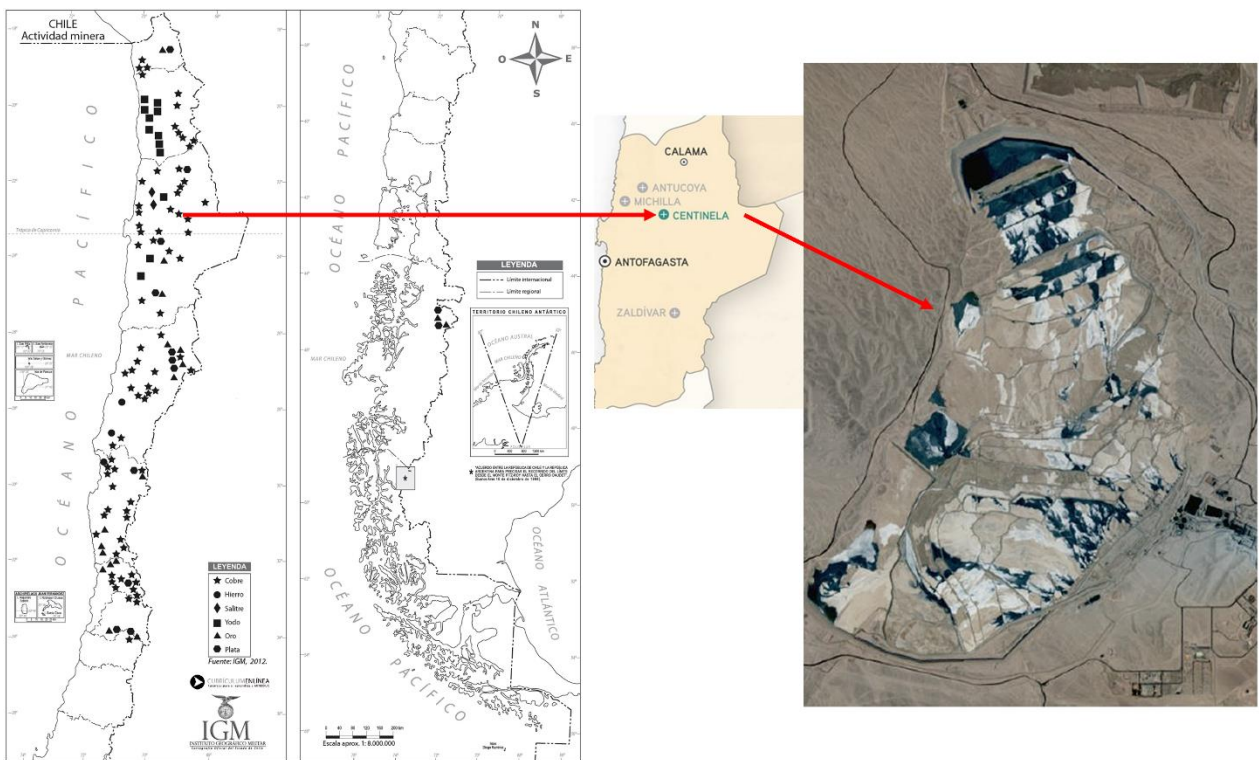


Figura 1. Ubicación del depósito de relaves espesados (DRE). (Fuente: Currículum Nacional (2022), Antofagasta Minerals (2022) y Consejo Minero (2022)).

Producto de la contingencia inicial, los procesos de aprendizaje y los desafíos operacionales durante varios años, en 2019 se decidió realizar una campaña geotécnica de alto estándar con una cantidad abundante de ensayos de terreno y laboratorio para poder caracterizar el material depositado y validar la actual suficiencia y eficacia de la operación.

Contar con tal abundancia de datos de alto estándar geotécnico permite estudiar, adaptar y desarrollar una metodología para caracterizar el estado in-situ del depósito de relaves espesados en función de la dilatancia que exhiba el material en distintos sectores y con ello estimar espacialmente la susceptibilidad a la licuación. Esto se lleva a cabo haciendo uso de ensayos de penetración de cono con medición de ondas sísmicas y disipación de presión de poros (considerados en este trabajo como “sondajes” o “ensayos” SCPTu), ensayos de laboratorio y simulaciones numéricas análogas a la penetración de los sondajes.

Los ensayos SCPTu permiten obtener resistencias a la penetración, presiones de poros y velocidades de propagación de ondas de corte y compresionales en el depósito, pero no entregan información concerniente a si el material se encuentra en un estado contractivo o dilatante (es decir, no exhibe su estado, y, por consiguiente, su comportamiento). Por otra parte, los ensayos de laboratorio si bien permiten obtener las propiedades del estado crítico del material y características texturales, generalmente se hacen con muestras perturbadas o alteradas, y es prácticamente imposible ensayar una muestra completamente inalterada, por el simple hecho de que extraer la muestra y sacarla de sus condiciones tensionales y volumétricas induce cambios en el índice de vacíos y su fábrica, sobre todo en materiales limosos o arenosos. Por lo tanto, no hay una forma robusta de estimar el índice de vacíos in-situ (o el parámetro de estado, definido en Jefferies y Been (2016)) de un depósito de suelo utilizando solamente pruebas geotécnicas. Ahora bien, existen las Pruebas de Cámara de Calibración (*Calibration Chamber Test*) que crean una condición particular de tensiones, densidad, índice de vacíos y volumen de una gran muestra de suelo – de aproximadamente 2 toneladas – que permiten estimar el parámetro de estado en función de la resistencia a la penetración del piezocono, pero no son aplicables en la industria debido principalmente a su falta de repetibilidad e inviabilidad comercial, motivo por el cual se limitan a investigaciones académicas (Been, 2016; Shuttle y Jefferies, 2016)

Sin embargo, hay una manera – estudiada en arenas naturales y estándares – de estimar el índice de vacíos in-situ y su posición con respecto a la línea de estado crítico (con lo cual se define el parámetro de estado, ψ), simulando numéricamente la respuesta de la expansión del suelo ante una penetración del CPT, que se denomina Expansión de Cavidad Esférica (*Spherical Cavity Expansion*). La expansión del suelo se recrea en una malla de elementos finitos con propiedades materiales y comportamientos tensión – deformación a diferentes estados iniciales introducidos mediante el modelo constitutivo NorSand, el cual es aplicable en una amplia gama de tipos de suelos y estados, considerando condiciones drenadas y no drenadas. Esta aplicación se ha realizado bajo condiciones drenadas y también en algunos relaves convencionales en condición no drenada, como en los relaves de limos subacuáticos del embalse de relaves de Rose Creek en Faro, Yukon, Canadá (Shuttle y Cunning, 2007), relaves de la mina Neves Corvo, en Portugal (Shuttle y Jefferies, 2016) y los relaves de limo estudiados por Sottile et al. (2019); además de su inclusión para el análisis en los reportes de las fallas ocurridas en las presas de Fundão (Morgenstern et al., 2016) y Feijão Brumadinho (Robertson et al., 2019). Gran parte del desafío de este trabajo es ejecutar esta

aplicación en un depósito de relaves espesados que puede presentar condiciones saturadas y no saturadas y evaluar si el relave se comporta de manera contractiva o dilatante, para emitir juicio sobre su susceptibilidad a la licuación y estimar su resistencia última normalizada. Se espera comparar los resultados de esta metodología con los de una metodología menos sofisticada que sólo utiliza sondajes SCPTu sin pruebas de laboratorio. Adicionalmente, se comparan las resistencias últimas de los enfoques de estado crítico con las que proponen otros autores, como Robertson, Olson y Stark e Idriss y Boulanger.

1.1. Hipótesis

La hipótesis de este trabajo de tesis es: Combinando información de ensayos SCPTu, ensayos de laboratorio y simulaciones numéricas, se puede estimar el comportamiento y la resistencia al corte última de un relave espesado.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

El objetivo general de este trabajo es establecer un marco de evaluación del parámetro de estado y de la resistencia última de un depósito de relaves espesados a partir de su estado in-situ, utilizando simulaciones numéricas, sondajes SCPTu y ensayos de laboratorio.

1.2.2. Objetivos Específicos

Los objetivos específicos de este trabajo de investigación son los siguientes:

- Recopilar, analizar e interpretar información de sondajes SCPTu, pruebas de laboratorio y pruebas de terreno efectuados en el depósito de relaves espesados.
- Calibrar parámetros del modelo constitutivo NorSand con datos de ensayos de laboratorio y establecer el comportamiento tensión – deformación de los relaves depositados prospectados, a diferentes esfuerzos e índices de vacíos iniciales.
- Simular en un software de elementos finitos – denominado *CPT-Widget* – la penetración de la sonda CPT como un proceso de Expansión de Cavidad Esférica, considerando distintos estados del material.
- Relacionar las mediciones de SCPTu con las simulaciones de Expansión de Cavidad Esférica para establecer el estado in-situ del relave espesado a partir del parámetro de estado (ψ).
- Estimar la resistencia última no drenada del relave espesado en función del parámetro de estado y comparar los resultados con los valores obtenidos a partir de otras metodologías.

1.3. Estructura del Trabajo de Tesis

El presente trabajo se desarrolla en 8 capítulos principales.

El primer capítulo corresponde a la introducción del proyecto de tesis, abarcando los marcos generales del estudio. El segundo capítulo presenta la información geotécnica disponible del

depósito de relaves espesados a partir de una campaña geotécnica efectuada entre 2019 y 2020. Esta última considera ensayos de terreno y de laboratorio.

El tercer capítulo indica lineamientos para estimar las tensiones efectivas en profundidad en función de los ensayos ejecutados en la campaña geotécnica, teniendo en cuenta los efectos de succión en zonas parcialmente saturadas. Se muestran consideraciones para el peso específico, presiones de poros y coeficiente de esfuerzo geostático.

El cuarto capítulo presenta la estructura general y aplicación del modelo constitutivo NorSand para calibrar parámetros claves del comportamiento del material. Se muestran resultados comparativos entre el comportamiento simulado en NorSand y el comportamiento del material obtenido a partir de ensayos triaxiales.

El quinto capítulo aborda las diferentes metodologías para la estimación del comportamiento del relave, mediante interpretación de sondajes SCPTu. Se muestran metodologías que no necesitan calibración con ensayos de laboratorio y metodologías más sofisticadas que sí requieren de dicha calibración.

El sexto capítulo presenta diferentes estimaciones de la resistencia última del relave a partir del enfoque de diferentes autores y zonas de análisis.

Finalmente, en el séptimo capítulo se exponen las correspondientes discusiones y en el octavo capítulo las conclusiones del trabajo.

2. Información Geotécnica del Depósito de Relaves Espesados

En este capítulo se presenta la información disponible del depósito de relaves a partir de una campaña geotécnica efectuada entre los años 2019 y 2020, que consta tanto de ensayos de terreno como de laboratorio. La información otorgada se detalla en las siguientes secciones.

2.1. Sondajes SCPTu

El ensayo de penetración de cono sísmico (SCPTu) corresponde a una sonda que se hinca a una velocidad constante de 2 cm/s y que mide resistencia de punta y fuste, incluyendo, en este caso, la medición de velocidad de onda sísmica y presión de poros. Se ejecutaron 46 sondajes SCPTu en distintos sectores del depósito. La Figura 2 presenta la ubicación en planta de cada sondaje. En sus cercanías se efectuaron las veletas de corte y también la extracción de las diferentes muestras Mostap y Shelby. Los sondajes dentro del óvalo rojo están en el sector más saturado del depósito, mientras que el resto se encuentran en zonas parcialmente saturadas.

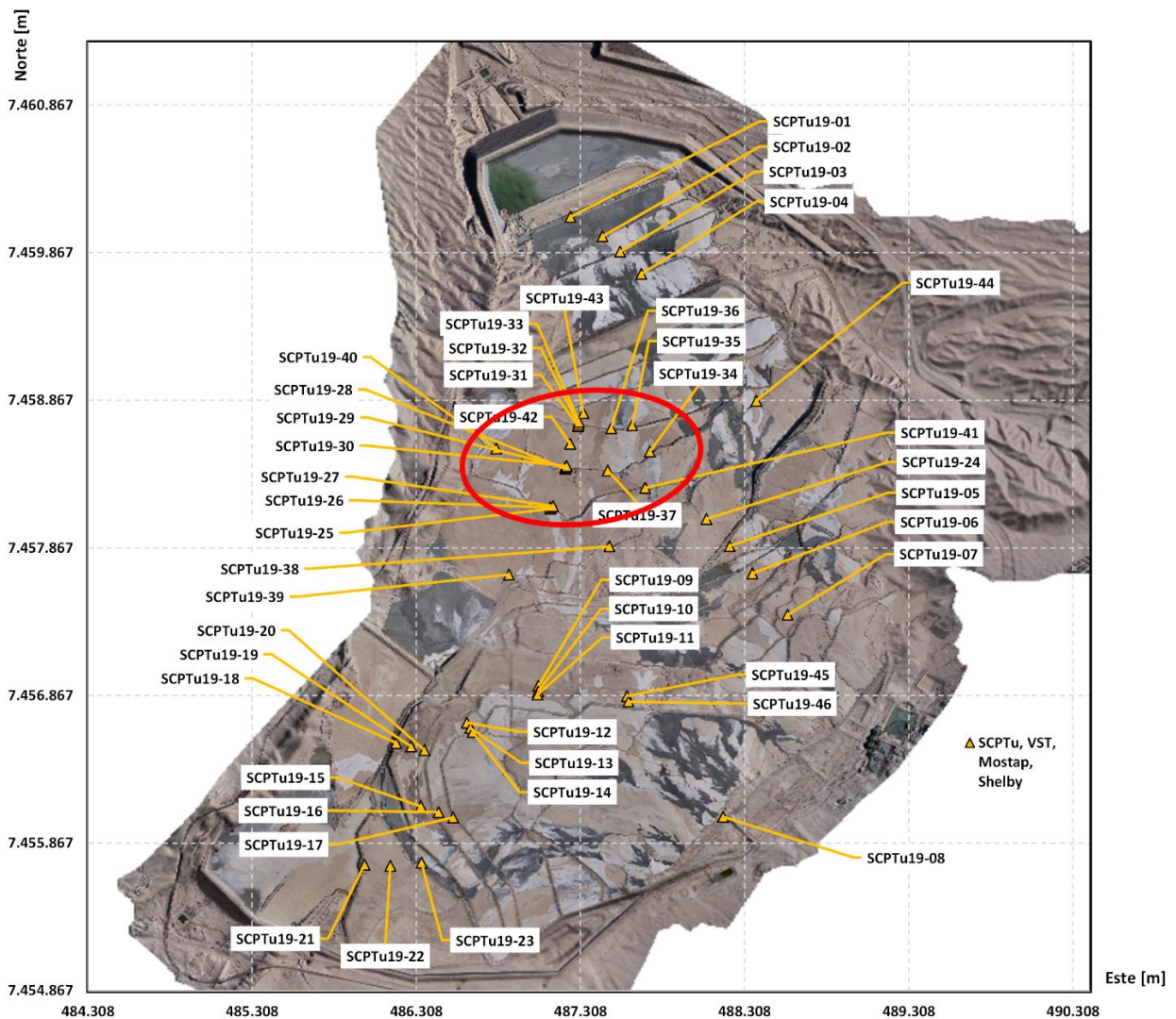


Figura 2. Depósito de Relaves Espesados y ubicación de sondajes SCPTu. El óvalo rojo indica el sector más saturado del depósito.

La información que otorgan los sondajes SCPTu en profundidad corresponde a mediciones de resistencias de penetración de cono (punta y fuste), ensayos de disipación de presión de poros (para estimación de la presión de poros in-situ) y mediciones de velocidad de ondas sísmicas de corte y compresionales.

2.1.1. Resistencias de Penetración de Cono y Presión Instantánea de Poros

La Figura 3 presenta como ejemplo los resultados de penetración de cono y presión instantánea de poros del sondaje SCPTu19-10 que se encuentra en una zona parcialmente saturada del depósito. Este sondaje presenta un aumento paulatino en profundidad de la resistencia de punta q_t y de fuste f_s hasta una profundidad de 20m. A mayores profundidades, entre los 21 y 30m, se exhibe una disminución de estas resistencias que coinciden con un aumento de las presiones instantáneas de poros u_2 . También, es necesario mencionar las zonas entre los 4 y 6 m, y los 8 y 10 m, donde se muestran aumentos considerables de la presión de poros instantánea, que coinciden con disminuciones de resistencia de punta y fuste. En general, cuando se presentan zonas con altas presiones de poros y/o altos grados de saturación, se detecta una disminución de las resistencias de punta y fuste de la sonda. La alta saturación en estos tramos puede deberse a la presencia de napas colgantes, que han quedado retenidas en esas profundidades.

El comportamiento de q_t y f_s descrito anteriormente ocurre también en el resto de los sondajes, donde las variaciones se ven influenciadas principalmente por los aumentos en u_2 a diferentes profundidades.

En el tramo entre los 10 y 21m, la presión u_2 es mucho menor que en el resto del sondaje, lo que indica que esa zona no exhibe cambios en la presión de poros ante el hincado del cono. Es de esperar que el tramo se encuentre parcialmente saturado o incluso relativamente seco.

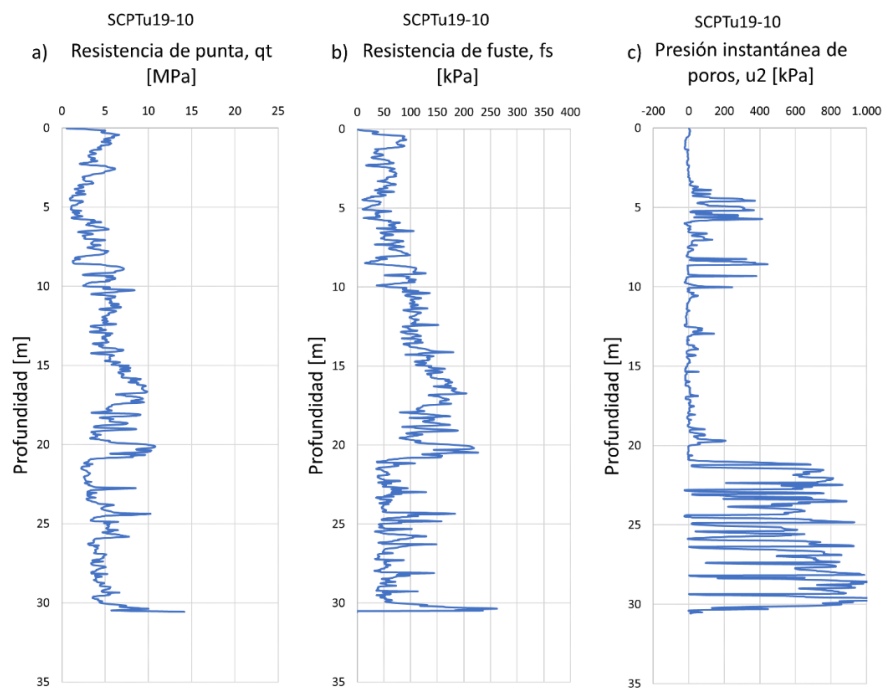


Figura 3. Resultados del sondaje SCPTu19-10. a) Resistencia de punta, b) Resistencia de fuste, c) Presión instantánea de poros.

En la Figura 4, se presenta el sondaje SCPTu19-31, ubicado en la zona de mayor saturación en el depósito (ver Figura 2). Se puede observar los bajos valores de resistencia de punta y fuste en comparación al sondaje SCPTu19-10. A su vez, se puede observar un incremento paulatino y constante de las presiones u_2 en profundidad hasta valores superiores a 1MPa cercano a los 30 m.

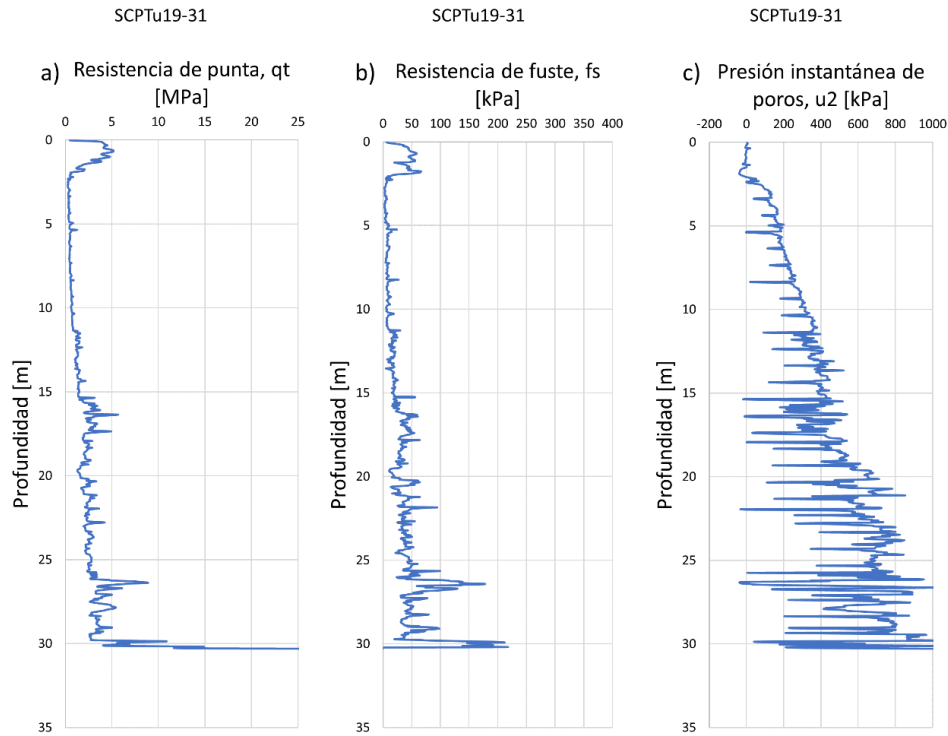


Figura 4. Resultados del sondaje SCPTu19-31. a) Resistencia de punta, b) Resistencia de fuste, c) Presión instantánea de poros.

La información de los dos sondajes anteriores y la revisión de los demás sondajes del estudio permiten identificar una clasificación de sondajes entre aquellos ejecutados en zonas parcialmente saturadas y aquellos en zonas de mayor saturación.

La Figura 5 presenta las resistencias de punta y fuste de todos los sondajes, distinguiendo entre aquellos en condición más saturada (color rojo) de aquellos en condición parcialmente saturada (color azul). Se puede identificar una tendencia de menores resistencias de punta y fuste en aquellos sondajes ubicados en sectores de mayor grado de saturación.

La Tabla 1 muestra las posiciones de los sondajes situados en sectores saturados y aquellos en sectores parcialmente saturados.

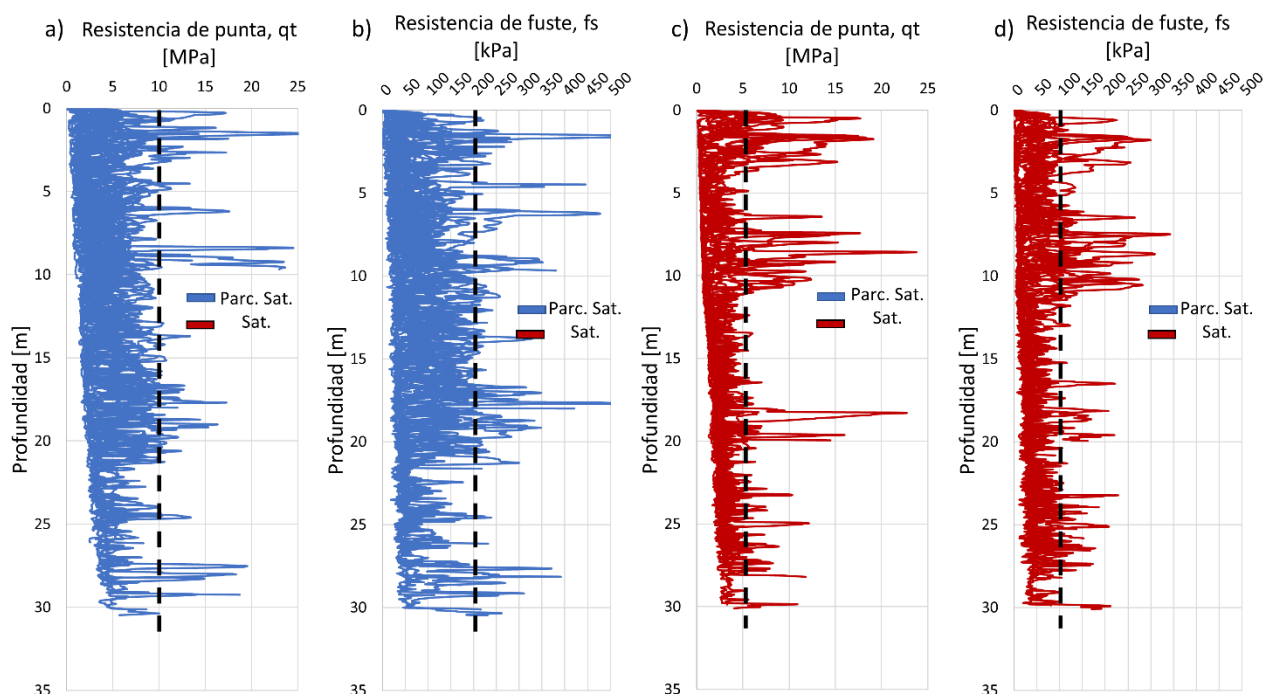


Figura 5. Resistencias de punta y fuste de todos los sondajes. a) y b) 29 sondajes parcialmente saturados, c) y d) 17 sondajes saturados.

Tabla 1. Condición de saturación y coordenadas de los 46 sondajes SCPTu.

Sondajes	Condición	Coord. UTM (Este, Norte)	Sondajes	Condición	Coord. UTM (Este, Norte)
SCPTu19-01	Parcialmente saturado	(487247, 7460110)	SCPTu19-24	Parcialmente saturado	(488075, 7458063)
SCPTu19-02	Parcialmente saturado	(487442, 7459978)	SCPTu19-25	Saturado	(487126, 7458132)
SCPTu19-03	Parcialmente saturado	(487550, 7459874)	SCPTu19-26	Saturado	(487125, 7458142)
SCPTu19-04	Parcialmente saturado	(487679, 7459723)	SCPTu19-27	Saturado	(487142, 7458150)
SCPTu19-05	Parcialmente saturado	(488217, 7457879)	SCPTu19-28	Saturado	(487215, 7458403)
SCPTu19-06	Parcialmente saturado	(488355, 7457694)	SCPTu19-29	Saturado	(487216, 7458413)
SCPTu19-07	Parcialmente saturado	(488570, 7457414)	SCPTu19-30	Saturado	(487225, 7458422)
SCPTu19-08	Parcialmente saturado	(488177, 7456045)	SCPTu19-31	Saturado	(487293, 7458693)
SCPTu19-09	Parcialmente saturado	(487052, 7456932)	SCPTu19-32	Saturado	(487296, 7458706)
SCPTu19-10	Parcialmente saturado	(487050, 7456895)	SCPTu19-33	Saturado	(487299, 7458721)
SCPTu19-11	Parcialmente saturado	(487047, 7456873)	SCPTu19-34	Saturado	(487730, 7458520)
SCPTu19-12	Parcialmente saturado	(486616, 7456684)	SCPTu19-35	Saturado	(487623, 7458698)
SCPTu19-13	Parcialmente saturado	(486638, 7456647)	SCPTu19-36	Saturado	(487495, 7458678)
SCPTu19-14	Parcialmente saturado	(486652, 7456620)	SCPTu19-37	Saturado	(487474, 7458392)
SCPTu19-15	Parcialmente saturado	(486336, 7456117)	SCPTu19-38	Parcialmente saturado	(487485, 7457877)
SCPTu19-16	Parcialmente saturado	(486444, 7456077)	SCPTu19-39	Parcialmente saturado	(486872, 7457687)
SCPTu19-17	Parcialmente saturado	(486533, 7456041)	SCPTu19-40	Saturado	(486795, 7458541)
SCPTu19-18	Parcialmente saturado	(486186, 7456546)	SCPTu19-41	Saturado	(487702, 7458274)
SCPTu19-19	Parcialmente saturado	(486276, 7456523)	SCPTu19-42	Saturado	(487246, 7458572)
SCPTu19-20	Parcialmente saturado	(486358, 7456497)	SCPTu19-43	Saturado	(487326, 7458779)
SCPTu19-21	Parcialmente saturado	(485993, 7455721)	SCPTu19-44	Parcialmente saturado	(488379, 7458864)
SCPTu19-22	Parcialmente saturado	(486150, 7455713)	SCPTu19-45	Parcialmente saturado	(487591, 7456863)
SCPTu19-23	Parcialmente saturado	(486340, 7455735)	SCPTu19-46	Parcialmente saturado	(487601, 7456826)

2.1.2. Ensayos de Disipación de Presión de Poros

El ensayo de disipación de presión de poros se ejecuta realizando una detención de la sonda y esperando un tiempo prolongado de tal manera que las presiones dinámicas de poros que mide el sensor se estabilicen hasta alcanzar la presión de poros in-situ (u_0) en la profundidad prospectada.

La Figura 6 muestra las alturas de presión en función del tiempo de los ensayos de disipación de los sondajes SCPTu19-10 y SCPTu19-31. Se puede observar que el tiempo de estabilización de presiones en el sondaje SCPTu19-10 se encuentra entre los 300 – 400 s, mientras que en el sondaje más saturado es cercano a los 500 – 600 s, salvo la disipación a los 30.3m, donde su estabilización ocurre antes de los 200s. También se puede observar que todas las alturas de presión del sondaje SCPTu19-10 convergen a valores cercanos a 2.6m de columna de agua, independiente de la profundidad. Por otro lado, las alturas de presión estabilizadas del sondaje SCPTu19-31 aumentan en profundidad, tomando valores entre 0.5 m en profundidades someras hasta 15 m de columna de agua cercano a los 30 m.

Lo anterior indica que la estabilización de presiones en sectores parcialmente saturados ocurre antes que en aquellos sectores donde se presenta mayor saturación. Además, las presiones en sectores parcialmente saturados no necesariamente presentan un aumento en profundidad, pudiendo ser aproximadamente constantes en todo el perfil.

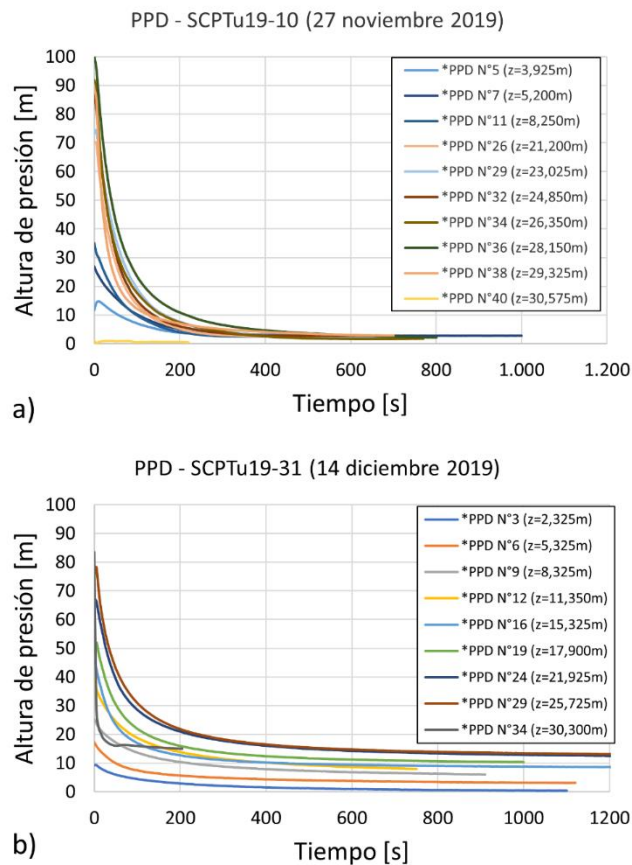


Figura 6. Disipación de alturas de presión en función del tiempo a partir de ensayos de disipación de presión de poros. a) SCPTu19-10, b) SCPTu19-31.

Considerando la profundidad de ejecución de cada uno de estos ensayos (z) y la presión remanente estabilizada (u_0), se puede crear el perfil en profundidad de presión de poros para cada sondaje (u_0 v/s z), que es de utilidad para los cálculos de tensiones efectivas. Si bien las mediciones de los ensayos de disipación de presión de poros son a profundidades puntuales y discretas, se puede interpolar la presión existente entre una medición y otra. Una interpolación lineal entre cada par de puntos es la manera más sencilla.

La Figura 7 presenta la presión instantánea, presión estabilizada y la proyección de un posible régimen hidrostático en distintos sondajes. Se logra observar que, en general, las presiones de poro estabilizadas estimadas no exhiben un régimen hidrostático (Figura 7a, b y c), lo cual concuerda con las características parcialmente saturadas de los sectores donde se realizaron los sondajes SCPTu19-10, SCPTu19-03, SCPTu19-13 exhibidos en la figura.

La Figura 7d muestra los resultados del sondaje SCPTu19-31, el cual presenta similitud entre la presión de poros estabilizada y un posible régimen hidrostático. Esto se debe a que dicho sondaje se encuentra en un sector donde los grados de saturación son cercanos al 90%.

La clasificación utilizada en la Figura 5, separando sondajes ubicados en sectores parcialmente saturados de los saturados, también es efectiva para identificar los comportamientos de las disipaciones de presiones de poros.

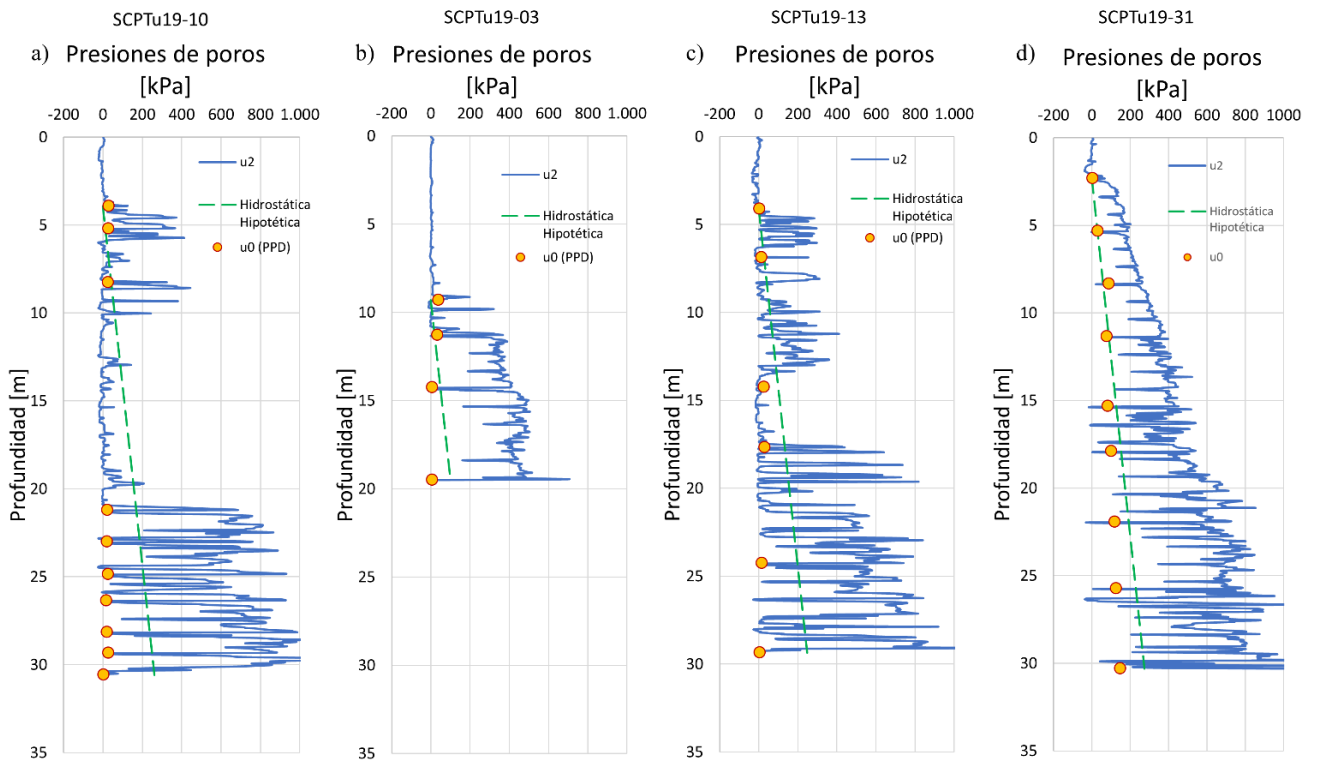


Figura 7. Ejemplos de Presiones de poros en: a) SCPTu19-10, b) SCPTu19-03, c) SCPTu19-13, d) SCPTu19-31. PPD significa "Pore Pressure Dissipation".

2.1.3. Velocidades de Propagación de Ondas

Las velocidades de onda de corte y compresional se midieron en intervalos de 1 m en la mayoría de los sondajes, generando una onda cortante o compresional en superficie, respectivamente, para registrar el tiempo que demora cada onda en llegar al geófono del cono.

La Figura 8 presenta las velocidades de onda de corte y compresional de los sondajes en el depósito. Se puede observar que las velocidades de onda S en sectores saturados son ligeramente inferiores a las velocidades en los sectores parcialmente saturados, mientras que los valores de onda P son considerablemente mayores en zonas de mayor saturación. El rango de la velocidad de onda de corte está entre 100 y 400 m/s, aproximadamente, mientras que los valores de onda compresional están en un rango mayor, entre 200 y 2600 m/s. Esto indica que los valores de V_p son más sensibles que V_s a la presencia de agua en el depósito.

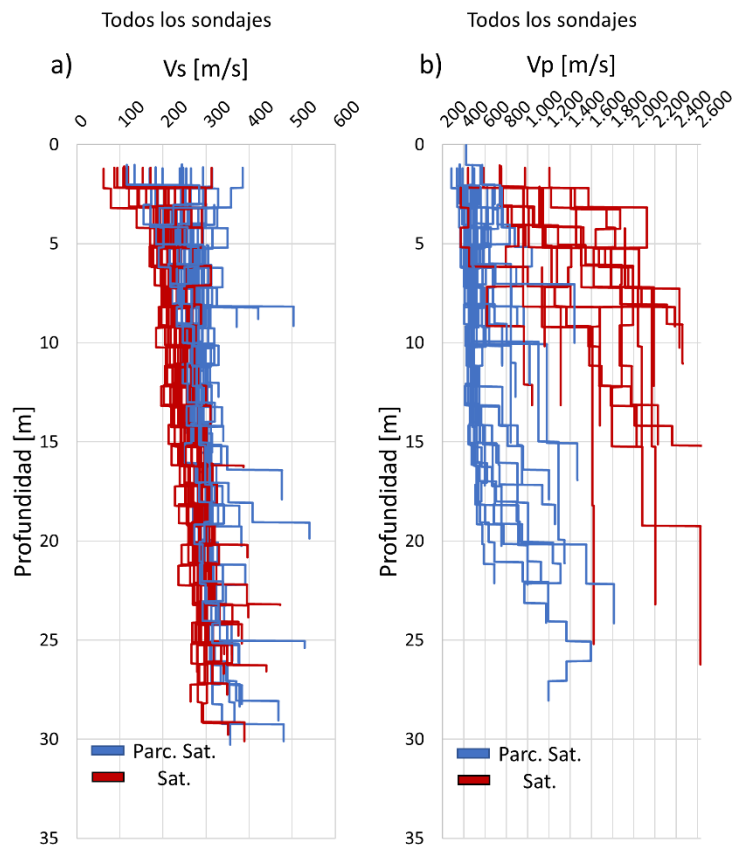


Figura 8. Velocidades de onda medidas a partir de cono sísmico. a) Velocidad de onda de corte, b) Velocidad de onda compresional.

La Figura 9 muestra las velocidades de onda $V_s - V_p$ de los sondajes SCPTu19-10 (parcialmente saturado) y SCPTu19-31 (mayor grado de saturación) comparados con sus respectivas presiones de poros instantáneas y estabilizadas. Se puede observar en el sondaje SCPTu19-10 que los valores de V_p son inferiores a 800 m/s incluso en las zonas con valores de u_2 más altos, esto producto de la parcial saturación. En dicho sondaje, las presiones de poro in-situ estabilizadas (u_0) no siguen un régimen hidrostático, sino que se mantienen en torno a los 25 kPa en toda la profundidad. Por el contrario, el sondaje SCPTu19-31 presenta valores de V_p entre 1100 y 2200 m/s y presiones de

poro u_0 cercanos a un régimen hidrostático. En ambos sondajes, la velocidad de onda de corte no presenta mayores diferencias ante los cambios de presión de agua.

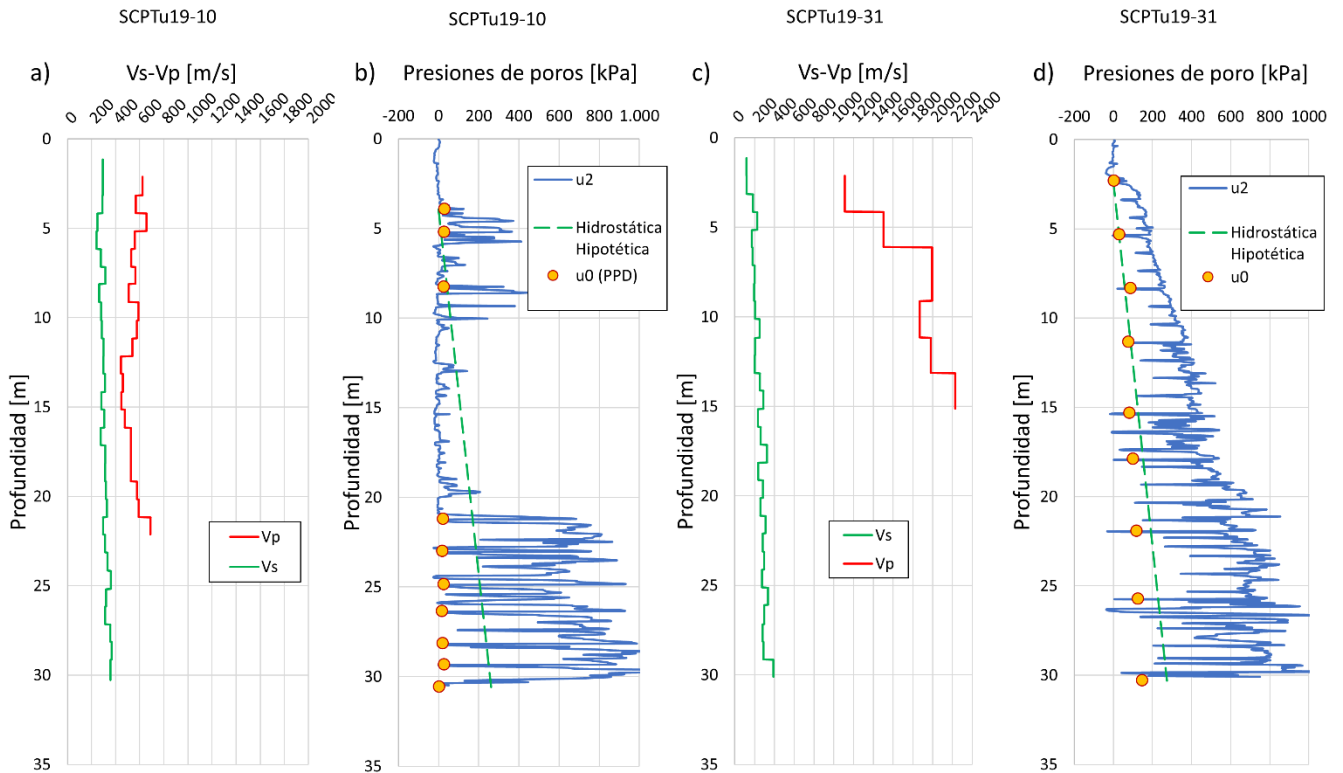


Figura 9. a) Vs-Vp SCPTu19-10, b) Presiones de poros SCPTu19-10, c) Vs-Vp SCPTu19-31, d) Presiones de poros SCPTu19-31.

Con V_s es posible determinar el módulo elástico de rigidez al corte en pequeñas deformaciones (G), que resulta ser el producto de la densidad natural del relave por el cuadrado de V_s , en las unidades correspondientes. En este trabajo, el peso específico utilizado para todos los cálculos es de $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ (equivalente a una densidad natural de 2.04 t/m^3), cuya justificación se encuentra en el Capítulo 3.

Ahora bien, utilizando la velocidad de onda compresional y de corte, puede determinarse el módulo de Poisson (ν) como

$$\nu = \frac{\frac{1}{2}\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1} \quad (1)$$

Los valores de G y ν se presentan en la Figura 10 para los sondajes SCPTu19-10 y SCPTu19-31. Se observa un aumento sostenido del módulo de corte en profundidad para ambos sondajes, pero con valores sistemáticamente inferiores para el sondaje de mayor saturación (SCPTu19-31). En cuanto al módulo de Poisson, se observa que adquiere valores relativamente constantes y cercanos a 0.5 en el sondaje SCPTu19-31, mientras que en el SCPTu19-10, parcialmente saturado, presenta valores entre 0.1 y 0.4, aproximadamente. Lo anterior confirma que la presencia de niveles freáticos disminuye la rigidez del depósito y mantiene valores de ν en torno a 0.5 (condición no-drenada).

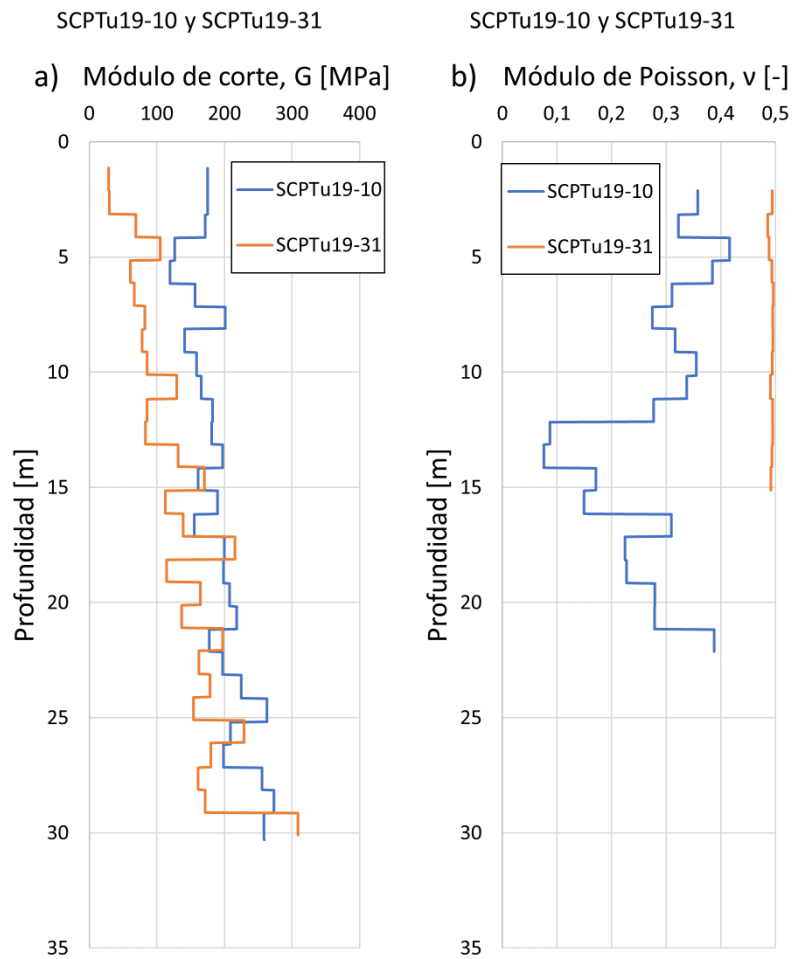


Figura 10. a) Módulo de Corte, b) Módulo de Poisson. Sondajes SCPTu19-10 y SCPTu19-31.

2.2. Clasificación Completa

Se ejecutaron ensayos de clasificación completa en 167 muestras representativas de relaves Mostap/Shelby extraídas de distintos sectores del DRE. Estos ensayos contemplan curvas granulométricas e hidrometría, límites de Atterberg y peso específico de los sólidos (G_s).

2.2.1. Granulometría e Hidrometría

Las curvas de distribución granulométricas y el contenido de finos se presentan en la Figura 11. Se observa un porcentaje de arcillas ($D_{partícula} < 2 \mu m$) entre el 2% y 10% (Figura 11a) y un contenido de finos promedio de un 60%, manteniéndose en un rango entre 58% y 70% independiente de la profundidad (Figura 11b).

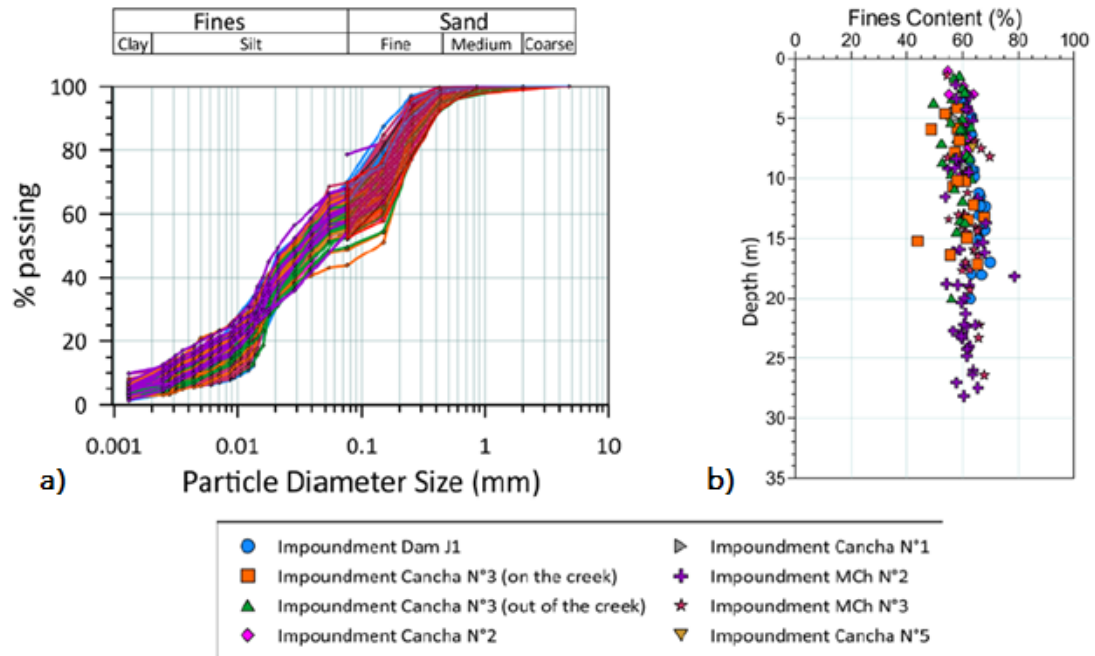


Figura 11. (a) Granulometría e Hidrometría y (b) Contenidos de finos en profundidad de las 167 muestras analizadas. (Fuente: Golder, 2021).

Los contenidos de finos obtenidos por el control operacional de la minera entre los períodos de enero 2019 y mayo 2021 se muestran en la Figura 12. Los valores se encuentran en un rango entre 50% y 65%, con un promedio de 58%, y son consistentes con los resultados de la Figura 11.

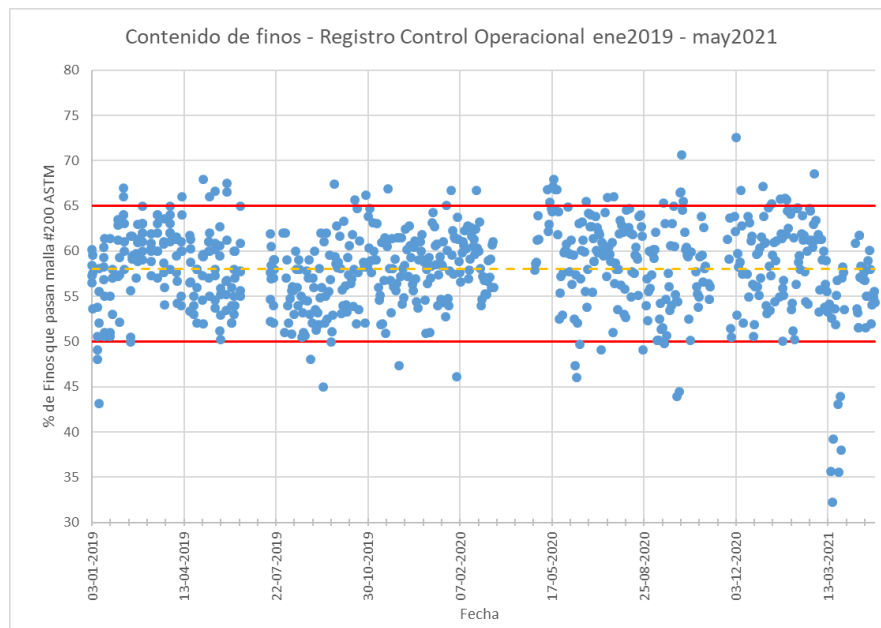


Figura 12. Contenido de finos del registro de control operacional enero2019 - mayo2021. (Fuente: Minera Centinela).

2.2.2. Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg determinados en 164 muestras se presentan a continuación. La carta de plasticidad de la Figura 13 indica que, en general, la fracción fina de los relaves clasifican como CL o ML-CL.

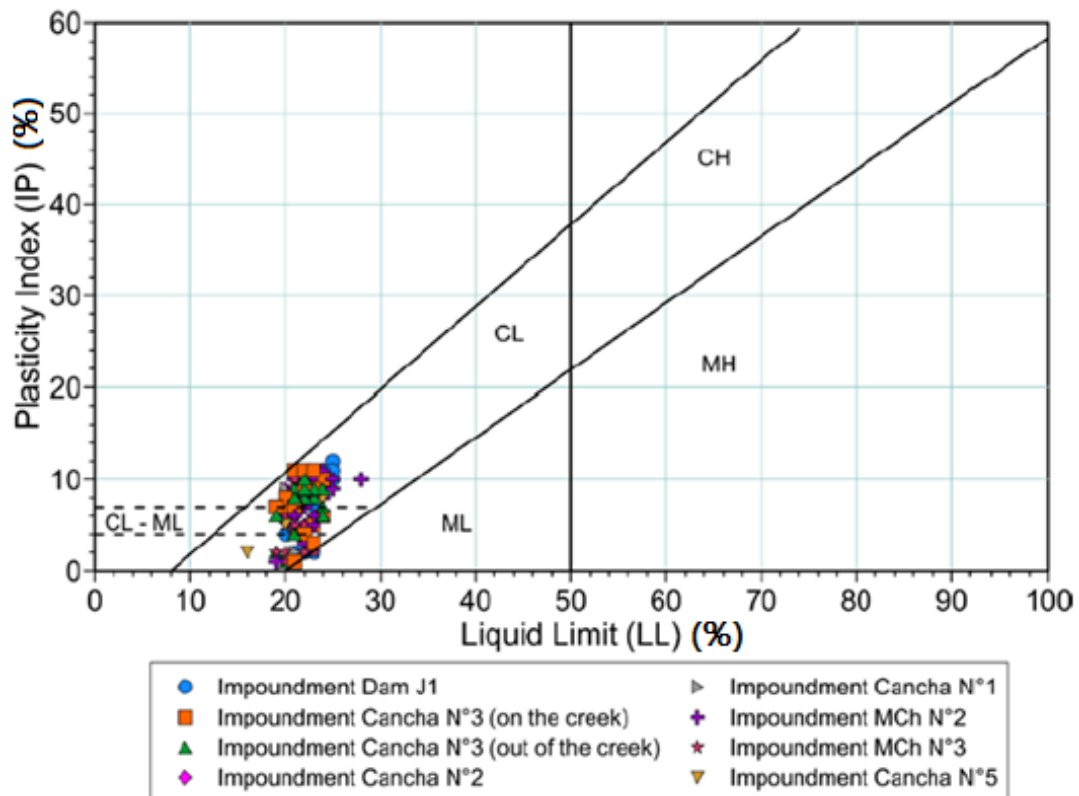


Figura 13. Carta de Plasticidad obtenida con 164 muestras. (Fuente: Golder, 2021).

La Figura 14 presenta los límites de contracción, líquido y plástico en profundidad en el depósito, observando principalmente que el límite de contracción presenta valores entre 15 y 20%, promediando un 16%; el límite plástico presenta valores entre 10 y 20%, promediando un valor de 15%; el límite líquido presenta valores entre 20 y 25%, promediando un valor de 22%; y finalmente el índice de plasticidad presenta valores entre 2 y 10%, promediando un valor de 7%. Notar que todos estos valores son relativamente independientes de la profundidad.

Que el promedio del límite de contracción sea mayor que el promedio del límite plástico se debe a que no se ejecutaron la misma cantidad de ensayos en cada caso y que se calculó un promedio general sin distinción por sector del DRE. Si se observa con detención, en cada sector (detallado en la leyenda del gráfico) se puede notar que el límite de contracción es menor que el límite plástico.

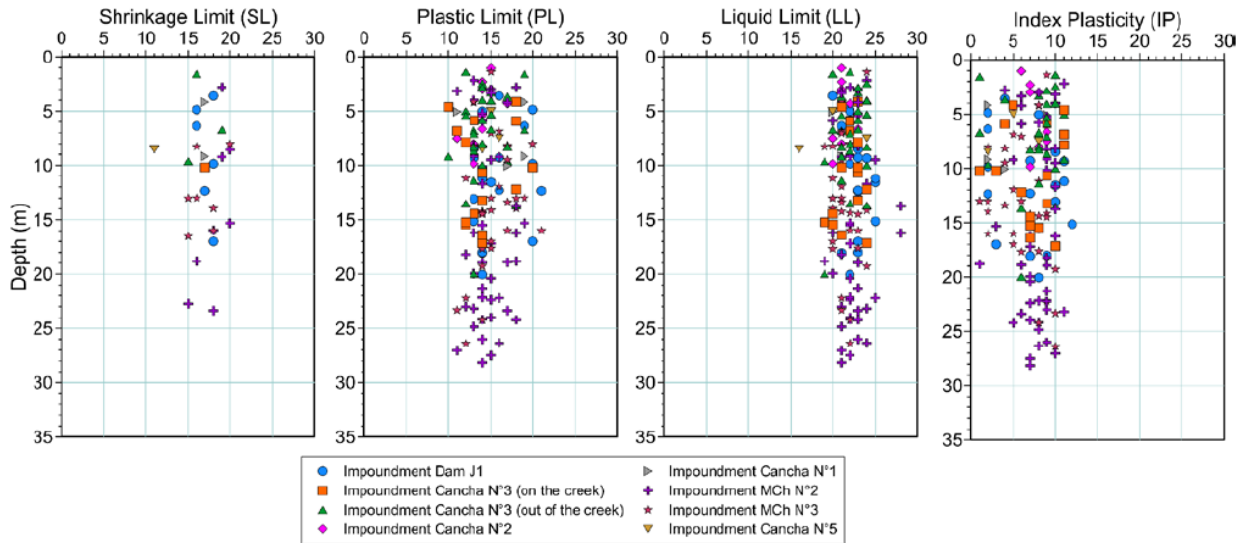


Figura 14. Límites de Atterberg en profundidad, indicados en porcentaje. (Fuente: Golder, 2021).

2.2.3. Peso Específico de los Sólidos (G_s)

El peso específico de los sólidos (G_s) se obtuvo en 162 muestras y se presenta como función de la profundidad en la Figura 15. Se puede observar que los valores se encuentran dentro de un rango entre 2.68 y 2.92, con un valor promedio de 2.78.

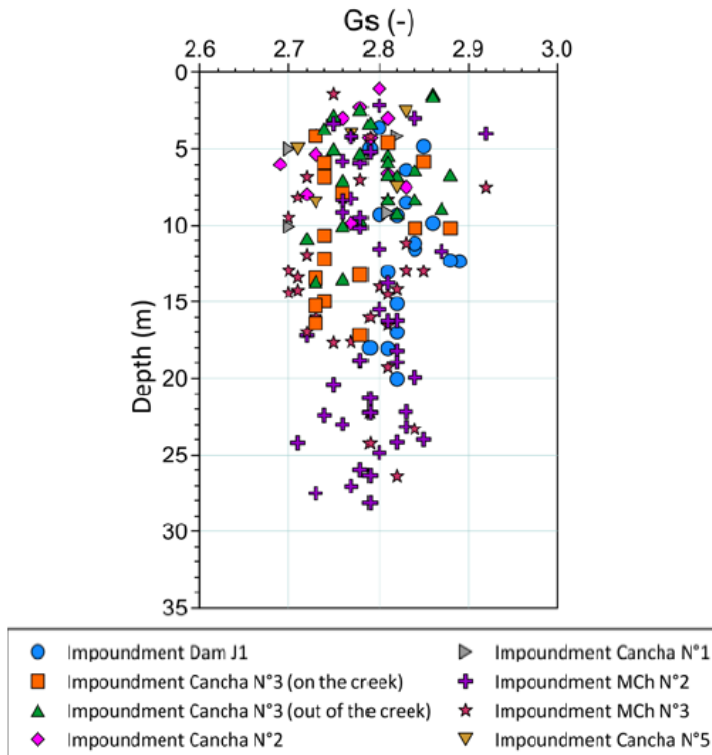


Figura 15. Peso específico en profundidad obtenido con 162 muestras. (Fuente: Golder, 2021).

2.3. Contenido de Sales Solubles Totales

El contenido de sales solubles totales encontrados en el depósito de relaves a partir de 109 muestras Mostap se ilustra en la Figura 16 como función de la profundidad. Este contenido de sales se debe a que la operación utiliza agua de mar sin desalar para la deposición hidráulica del relave. Se observa que el contenido de sales se encuentra principalmente en un rango entre 3.64% a 5% independiente de la profundidad o sector, salvo dos muestras que presentan aproximadamente 5.5% y 6%.

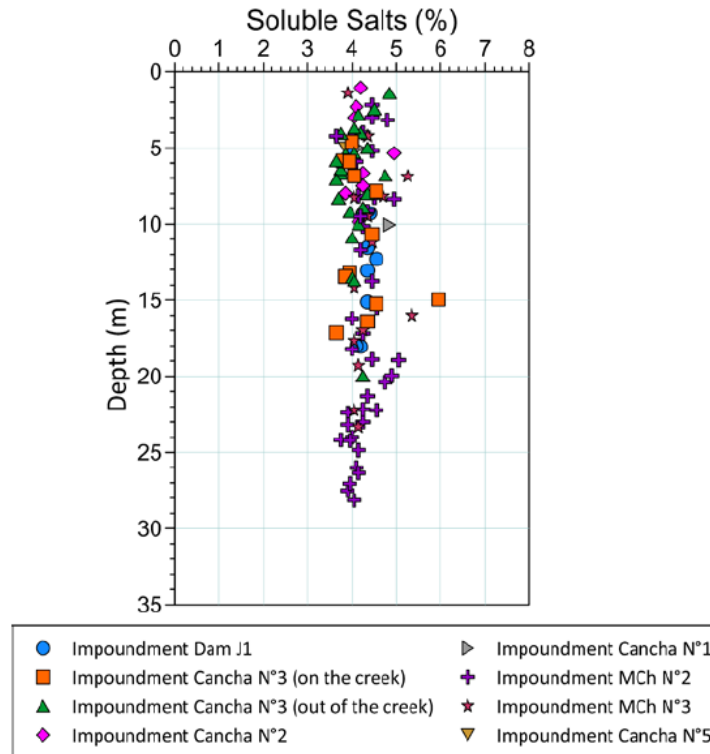


Figura 16. Resultados de ensayos de sales solubles totales en profundidad en 109 muestras. (Fuente: Golder, 2021).

2.4. Humedad Natural, Índice de Vacíos, Saturación y Densidad Seca

En la Figura 17 se presenta la humedad natural, saturación, índice de vacíos y densidad seca de 178 muestras Mostap/Shelby extraídas del depósito.

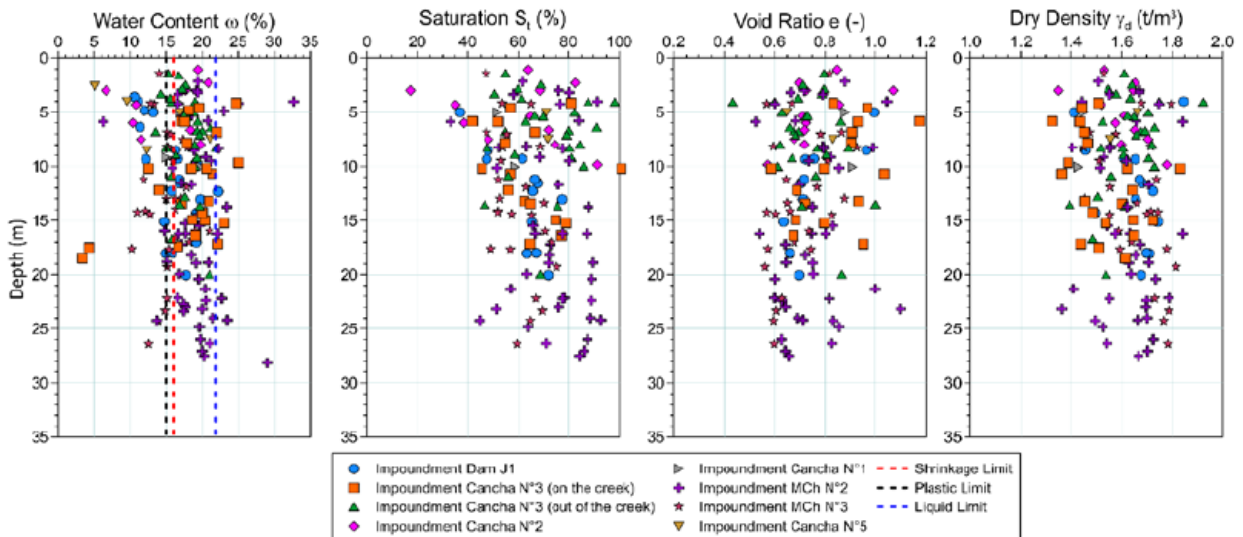


Figura 17. Humedad natural, saturación, índice de vacíos y densidad seca determinadas en 178 muestras Mostap/Shelby. (Fuente: Golder, 2021).

El contenido de humedad se encuentra principalmente en un rango entre 15% y 20% (consistente con los Límites de Atterberg), identificando muestras superficiales con un contenido de humedad menor, probablemente a consecuencia de efectos de secado.

El porcentaje de saturación del relave es generalmente menor al 80% en la mayoría de los casos, salvo en algunos sectores determinados, donde se exhiben valores de saturación cercanos al 90%.

El rango de índices de vacíos se encuentra aproximadamente entre 0.45 y 1.1, mostrando una mayor densidad de valores entre 0.6 y 0.8. Se exhibe menor cantidad de datos a profundidades mayores a 20m.

Por último, la densidad seca se encuentra dentro del rango entre 1.4 y 1.8 t/m³ aproximadamente.

2.5. Correlación entre Grados de Saturación y Velocidades de Onda

Como se conoce que la onda compresional se propaga por el agua, se correlaciona el grado de saturación de cada muestra representativa del depósito con la velocidad de onda compresional a la correspondiente profundidad. La dificultad de este proceso se encuentra en las diferentes discretizaciones espaciales de estos parámetros, ya que las muestras son extraídas en tramos de 1 m para el caso de los Mostap y de 0.60 m en el caso de los Shelby, mientras que la discretización de las mediciones de V_p son cada 1 m, pero no necesariamente en las mismas profundidades de extracción de muestras.

Los resultados de esta correlación se muestran en la Figura 18. Se observa que las muestras con saturaciones inferiores al 40% no superan valores de V_p de 500 m/s, así como también las muestras con saturaciones entre 40% y 60% no logran superar valores de V_p de 600 m/s. Del mismo modo, las muestras con saturaciones entre 60% y 80% se correlacionan con valores de V_p entre 400 y 800 m/s, principalmente. Las muestras consideradas como “No Representativas” fueron muestras extraídas a profundidades relativamente desfasadas con las profundidades de medición de V_p y que probablemente hayan perdido humedad entre la extracción y su posterior ensayo en laboratorio.

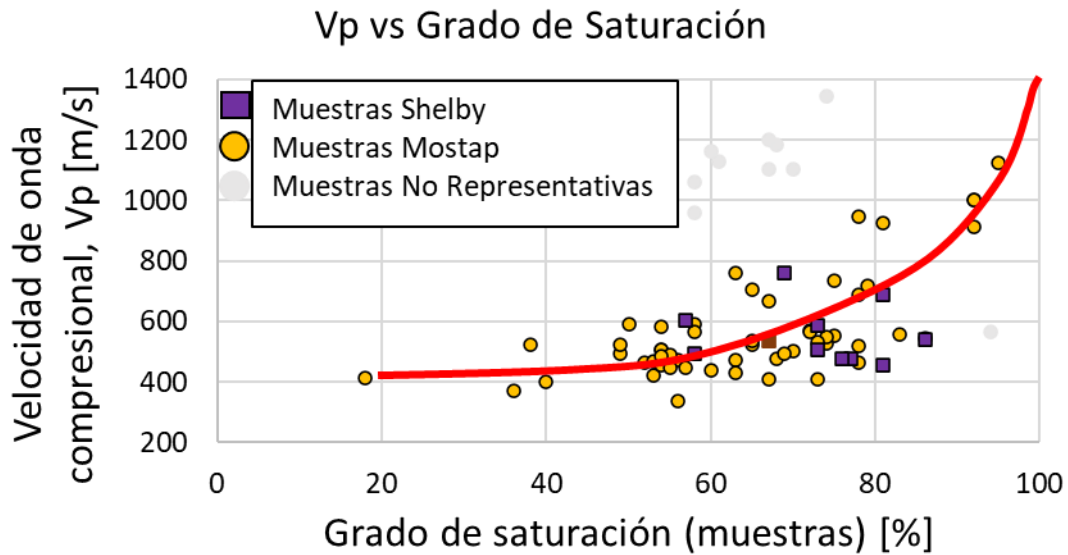


Figura 18. Correlación entre grado de saturación (muestras) y velocidad de onda compresional en el DRE.

La Figura 19 muestra la relación entre V_p y V_s medidos en los sondeos SCPTu. En la Figura 19a se presentan los valores de V_s y V_p de todos los sondeos considerando la clasificación por saturación, donde se puede observar que los valores de V_s tienden a ser mayores y los valores de V_p a ser menores en los casos parcialmente saturados.

La Figura 19b incluye adicionalmente los grados de saturación estimados a partir de muestras Mostap y Shelby para las profundidades con información disponible. La Figura presenta un aparente aumento de V_s con el grado de saturación, lo cual es inconsistente con los resultados de la Figura 8, donde se observa que dichos valores son sistemáticamente inferiores en las zonas más saturadas con respecto a las zonas con saturación parcial.

El recuadro amarillo de la Figura 19a establece la zona de velocidades de onda correlacionadas con los grados de saturación de la Figura 19b, con lo cual se puede apreciar que las muestras analizadas corresponden principalmente a muestras de sectores parcialmente saturados. La principal disyuntiva entre las mediciones de $V_s - V_p$ y los cálculos de grado de saturación se encuentra en que las primeras corresponden a mediciones in-situ, mientras que los cálculos de grado de saturación se obtienen a partir de muestras extraídas y probablemente perturbadas. Esto último puede implicar una densificación y cambio de la fábrica del material, motivo por el cual se obtendría una saturación mayor a la de terreno.

Con lo anterior, se puede mencionar que las muestras del análisis presentan valores de saturación sesgados a sectores parcialmente saturados y con aparentes errores producto de la densificación inevitable del material al ser extraído. Por este motivo no se encuentra experimentalmente una relación inversa entre el grado de saturación y la velocidad de onda de corte. Pese a ello, lo destacable es la relación que existe entre la velocidad de onda P y la saturación de la Figura 18.

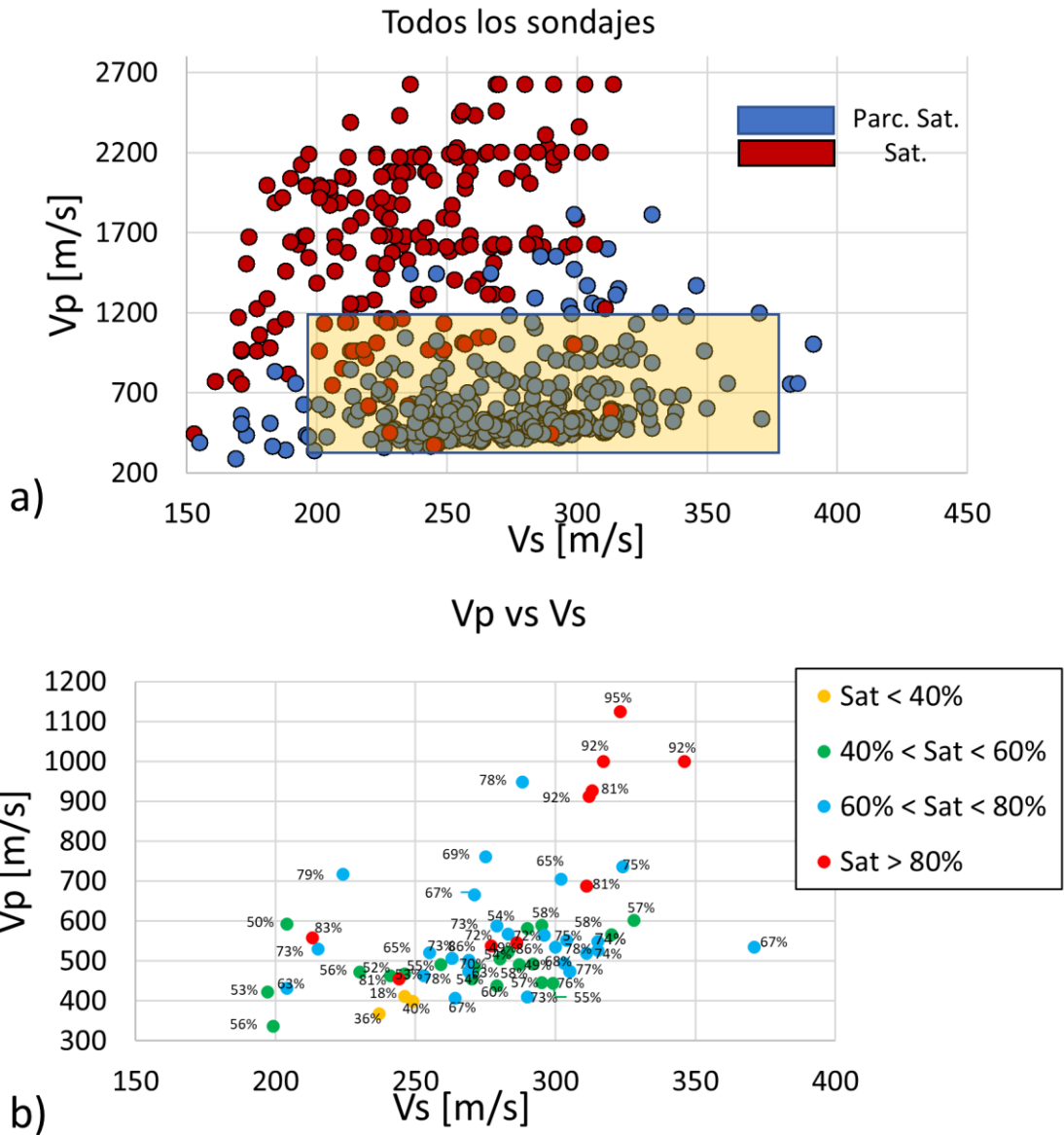


Figura 19. V_p en función de V_s . a) Datos de todos los sondajes y b) Puntos de medición con grado de saturación de muestras disponibles.

2.6. Ensayos Triaxiales Monótonos CIU y CID

En la campaña del DRE, se realizaron cinco series de ensayos triaxiales: una serie de ensayos consolidados isotrópicamente drenados (CID) y cuatro series de ensayos consolidados isotrópicamente no drenados (CIU), todas de 3 probetas cada una. Los confinamientos para las 3 probetas de cada serie fueron de 200, 600 y 1200 kPa. La Tabla 2 presenta las características de las muestras ensayadas. Las profundidades "N/I" son "No Identificadas".

Tabla 2. Características de muestras utilizadas en ensayos triaxiales CID y CIU.

Sondaje	Profundidad muestra [m]	Tipo de Ensayo	Nomenclatura	Densidad Seca
SCPTu19-10	15.0 - 15.6	CID	CID	1.6 t/m ³
SCPTu19-02 y SCPTu19-03	N/I	CIU	CIU1	1.6 t/m ³
SCPTu19-05	Compósito de muestras: M1 SCPTu19-05 (z=1.2 – 1.95m) M2 SCPTu19-05 (z=6.35 – 7.1m) M3 SCPTu19-05 (z=9.25 – 10m)	CIU	CIU2	1.6 t/m ³
SCPTu19-10	8.9 - 9.5	CIU	CIU3	1.6 t/m ³
SCPTu19-02 y SCPTu19-03	Compósito de muestras: M6 SCPTu19-02 (z=4.5 – 5.2m) M6 SCPTu19-03 (z = N/I) M7 SCPTu19-03 (z = N/I)	CIU	CIU4	1.45 t/m ³

Los resultados de los ensayos se presentan en la Figura 20. Las definiciones de q y p utilizadas son:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2)$$

$$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 \quad (3)$$

Donde $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ son las tensiones principales y $\sigma_2 = \sigma_3$.

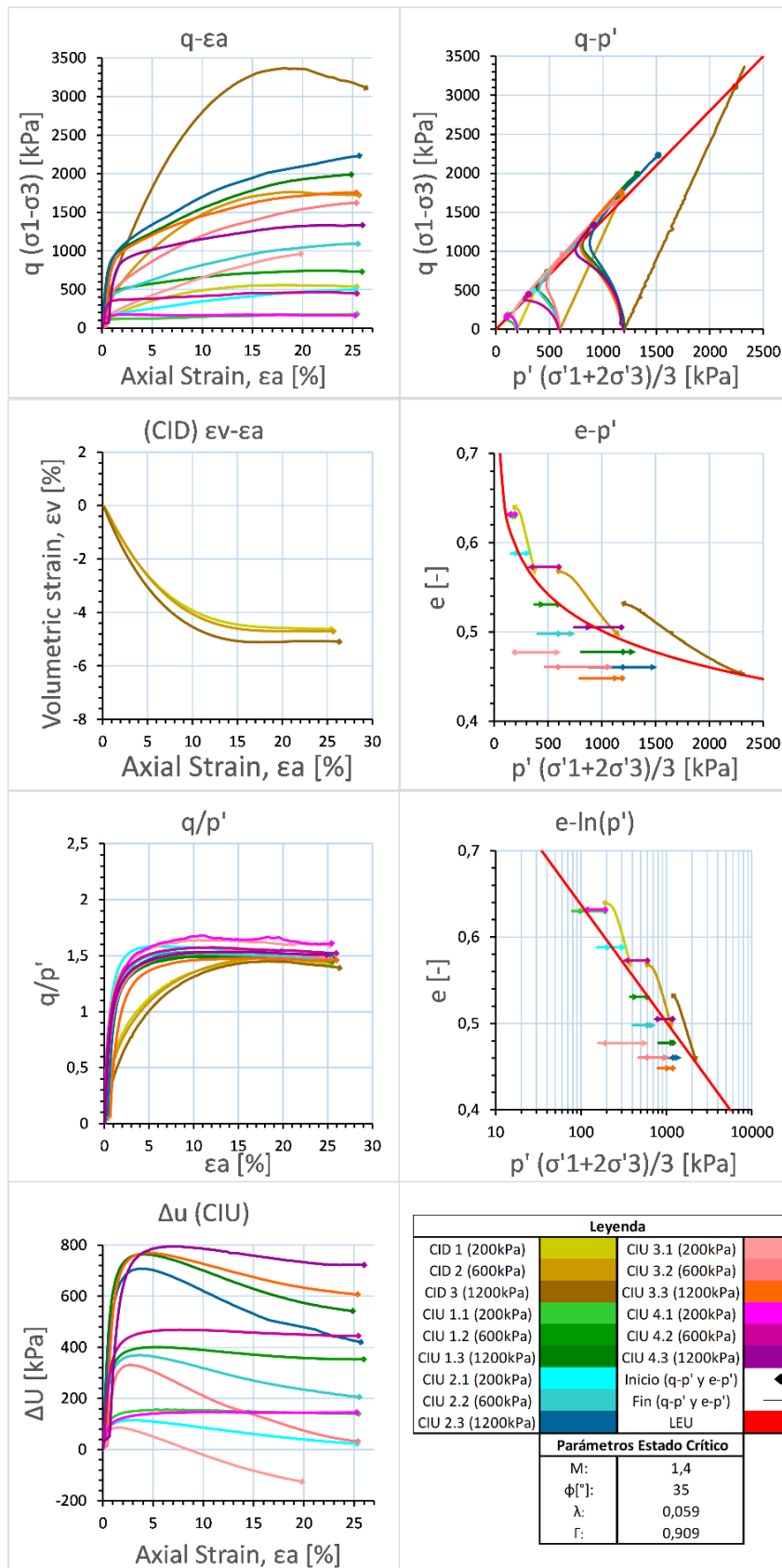


Figura 20. Resultados de ensayos triaxiales CID y CIU obtenidos a partir de data original (raw data). (Fuente: Golder, 2021).

2.7. Ensayos Bender Element

Las velocidades de onda de corte calculadas a partir de ensayos Bender Element, ejecutados en cámaras triaxiales, se presentan en la Figura 21. La Figura incluye las velocidades de ondas de corte medidas in-situ (puntos). Se realizaron 5 ensayos con distintas muestras recuperadas del depósito. En la Figura 21a se muestran las consolidaciones isotrópicas y en la Figura 21b se muestran las velocidades de onda de corte en función del esfuerzo vertical efectivo. Se aprecia que los resultados de laboratorio son una cota inferior de V_s para esfuerzos verticales efectivos de hasta 500 kPa. La mayor rigidez de los ensayos de terreno puede dar cuenta de una estructura distinta y una cementación del material in-situ a diferencia de las muestras confeccionadas en laboratorio.

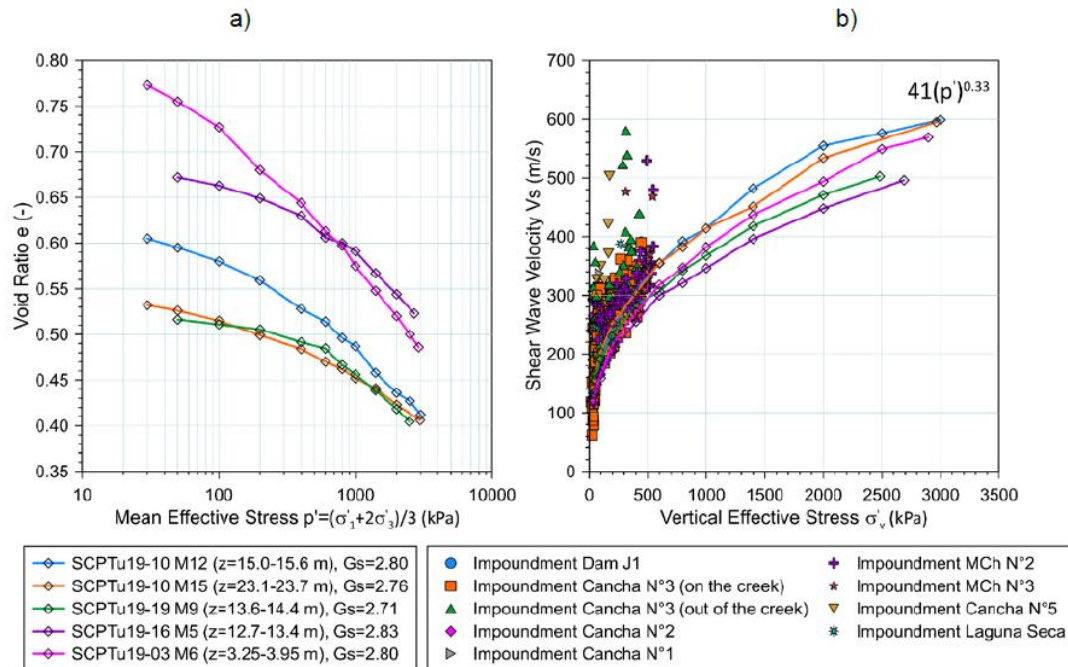


Figura 21. Resultados de Ensayos Bender Element, junto a velocidades de onda de corte medidas in-situ. (Fuente: Golder, 2021).

2.8. Curvas Características de Humedad del Suelo (SWCC)

Las curvas de retención de humedad se determinaron para 9 muestras recuperadas con muestreador Shelby, cubriendo rangos de succión entre 0.25 kPa hasta 270 MPa. Para saturaciones del 90% la succión está entre 30-100 kPa, mientras que para saturaciones de 45%, la succión se encuentra en el rango de 200-500 kPa. La gráfica de grado de saturación en función de la succión (Figura 22) es utilizada posteriormente, en los Capítulos 4 y 5, para estimar las tensiones efectivas e interpretaciones del SCPTu, respectivamente.

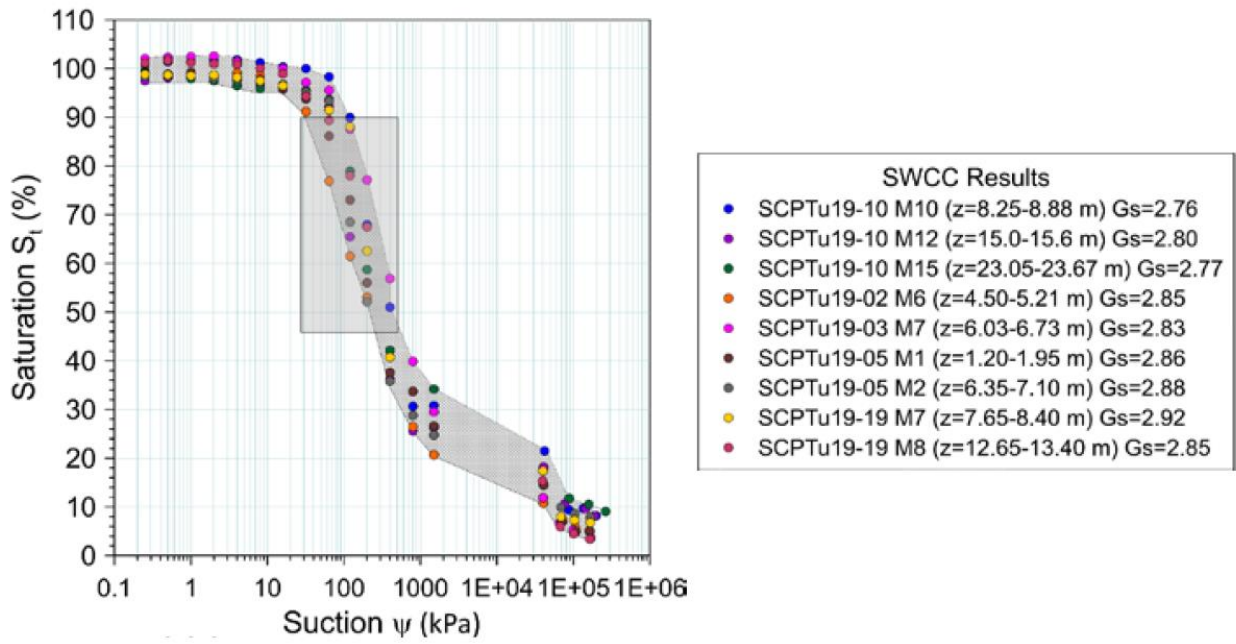


Figura 22. Ensayos de curvas de succión SWCC. (Fuente: Golder, 2021).

2.9. Ensayos de Veleta de Corte

Los ensayos de veleta de corte se efectuaron en conjunto con los sondajes SCPTu para estimar la resistencia al corte en profundidad. La información entregada por la compañía se recibe tabulada, identificando la resistencia última, resistencia peak y grados de rotación de la veleta. Los resultados presentados en la Figura 23 corresponden a las resistencias al corte últimas en función de la profundidad para diferentes sondajes.

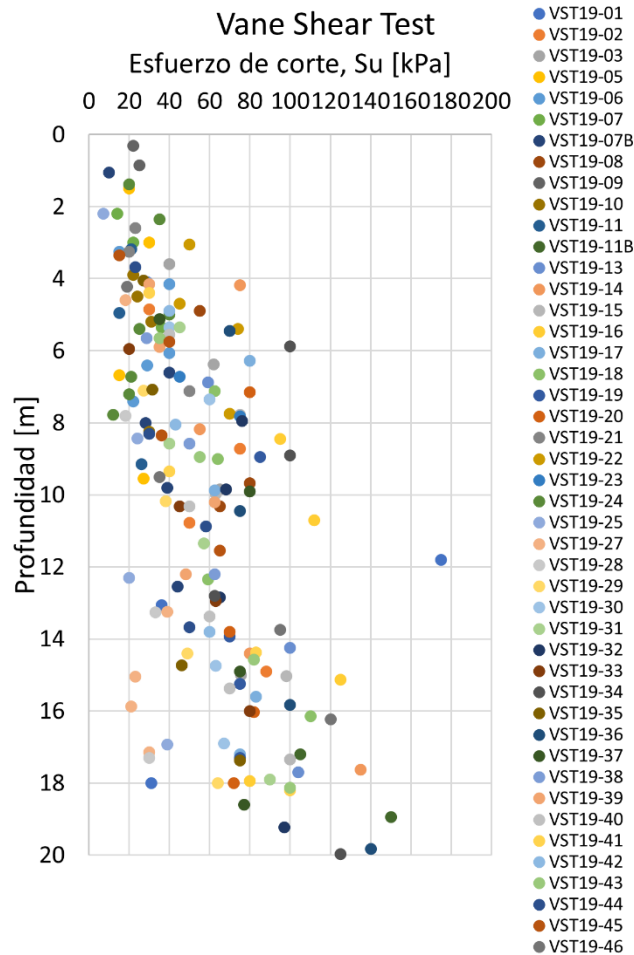


Figura 23. Resultados de resistencia última de ensayos de veleta de corte.

En el siguiente capítulo se presentan las consideraciones generales para estimar las tensiones efectivas in-situ, que permitirán obtener los diferentes parámetros para interpretar los sondajes SCPTu y estimar el estado in-situ del depósito.

3. Estimación de Tensiones Efectivas in-situ

El esfuerzo vertical efectivo en suelos saturados σ'_v es

$$\sigma'_v = \sigma_v - u_w \quad (4)$$

Donde σ_v es el esfuerzo vertical total y u_w es la presión del agua en los poros. A su vez, el esfuerzo vertical total se calcula como:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z \quad (5)$$

Donde γ_t es el peso específico saturado del material y z la profundidad.

En el caso de suelos parcialmente saturados, el esfuerzo vertical efectivo según Bishop (1959), se puede estimar como:

$$\sigma'_v = (\sigma_v - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (6)$$

Donde u_a es la presión del aire en los poros y χ es un parámetro relacionado con el grado de saturación del suelo ($\chi = 1$ para suelos saturados y $\chi = 0$ para suelos secos). El término $s = u_a - u_w$ se conoce como matriz de succión, equivalente a la succión total Ψ cuando la succión osmótica es nula ($\pi = 0$, Fredlund et al. 2012). En este trabajo, la matriz de succión se denomina simplemente succión.

La dificultad de adoptar estas expresiones es que las estimaciones de χ se deberían calibrar para cada suelo en particular. En Pournaghiazar (2013), χ ha sido calibrado considerando datos de resistencia y cambio de volumen de una arena de cuarzo de Sidney sin contenido de finos y añade que la falta de datos experimentales ha impedido probar su validez en suelos de grano fino.

Por otro lado, el esfuerzo efectivo medio en condición geostática se calcula como:

$$p' = \frac{\sigma'_v(1+2 \cdot k_0)}{3} \quad (7)$$

Donde p' es el esfuerzo efectivo medio, σ'_v el esfuerzo vertical efectivo y k_0 el coeficiente de esfuerzo geostático.

3.1. Consideraciones para el Peso Específico

El material del depósito de relaves espesados presenta pesos específicos de terreno en un rango entre 13.80 kN/m³ y 21.92 kN/m³ según las aproximadamente 167 muestras Mostap/Shelby extraídas del lugar (Figura 24a). El peso específico húmedo promedio, considerando todas las muestras, es de 19.07 kN/m³ (línea roja, Figura 24a). Si se considera el promedio de las muestras Mostap, el valor que se obtiene es 18.46 kN/m³. Si se considera el promedio de las muestras Shelby, el valor obtenido es 19.70 kN/m³. En la Figura 24b se presenta el peso específico seco, donde la línea roja representa el promedio de 16.27 kN/m³.

El valor para considerar en este estudio será 20 kN/m³, dado que es el valor que ha establecido por diseño la empresa consultora que efectuó la campaña geotécnica y también por considerar una mejor representatividad del peso específico de terreno obtenido de las muestras Shelby, que es un muestreador de mayor diámetro que el muestreador Mostap; este último tiene un diámetro pequeño,

del orden de una pulgada, lo cual puede dificultar el muestreo cuando se encuentre en zonas más arenosas.

Una variante más específica sería considerar diferentes valores de peso específico dependiendo de los grados de saturación exhibidos en las muestras obtenidas en profundidad.

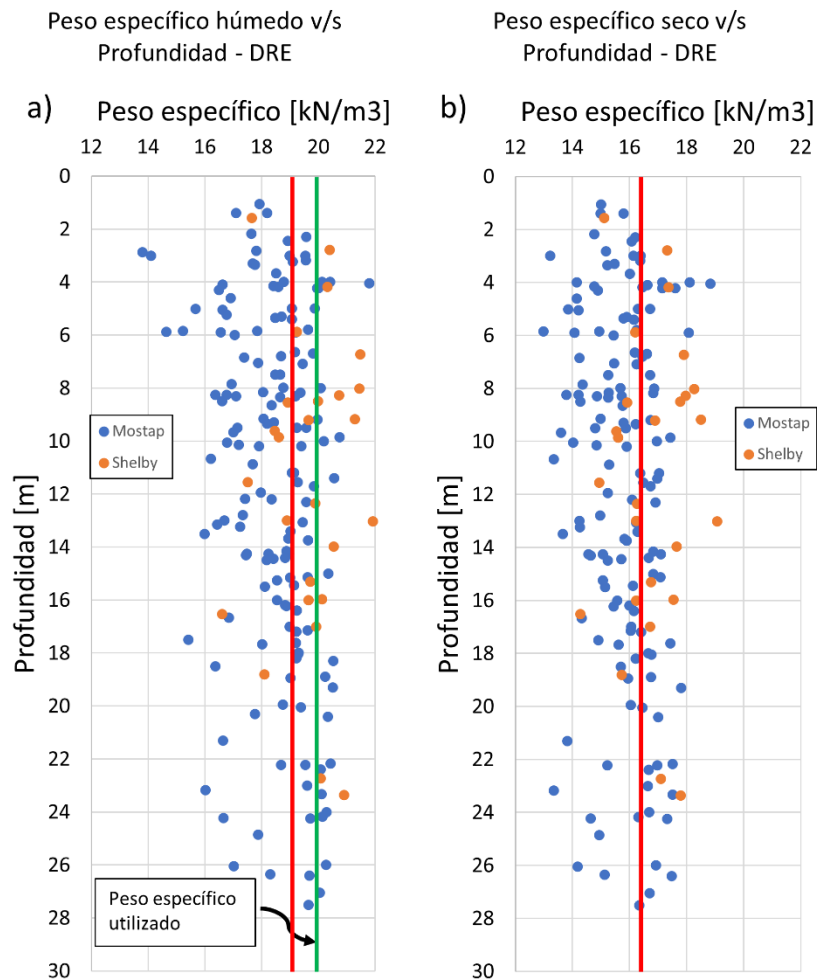


Figura 24. Pesos específicos a partir de muestras Mostap y Shelby. a) Peso específico húmedo, b) Peso específico seco. Líneas rojas representan el promedio de todas las muestras en cada caso. Línea verde es el peso específico utilizado en el estudio.

3.2. Consideraciones para la Presión de Poros

La segunda consideración para la estimación de los esfuerzos efectivos es la asignación de un valor de presión de poros a un determinado perfil de sondaje. Como se menciona, la presión de poros se ve influenciada por presiones de aire y presiones de agua cuando se tienen suelos parcialmente saturados, como es este caso de relaves espesados. Si bien las estimaciones de presión de agua se tienen a partir de los ensayos de disipación, la dificultad se encuentra qué valores de succión considerar. Las curvas de succión características presentadas en la sección 2.8 pueden otorgar una referencia de succiones cuando se tienen muestras extraídas en una profundidad de interés y se conoce el grado de saturación. Esto conlleva la limitante de que las muestras son extraídas en lugares puntuales y no en toda la profundidad de un sondaje, por lo cual no podría estimarse un perfil de saturaciones continuo y preciso, para así asignar valores de succión estimados de manera

gráfica a partir de la Figura 22 (curvas SWCC). Además, para aumentar la incertidumbre, las curvas de succión características presentan bandas de posibles succiones en función del grado de saturación, lo que implicaría considerar un amplio rango de valores para la evaluación y terminaría siendo un problema probabilístico-estadístico. Por último, otra fuente de error es que la extracción del estado in-situ de materiales limo-arcillosos o limo-arenosos conlleva inevitablemente a una densificación, lo que repercute en una estimación imprecisa del grado de saturación de las muestras extraídas.

Bajo este escenario, se considerarán dos tipos de evaluación de las tensiones efectivas:

1. Sin considerar efectos de succión, sólo considerando las presiones de poro de agua estabilizadas u_0 estimadas a partir de ensayos de disipación del SCPTu.

$$\sigma'_v = \sigma_v - u_0 \quad (8)$$

2. Considerando efectos de succión (u_a) a partir de los grados de saturación de muestras extraídas en profundidad y de las curvas de retención de humedad, en zonas donde se identifiquen bajos valores de presión instantánea de poros y de velocidad de onda compresional.

$$\sigma'_v = \sigma_v + (u_a - u_0) \quad (9)$$

El primer método se aplica en zonas con presiones instantáneas de poro altas, grados de saturación cercanos o superiores al 80% y velocidades de onda compresional superiores a 1000 m/s. Por el contrario, el segundo método aplica en zonas con baja o nula presencia de excesos de presión de poros, con grados de saturación inferiores al 80% y velocidades de onda compresional inferiores a 1.000 m/s aproximadamente. Las magnitudes propuestas para los límites de u_2 , saturación y V_p se pueden establecer de mejor manera a partir de juicio experto.

Estos dos tipos de evaluación pueden considerarse buenas aproximaciones de la tensión efectiva si se considera los ensayos de laboratorio que se tienen (en particular, los ensayos de disipación y las curvas SWCC) y la falta de calibración del parámetro de esfuerzos efectivos χ para este material.

Es necesario mencionar que, si el ensayo SCPTu contara con un sensor de medición de presión de aire y otro de agua, la evaluación de los esfuerzos efectivos sería directa. De acuerdo con el conocimiento del autor, no existe a la fecha a nivel comercial un sondaje que permita realizar estas mediciones de forma simultánea.

A modo de ejemplo, en la Figura 25 se presentan las profundidades de mediciones y muestreos realizados en el sondaje SCPTu19-10 (indicándose los grados de saturación de las muestras extraídas), las presiones de poros y las tensiones efectivas in-situ consideradas para los análisis. Las curvas segmentadas verdes en las presiones de poros corresponden a hipotéticos regímenes hidrostáticos. Se puede observar en las Figura 25b y c que la distribución de presión de poros escogida (curva roja) presenta valores de -100 kPa cuando se tienen bajos o nulos valores de presión u_2 que evidencian zonas más secas y presencia de efectos de succión, y valores de 25 kPa cuando se exhiben aumentos considerables de la presión u_2 (tramos 4 – 6m, 8 – 10m y 21 – 31m). El valor de -100 kPa se ha estimado en base a la succión de las curvas de retención de humedad (SWCC) en función los grados de saturación encontrados en las zonas más secas, mientras que el valor de

25 kPa para las zonas de mayor u_2 se ha estimado de manera consistente con los valores de u_0 obtenidos a partir de los ensayos de disipación (PPD). Lo anterior repercute en el perfil de tensiones efectivas que se presenta en la Figura 25d (curva roja). La curva azul en esta misma figura representa las tensiones verticales efectivas sin consideración de efectos de succión.

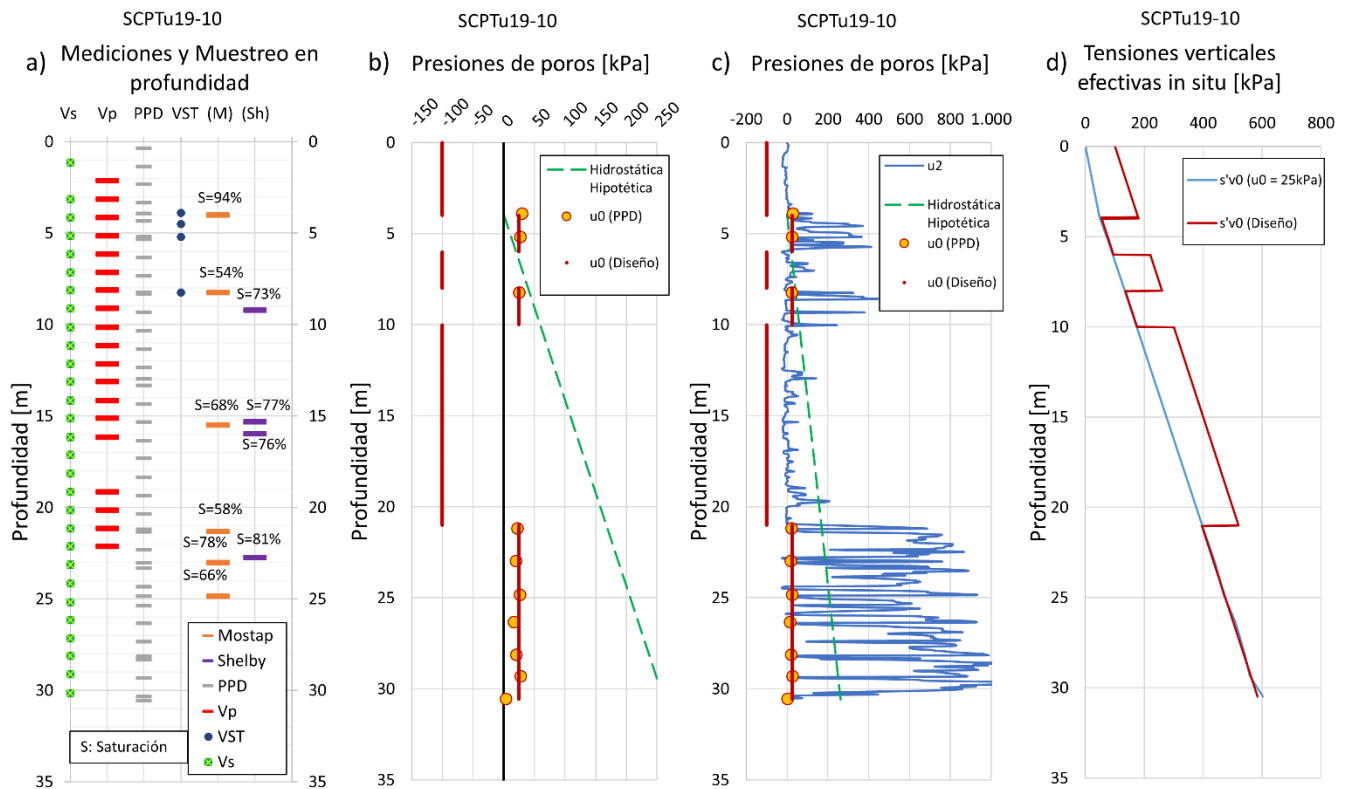


Figura 25. a) Mediciones y muestreo en profundidad, b) Presiones de poros sin u_2 , c) Presiones de poros considerando u_2 , d) Tensiones verticales efectivas. SCPTu19-10.

Una mejor estimación posible de los efectos de succión podría desarrollarse si se tuvieran ensayos de cámara de calibración en condiciones parcialmente saturadas y se realizaran calibraciones del parámetro de esfuerzo efectivo (χ), siguiendo los mismos lineamientos que Pournaghiazar (2013).

3.3. Comentarios sobre k_0

La tercera consideración para la estimación de los esfuerzos efectivos corresponde al coeficiente de esfuerzo geostático (k_0), que es la razón entre los esfuerzos efectivos vertical y horizontal. Esta relación de esfuerzo por lo general se considera como una constante en el estrato, permitiendo establecer el esfuerzo efectivo medio en profundidad. Jefferies y Been (2016) mencionan que un ensayo que permite determinar el valor de k_0 es el presiómetro auto-perforante SBP (por sus siglas en inglés *Self-Bored Pressuremeter*). También existe el ensayo de dilatómetro de placa plana, pero ninguno de los dos ensayos se ejecutó en la presente campaña para determinar este parámetro. En este escenario, se considera un valor de $k_0 = 0.7$, estimado con juicio experto por parte de la empresa consultora. Es posible que este valor se haya estimado a partir de estudios con dispositivos de medición de esfuerzo horizontales CPT, tanto en cámaras de calibración como en terreno (Jefferies y Been, 2016. p.196).

En el capítulo siguiente, se presenta un modelo constitutivo de estado crítico generalizado denominado NorSand, el cual es de esencial interés para la calibración de parámetros que representan el comportamiento mecánico del relave en estudio.

4. Modelo Constitutivo NorSand

4.1. Generalidades

NorSand es un modelo constitutivo elasto-plástico de estado crítico generalizado que considera el efecto del índice de vacíos para representar el comportamiento de un material particulado. Con este modelo puede calcularse la condición de licuación estática considerando diferentes estados a partir del parámetro de estado (ψ). NorSand trabaja con parámetros conocidos en un amplio rango de densidades y tensiones de confinamiento, teniendo en cuenta una representación precisa de los cambios de volumen en el material a medida que se deforma.

Inicialmente, se desarrolló para modelar el comportamiento de arenas, pero también es aplicable a cualquier suelo cuya resistencia se base en el contacto entre partículas en lugar de uniones o enlaces. Tal es el caso del estudio del estado de limos a partir del CPTu de Shuttle y Jefferies (2016).

Como se menciona, el estado del material se evalúa en función del parámetro de estado, que corresponde a la diferencia entre el índice de vacíos in-situ y el índice de vacíos del estado crítico a cierto confinamiento (ver Figura 26), expresado por la siguiente ecuación.

$$\psi = e - e_c \quad (10)$$

Donde e es el índice de vacío in-situ y e_c el índice de vacío en estado crítico, ambos a un cierto confinamiento p'_0 .

Esto permite definir si el material se encuentra en una condición contractiva ($\psi > -0.05$) o dilatante ($\psi < -0.05$). Si bien el límite teórico entre contractividad y dilatancia es cuando $\psi = 0$, se utiliza $\psi = -0.05$ para considerar aquellos materiales ligeramente dilatantes que tienden a contraer por efectos de acumulación de tensiones o localización.

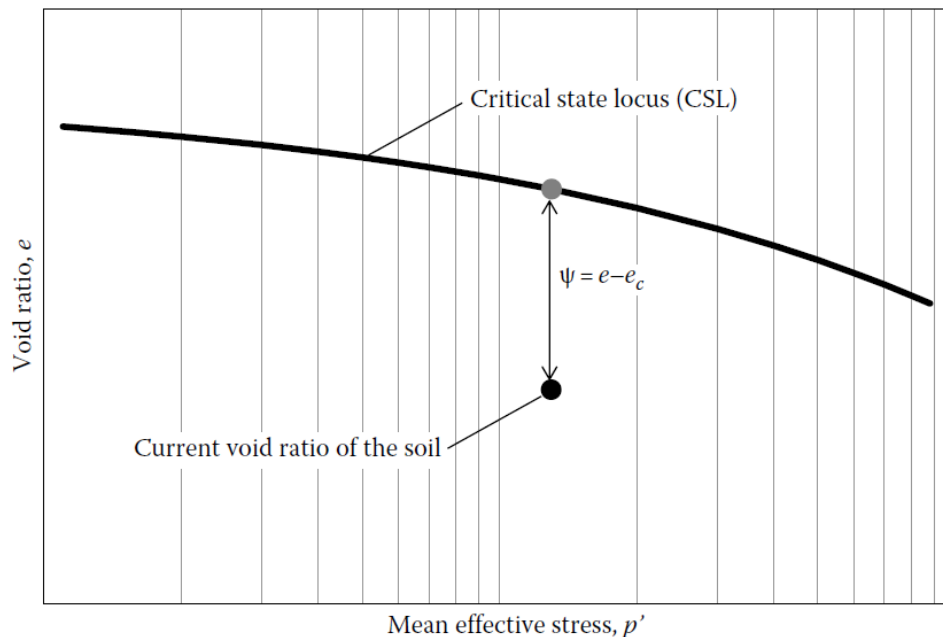


Figura 26. Definición de parámetro de estado. (Fuente: Jefferies y Been, 2016).

A continuación, se presenta una descripción general del modelo, seguido de los procedimientos para calibración y finalmente los resultados para este material en estudio.

4.2. Descripción General del Modelo

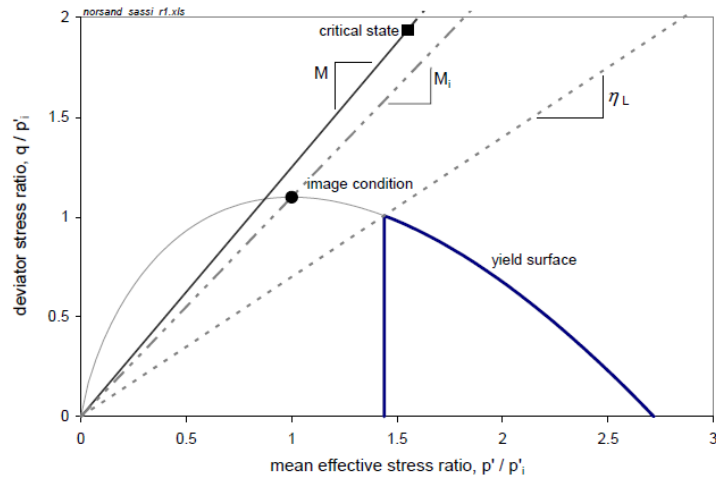
NorSand adopta dos condiciones del enfoque de estado crítico: 1) Existe un único lugar (locus) de estado crítico (CSL) y 2) los suelos tienden al estado crítico a medida que se acumula la deformación por corte. Además, contempla una superficie de fluencia, una regla de flujo y una ley de endurecimiento, las cuales se explican a continuación.

Superficie de Fluencia

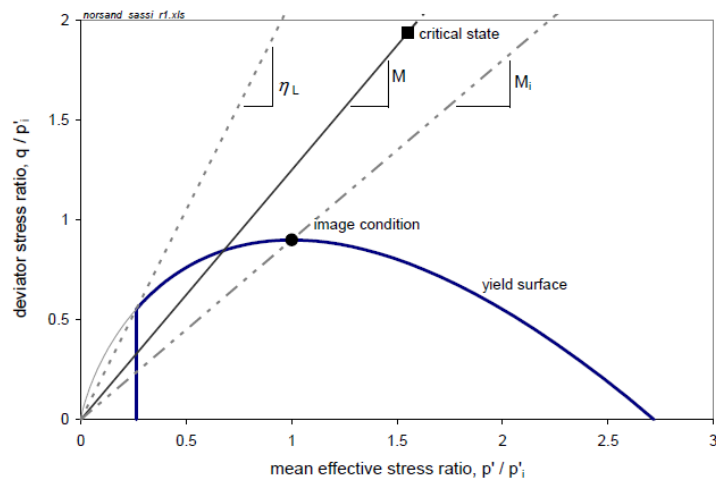
La Superficie de Fluencia es el lugar geométrico que representa todos los estados tensionales q - p ' admisibles del suelo tal que se encuentra en condición de fluencia o plasticidad perfecta. La forma de esta superficie de fluencia se asemeja a una "bala" (Figura 27), pero considera a un límite para evitar la dilatación irrealmente grande en suelos densos. La ecuación que representa la superficie de fluencia es:

$$\eta = M_i \left[1 - \ln \left(\frac{p}{p_i} \right) \right] \quad (11)$$

Donde $\eta = q/p$ es la anisotropía de esfuerzos, M_i es la razón de fricción crítica en la condición de imagen, p es el esfuerzo medio y p_i el esfuerzo medio en la condición de imagen. Para entender este último concepto de condición de imagen (indicando con el subíndice "i"), es necesario entender que hay dos condiciones para que suceda el estado crítico: $D = 0$ (dilatancia nula) y $\dot{D} = 0$ (cambios de la dilatación nula cuando hay cambios en la deformación cortante). La condición donde sólo existe $D = 0$ se conoce como una "imagen" del estado crítico, por el hecho de sólo considerar una de las condiciones de dicho estado. Por otro lado, el valor de p_i describe el tamaño de la superficie de fluencia, siendo la presión media en la cual la superficie de fluencia alcanza el esfuerzo desviador máximo (ver Figura 27).



(a) Very loose sand



(b) Very dense sand

Figura 27. Superficie de fluencia de NorSand, limitando razones de esfuerzos y considerando condición de la imagen. (a) para arena muy suelta. (b) para arena muy densa. (Fuente: Shuttle y Jefferies, 2010).

Regla de Flujo

La Regla de Flujo es la relación entre la dilatación plástica que exhibe el material y la tensión acorde evoluciona la deformación. Esta regla se deduce a partir del desarrollo algebraico de la disipación idealizada del trabajo plástico (W^P) que muestra un elemento de suelo cuando se somete

a esfuerzo de corte. Para NorSand, la regla de flujo se modifica por un término en el denominador (1-N) y queda definida por la siguiente ecuación (regla de flujo de Nova):

$$D^p = (M - \eta)/(1 - N) \quad (12)$$

Donde $D^p = \dot{\varepsilon}_v^p / \dot{\varepsilon}_q^p$ es la dilatación plástica y N se denomina parámetro de acoplamiento volumétrico.

Ley de Endurecimiento

La Ley de endurecimiento describe el tamaño de la superficie de fluencia al momento de aplicar una deformación de corte plástica. Dicho de otro modo, controla cómo la superficie de fluencia responde ante dicha deformación. La ley de endurecimiento se deduce de derivar la superficie de fluencia con respecto a un diferencial de deformación. Su expresión final es:

$$\frac{\dot{p}_i}{p_i} = H \left(\frac{p}{p_i} \right)^2 \left[\exp \left(\frac{-\chi_i \psi_i}{M_{itc}} \right) - \frac{p_i}{p} \right] \cdot \dot{\varepsilon}_q \quad (13)$$

El parámetro H es el módulo de endurecimiento en carga. Tal como menciona Jefferies (1993), el parámetro H es proporcional a la dureza máxima controlada por ψ . Por este motivo, H puede ser función de la fábrica y a su vez función del parámetro de estado.

4.3. Procedimientos de Calibración de NorSand

El modelo constitutivo presenta tres categorías de parámetros:

1. Parámetros de estado crítico (Γ, λ)
2. Parámetros de plasticidad (M, N, H, χ)
3. Parámetros de elasticidad (G, ν)

Como se mencionó previamente, la mayoría de estos parámetros son conocidos en la ingeniería geotécnica práctica, salvo N, H y χ que serán explicados posteriormente. La calibración recomendada de dichos parámetros se explica en Shuttle y Jefferies (2010) y se presenta a continuación.

4.3.1. Parámetros de Estado Crítico (Γ, λ)

El parámetro Γ corresponde al índice de vacíos a 1kPa de confinamiento efectivo, mientras que λ corresponde a la pendiente de la línea de estado crítico en el gráfico e-ln(p'). La definición de la línea de estado crítico, en virtud de estos parámetros, es

$$e_c = \Gamma - \lambda \ln(p') \quad (14)$$

Estos parámetros se determinan a partir de ensayos de compresión triaxial en muestras reconstituidas de suelo suelto. Se considera suficiente con tener muestras remoldeadas dado que las propiedades de estado crítico son independientes de la estructura del suelo. La condición de estado suelto se necesita para asegurar un comportamiento contractivo del material, y con ello, una correcta definición de la línea de estado crítico sin problemas de localización. Se recomienda reconstituir la muestra mediante el método de apisonamiento húmedo (*moist tamping*), puesto que produce muestras más sueltas que otros métodos de reconstitución.

Para la estimación del índice de vacíos de cada muestra se recomienda cerrar las líneas de drenaje después de completar el ensayo triaxial y poner la muestra, todavía en su pedestal, en un congelador (es suficiente un congelador doméstico). Esto permite que, posterior a su congelación, la muestra pueda desmontarse sin pérdida de agua porosa y la medición del índice de vacíos se facilite simplemente midiendo el contenido de agua, puesto que la muestra está saturada.

Los triaxiales recomendables de ejecutar son, al menos, dos pruebas drenadas y dos pruebas no drenadas. Las muestras sueltas no drenadas deben ensayarse a 50 y 500 kPa de esfuerzo efectivo de confinamiento, permitiendo de esta manera una clara definición de p' en estado crítico al índice de vacíos inicial obtenido y situándose dentro de los rangos de deformación del equipo triaxial. Las muestras sueltas drenadas típicamente pueden ensayarse a tensiones efectivas de confinamiento de 200 y 800 kPa, bajo el mismo argumento anterior.

En la Figura 28a se presenta la calibración de la línea de estado crítico para una arena limosa (Shuttle y Jefferies, 2010) utilizando las recomendaciones descritas previamente, mientras que en la Figura 28b se presenta la calibración de la línea de estado crítico para el relave espesado, utilizando dos ensayos triaxiales drenados y dos en condición no drenada. La elección de estos cuatro ensayos se realiza siguiendo las recomendaciones descritas anteriormente, pero con valores distintos de confinamiento.

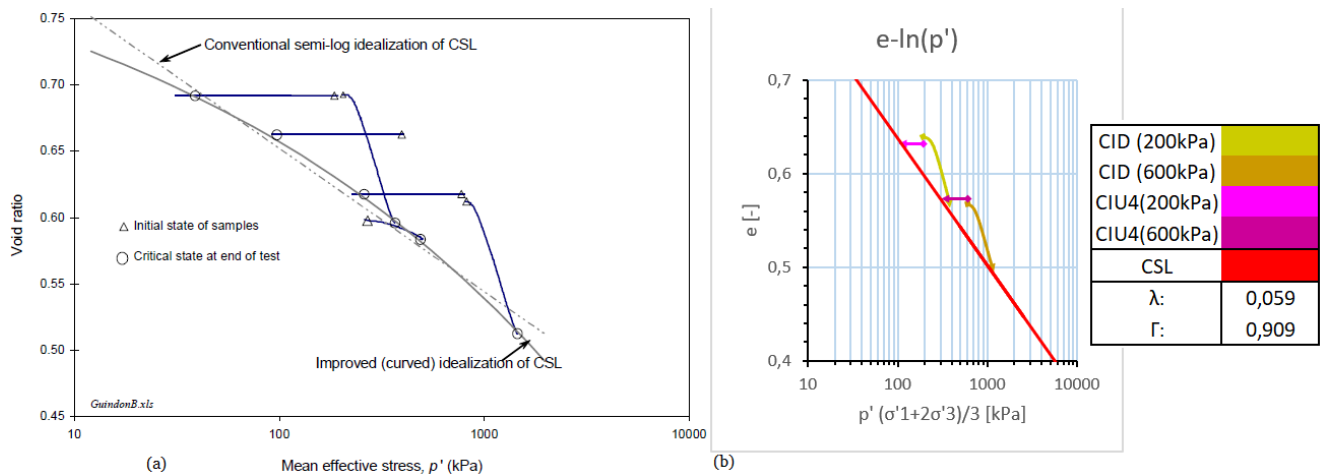


Figura 28. (a) Ejemplo de calibración de CSL considerando las recomendaciones para una arena limosa con 35% de material tamaño limo o inferior (Shuttle y Jefferies, 2010). (b) Calibración de CSL para el relave espesado utilizando dos ensayos triaxiales drenados y dos no drenados – campaña geotécnica de Golder.

4.3.2. Parámetros de Plasticidad (M, N, H, χ)

El parámetro M corresponde a la pendiente de fricción crítica en el estado último y la práctica habitual es obtener este valor como la pendiente de la línea de estado último del gráfico q - p' de los ensayos triaxiales (en este caso se considera dentro de los parámetros de plasticidad por la metodología con la que se calcula para NorSand, que será vista posteriormente). El parámetro N, como se ha mencionado anteriormente, corresponde a un parámetro de acoplamiento volumétrico obtenido a partir de la relación de esfuerzo – dilatación que exhiba el material. El parámetro H, presentado en la sección 4.2, es un parámetro de endurecimiento que se determina generalmente con modelación iterativa al momento de optimizar la calibración de NorSand. Por último, el parámetro χ es un parámetro de dilatación que relaciona la dilatación plástica mínima con el

parámetro de estado correspondiente. A continuación, se describen los procedimientos recomendados y detallados de calibración para estos valores.

Concerniente a la calibración del parámetro M , si bien es tendencia habitual considerarla como la pendiente del gráfico $q-p'$, lo recomendado por Shuttle y Jefferies (2016) es considerar el efecto de dilatancia cinemática del material particulado y no solamente obtener M bajo términos de resistencia. Por ello, es conveniente trabajar los datos de ensayos triaxiales drenados sueltos en el espacio de esfuerzo – dilatación. El procedimiento es aproximar la dilatación total del material a la dilatación plástica (dado que la dilatación elástica es una pequeña componente de la dilatación) y considerar la regla de flujo de la sección 4.2, tal como se expresa en la siguiente ecuación.

$$D \approx D^p = (M - \eta)/(1 - N) \quad (15)$$

Con la evolución de la dilatación (D) y la razón de esfuerzo (η) de las muestras del ensayo triaxial drenado, es posible calibrar M .

En la Figura 29a se presenta el comportamiento de esfuerzo – dilatación para un limo suelto y en la Figura 29b se muestra el comportamiento del relave espesado de Minera Centinela, obteniéndose los parámetros M y N .

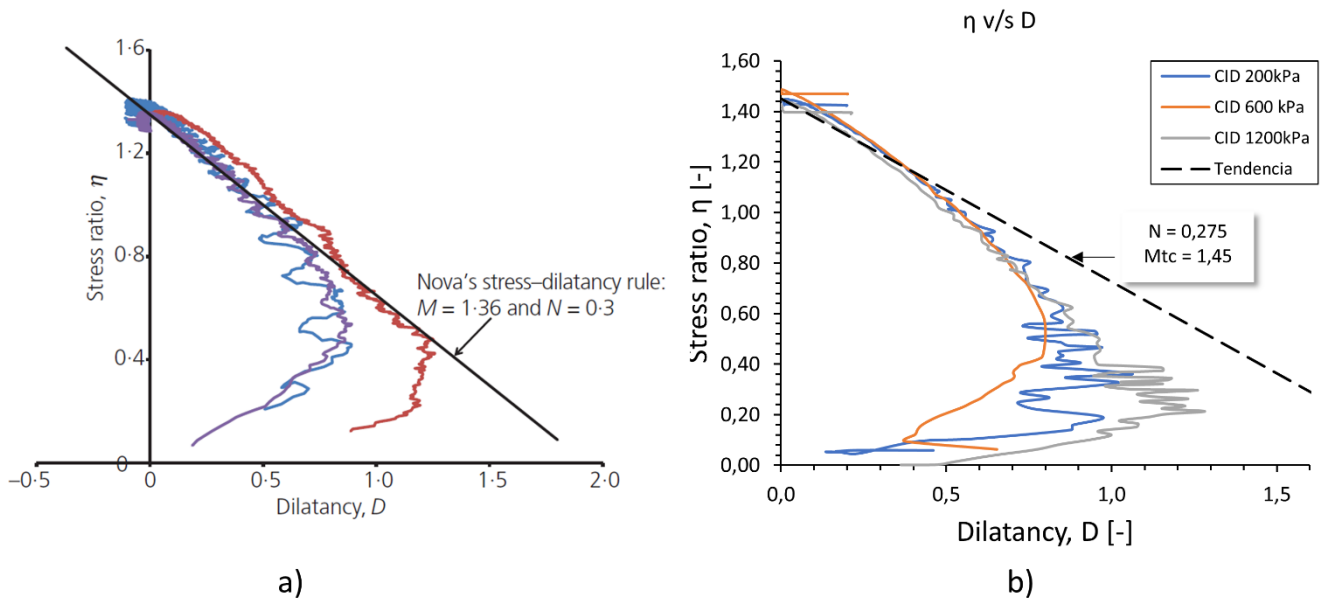


Figura 29. a) Comportamiento tensión – dilatación de un limo suelto (Shuttle y Jefferies, 2016), b) Comportamiento tensión – dilatación calculada del relave espesado, obtenido a partir de ensayo triaxial drenado de campaña geotécnica realizada por Golder.

El parámetro de acoplamiento volumétrico N también se determina a partir de la Figura 29, puesto que la pendiente de la línea a través del peak de los datos en el gráfico η - D es $(1-N)$.

Con respecto al módulo de endurecimiento H , es un parámetro adimensional que conceptualmente se relaciona con la pendiente inicial de una curva tensión – deformación de compresión triaxial isotrópica drenada, normalizada por una tensión de confinamiento. NorSand lo utiliza para definir la ley de endurecimiento.

El procedimiento de calibración recomendado por Shuttle y Jefferies (2010) es adoptar H (o suponer algún valor representativo del tipo de suelo en función de datos históricos que hayan calibrado este parámetro), ajustando el comportamiento tensión – deformación calculado con NorSand con el comportamiento de ensayos triaxiales. H se revisa y el procedimiento se repite hasta obtener el mejor ajuste entre lo medido y lo calculado. Una vez realizadas esas iteraciones, se deben revisar los datos para saber si H debe considerarse una constante o una función del parámetro de estado (ψ). Los ajustes son reevaluados para la función propuesta y optimizados sobre los datos de ensayo disponibles.

Es importante realizar esta modelación iterativa de H (*IFM* por sus siglas en inglés *Iterative Forward Modelling*) para muestras en estados sueltos y densos y poder vincular un determinado H a un cierto parámetro de estado inicial de cada probeta ensayada. De esta manera, se puede estimar una función lineal de $H=H(\psi)$.

Para el caso del relave en estudio, se obtuvo el ajuste utilizando los parámetros de estado iniciales de las pruebas CID, CIU2 y CIU3 y los respectivos valores de H que reproducen el comportamiento de mejor manera en NorSand (ver Figura 30). Se obtuvo un mal ajuste lineal, caracterizado por $R^2 = 0.5229$, por lo que se optó por utilizar distintos valores de H para cada ensayo. El mal ajuste se puede deber a que los ensayos triaxiales se hicieron con muestras remoldeadas, con lo cual se pierde la fábrica del material.

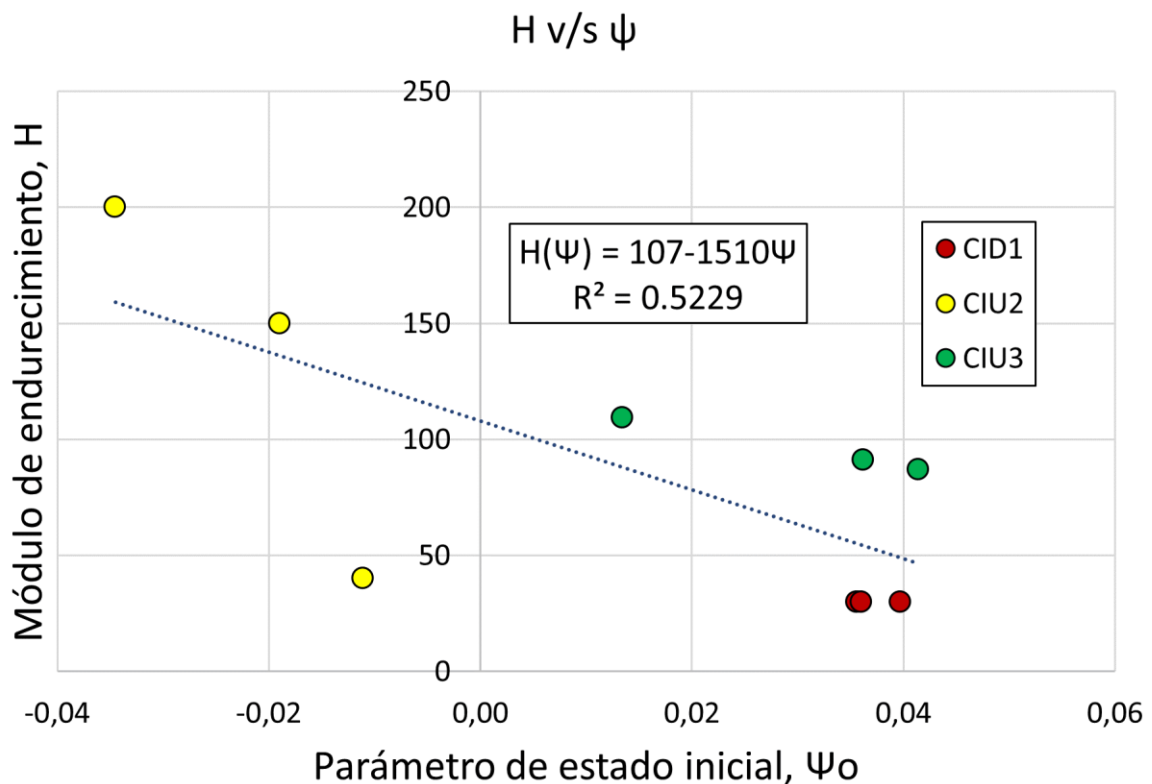


Figura 30. Tendencia de módulo de endurecimiento H en función del parámetro de estado inicial ψ_0 .

Por último, el parámetro de dilatancia χ se determina de un ensayo de compresión triaxial drenado con una muestra reconstituida lo más densa posible bajo un confinamiento efectivo de 100 kPa

para obtener una estimación de la dilatación máxima del suelo. En la práctica, es preferible ensayar al menos dos muestras densas para obtener cierta redundancia en la estimación de parámetros. Los resultados obtenidos se examinan en el espacio de esfuerzo – dilatación (es decir, η -D), considerando los parámetros de estado obtenidos en los incrementos de dilatación más pequeños (ψ en D_{min}). Dicho de otro modo, el parámetro χ es la razón entre la dilatación mínima que exhibe el material (a la máxima resistencia) y el parámetro de estado de dicha dilatación, tal como se presenta en la siguiente ecuación

$$D_{min} = \chi\psi \quad (16)$$

La Figura 31 presenta la determinación gráfica de χ para la arena de Nerlerk (Shuttle y Jefferies, 2016). Este procedimiento no se puede ejecutar con el ensayo triaxial drenado de la campaña geotécnica, debido a que las probetas se confeccionaron en estado suelto ($\psi > 0$), motivo por el cual no se obtiene la dilatación mínima en la resistencia máxima del material. Dada esta condición, el parámetro χ , al igual que H, se decide determinar bajo procedimientos de modelación iterativa, pero teniendo en cuenta valores referenciales de otros materiales limosos (como en Sottile et al., 2019). Usualmente se considera $\chi = 4.0$.

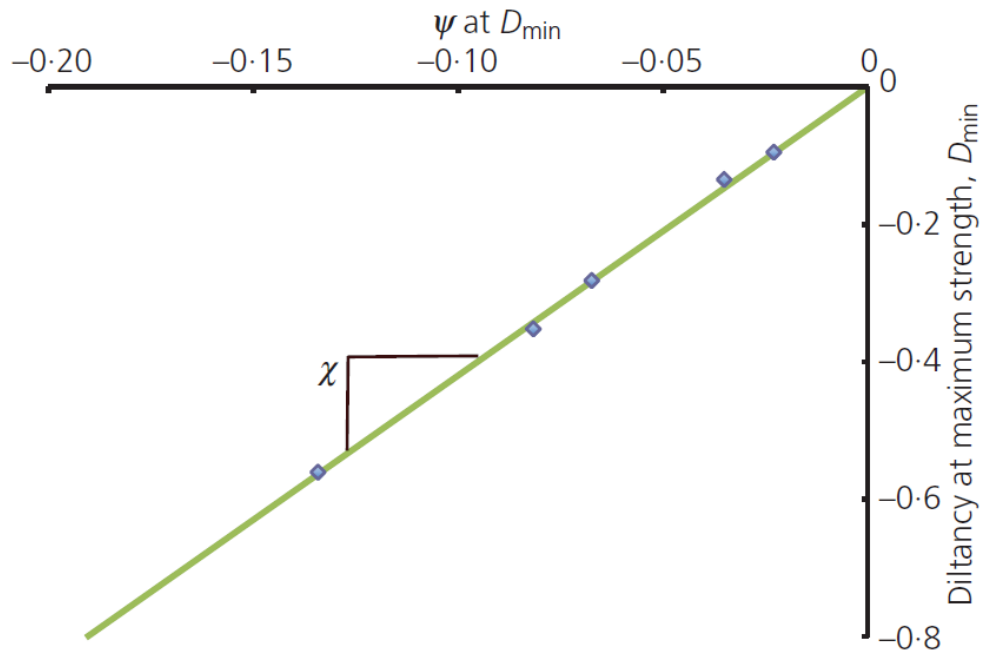


Figura 31. a) Calibración de χ en arena de Nerlerk (Shuttle y Jefferies, 2016).

4.3.3. Parámetros de Elasticidad (G, ν)

El parámetro G es el módulo elástico de corte y ν es el Coeficiente de Poisson, definido como la razón entre las deformaciones transversales y longitudinales de un elemento de material. Sus ecuaciones son, respectivamente, las siguientes.

$$G = \rho V_s^2 \quad (17)$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_{transv}}{\varepsilon_{long}} \quad (18)$$

La obtención del módulo de corte elástico G queda determinada por la medición de la velocidad de onda de corte V_s . Su medición puede realizarse en ensayos Bender Element y también con los métodos geofísicos comunes. La virtud de la campaña geotécnica de Minera Centinela es que proporciona tanto información SCPTu como ensayos Bender Element para la obtención del módulo de corte (ver Figura 21). Sin embargo, una de las conclusiones de Ghafghazi y Shuttle (2008) es que es recomendable determinar G in-situ para eliminar alguna fuente innecesaria de error.

El módulo de Poisson ν generalmente no se mide, puesto que el comportamiento del suelo es menos sensible a sus variaciones (Shuttle, 2005). Según Shuttle y Jefferies (2016) no parece haber investigaciones sobre el módulo de Poisson para limos, pero los valores adoptados generalmente están entre 0.1 – 0.2. Por este motivo, el parámetro ν también se ajusta bajo modelación iterativa en NorSand.

Por otro lado, si bien tanto G como ν pueden determinarse como se vio en la sección 2.1.3 y como se acaba de mencionar, es necesario notar que su determinación se hace con métodos que utilizan pequeñas deformaciones (en el rango elástico del suelo), pero en las modelaciones con NorSand se trabaja con mayores niveles de deformación. Esto significa que los módulos utilizados en el modelo resultan presentar mayor degradación con respecto a los valores estimados en condiciones elásticas. Por este motivo, al igual que ν , G también pueden ser estimado de forma iterativa, teniendo siempre en cuenta los órdenes de magnitud encontrados in-situ.

Por último, se define el índice de rigidez como $I_r = \frac{G}{p'_0}$. Este parámetro se considera para su posterior uso en las simulaciones numéricas de Expansión de Cavidad.

4.4. Resultados de Calibración del Modelo NorSand

Los parámetros calibrados de NorSand para cada set de ensayos triaxiales se presentan en la Tabla 3. La calibración consideró que todos los parámetros de estado crítico, al igual que los parámetros de plasticidad M y N , se mantienen iguales en cada serie triaxial (es decir, para las tres probetas de una misma serie).

El parámetro de dilatación (χ) presenta variaciones entre valores de 3.67 y 4.0 y el parámetro de endurecimiento (H) presenta variaciones significativas entre cada probeta. Esto último, se debe a que H puede ser dependiente de la fábrica y del parámetro de estado.

Tabla 3. Parámetros NorSand calibrados para muestras de ensayos triaxiales.

Parámetros	CID	CIU1	CIU2	CIU3	CIU4
$\Gamma(@1 \text{ kPa})$	0.925	1.045	0.662	0.88	0.909
λ_{10}	0.165	0.217	0.079	0.146	0.16
M_{tc}	1.45	1.46	1.54	1.45	1.46
N	0.28	0.25	0.25	0.25	0.30
χ	4.0	3.67 (promedio 3 probetas)	4.0	4.0	4.0
H	30	CIU1.1 = 40 CIU1.2 = 30 CIU1.3 = 55	CIU2.1 = 200 CIU2.2 = 150 CIU2.3 = 40	120-800 ψ	CIU4.1 = 60 CIU4.2 = 32 CIU4.3 = 45
ν	0.29 (promedio 3 probetas)	0.16 (promedio 3 probetas)	0.24 (promedio 3 probetas)	0.28 (promedio 3 probetas)	0.07 (promedio 3 probetas)
$I_r = G/p'_0$	CID1 = 635 CID2 = 83 CID3 = 25	CIU1.1 = 50 CIU1.2 = 59 CIU1.3 = 33	CIU2.1 = 78 CIU2.2 = 67 CIU2.3 = 33	CIU3.1 = 52 CIU3.2 = 81 CIU3.3 = 85	CIU4.1 = 131 CIU4.2 = 51 CIU4.3 = 84

Una vez calibrados los parámetros principales que caracterizan al modelo constitutivo, se deben generar las curvas en los espacios $q-\varepsilon_{axial}$, $q-p'$, $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_{axial}$ y $e-p'$ análogos a los comportamientos obtenidos de las pruebas triaxiales. La Figura 32 compara los resultados del ensayo triaxial drenado (CID) con los comportamientos predichos con NorSand, mientras que en la Figura 33 se presentan los resultados para el ensayo no drenado CIU1. El resto de los ensayos se presenta en el Anexo B.

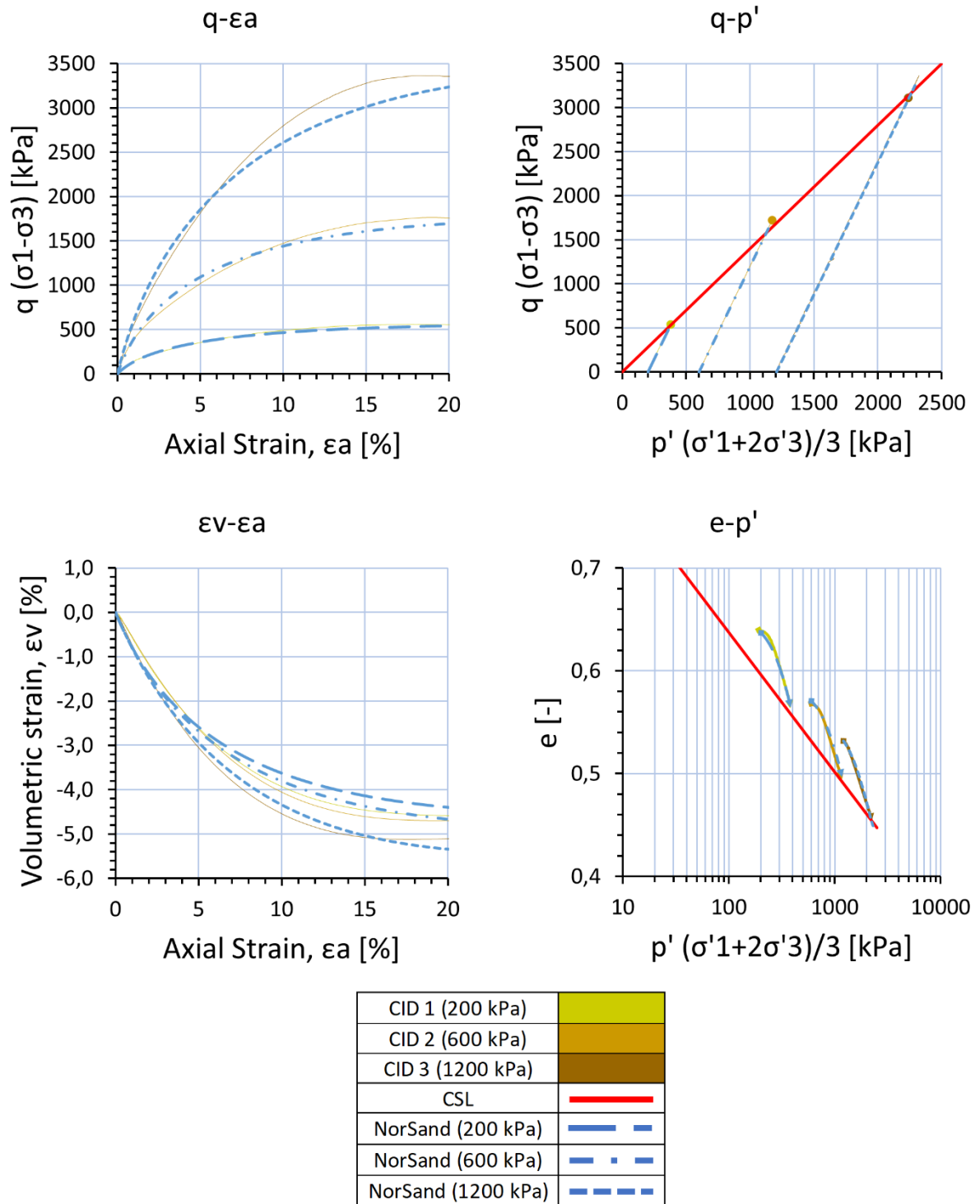


Figura 32. Ensayo triaxial CID v/s comportamiento modelo NorSand.

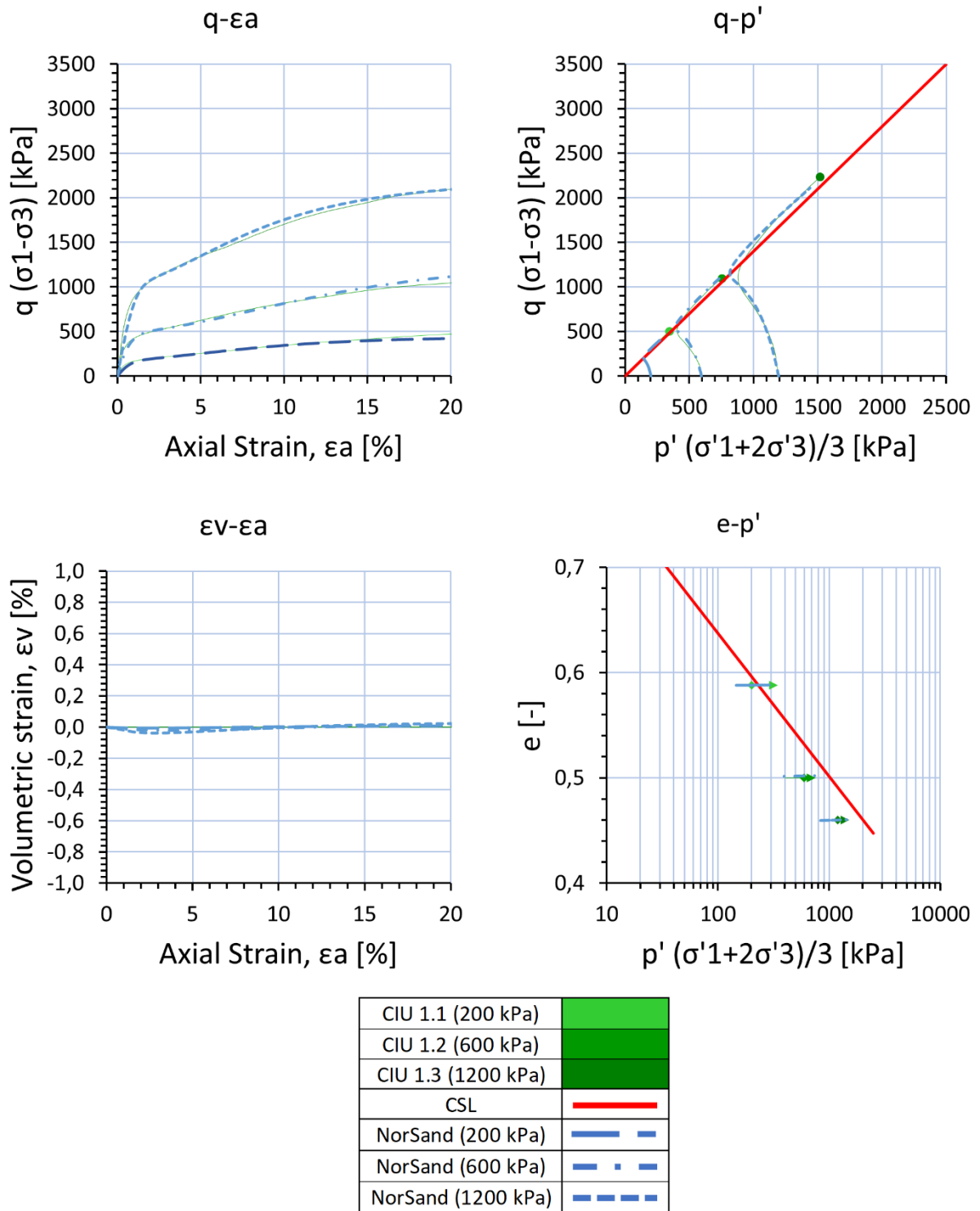


Figura 33. Ensayo triaxial CIU1 v/s comportamiento modelo NorSand.

En todos los casos analizados, el comportamiento predicho por NorSand es bastante ajustado.

La virtud de contar con la calibración del modelo es que se puede generar una amplia gama de comportamientos del material dependiendo del parámetro de estado y el confinamiento. Esta calibración permite interpretar la información geotécnica obtenida y es suficiente para modelar con elementos finitos el proceso de expansión de cavidad esférica que representa la penetración del CPT, lo cual es parte de las metodologías esenciales para la evaluación de la susceptibilidad a la licuación del relave a partir del parámetro de estado. Estos aspectos son relevantes en el Capítulo 5, donde se detalla la interpretación del CPT.

5. Estimación del Estado in-situ mediante Interpretación del SCPTu

Con la información de ensayos de laboratorio es posible determinar propiedades del relave que son independientes de la fábrica y del índice de vacíos. Sin embargo, no son suficientes para conocer su estado y comportamiento in-situ.

En la práctica, la estimación del estado tanto en arenas como limos depende en gran medida de las pruebas de penetración, donde estos últimos suelos añaden la complicación de que la penetración por lo general será no drenada (Jefferies, 2014). Esta dependencia es producto de la dificultad de muestreo de suelos sin cohesión en cualquier condición (Jefferies y Been, 2015).

Los atributos de las pruebas de penetración son su repetibilidad, precisión, simplicidad, registros continuos y costos relativamente bajos. Esto permite realizar un gran número de pruebas para caracterizar la variabilidad del relave en estratos de interés (Jefferies, 2014).

En general, para estimar la susceptibilidad a la licuación mediante la interpretación del SCPTu, debe resolverse un problema inverso, dado que lo que se mide es la respuesta del suelo (resistencia) ante un desplazamiento forzado producto del hincado, pero lo que realmente se busca es el estado y/o sus propiedades.

La diferencia principal entre las interpretaciones SCPTu que se verán a continuación es si se cuenta o no con información de ensayos de laboratorio. Si sólo se cuenta con información SCPTu, existen metodologías para estimar el parámetro de estado basándose 1) en la respuesta SCPTu y 2) en casos históricos de pruebas de cámara de calibración de otros suelos estudiados. Si, por el contrario, se cuenta con información SCPTu y además información de laboratorio (particularmente, ensayos triaxiales), entonces es posible calibrar de mejor manera el parámetro de estado mediante modelos constitutivos y simulaciones numéricas que sean análogas a las pruebas de cámara de calibración para este material. Para el caso de materiales parcialmente saturados, los grados de saturación y curvas de succión también son necesarios para la calibración más sofisticada.

Los parámetros adimensionales a utilizar en la interpretación SCPTu se presentan a continuación.

La resistencia de punta normalizada por el esfuerzo efectivo medio es:

$$Q_p = \frac{q_t - p_0}{p'_0} \quad (19)$$

La normalización por el esfuerzo efectivo vertical corresponde a:

$$Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (20)$$

El fuste normalizado o razón de fricción, usualmente expresado en porcentaje (%), es:

$$F = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (21)$$

Por último, el exceso de presión de poros normalizado queda definido por:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (22)$$

La mayor parte del análisis e interpretación de este trabajo, para los casos donde se logra calibrar el SCPTu con muestras, utilizará el sondaje SCPTu19-10 como ejemplo, dado que en su cercanía se han recuperado muestras en profundidad que han sido ensayadas en pruebas triaxiales. De dichas pruebas, tres han sido ejecutadas con compósitos de diferentes sondajes, mientras que solo dos han sido ejecutadas con muestras extraídas a distintas profundidades del sondaje mencionado.

5.1. Interpretación SCPTu sin Muestras para Calibración

Las primeras interpretaciones de las pruebas de penetración de cono para determinar el parámetro de estado in-situ (ψ) fueron documentadas en los trabajos de Ken Been en la década de 1980, según Jefferies y Been (2016), utilizando pruebas de cámara de calibración en arenas.

En este trabajo, el punto de partida para la interpretación considera los trabajos de Plewes (1992) y Shuttle y Cuning (2007).

5.1.1. Interpretación de Plewes (1992) (Screening method)

La relación entre la resistencia CPTu efectiva adimensional y el parámetro de estado ha sido calibrada con 13 materiales, incluidas arenas y relaves, mediante la siguiente ecuación propuesta por Shuttle y Cuning (2007):

$$Q_p(1 - B_q) + 1 = k \cdot \exp(-m\psi) \quad (23)$$

Cuyos parámetros han sido definidos previamente, salvo los parámetros k y m , que corresponden, respectivamente, a la resistencia CPTu efectiva adimensional cuando $\psi = 0$ y a la pendiente en el gráfico semi-log entre $Q_p(1 - B_q) + 1$ y ψ .

Los parámetros k y m pueden estimarse en función de la compresibilidad del material (λ_{10}) utilizando las ecuaciones 24 y 25, definidas a partir de los datos de la Figura 34. Cabe mencionar que la diferencia entre k, m y \bar{k}, \bar{m} es la condición de drenaje (el parámetro con la barra alude al caso no drenado). De aquí en adelante, sólo se utilizará la notación de k, m para ambos casos.

$$k = M \left(3 + \frac{0.85}{\lambda_{10}} \right) \quad (24)$$

$$m = 11.9 - 13.3\lambda_{10} \quad (25)$$

Los valores R-cuadrado de los ajustes obtenidos para k y m son $r^2 = 0.47$ y $r^2 = 0.045$, respectivamente, considerando los 13 materiales de la Figura 34 (ver Anexo D). Las líneas de tendencia obtenidas difieren de las que se exponen en la figura, con lo cual se piensa que las relaciones anteriores presentan alguna especie de sesgo.

Esta metodología de interpretación CPTu discrimina la condición de drenaje por sí sola a partir del parámetro B_q . Como se verá posteriormente, en las interpretaciones con muestras para calibrar (sección 5.2) se deben ejecutar simulaciones drenadas y no drenadas para calibrar k y m y establecer criterios para definir cuándo se puede desarrollar cierta condición de drenaje.

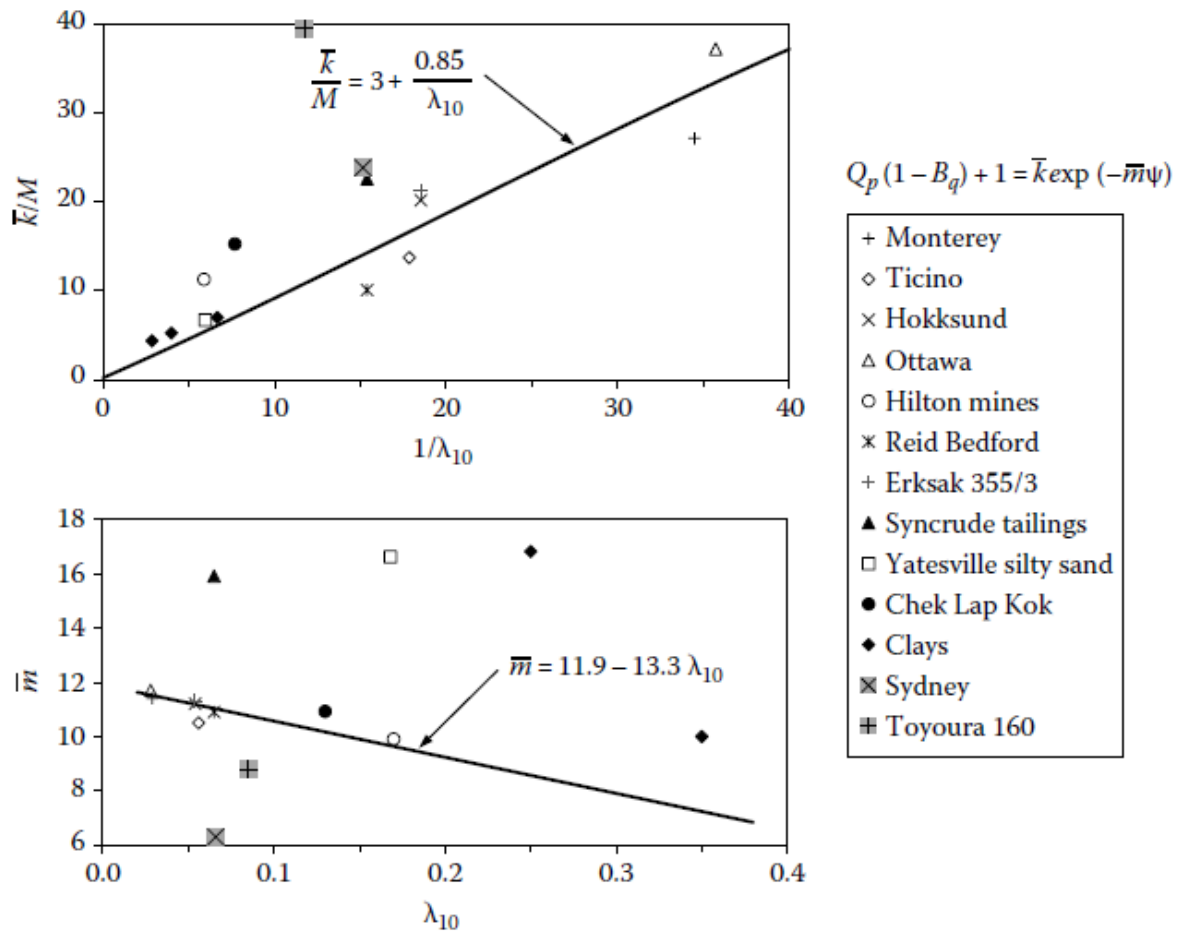


Figura 34. Tendencias de los parámetros de inversión efectiva k y m en función de la compresibilidad del suelo λ_{10} . (Fuente: Jefferies y Been, 2016).

El valor de la pendiente de fricción crítica (M) puede ser estimado a partir de algún conjunto de datos históricos de relaves, mientras que el parámetro λ_{10} , si no se tienen ensayos triaxiales, puede ser estimado a partir de la razón de fuste mediante la aproximación de Plewes (1992) presentada en la Figura 35.

La tendencia de los datos se puede aproximar por:

$$\lambda_{10} = F(\%)/10 \quad (26)$$

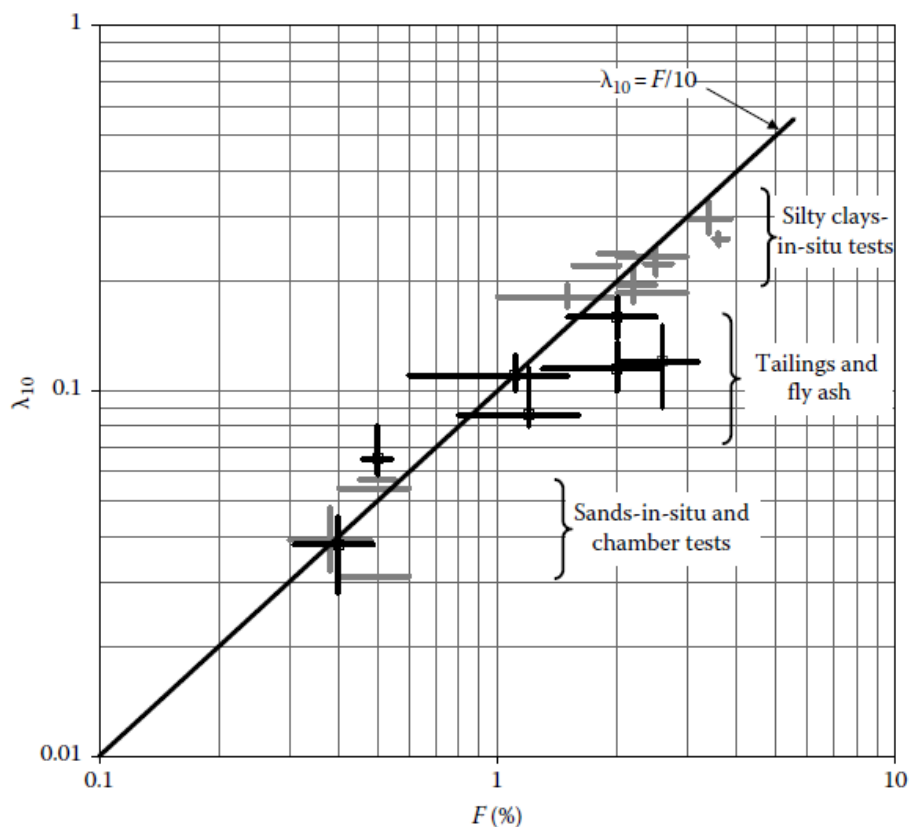


Figura 35. Relación entre λ_{10} y F (%) sugerida por Plewes et al. (1992). (Fuente: Jefferies y Been, 2016).

La ventaja del método de Plewes (1992) es que sólo utiliza información CPTu, es de rápida ejecución y entrega una buena referencia del comportamiento del parámetro de estado. La desventaja de este método es que está calibrado con materiales que pueden presentar propiedades distintas al material de este estudio. Desde este último punto subyace la necesidad de calibrar con ensayos de laboratorio, ya que basta con mirar la tendencia proyectada para m y notar la dispersión de algunos datos, como por ejemplo los puntos de Syncrude Tailings, Yatesville Silty Sand, Clays y arena de Sydney (Figura 34).

La secuencia de cálculo del parámetro de estado es la siguiente:

1. Calcular las tensiones efectivas (σ'_{v0} y p'_0) según lo visto en el Capítulo 3.
2. Utilizando las tensiones efectivas (σ'_{v0} y p'_0), las mediciones CPT (q_t , f_s , u_2) y las presiones de poro in-situ estimadas a partir de los ensayos de disipación (u_0), calcular los parámetros adimensionales Q_p , F y B_q , según las ecuaciones 19, 21 y 22.
3. Calcular el parámetro λ_{10} en profundidad a partir de la ecuación 26.
4. Calcular los parámetros de ajuste, k y m , utilizando las ecuaciones 24 y 25. El parámetro M de la ecuación 24 puede estimarse a partir de datos históricos de materiales similares al del estudio. En este caso, el valor utilizado es $M = 1.45$.
5. Con los parámetros normalizados obtenidos en el Paso 2 y los parámetros de ajuste (k y m) del Paso 4, calcular el parámetro de estado (ψ) a partir de la ecuación 23.

La Figura 36 presenta el parámetro de estado obtenido a partir de este método (ψ Plewes), la resistencia de punta normalizada por el esfuerzo medio efectivo (Q_p) y el exceso de presión de poros normalizado por la resistencia de punta neta (B_q) para el sondaje SCPTu19-10.

La respuesta de color azul en los 3 gráficos es obtenida solamente a partir de información CPTu, es decir, bajo interpretación sin calibración con ensayos de laboratorio; en particular, sin información de ensayos en muestras extraídas que permitan definir los efectos de succión (sólo utiliza los valores de u_0 estimados a partir de los ensayos de disipación), mientras que la respuesta de color negro se obtiene con el diseño de distribución de presión de poros que considera efectos de succión, estimados a partir de las curvas SWCC y el grado de saturación de muestras Mostap y Shelby (u_0 diseño en Figura 24b).

Se puede observar que en las zonas más saturadas (zonas achuradas en azul) la respuesta de todos los parámetros sin efectos de succión (curvas azules) es prácticamente igual a las curvas que sí consideran dichos efectos (curvas negras). Por el contrario, en aquellas zonas más secas (donde se exhiben valores de B_q más bajos), en la interpretación con efectos de succión se observa un parámetro de estado ligeramente mayor (Figura 36a), valores de Q_p más bajos, sobre todo en profundidades inferiores a 4 m (Figura 36b) y valores de B_q ligeramente más altos, del orden de 0.03 (Figura 36c).

Estos resultados sugieren que, al no considerar succión, el método de Plewes predice parámetros de estado menores, asociados a comportamientos más dilatantes. Por lo tanto, es necesario calibrar esta metodología utilizando información de laboratorio. En particular, se deben encontrar las curvas características de humedad del suelo (ensayos SWCC) y el grado de saturación (a través de ensayos de caracterización geotécnica) para estimar la succión en diferentes zonas. De todas maneras, se sugiere modificar la interpretación de Plewes a partir de ensayos triaxiales para mejorar la estimación de los parámetros k y m .

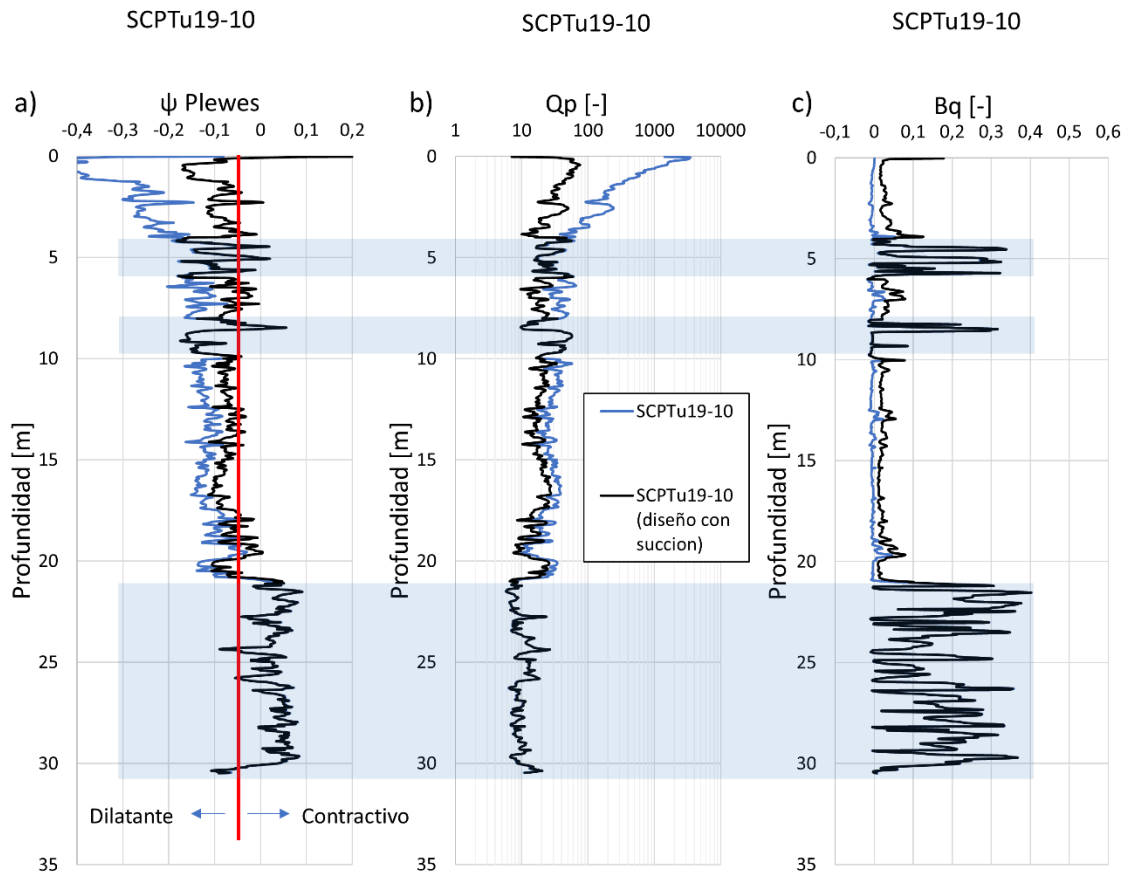


Figura 36. a) Parámetro de estado (Plewes), b) Resistencia de punta normalizada Q_p , c) Exceso de presión de poros normalizado B_q . SCPTu19-10.

La Figura 37 compara los resultados del método de Plewes y los parámetros CPTu normalizados en un sondaje que se encuentra parcialmente saturado (SCPTu19-10) con los resultados de otro que se encuentra prácticamente saturado (SCPTu19-31). Para el sondaje SCPTu19-31 se consideró la distribución de presión de poros (u_0) de la Figura 7d. Se observa que en este último caso los comportamientos son más contractivos (mayores valores de ψ , ver Figura 37a), resistencias de punta normalizada más bajas (Figura 37b), altos excesos de presión normalizados (Figura 37c) y valores de razón de fricción ligeramente inferiores en el tramo 10 – 21m (Figura 37d). También, se observa que, en profundidades mayores a 21 m, los resultados de ambos sondajes son similares.

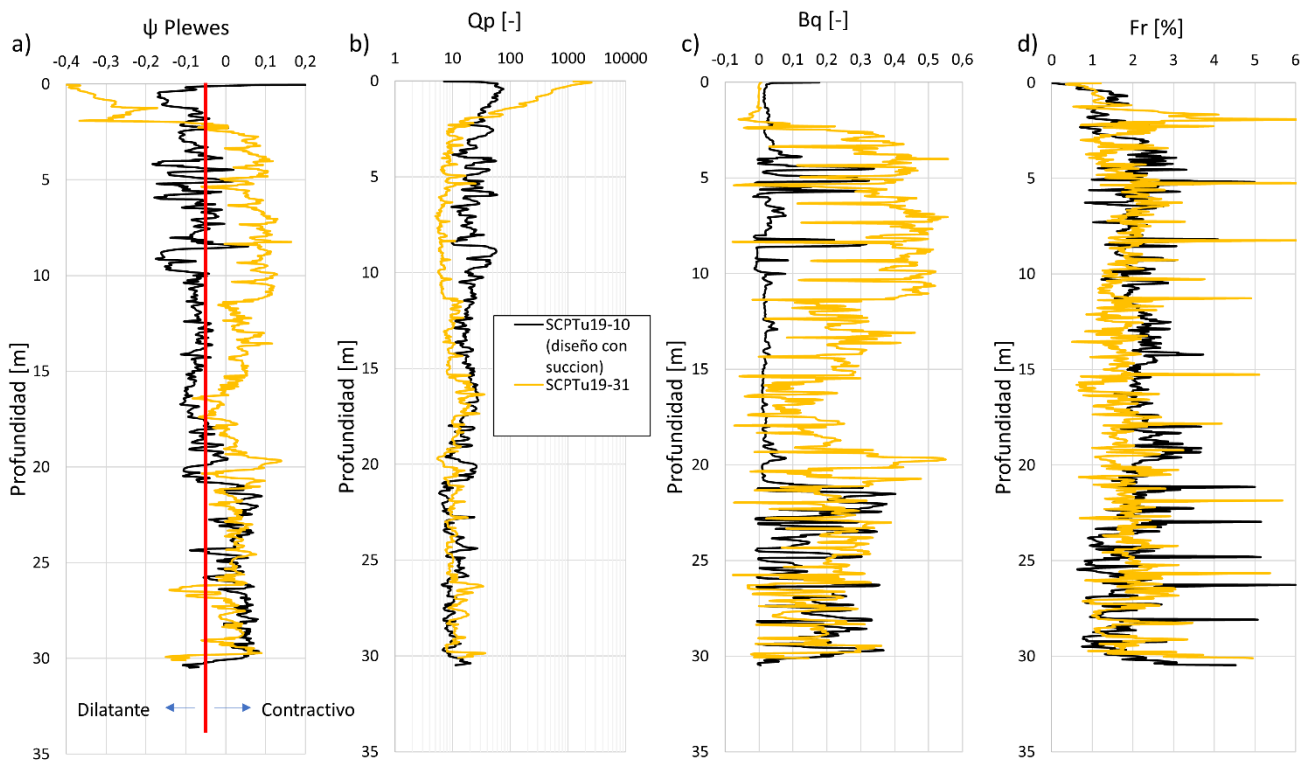


Figura 37. Comparación de la aplicación del método de Plewes en los sondajes SCPTu19-10 y SCPTu19-31. a) Parámetro de estado (Plewes), b) Resistencia de punta normalizada, c) Exceso de presión de poros normalizado y d) Razón de fricción.

De esta sección, se concluye que la interpretación del estado in-situ mediante la metodología de Plewes debe ser calibrada con ensayos SWCC y estimación del grado de saturación en profundidad a partir de muestras cuando se desea hacer la evaluación en relaves espesados, producto de su saturación parcial. Si bien esta metodología es de rápida ejecución, sigue sin considerar los parámetros de estado crítico del material en estudio. De todas maneras, presenta un marco de referencia inicial para la estimación del comportamiento.

5.1.2. Interpretación mediante Soil Behaviour Type (SBT)

Una interpretación de las mediciones de penetración de cono es la del Tipo de Comportamiento de Suelo (*SBT: Soil Behaviour Type*), el cual es un sistema de clasificación de suelos basado en su comportamiento in-situ. Generalmente, se atribuyen descripciones texturales, como la arena y la arcilla, a una cierta combinación de resistencias de punta y fuste medidas por la sonda en el proceso de hincado. Por ejemplo, cuando se exhibe una resistencia de punta relativamente alta y un fuste relativamente bajo, se dice que el suelo se comporta como un tipo de arena, mientras que cuando se tiene una resistencia de punta baja y un fuste alto, se dice que el suelo se comporta como una arcilla. También existen clasificaciones intermedias, caracterizadas por comportamientos similares al limo.

Robertson propuso este sistema el año 1990 y ha mantenido constantes modificaciones en el transcurso del tiempo. El SBT utilizado en este trabajo corresponde a la actualización de Robertson (2016), donde además de indicar el tipo de comportamiento en relación con una descripción textural, se indica también el comportamiento basado en el estado del suelo (contractivo/dilatante) a partir de una curva que distingue entre dichos estados. La interpretación SBT de Robertson (2016)

se presenta en la Figura 38. El límite indicado como $CD = 70$ corresponde a la estimación de la transición entre comportamiento contractivo y dilatante del material, que también considera una cota inferior representada por una línea curva punteada. Las líneas segmentadas delimitan índices de comportamiento de suelo de Robertson (1990). El fuste utilizado es la razón de fricción expuesta anteriormente en la ecuación 21.

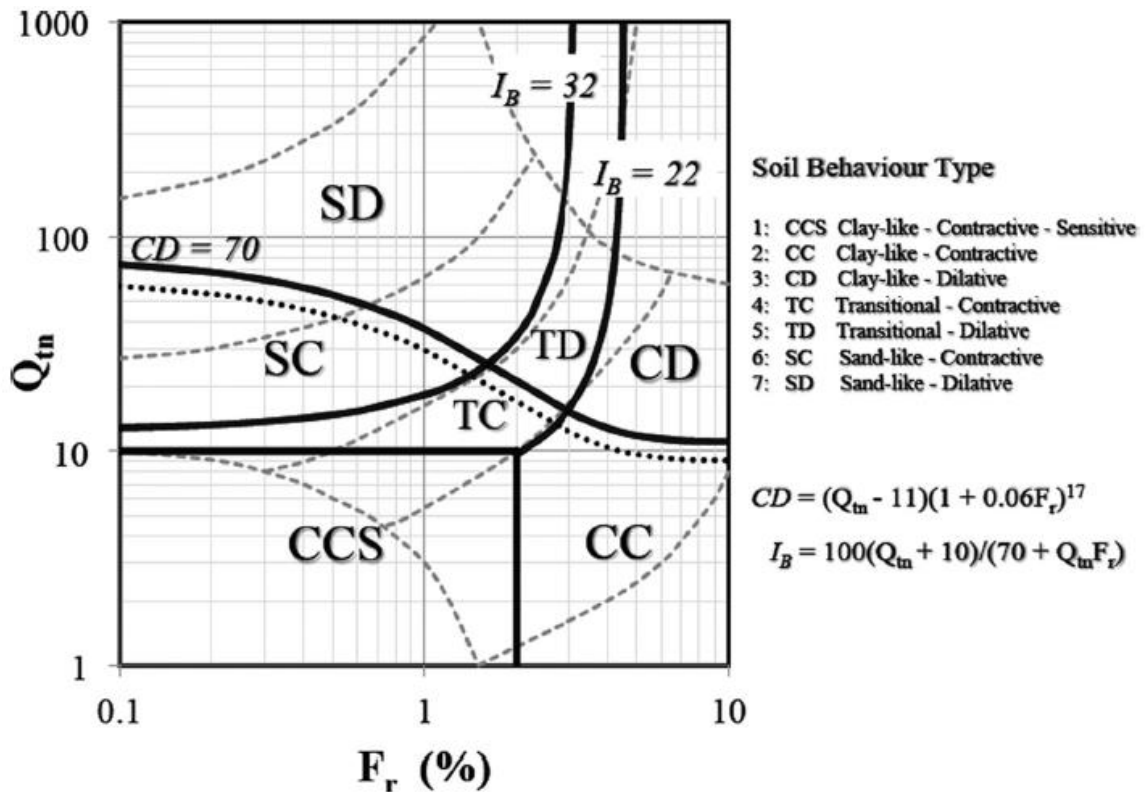


Figura 38. Gráfico propuesto de SBTn actualizado, basado en $Q_{tn} - F_r$ (líneas sólidas muestran los límites del tipo de comportamiento de suelo y líneas segmentadas muestran los límites propuestos por Robertson 1990). (Fuente: Robertson, 2016).

El cálculo de la resistencia de punta normalizada de Robertson (Q_{tn}) se hace de forma iterativa como indica la Figura 39. En términos simples, se calcula la resistencia de punta (Q_{tn}), razón de fricción (F_r ó F) e índice de comportamiento (I_c) con un exponente de esfuerzo inicial $n = 1.0$. Luego, como la ecuación de n depende de I_c y éste de Q_{tn} , se calcula n a partir de los parámetros iniciales, y con ello, se vuelven a recalcular Q_{tn} e I_c en virtud de dicho n . El proceso iterativo se realiza hasta que la diferencia entre el exponente de esfuerzo anterior y el siguiente sea inferior a 0.01 ($\Delta n \leq 0.01$).

La iteración se realiza para cada intervalo de profundidad del sondaje en estudio. Hay que considerar que los sondajes presentan mediciones cada 2.5 cm. Para efectos prácticos de utilización de planillas de cálculo, se considera minimizar el valor de Δn de cada medición sujeto a las variaciones de los parámetros n_i mediante el complemento Solver de Excel.

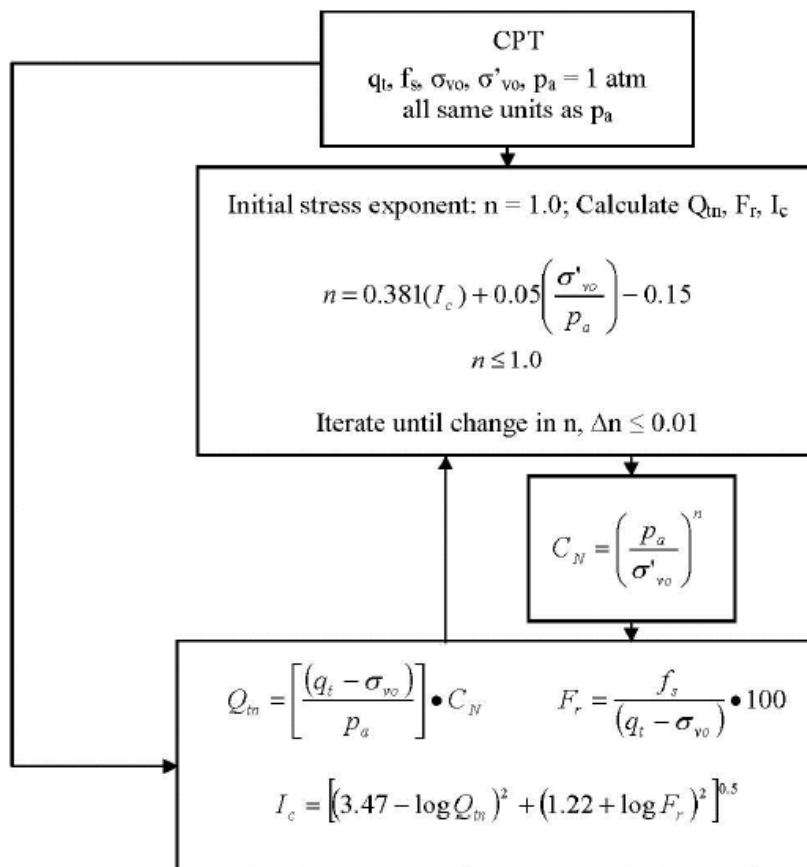


Figura 39. Cálculo de parámetro de resistencia de punta normalizada (Q_{tn}), índice de comportamiento de suelo (I_c) y razón de fricción (F_r). (Fuente: Robertson y Cabal (2015)).

De forma análoga a la interpretación anterior, también se cuenta con un gráfico de Soil Behaviour Type de Been y Jefferies (2016), con las diferencias que en el eje ordenado se expresa la resistencia efectiva normalizada de punta $Q_p (1 - B_q) + 1$ y que se presentan curvas de parámetro de estado. Este gráfico permite ser correlacionado de mejor manera con la interpretación de Plewes a partir de los rangos de ψ que presentan las curvas de colores en la Figura 40.

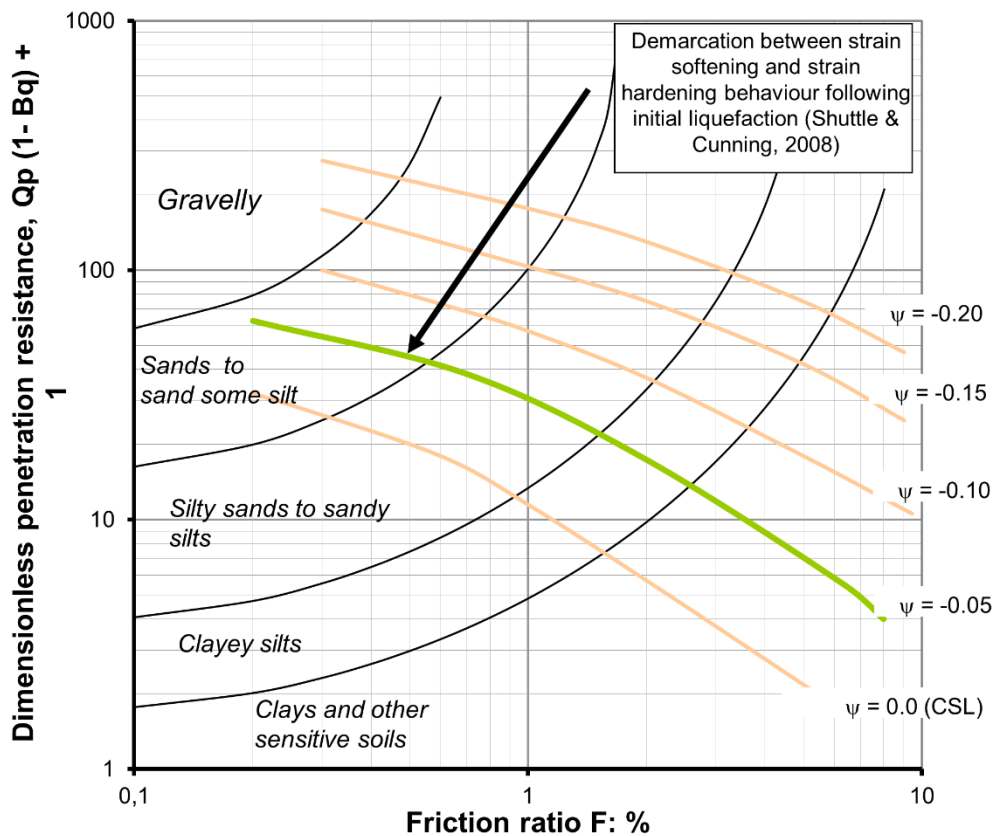


Figura 40. Interpretación SBT de Been y Jefferies.

La Figura 41 muestra los gráficos SBT (de Robertson y de Been y Jefferies) para el sondaje SCPTu19-10 cuando se consideran presiones de poros que incluyen efectos de succión (puntos rojos) y cuando no (puntos negros), tal como se definen en la Figura 25.

Cuando no se consideran efectos de succión, se puede observar en el gráfico de Robertson (Figura 41a) una densidad de puntos en la zona “TD”, que indica una tendencia de comportamiento ligeramente dilatante, y otra densidad de puntos entre las zonas “CCS” y “CC”, que indican un comportamiento contractivo con tipo de comportamiento equivalente a una arcilla.

Por otro lado, cuando se consideran los efectos de succión, los Q_{tn} disminuyen, por lo que el primer grupo de puntos se concentran en la zona TC, en lugar de la zona TD, y el segundo grupo de puntos se mantiene en la misma zona CCS – CC.

La Figura 41b corresponde a la interpretación SBT de Been y Jefferies. Se observa sistemáticamente un corrimiento de la línea que representa la demarcación entre comportamiento contractivo y dilatante con respecto al gráfico de Robertson, ya que las zonas que anteriormente se presentaban dilatantes sin efectos de succión y contractivas con efectos con succión, en este caso ambas se considerarían dilatantes, con la salvedad de que la interpretación con succión se encontraría más cerca del límite superior de cambio de comportamiento. Por otro lado, sigue existiendo la misma zona contractiva que anteriormente se denominaba zona “CCS – CC” para ambos casos con y sin succión, pero con la salvedad de que en este gráfico se indica que aquella zona se encuentra en torno a la línea de estado crítico ($\psi = 0$).

La Figura 42 también muestra los gráficos SBT de Robertson y de Been y Jefferies para los casos con y sin efectos de succión, considerando la profundidad de las mediciones (dichas profundidades se delimitan por las zonas indicadas por el parámetro de estado en la interpretación de Plewes en la Figura 36).

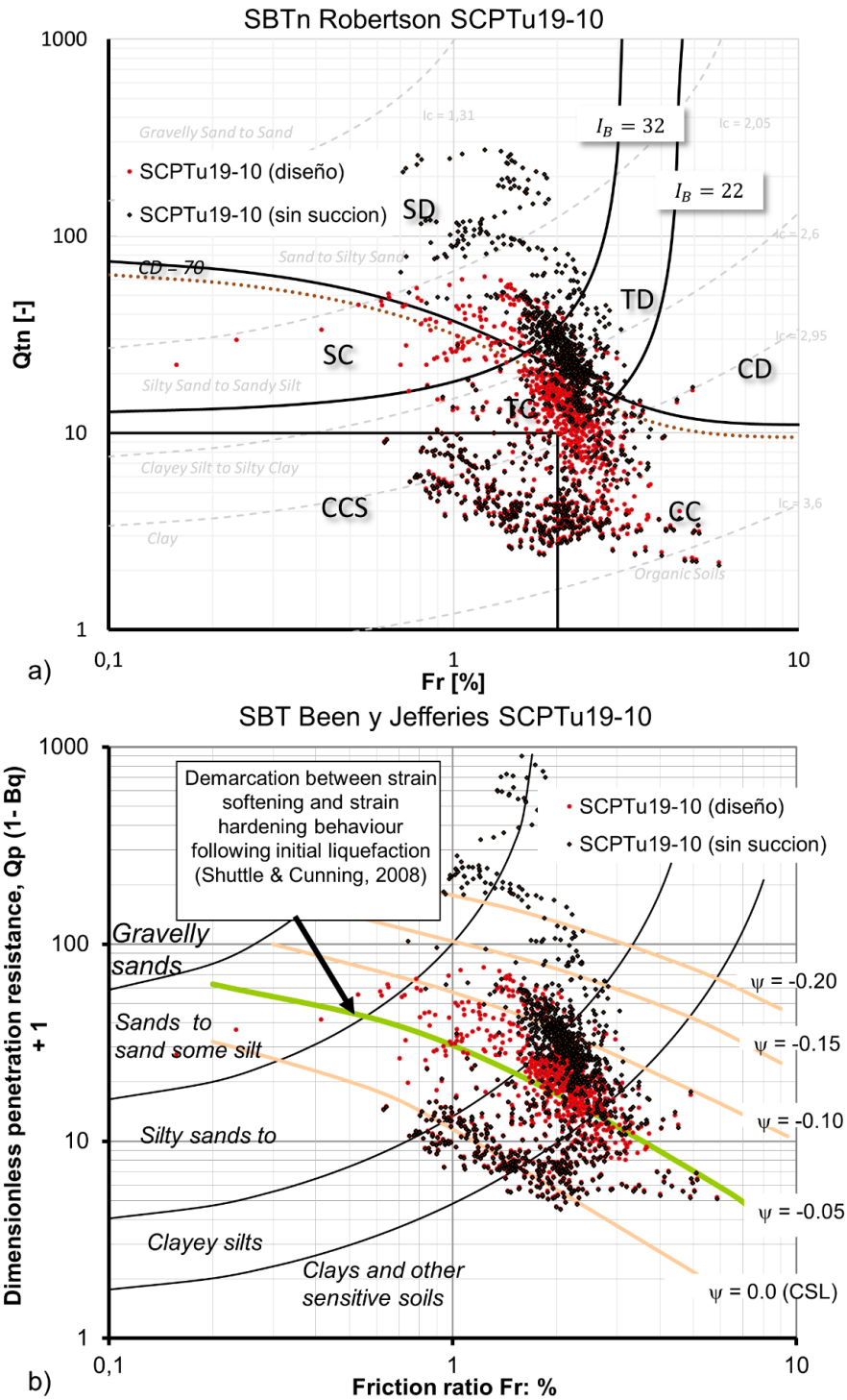


Figura 41. a) SBTn de Robertson, b) SBT de Been y Jefferies. SCPTu19-10.

De manera general, primero, se observa que las interpretaciones sin succión (Figura 42b y d) presentan mayor variabilidad en la vertical con respecto a las interpretaciones que consideran efectos de succión (Figura 42a y c), sobre todo en profundidades someras, donde la dilatación se sobreestima considerablemente. En segundo lugar, se observa que las zonas que se identificaban como “TC” y “TD” con y sin efectos de succión, respectivamente, en la Figura 41a, representan a las profundidades entre 4 y 21m, aproximadamente. En particular, el tramo 10 – 21m parece presentar las mayores variaciones de comportamiento dependiendo de la interpretación, pero siempre entorno al límite de cambio de comportamiento de las dos versiones de SBT. Si se analiza con detención, los gráficos SBT de Been y Jefferies son los que se asemejan con mejor equivalencia a la interpretación del parámetro de estado de Plewes (Figura 36), ya que en los primeros 4m y en el tramo 10 – 21m se encuentran zonas dilatantes, en el tramo 21 – 31m es marcadamente contractivo y en los demás tramos se presentan transiciones de comportamiento.

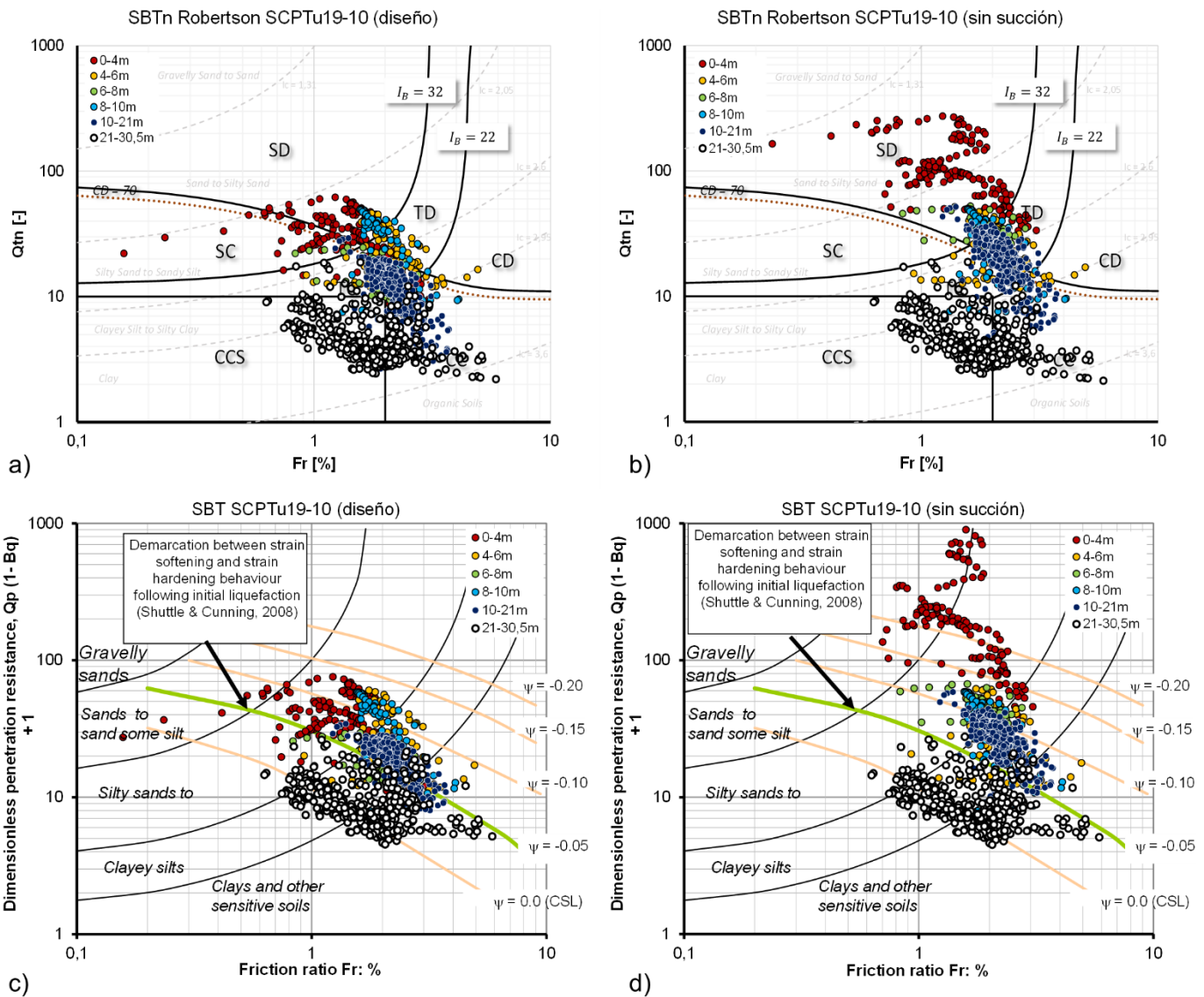


Figura 42. a) SBTn Robertson incorporando succión, b) SBTn Robertson sin succión, c) SBT Been y Jefferies incorporando succión, d) SBT Been y Jefferies sin succión. SCPTu19-10.

La correlación mencionada se debe claramente a que ambas interpretaciones (de Plewes y SBT de Been y Jefferies) utilizan los mismos parámetros normalizados Q_p y B_q .

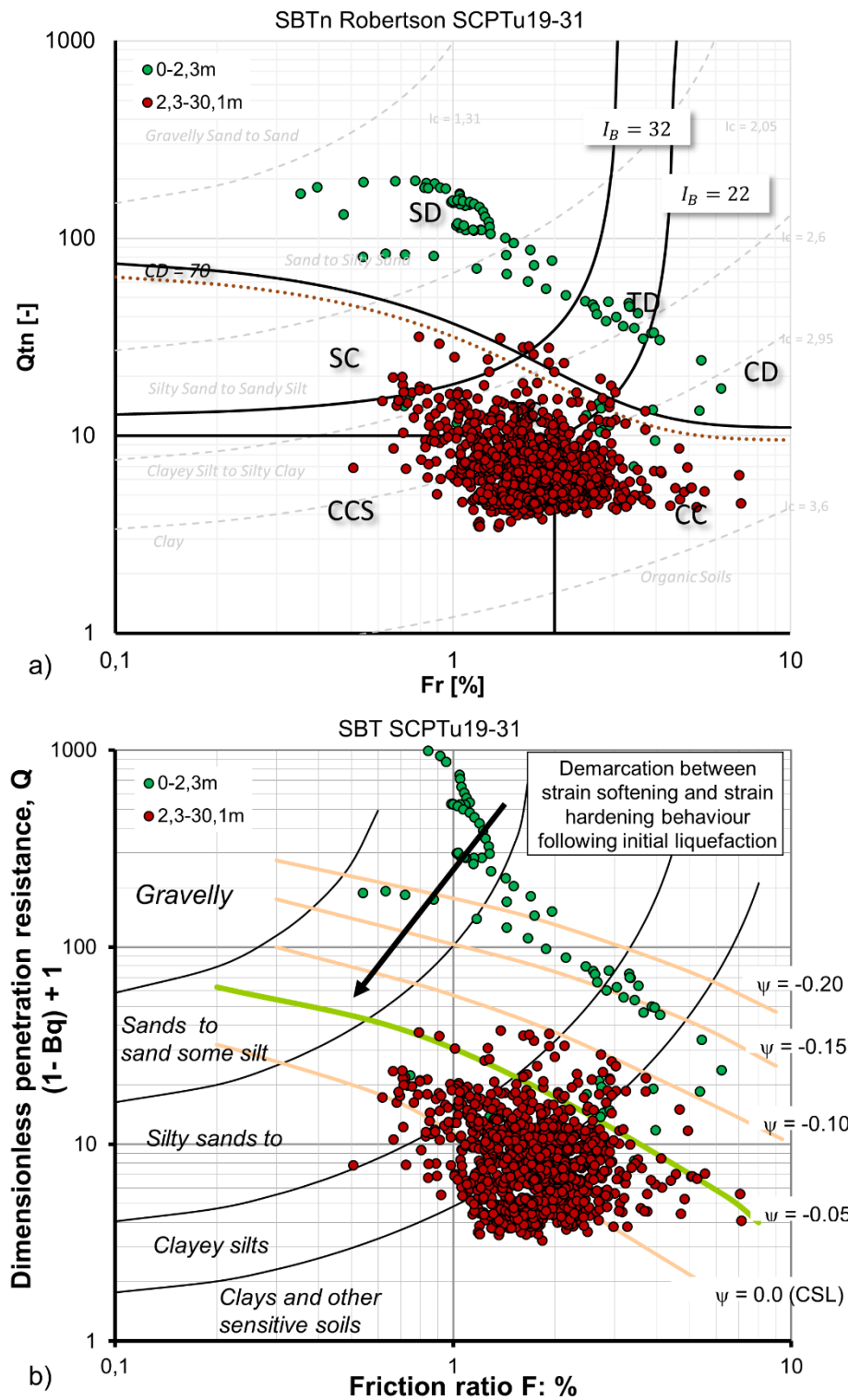


Figura 43. a) SBTn de Robertson, b) SBT de Been y Jefferies. SCPTu19-31.

La Figura 43 presenta ambas versiones de SBT del sondaje SCPTu19-31 para mantener la comparación sistemática con el sondaje SCPTu19-10 que se ha realizado a lo largo del capítulo. En este caso, no se necesita alguna incorporación de efectos de succión, ya que esta zona se encuentra saturada. El nivel freático se encuentra cercano a los 2.30m, con lo que se deduce que profundidades menores se encuentran relativamente secas. Por este motivo, en el tramo 0 – 2.30m los comportamientos son dilatantes y a profundidades mayores (entre 2.30 y 30.1m) son claramente contractivos en ambos gráficos.

Las interpretaciones mediante SBT se basan únicamente en la respuesta de las pruebas de penetración de cono que presenta el relave, a diferencia de la interpretación de Plewes que, además de incorporar la información CPTu, se calibra mediante pruebas de cámaras de calibración de datos históricos de otros suelos. En todos los casos, para relaves espesados, debe tenerse en cuenta los efectos de succión, por lo cual la incorporación de ensayos de laboratorio es prácticamente necesaria para evitar sobreestimaciones de resistencia. De no considerarse, la interpretación SBT asume que el material se encuentra más denso de lo que realmente es y basa su resistencia bajo aquella aseveración, pero lo que realmente sucede es que el material presenta menor densidad, pero mayor presión de succión que genera atracción entre las partículas. En el momento en que el agua de capas depositadas recientemente comience a percolar hasta zonas que presentan succión, esta resistencia adicional se perdería, se generarían mayores presiones de poro de agua y las tensiones efectivas disminuirían considerablemente, lo cual puede generar transiciones de comportamientos dilatantes a contractivos.

5.2. Interpretación SCPTu con Muestras para Calibración

En la sección anterior, se han propuesto 3 metodologías para la estimación del parámetro de estado a partir de la interpretación de sondajes SCPTu sin calibración con ensayos de laboratorio (una a partir del parámetro de estado según Plewes y otras dos mediante el tipo de comportamiento de suelo SBT). Como se ha mencionado reiteradas veces, para el caso del relave espesado necesariamente se debe incluir los efectos de succión, pero dichas metodologías pueden aplicarse como una aproximación en relaves convencionales o incluso espesados que no presenten efectos de succión, sin necesariamente contar con calibración mediante ensayos de laboratorio.

En esta sección se presentan interpretaciones del SCPTu para estimar el parámetro de estado haciendo uso de pruebas triaxiales de compresión isotrópica drenados y no drenados. Estos ensayos sirven para calibrar el modelo NorSand que permite obtener parámetros de entrada para la ejecución de simulaciones numéricas de procesos de Expansión de Cavidad Esférica análogos a las pruebas de cámara de calibración, cuyo resultado serán los parámetros k y m que permiten relacionar el parámetro de estado con las resistencias adimensionales del SCPTu.

5.2.1. Proceso de Expansión de Cavidad Esférica

La expansión de cavidad esférica es una simulación numérica que representa la expansión de una cavidad de geometría esférica en un material caracterizado por el modelo constitutivo NorSand, que representa e idealiza un volumen de control de suelo en proceso de expansión cuando la sonda CPT se está hincando en el material y cizallándolo hasta llevarlo a su estado crítico. Esta expansión numérica, que se resuelve con elementos finitos, genera una gran deformación que reproduce una presión límite, vinculable a la resistencia de punta del CPT. Como la malla de elementos finitos

está caracterizada con propiedades del relave en estudio y la presión límite es una respuesta de la simulación, es posible relacionar el estado del material (a través del parámetro de estado, ψ) con la resistencia límite de la expansión, de forma análoga a lo que sería vincular el estado del suelo (ψ) con la resistencia de punta del CPT.

Este procedimiento ha sido aplicado y validado por Shuttle y Cunning (2007) en los relaves limosos de la presa Rose Creek. También ha sido aplicado en relaves de la mina Neves Corvo, en Portugal (Shuttle & Jefferies, 2016) y los relaves limosos estudiados por Sottile et al. (2019). Además, se ha ejecutado en los peritajes asociados a los reportes de las fallas ocurridas en las presas de Fundão (Morgenstern et al., 2016) y Feijão Brumadinho (Robertson et al., 2019).

La herramienta utilizada para realizar esta simulación es el programa de elementos finitos CPT-Widget, desarrollado para la calibración específica de suelos con CPT (Shuttle, 2016). CPT-Widget es de acceso libre y su guía es complementaria al documento de Shuttle y Jefferies (2016).

La virtud de realizar una simulación con geometría esférica es que el proceso de expansión depende únicamente de una variable radial (1D). Si bien el hincamiento del cono del CPT no genera precisamente una expansión esférica, se ha trabajado un factor de forma en el código del software de Shuttle (2016) que corrige este aspecto para representar de mejor manera la expansión que generaría el cono de la sonda.

El esquema del proceso de expansión de cavidad que permite calcular el esfuerzo efectivo límite se presenta en la Figura 44. El procedimiento práctico de ejecución se encuentra en el Anexo C.

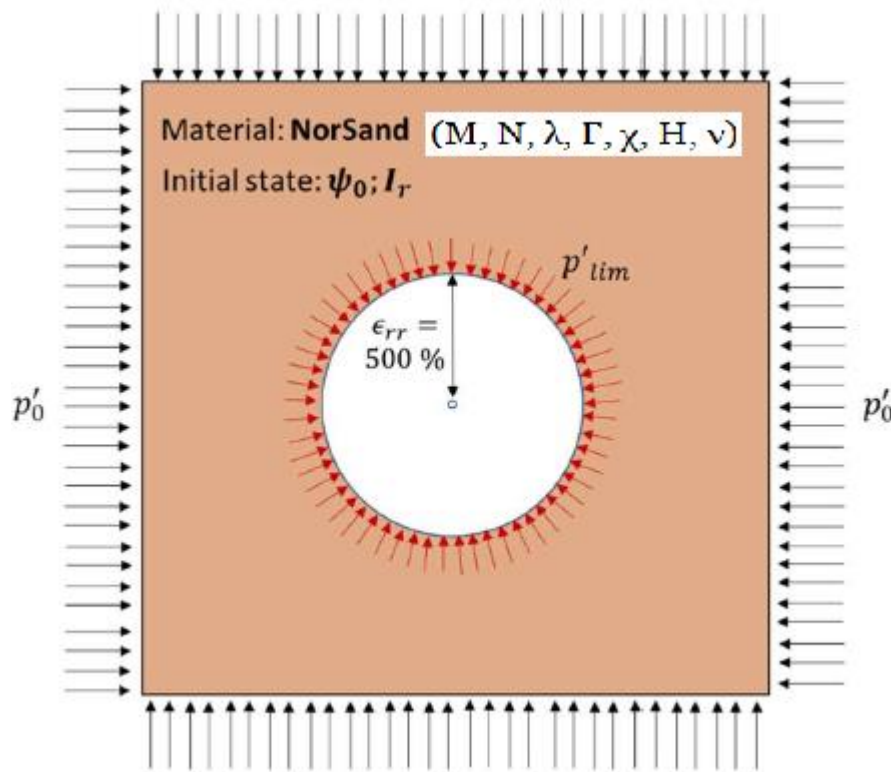


Figura 44. Esquema del proceso de expansión de cavidad esférica usando NorSand y CPT-Widget. (Fuente: Shuttle y Jefferies, 2016).

Tal como se explica en Sottile et al. (2019), el método utiliza un modelo constitutivo dependiente del parámetro de estado para calcular numéricamente varias resistencias de agrupamiento adimensionales del suelo para diferentes condiciones iniciales $p'_0 - \psi - I_r$, representarlas en el espacio $\ln(Q_p(1 - B_q) + 1)$ v/s ψ ; y determinar los parámetros k y m . Con esto, se calcula ψ en función de las resistencias CPT efectivas adimensionales $Q_p(1 - B_q) + 1$ de terreno.

Como gran parte de los pasos está automatizado, el usuario sólo debe:

1. Calibrar NorSand.
2. Ejecutar CPT-Widget.
3. Obtener resultados y ajustar manualmente los parámetros k y m .

Concerniente al procedimiento teórico, puede resumirse de la siguiente manera:

1. La resistencia de punta total calculada numéricamente por CPT-Widget es:

$$q_t^* = C_q p'_{lim} + u \quad (22)$$

Donde q_t^* es la resistencia total de punta de CPT-Widget, C_q el factor de forma que corrige la geometría de la Expansión de Cavidad a la geometría del cono (este factor está calibrado internamente en el software, el cual generalmente depende del parámetro de estado. Para arenas, Sottile et al. (2019) mencionan que es $C_q = 3,2e^{-2,4\psi}$), p'_{lim} es la tensión límite efectiva de la cavidad radial y u la presión de poro obtenida de la expansión radial numérica.

2. Con el valor de q_t^* , se calcula la resistencia normalizada de la punta del cono y el exceso de presión de poros:

$$Q_p = \frac{q_t^* - p_0}{p'_0} \quad (27)$$

$$B_q = \frac{u_c - u_0}{q_t^* - p_0} \quad (28)$$

Donde p_0 es la presión media inicial total, p'_0 la presión media inicial efectiva, u_0 la presión de poros inicial, u_c la presión de poros inducida por el cizallamiento calculada numéricamente con CPT-Widget.

3. La agrupación adimensional $Q_p(1 - B_q) + 1$ está relacionada con las mediciones de campo de SCPTu por:

$$Q_p(1 - B_q) + 1 = \frac{q_t^* - u_c}{p'_0} (CPT - Widget) \sim \frac{q_t - u_2}{p'_0} (SCPTu) \quad (29)$$

Donde q_t^* se aproxima con la resistencia de punta q_t y u_c con la presión de poros u_2 , con lo cual se da una relación única y directa entre los resultados numéricos y las mediciones del cono, donde la conexión es la resistencia del suelo adimensional.

4. Finalmente, el parámetro de estado se obtiene como:

$$\psi = \frac{-1}{m} \cdot \ln \left(\frac{Q_p(1-B_q)+1}{k} \right) \quad (30)$$

En las siguientes secciones del Capítulo se presentan dos casos de evaluación:

(1) Ejecución de simulaciones numéricas en muestras puntuales. En este escenario, se obtienen los parámetros k y m en función de los parámetros NorSand calibrados para las dos muestras extraídas del sondaje SCPTu19-10 ensayadas en triaxiales.

(2) Propagación de las tendencias de k y m en el perfil para la ejecución de una interpretación modificada de Plewes mediante Expansión de Cavidad. En este escenario, se obtienen los parámetros k y m en función de los parámetros NorSand calibrados para las cinco series de ensayos triaxiales de la campaña. Con estos valores, se calibran las tendencias de los gráficos de k y m y de $F_r - \lambda_{10}$ de Plewes (1992) para el relave en estudio.

5.2.2. Simulación numérica de Expansión de Cavidad Esférica en Zonas Puntuales

Estas simulaciones puntuales pueden ejecutarse en dos zonas del sondaje SCPTu19-10.

La primera corresponde al tramo entre 8.90 y 9.50m, lugar de extracción de una muestra que fue ensayada, de manera remoldeada, en la cámara triaxial, considerando probetas a 200, 600 y 1200 kPa en condición no drenada.

La segunda corresponde al tramo entre 15 y 15.60m, lugar de extracción de una muestra ensayada en triaxial bajo condición drenada considerando probetas a 200, 600 y 1200 kPa.

Ambas series de ensayos corresponden a aquellas con nomenclatura CIU3 y CID, respectivamente, vistas en la Tabla 2 de la sección 2.6.

Los parámetros de estado crítico, plasticidad y elasticidad, calibrados con NorSand e ingresados a la simulación, se presentan en la Tabla 4.

Tabla 4. Parámetros de estado crítico, plasticidad y elasticidad utilizados en las simulaciones.

Parámetro/Muestra (z)	CIU3 (8.90-9.50m)	CID (15-15.60m)
Γ (@1kPa)	0.88	0.925
λ_{10}	0.146	0.165
M_{tc}	1.45	1.45
N	0.25	0.28
χ	4.0	4.0
H	120-800 ψ	30
ν	0.2	0.3

Las condiciones de confinamiento, estado y rigidez utilizados en la simulación se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5. Combinaciones de confinamiento, estado y rigidez utilizados en las simulaciones de Expansión de Cavidad.

Rangos / Muestra	CIU3	CID
p'_0	100 – 200 kPa	235 – 245 kPa
ψ	[-0.2] – [-0.15] – [-0.1] – [-0.05] – [0] – [0.05] – [0.1]	[-0.2] – [-0.15] – [-0,1] – [0] – [0.1] – [0.15] – [0.2]
I_r	200 – 230 – 260 – 290	680 – 720 – 760 – 780

Con estos valores, se obtienen las siguientes gráficas semi-log de resistencia CPT efectiva adimensional en función del parámetro de estado (Figura 45 y Figura 46).

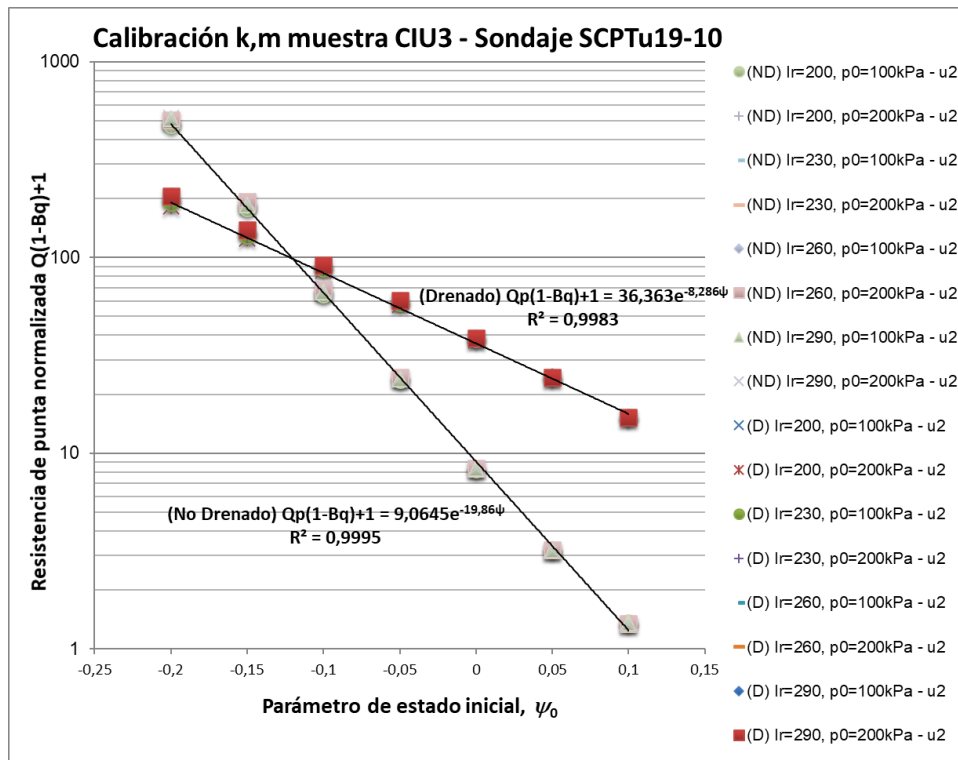


Figura 45. Resultados de calibración de parámetros k,m con propiedades de muestra CIU3. Condiciones drenadas y no drenadas.

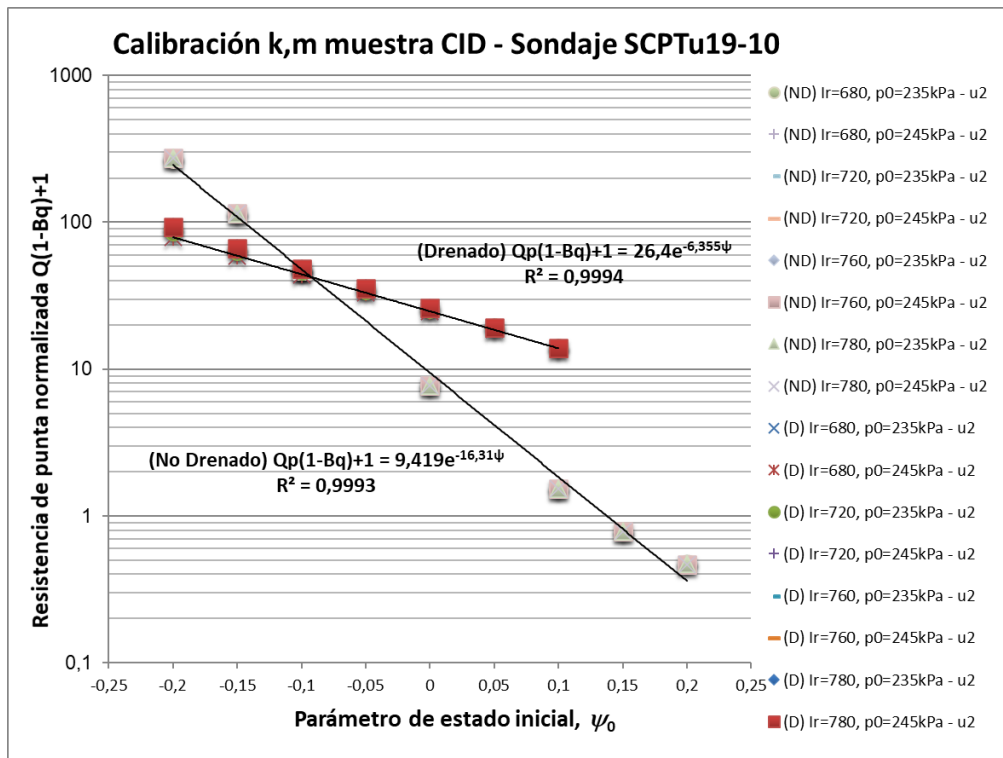


Figura 46. Resultados de calibración de parámetros k,m con propiedades de muestra CID. Condiciones drenadas y no drenadas.

Se observa que las tendencias no presentan sesgo por las variaciones de índice de rigidez ni confinamiento, pero sí presentan variaciones dependiendo de su condición de drenaje.

Los parámetros k, m drenados y no drenados que han sido calibrados para ambas muestras se presentan en la Tabla 6.

Tabla 6. Resultados de los parámetros de inversión calibrados en dos muestras.

Parámetro / Muestra (condición)	CIU3 (drenado)	CIU3 (no drenado)	CID (drenado)	CID (no drenado)
k	36.363	9.065	26.4	9.419
m	8.286	19.86	6.355	16.31

Se observa que los parámetros k y m de la condición drenada son mayores y menores, respectivamente, en comparación con k y m de la condición no drenada. Lo anterior es consistente con la interpretación de resistencia CPTu. Por ejemplo, si se tiene un valor de $Q_p(1 - B_q) + 1 = 30$ encontrada en la zona de extracción de la muestra CID, bajo una condición drenada del relave, entonces es de esperarse que aquella capa se encuentre ligeramente suelta y, por ende, presente un comportamiento ligeramente contractivo, pero si la condición desarrollada es no drenada, significa que esa resistencia de punta es relativamente alta y es de esperarse que aquella capa se encuentre ligeramente más densa que en el caso anterior. Este efecto, aparentemente contraintuitivo, surge debido a que la resistencia CPT es el parámetro de entrada en el problema inverso y no la respuesta. El valor de resistencia efectiva CPT adimensional es lo que se logra encontrar en el depósito, pero se desconoce si la respuesta de la carga será drenada o no drenada.

Las condiciones de drenaje se ven influenciadas por las permeabilidades del material, las velocidades de carga y los grados de saturación en las diferentes zonas del depósito, lo cual complejiza la evaluación del comportamiento y debe emitirse juicio experto más crítico para estas interpretaciones. Los órdenes de magnitud de las permeabilidades pueden estimarse, pero los grados de saturación y velocidades de carga quedan en función de las condiciones de operación del relave, transformándose en un problema con directrices dinámicas que quedan fuera del alcance de interpretación estática. Por este motivo, se presentan los dos escenarios con parámetros de inversión calibrados (condiciones drenadas y no drenadas), para eventualmente generar una banda de posibles comportamientos.

Los resultados de parámetro de estado en las dos zonas puntuales de análisis se presentan en la Figura 47.

En ambos tramos se observa que la interpretación de la metodología bajo distintas condiciones de drenaje conlleva a distintos comportamientos. En el caso no drenado en el tramo 8.9 – 9.5m se observa comportamiento dilatante ($\psi > -0.05$), mientras que en el tramo 15 – 15.6m se observa

completo estado crítico ($\psi \approx -0.05$). En los casos drenados se observa principalmente comportamientos contractivos, pero estado crítico entre los 8.9 y 9 metros. También se puede observar que bajo condición no drenada las variaciones de ψ son menos acentuadas con respecto al caso drenado.

En la Figura 48, la curvatura de ψ en el tramo 9.15 – 9.35 m (zona roja achurada) se debe a la detección de altas presiones de poro instantáneas, las cuales repercuten en una fuerte disminución de la resistencia de punta (de 7 a 2 MPa) y también disminución, en menor magnitud, del fuste (de 100 a 50 kPa).

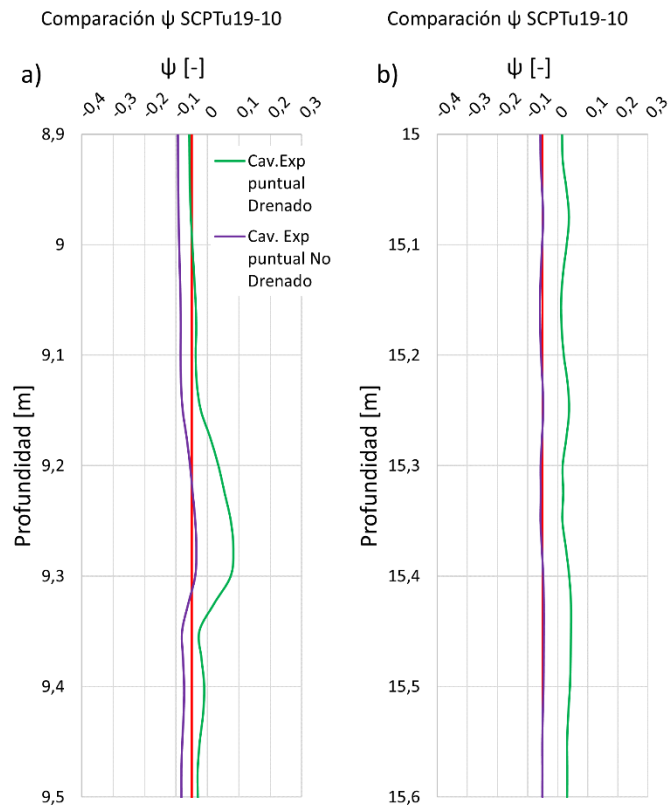


Figura 47. Estimación de ψ a partir de simulaciones de Expansión de Cavidad Esférica en tramos con extracción de muestras y posteriormente ensayadas en triaxial. a) Tramo 8.9 – 9.5m, b) Tramo 15 – 15.6m. SCPTu19-10.

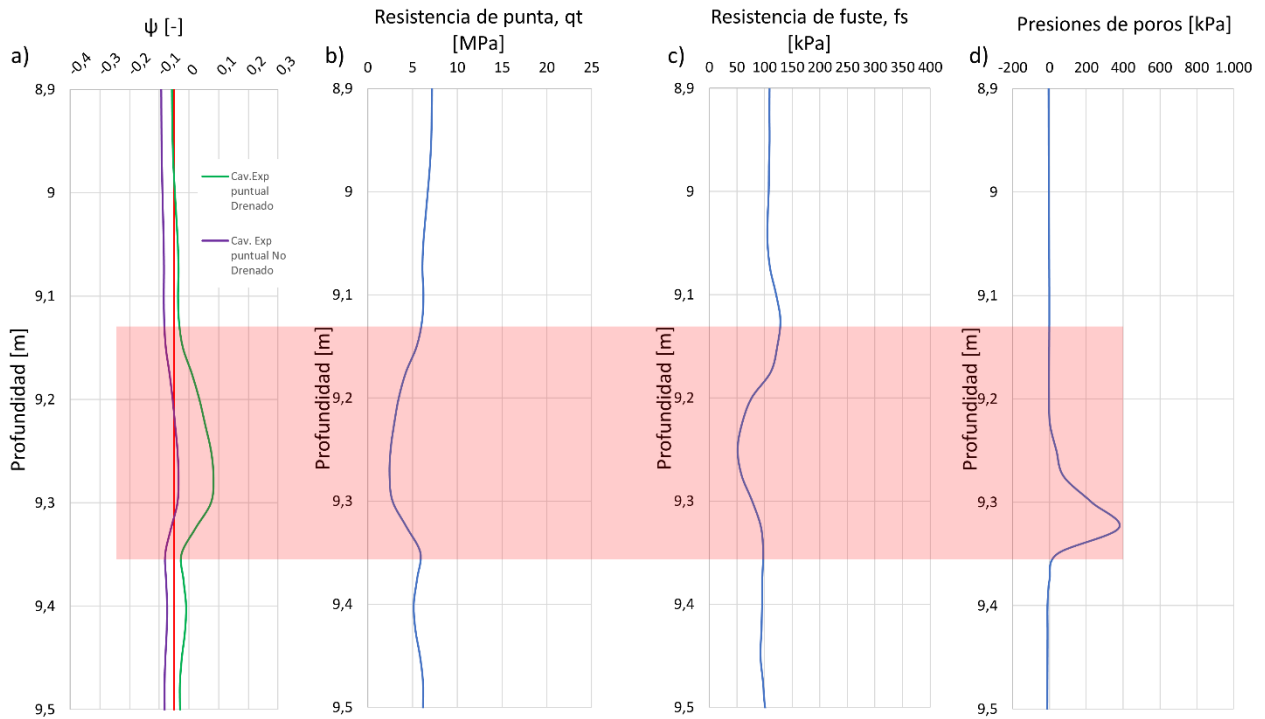


Figura 48. a) Parámetro de estado, b) Resistencia de punta, c) Resistencia de fuste y d) Presión instantánea de poros. Tramo 8.90 – 9.50m. SCPTu19-10.

La interpretación mediante simulaciones de Expansión de Cavidad Esférica en zonas específicas, a diferencia de la interpretación de Plewes, permite estimar el parámetro de estado a partir de calibración más precisa de los parámetros de inversión k, m para el relave en estudio. Las simulaciones numéricas son análogas a las pruebas de cámara de calibración, con la diferencia de que son ejecuciones virtuales y que pueden ejecutarse de manera repetida sin incurrir en el montaje físico de algún ensayo.

5.2.3. Modificación de Plewes mediante Simulaciones Numéricas de Expansión de Cavidad Esférica

En esta sección se detalla una interpretación que también utiliza simulaciones numéricas, pero considerando todos los casos de muestreo con ensayos triaxiales, con lo cual se pueden calibrar las tendencias de los gráficos de k, m y de $F_r - \lambda_{10}$ de Plewes (1992) para el relave en estudio (Figura 34 y Figura 35), sin incurrir en consideraciones de casos históricos previos.

En la sección anterior se presentaron los resultados de k, m para las muestras extraídas de una profundidad particular de un sondaje (SCPTu19-10) y que fueron ensayadas en la cámara triaxial. Ahora adicionalmente se presentan los resultados de k, m , drenados y no drenados, para las muestras de tipo compósito (resultantes de mezclar extractos de diferentes sondajes) que fueron ensayadas en cámara triaxial.

La dificultad de interpretar los compósitos se encuentra en establecer las condiciones de $p'_0 - \psi - I_r$, ya que no hacen referencia a una zona acotada o puntual de manera única, pero como se crean varias combinaciones de estado y confinamiento en CPT-Widget, es posible abordar tramos de mayor extensión. Por ejemplo, la muestra denominada “CIU2” (cuyo nombre es asignado dado que

pertenece a la serie de tres probetas ensayadas en el segundo ensayo triaxial no drenado) fue remodelada a partir de tres muestras extraídas en el sondaje SCPTu19-05 bajo los nombres de M1, M2, M3, pero se desconoce si esas rotulaciones pertenecen a muestras Mostap o Shelby o mezcla de ambos (los dos muestreadores presentaron los mismos nombres en la información otorgada, pero extracciones en diferentes profundidades); de igual manera, todas las muestras se obtienen en un rango de 1 a 10 metros, con lo cual es posible generar combinaciones de confinamiento, rigideces y estados acordes a dicho tramo de profundidad. Si se considera el caso de la muestra “CIU1”, el compósito se crea a partir de las muestras M7 y M8 del SCPTu19-02 y M8 del SCPTu19-03 (sondajes de un mismo sector), las cuales sólo son muestras Shelby y en un rango de profundidades entre 10 y 17 metros aproximadamente; lo anterior es suficiente para establecer rangos de $p'_0 - \psi - I_r$ que consideren la zona de análisis. El mismo argumento anterior se tiene para la muestra “CIU4”, pues resulta de la mezcla de las muestras M6 del sondaje SCPTu19-02 y M6 y M7 del sondaje SCPTu19-03.

Los resultados de k, m a partir de las simulaciones numéricas para estos tres últimos casos se pueden observar en los tres gráficos a continuación (ver valores numéricos de las ecuaciones de tendencias de calibración indicadas), los cuales son complementarios a los resultados de la Figura 45 y Figura 46.

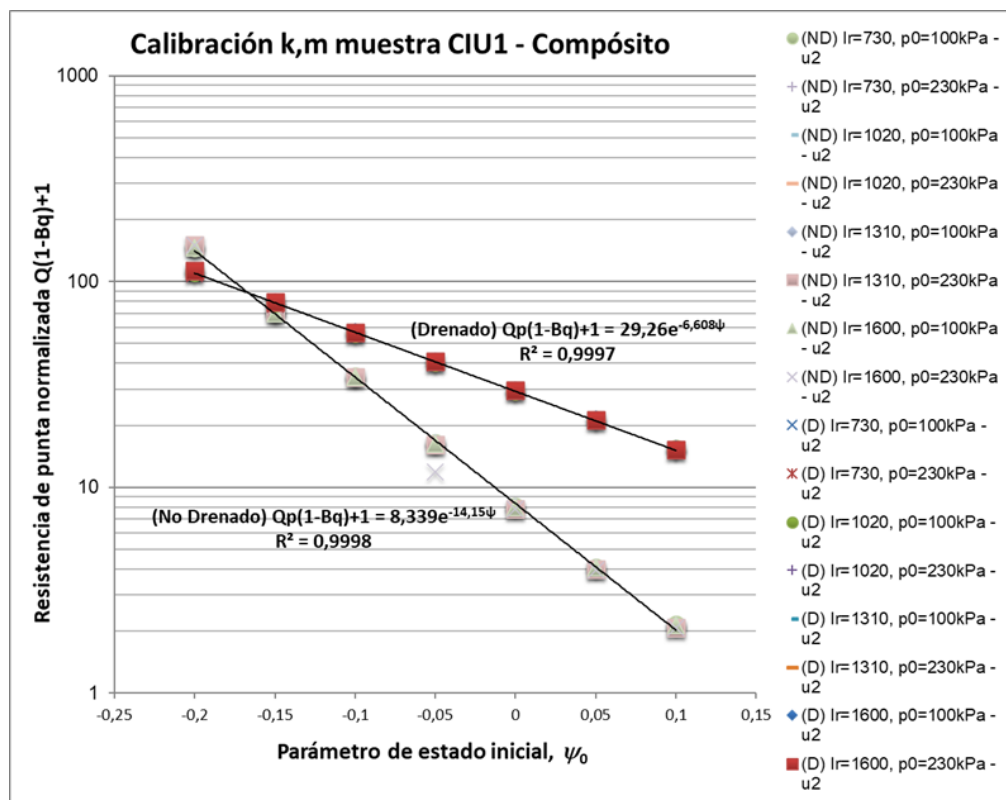


Figura 49. Resultados de calibración de parámetros k, m con propiedades de muestra CIU1. Condiciones drenadas y no drenadas.

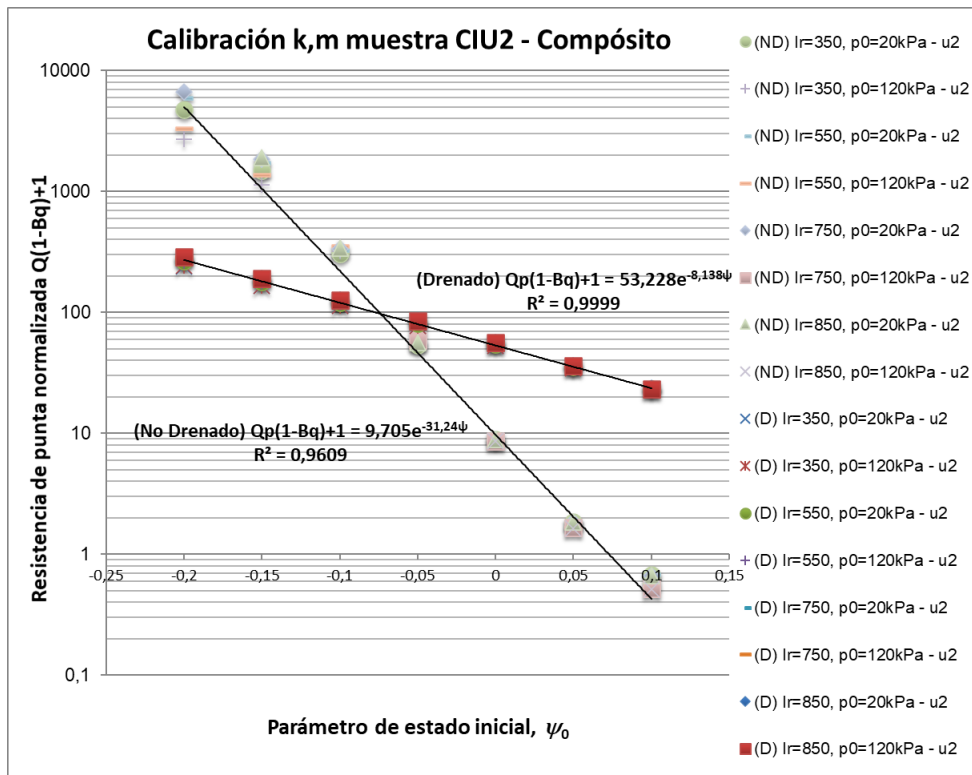


Figura 50. Resultados de calibración de parámetros k, m con propiedades de muestra CIU2. Condiciones drenadas y no drenadas.

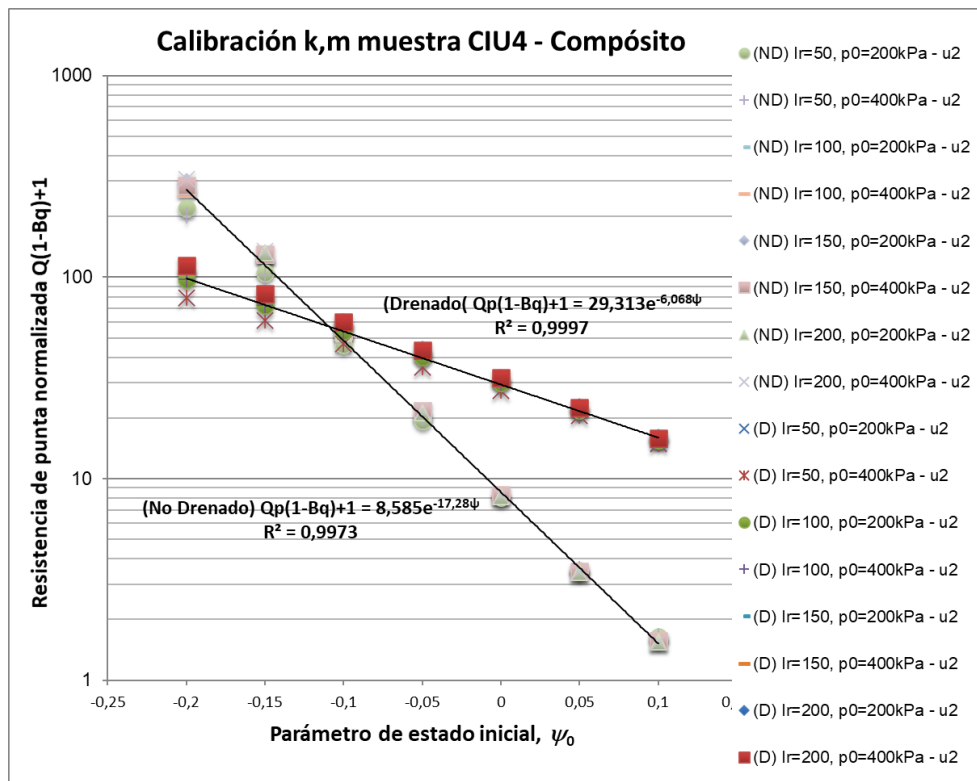


Figura 51. Resultados de calibración de parámetros k, m con propiedades de muestra CIU4. Condiciones drenadas y no drenadas.

Los resultados de k, m de los cinco casos se pueden graficar de forma superpuesta a las tendencias de la Figura 34 (calibradas por Been et al. (1988), Plewes et al. (1992) y Been y Jefferies (1992), vistas en Jefferies y Been (2016)). Hay que recordar que dichas gráficas han sido obtenidas a partir de pruebas de cámara de calibración de 13 materiales, mientras que los resultados de k y m superpuestos corresponden a simulaciones de Expansión de Cavidad Esférica, análogas al CPT.

La Figura 52 presenta la modificación a las tendencias de Plewes para el parámetro de ajuste k , mientras que la Figura 53 presenta la modificación para el parámetro m . Se puede observar que los valores de k en condición drenada (Figura 52a) se encuentran por sobre la tendencia estimada con pruebas de cámara de calibración de otros suelos, con un valor de $R^2 = 0.885$ aproximadamente, mientras que bajo condición no drenada (Figura 52b) la tendencia queda correctamente representada, pese a la desviación de la muestra CIU2. Esto significa que, en el estado crítico, si la carga en el relave es drenada, entonces su resistencia es mayor en comparación a una condición de carga drenada de la interpretación original de Plewes.

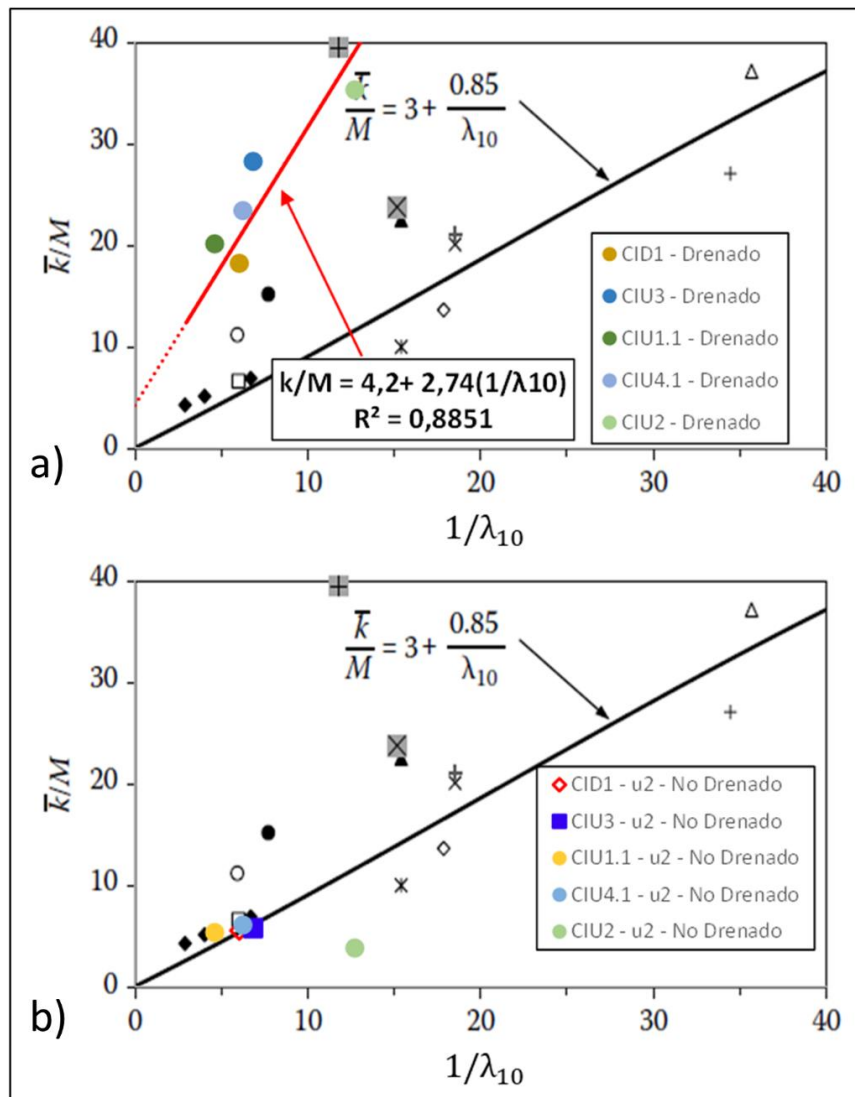


Figura 52. Modificación de tendencias de Plewes (1992) de k para el relave espesado del depósito en estudio. Consideraciones de simulaciones a) drenada y b) no drenada.

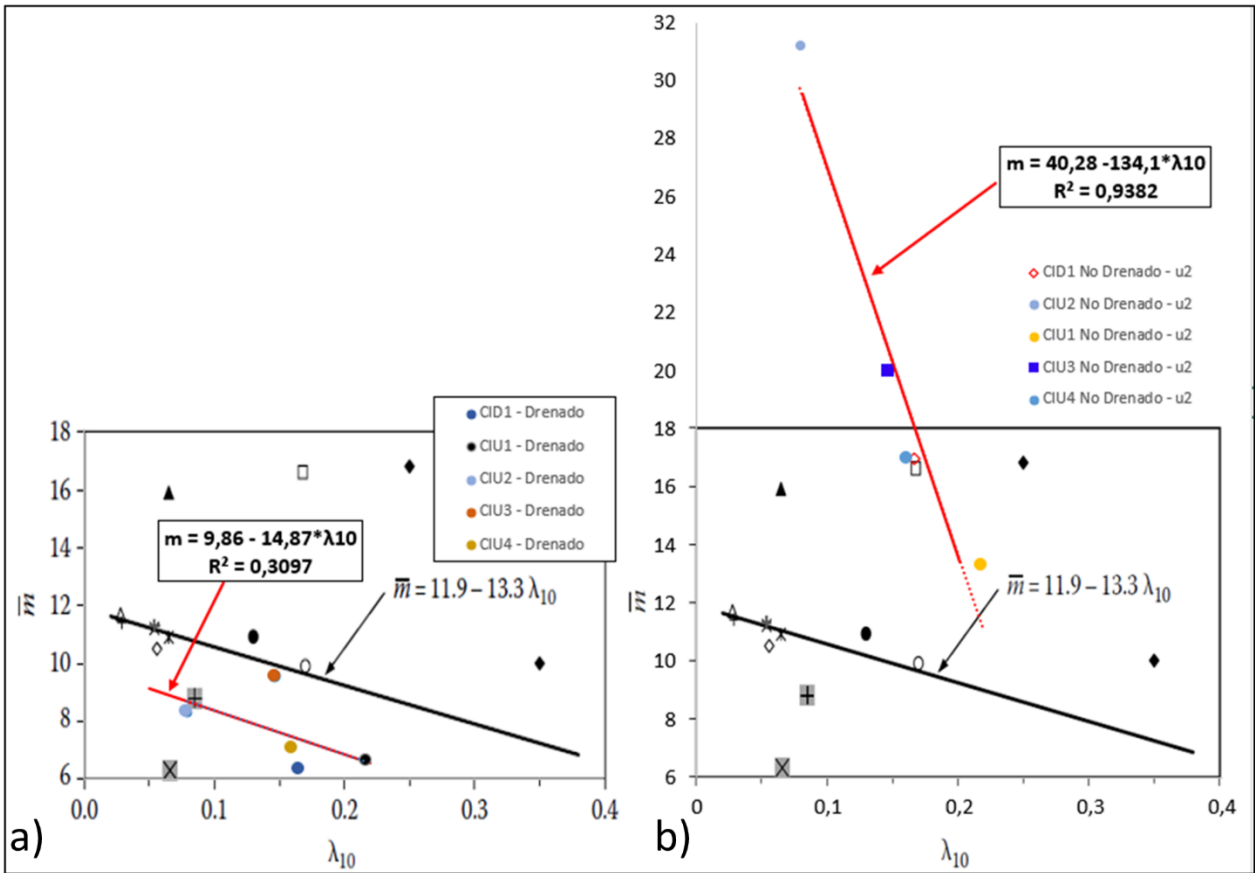


Figura 53. Modificación de tendencias de Plewes (1992) de m para el relave espesado del depósito en estudio. Consideraciones de simulaciones a) drenada y b) no drenada.

En cuanto a m , en ambos casos de condición de drenaje la calibración para el relave espesado presenta tendencias distintas a la calibrada por Plewes, Been y Jefferies, pero con el patrón común de decaimiento a medida que aumenta la compresibilidad. La tendencia bajo condición drenada exhibe valores inferiores de m , con pendiente casi paralela al caso de Plewes, pero con un valor de $R^2 = 0.31$ aproximadamente (Figura 53a). La tendencia bajo condición no drenada, exhibe $R^2 = 0.94$ aproximadamente, variaciones más rápidas en función de la compresibilidad y valores de m más altos, donde esto último repercute en una respuesta más sensible de parámetro de estado ante leves variaciones de resistencia CPT efectiva adimensional (Figura 53b).

La Figura 54 presenta la correlación entre el parámetro λ_{10} y la razón de fuste F_r encontrada en la profundidad de extracción de las muestras ensayadas en triaxial (es decir, muestras CID y CIU3). La relación encontrada también hace una modificación en la interpretación de Plewes (Figura 35), variando el denominador de 10 a 13.95 en la ecuación de tendencia. Los gráficos de la izquierda en la Figura 54 muestran la razón de fuste F_r en los tramos 8.9 – 9.5m y 15 – 15.6m, obteniendo sus valores promedios, mínimos y máximos. Estos se grafican en función del valor de λ_{10} obtenido de los ensayos triaxiales de ambas muestras, obteniéndose la gráfica de la derecha.

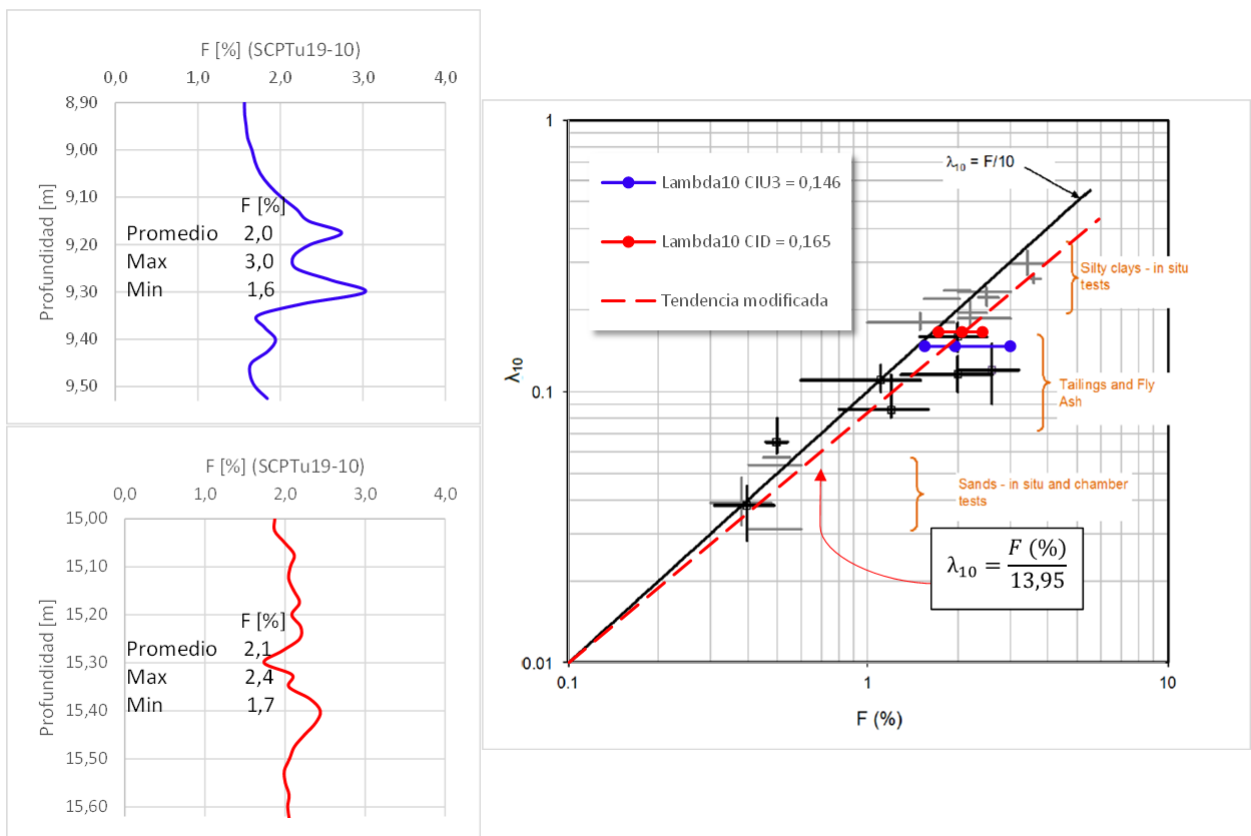


Figura 54. Modificación de Plewes en estimación de λ_{10} a partir de la razón de fuste. Calibración para relave espesado con dos muestras.

La Figura 55a compara la interpretación de Plewes (1992) con la de Plewes Modificado mediante Expansión de Cavidad Esférica, para los casos drenados y no-drenados, a lo largo de todo el sondaje SCPTu19-10. De aquí en adelante, la distribución de presiones de poros incluye los efectos de succión en los tramos correspondientes.

Se observa que la condición drenada presenta el comportamiento más contractivo en todo el perfil, con valores máximos de ψ en torno a 0.2. Hasta la profundidad de 21m, Plewes (1992) indica comportamiento mayoritariamente dilatante (con valores mínimos en torno a $\psi = -0.19$) y Plewes Modificado No Drenado indica un comportamiento ligeramente contractivo. En profundidades mayores a 21m, los dos métodos indican condiciones contractivas.

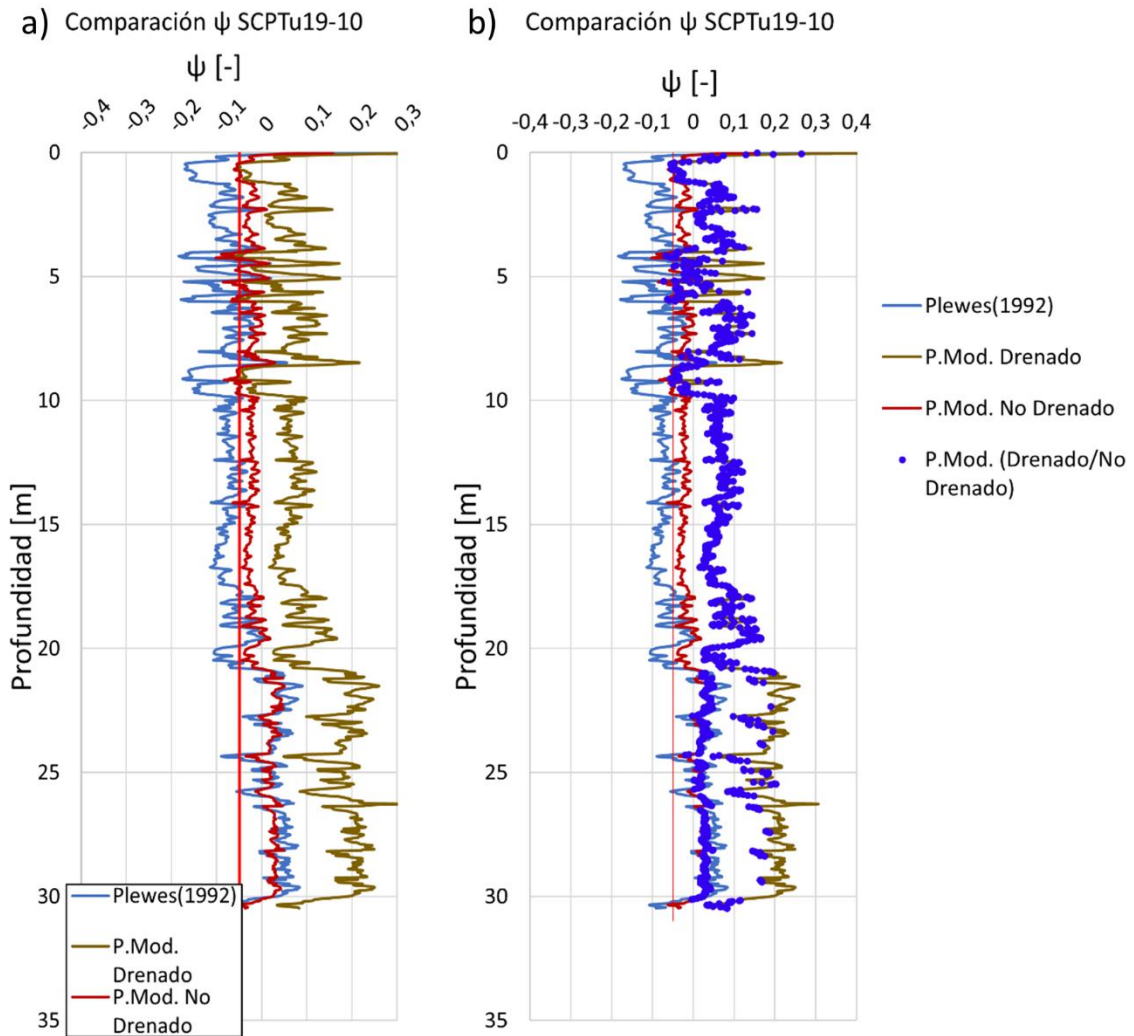


Figura 55. a) Interpretaciones de parámetro de estado en sondaje SCPTu19-10. Plewes (curva celeste), Plewes Modificado Drenado (curva dorada), Plewes Modificado No Drenado (curva roja). b) Énfasis de Plewes Modificado con condición de drenaje (puntos azules).

La Figura 56 muestra los tramos 8.9 – 9.5m y 15 – 15.6m del mismo sondaje, donde se tienen las simulaciones de Expansión de Cavidad ejecutadas de manera puntual con las muestras ensayadas en triaxial. Pese a que el tramo 8.9 – 9.5m tiene valores altos de B_q ($B_q \approx 0,3$) y que el tramo 15 – 15.6m tiene valores bajos de B_q ($B_q \approx 0$), la tendencia es que la metodología de Plewes presenta los menores valores de parámetro de estado, las simulaciones drenadas presentan los valores más altos, y las simulaciones no drenadas presentan los valores intermedios.

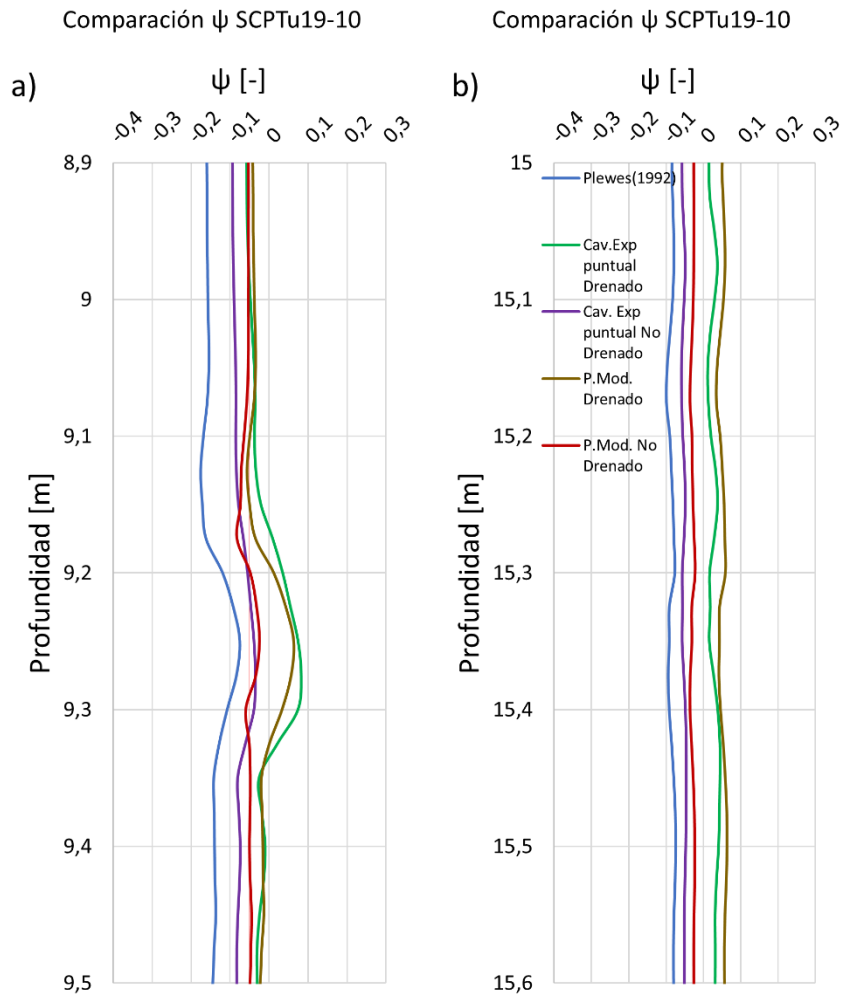


Figura 56. Interpretaciones de parámetro de estado en tramos a) 8.90 – 9.50m y b) 15.0 – 15.6m. SCPTu19-10.

Para minimizar las diferencias de los resultados de los métodos analizados con simulaciones, se debe establecer un criterio ingenieril que permita discriminar cuándo se desarrollará una condición drenada o no drenada. Una opción es considerar que sobre ciertos valores de exceso de presión de poros normalizado (B_q), la penetración puede considerarse no drenada, mientras que, para valores inferiores a aquel umbral, la penetración puede considerarse de forma drenada. Sottile et al. (2019) consideran que si $B_q < 0.02$ entonces la penetración es drenada, si no, el caso contrario. Adoptando este criterio en las simulaciones, se tiene lo observado en la Figura 55b.

Esta interpretación parece tener mejor sentido físico por el hecho de contemplar ambas condiciones y discernir las condiciones de drenaje bajo criterios de otros autores. El parámetro de estado se aprecia relativamente más uniforme en profundidad. En los tramos de 4 – 6m y 8 – 10m se observa un parámetro de estado cercano a cero, producto de los mayores valores de u_2 en dichas zonas.

La sección siguiente presenta un breve análisis de sensibilidad de los parámetros de inversión CPT en función de las principales propiedades que caracterizan el relave en estudio.

5.2.4. Análisis de Sensibilidad mediante Diagrama Tornado

Las respuestas de los parámetros k y m pueden variar dependiendo de la precisión con la que se estiman los parámetros de NorSand y de los ensayos triaxiales. Para cuantificar estos cambios ante variaciones de los parámetros de entrada de la simulación, se han creado representaciones de diagrama tornado que representan un análisis de sensibilidad sencillo para observar los cambios de k , m , y con ello, del parámetro de estado, ante variaciones uno a uno de los parámetros de estado crítico, plasticidad y elasticidad que los generan.

El diagrama tornado es una representación gráfica que jerarquiza la influencia de variaciones de un conjunto de parámetros (variándolos de uno en uno) en la respuesta de otro parámetro de interés. Los parámetros cuyas variaciones repercutan en mayores cambios en la variable de interés se sitúan en la parte superior del gráfico siendo representados mediante barras horizontales de mayor longitud, mientras que los que presentan menor influencia se sitúan en la parte inferior mediante barras horizontales de menor longitud. Esto crea el efecto de tener un gráfico en forma de “embudo” o “tornado” si se consideran variaciones en \pm un porcentaje definido de variación con respecto a un valor original.

En primera instancia, se debe tener una configuración de parámetros iniciales, considerada como “caso base”, que permita tener una respuesta del (o los) parámetro(s) de interés. Para este ejercicio, se consideró utilizar las propiedades de la muestra CID (Tabla 7). El parámetro “Gpower” es un exponente de ajuste para el módulo de corte y “OCR” es la razón de sobreconsolidación.

Tabla 7. Parámetros de estado crítico, plasticidad y elasticidad de muestra CID considerados como caso base.

Parámetro	Valor Base
M	1.45
N	0.28
λ_e	0.061
Γ (@1kPa)	0.925
χ	4.0
H	30
OCR	1.0
Gpower	0.47
ν	0.3

Con estos valores se obtienen los parámetros k, m base de la muestra, y, por consiguiente, un parámetro de estado asociado a una resistencia efectiva adimensional CPT (por simplicidad, se considera $Q_p(1 - B_q) + 1 = 10$). Posteriormente, se ejecuta una simulación disminuyendo en 10% el valor de M_{crit} base y se obtienen nuevos valores de k, m y ψ . Luego se ejecuta la misma simulación, pero aumentando en 10% el valor de M_{crit} base. Las dos simulaciones anteriores se ejecutan para los 9 parámetros base de la Tabla 7, con la salvedad de que previo a cada simulación debe volverse al valor base original del parámetro analizado anteriormente. De esta manera, es posible obtener valores de k, m y ψ influenciados por variaciones de $\pm 10\%$ de cada uno de los parámetros del material. Todo el ejercicio se ejecuta para condiciones drenadas y luego no

drenadas, lo que significa una ejecución de 9 (*cant. de parámetros*) \times 2 (*variación en + y - 10%*) \times 2 (*drenado y no drenado*) = 36 simulaciones de Expansión de Cavidad Esférica.

Los resultados se presentan en la Figura 57. La escala es la misma para todos los gráficos.

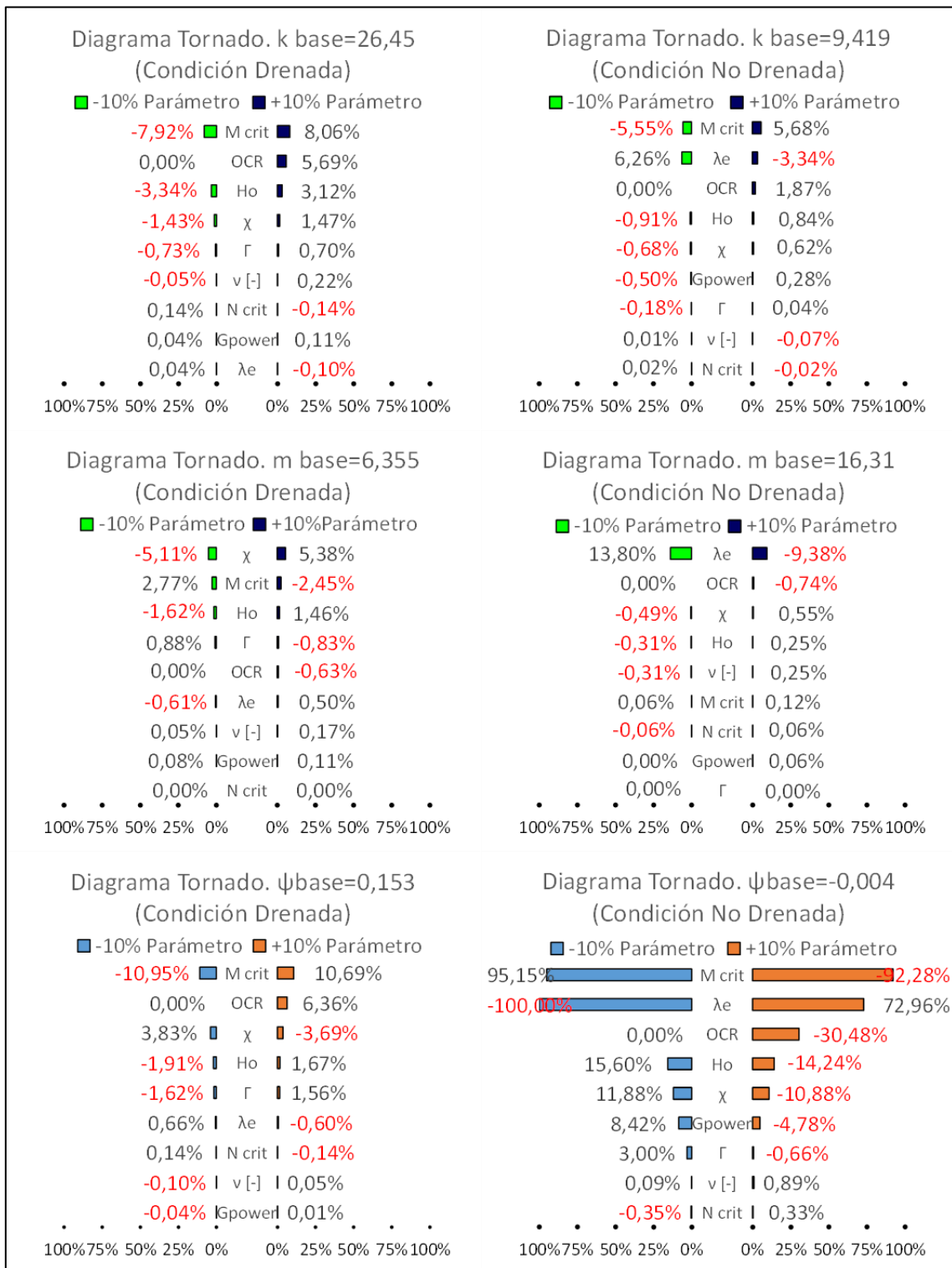


Figura 57. Análisis de sensibilidad para k, m y ψ de muestra CID mediante Diagrama Tornado.

Para los diagramas del parámetro k se observa que variaciones del parámetro M_{crit} (razón de fricción crítica) tiene la mayor influencia dentro de todos los parámetros, ya sea para la condición drenada como no drenada, lo cual tiene sentido producto de que tanto k como M_{crit} son parámetros que caracterizan la resistencia del relave. Si M_{crit} se estima con un $\pm 10\%$ de variación, significa que k puede tener variaciones en torno a $\pm 8\%$.

El parámetro λ_e (pendiente del gráfico $e - \ln(p')$) presenta poca relevancia en k para las condiciones drenadas cuando sufre alguna variación, pero presenta la segunda mayor relevancia cuando se tienen condiciones no drenadas. Esto significa que cuando hay presencia de agua, permeabilidades bajas y la condición no drenada es susceptible de ocurrir ante ciertas cargas, la resistencia del relave queda controlada también, además de su razón de fricción crítica, por su compresibilidad. Si se estima λ_e con $\pm 10\%$ de variación, k prácticamente no sufre variaciones en condición drenada y bajo condición no drenada su variación se puede estimar entre 3 a 6%.

Para los diagramas del parámetro m las mayores influencias de variación están controladas por las estimaciones de los parámetros χ para la condición drenada y λ_e para la condición no drenada. Las variaciones de χ en $\pm 10\%$ repercuten en la estimación de m en un $\mp 5\%$, respectivamente, en condición drenada y las variaciones de λ_e en $\pm 10\%$ repercuten en la estimación de m en -9% y $+13\%$, respectivamente, en condición no drenada. Esto significa, en primer lugar, que la estimación de la dilatancia es considerable para la sensibilidad de la pendiente semi-log en el espacio $Q_p(1 - B_q) + 1$ vs ψ en condiciones drenadas, mientras que en condiciones no drenadas la estimación de dicha pendiente queda influenciada por la correcta estimación de la compresibilidad.

Finalmente, para los diagramas tornado del parámetro de estado, se observa en la condición no drenada que la estimación de ψ queda fuertemente influenciada por la correcta estimación de M_{crit} y λ_e , ya que variar en $\pm 10\%$ dichos parámetros, repercute en cambios en torno a 90 – 100% del valor de ψ . Para la condición drenada, la influencia de la compresibilidad no presenta mayor relevancia, pero la razón de fricción crítica sí puede llegar a variar el parámetro de estado en torno al 10% si M_{crit} se varía en 10%.

De lo anterior se concluye que la estimación de los parámetros M_{crit} y λ_e debe ser lo más precisa y correcta posible si se desea estimar de manera eficaz el estado del material bajo el enfoque de la mecánica de suelos en estado crítico a través del parámetro de estado. Esto significa que las interpretaciones SCPTu calibradas con ensayos triaxiales es la mejor herramienta para la evaluación. Dichos ensayos deben considerar los confinamientos acordes a las zonas de análisis y bajo las recomendaciones mencionadas en el Capítulo 4. Los parámetros de plasticidad están en la segunda categoría de relevancia para la evaluación, puesto que la dilatancia volumétrica del material también controla el comportamiento. Por último, se observa que los parámetros de elasticidad presentan menor influencia en la correcta evaluación, lo cual puede deberse a que la elasticidad generalmente se desarrolla en pequeñas deformaciones y el cizallamiento del material, antes de llegar a su estado crítico, desarrolla deformaciones relativamente mayores. Esto también significa que la estimación de los parámetros elásticos puede tener variaciones considerables que no necesariamente van a repercutir fuertemente en la estimación del estado del relave espesado.

El siguiente capítulo presenta las estimaciones de resistencias últimas o residuales adoptadas con el enfoque de la mecánica de suelos en estado crítico visto en el presente trabajo. También se presentan las resistencias últimas estimadas por otros autores para su comparación y algunas zonas de análisis en el depósito que presentan características representativas, tanto de comportamiento (ψ) como de resistencia última (S_u).

6. Estimación de Resistencia Última

La resistencia al corte no drenado última o residual del relave no es una propiedad del material, sino del comportamiento que presenta, por lo tanto, ésta depende del estado in-situ en que se encuentre. Sin embargo, muchas interpretaciones pasan por alto esta aseveración y sólo correlacionan las resistencias CPT con resistencias últimas de datos históricos.

A continuación, se presentan estimaciones de dicha resistencia según diferentes autores.

6.1. Enfoque de Jefferies y Been (2016)

La resistencia última no drenada normalizada por la tensión vertical efectiva $\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{v0}}$ que definen Jefferies y Been (2016) se presenta en Bard y González (2019) y se considera como una resistencia residual. La ecuación siguiente se deriva de estudios de expansión de cavidad (Jefferies y Been, 2016) y parametriza la curva de “tendencia de las mejores prácticas”.

Si $\psi > \lambda_{10}$:

$$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{v0}} = \frac{1+2k_0}{3} \cdot \frac{M_{tc}}{2} \cdot e^{-\frac{\psi}{\lambda_e}} \quad (31)$$

Si no:

$$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{v0}} = \frac{1+2k_0}{3} \cdot 0,0501 \cdot M_{tc} + 0,8 \cdot (\lambda_{10} - \psi) \quad (32)$$

Donde M_{tc} es la razón de fricción crítica obtenida en ensayos de compresión triaxial y λ_e y λ_{10} son las pendientes en los gráficos $e - \ln(p')$ y $e - \log(p')$, respectivamente.

La Figura 58 muestra la relación entre la resistencia residual (o última) normalizada por el esfuerzo vertical efectivo en función del parámetro de estado para diferentes tipos de suelos y relaves (Jefferies y Been, 2016), clasificados según su compresibilidad. Las curvas presentadas tienen la ventaja de ser determinadas en base al modelado del comportamiento del suelo, información de casos históricos de licuación (incluyendo relaves) y la curva segmentada de mejores prácticas. Este enfoque de teoría de estado crítico considera que la resistencia última no es propiedad del material, sino del comportamiento en función del estado.

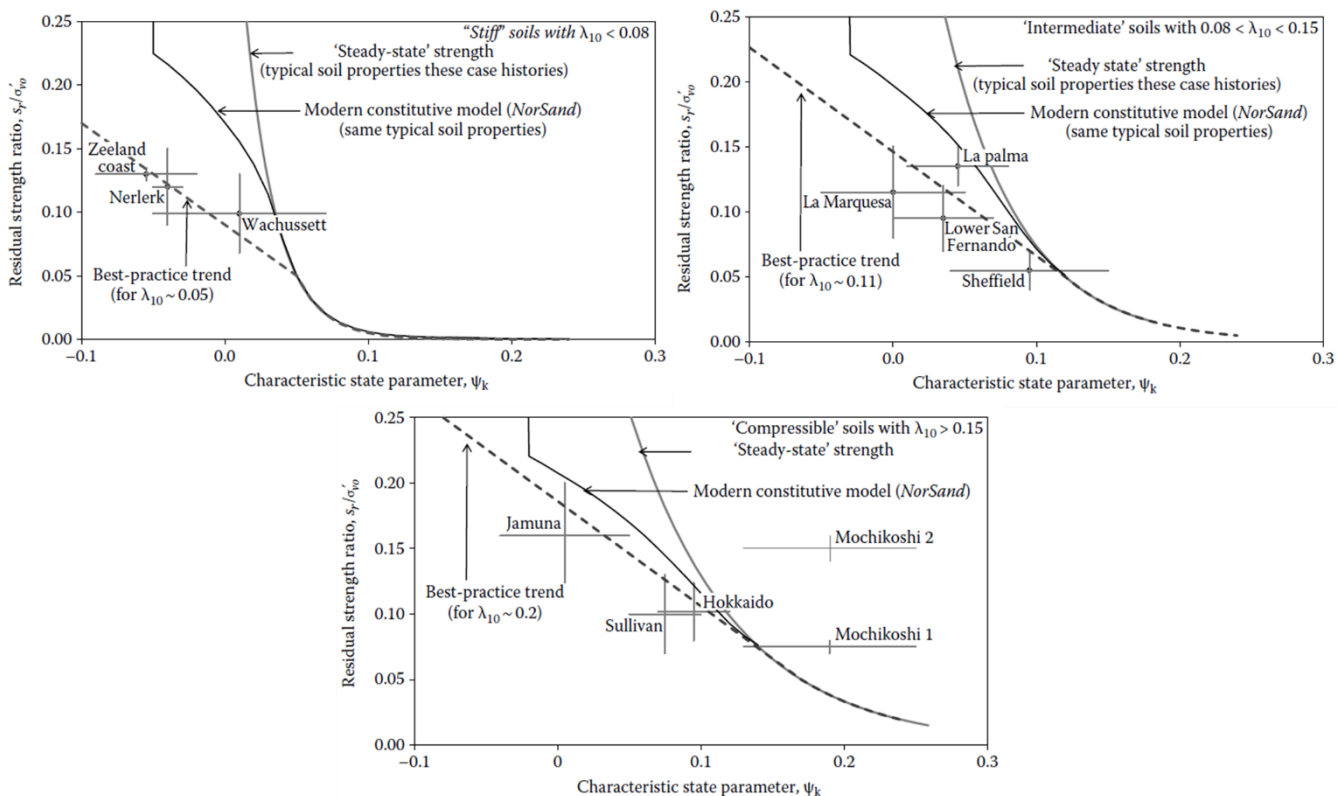


Figura 58. Relación entre el parámetro de estado in-situ inicial y la resistencia en estado estable (crítico) o última a partir de los datos de historias de casos, para diferentes rangos de λ_{10} . (Fuente: Jefferies y Been, 2016).

6.2. Enfoque de Olson y Stark (2002)

Esta metodología de estimación de resistencia última se basa en resultados de back-análisis de resistencias con mediciones CPT, otras con mediciones SPT pero convertidas a CPT y otras simplemente estimando la respuesta CPT. Esto significa que, si bien la base de datos histórica considerada es relativamente grande, las relaciones propuestas se basan mayoritariamente en estimaciones de CPT.

Estos autores estiman la resistencia última a partir de q_{c1} , el cual es un parámetro de resistencia de punta ponderada por un factor que contiene normalizaciones con la presión atmosférica. Esto significa que no se considera el comportamiento del material en esta evaluación, sino que sólo estiman unas bandas de posibles resistencias últimas en función de la resistencia de punta.

La ecuación utilizada para la estimación de la resistencia última normalizada es:

$$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{v0}} = 0,03 + 0,0143(q_{c1}) \pm 0,03 \quad (33)$$

Donde el valor de q_{c1} se calcula como:

$$q_{c1} = q_c \cdot \frac{1,8}{0,8 + (\sigma'_v / P_a)} \quad (34)$$

Los datos de los análisis de casos históricos se presentan en la Figura 59.

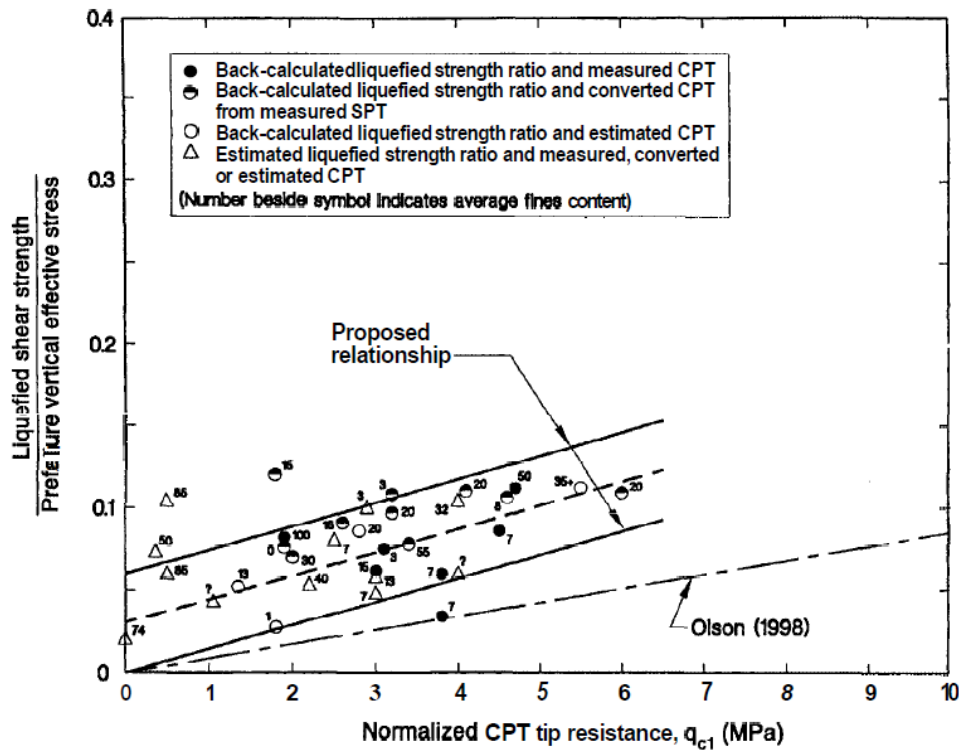


Figura 59. Razones de resistencia última en función de la resistencia de punta normalizada q_{c1} . (Fuente: Olson y Stark, 2002).

Para el relave en estudio es mejor considerar la banda superior que proponen los autores, ya que el contenido de finos de aquellos datos del análisis es mayor, al igual que el contenido de finos del relave espesado.

6.3. Enfoque de Robertson (2010)

La estimación de resistencias últimas vistas en Robertson (2010) hace distinción entre el comportamiento de arenas limosas y el comportamiento de arcillas más sensibles. En ambos casos, dicha resistencia se determina a partir de una resistencia de punta normalizada.

Al igual que en las dos secciones anteriores, este enfoque adopta valores de resistencia última a partir de historia de casos, con la distinción de que categoriza la calidad de las mediciones. Los datos clase A corresponden a aquellos identificados como más fiables en términos de datos CPT, como por ejemplo aquellas mediciones antes de desencadenarse la falla. Los datos clase B son casos antiguos con mediciones CPT, pero sin resistencia de fuste, por lo que son menos fiables que la clase A en términos de data CPT. Así sucesivamente se categorizan hasta los datos clase E, donde estos últimos no presentan mediciones CPT.

6.3.1. Para Arena Limosa

La siguiente relación propuesta es aplicable cuando la susceptibilidad a la licuación existe, es decir, cuando se tenga una condición contractiva (en términos de resistencia de punta normalizada en arena equivalente ($Q_{tn,cs}$), esto sucede cuando $Q_{tn,cs} \leq 70$).

$$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{v0}} = [0,02199 - 0,0003124 \cdot Q_{tn,cs}] / [1 - 0,02676 \cdot Q_{tn,cs} + 0,0001783(Q_{tn,cs})^2] \quad (35)$$

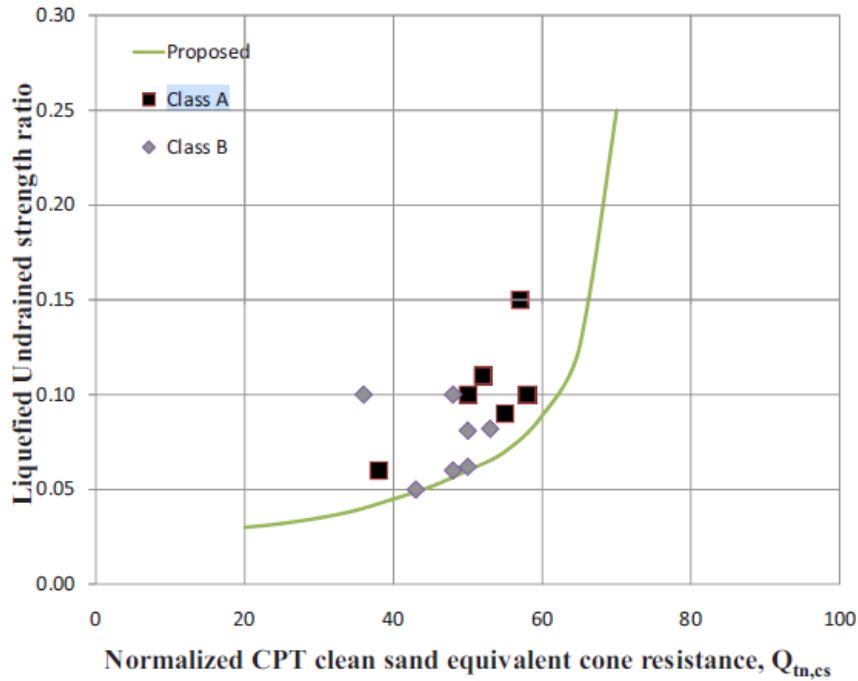


Figura 60. Razones de resistencia última no drenada en función de resistencia de cono de arena equivalente.

Cabe mencionar que la ecuación aplica en el rango $0.03 \leq \frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{v0}} \leq \tan(\varphi')$.

La normalización a arena equivalente de la resistencia de punta se calcula como:

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn} \quad (36)$$

Donde:

$$K_c = 1.0, \text{ si } I_c \leq 1,64 \quad (37)$$

$$K_c = 5.58I_c^3 - 0.403I_c^4 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88, \text{ si } I_c > 1.64 \quad (38)$$

Mientras que Q_{tn} se calcula como se ha visto en 5.1.2, en la Figura 39.

6.3.2. Para Arcillas

Robertson (2010) estima que la resistencia en arcillas es aproximadamente igual a la resistencia de fuste CPT, con lo cual se puede definir la siguiente relación.

$$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{v0}} = \frac{f_s}{\sigma'_{v0}} = (F_r Q_{tn}) / 100 \quad (39)$$

6.4. Enfoque de Idriss y Boulanger (2008)

Los presentes autores también correlacionan una normalización de la resistencia de punta con la resistencia última o residual para suelos licuables. La base de datos histórica que utilizan es de Seed (1987), Seed y Harder (1990) y Olson y Stark (2002), según lo visto en Idriss y Boulanger (2008).

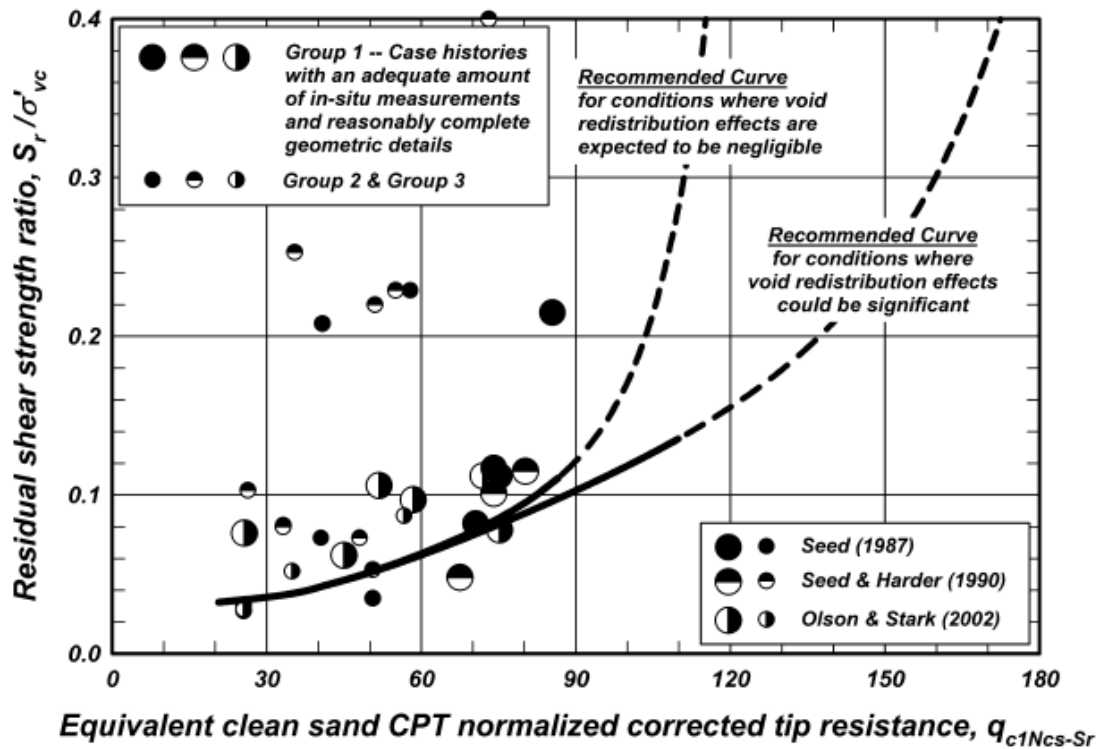


Figura 61. Resistencia residual o última en función de resistencia de punta de arena limpia equivalente.

La resistencia de punta se “ajusta” a una arena limpia equivalente, lo cual fue derivado por consistencia con las correcciones SPT recomendadas por Seed (1987). La relación de resistencia última calculada es:

$$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{v0}} = \exp\left(\frac{q_{c1Ncs-Sr}}{24,5} - \left(\frac{q_{c1Ncs-Sr}}{61,7}\right)^2 + \left(\frac{q_{c1Ncs-Sr}}{106}\right)^3 - 4,42\right) \leq \tan(\varphi') \quad (40)$$

Al igual que Robertson, Idriss y Boulanger presentan algunos cálculos iterativos de ciertos coeficientes. El detalle del cálculo de $q_{c1Ncs-Sr}$ se puede encontrar en el documento de Idriss y Boulanger (2008).

6.5. Estimación a partir de Ensayos de Veleta de Corte

El ensayo de veleta de corte consiste en penetrar una veleta en forma de cruz hasta una cierta profundidad de interés y generar rotaciones que permitan cizallar el material. Mediante sensores se logra estimar la resistencia al corte que se genera ante cierto grado de rotación de la veleta. El problema es que la resistencia al corte peak y residual medida en el ensayo no necesariamente pueden corresponder con la resistencia última del material, ya que depende del estado en el que éste se encuentre y su comportamiento. Sin embargo, si el ensayo se ejecuta en zonas muy sueltas y con un alto grado de saturación, es de esperar que la resistencia alcanzada sea la última del material. En este caso, los resultados son entregados por la compañía minera de manera gráfica en el espacio tensión – grado de rotación de la veleta. Los resultados de las resistencias al corte en profundidad fueron presentados en la Figura 23 en función de la profundidad.

6.6. Zonas de Análisis

El principal sondaje de análisis es el SCPTu19-10, pues con él se han calibrado todas las interpretaciones de estimación de parámetro de estado, incluida la modificación de Plewes mediante simulaciones numéricas de expansión de cavidad esférica. También con este sondaje se han ejecutado los cálculos de resistencias de punta de forma iterativa de Robertson y de Idriss y Boulanger. Para zonas de análisis de otros sondajes se podría incorporar la estimación de ψ con la modificación de Plewes en el SCPTu19-10 bajo el supuesto de que los parámetros de inversión calibrados pueden propagarse en el espacio, dado que el material no presenta mayor segregación, se tienen características texturales, plásticas y contenido de finos similares en todo el depósito y también la misma forma de deposición hidráulica en todos los sectores.

Posterior al análisis del sondaje SCPTu19-10, se analiza un tramo del sondaje SCPTu19-31 para una comparación sistemática. Finalmente, se comparan parámetros de estado entre sectores saturados y parcialmente saturados, para evidenciar sus tendencias.

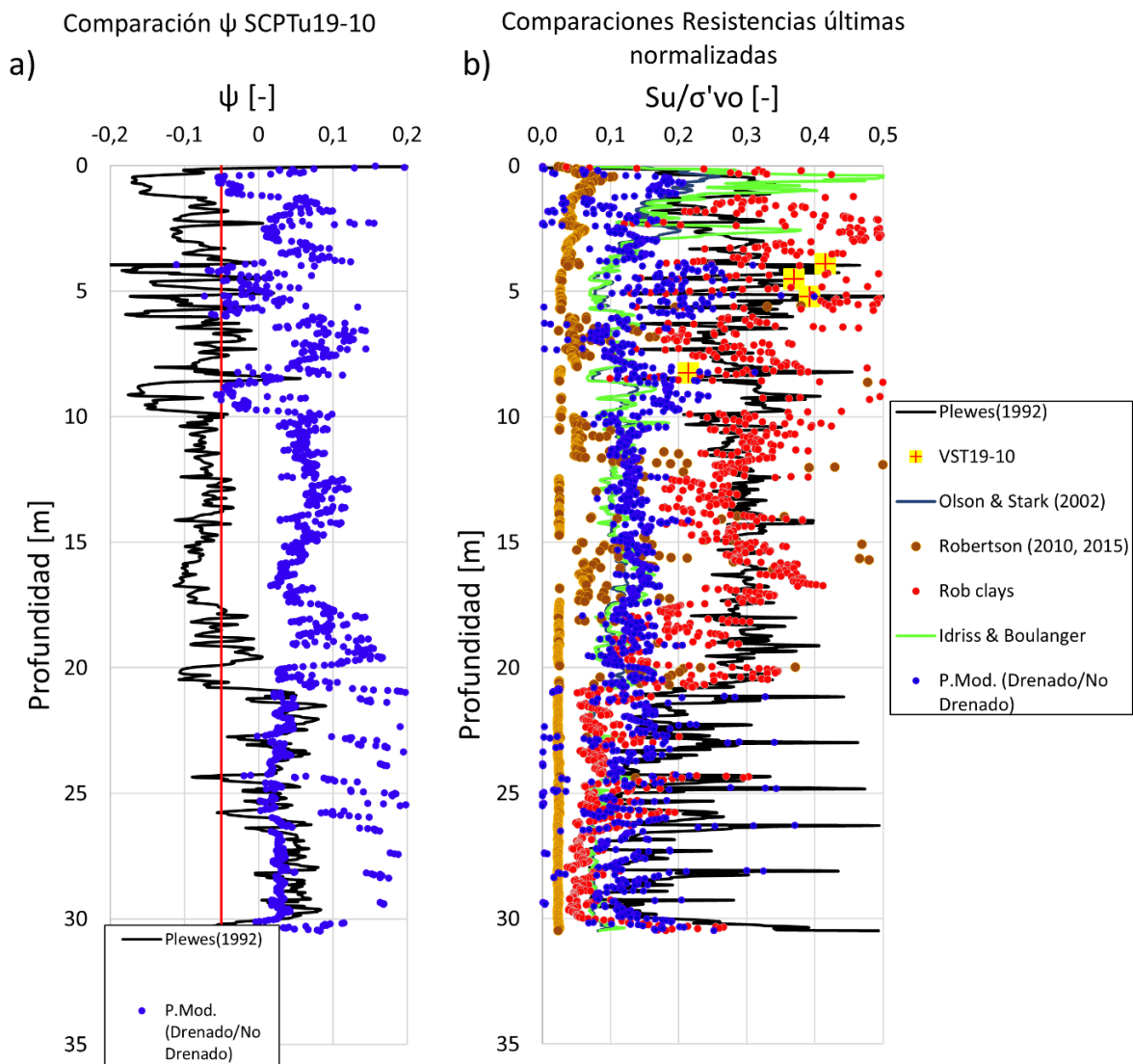


Figura 62. a) Parámetros de estado y b) Resistencias últimas normalizadas. SCPTu19-10.

La Figura 62a muestra los parámetros de estado de Plewes y “Plewes Modificado” que discrimina entre condición drenada y no drenada, mientras que la Figura 62b presenta 7 metodologías para estimar la resistencia última normalizada por esfuerzo efectivo en el sondaje SCPTu19-10, donde se incluye las resistencias de las veletas de corte. La resistencia última normalizada de la metodología de Plewes Modificado (en la leyenda nombrada como “P.Mod. (Drenado/No Drenado)”) se obtiene a partir del enfoque de Jefferies y Been (2016) utilizando el parámetro de estado ψ “P.Mod. (Drenado/No Drenado)”. En todos los casos se considera la distribución de tensiones efectivas correspondientes con un sector parcialmente saturado, con las presiones de poros correspondientes (Figura 25).

Se observa lo siguiente:

- La estimación de resistencia última de Robertson (2010) para el caso de materiales arenolimosos indica mayoritariamente valores de 0.03. Esto se debe a que casi todos los valores de $Q_{tn,cs}$ encontrados en el sondaje están fuera del rango de 30 a 60, que es donde se tienen los datos de clase A y B de la gráfica de la Figura 60; los valores del sondaje se sitúan muy por encima o muy por debajo del rango de casos históricos, por lo tanto, la limitación induce a considerar el valor 0.03 como resistencia última. Los datos que sí tienen valores de $Q_{tn,cs}$ dentro de los márgenes de diseño, presentan valores de resistencia última en torno a 0.06 y con una dispersión con la cual no se logra observar una tendencia.
- Siguiendo con el mismo autor, la estimación para materiales arcillosos de Robertson (denominada como “Rob clays” en la leyenda) sí presenta tendencias más marcadas y relativamente asimilables a la tendencia de resistencia última de Plewes. Bajo los 21 m, la tendencia se acerca a los valores de otras estimaciones, como Olson y Stark e Idriss y Boulanger, donde la resistencia de Plewes estaría ligeramente por sobre estos valores. De hecho, la respuesta de los autores mencionados, inclusive la respuesta de Plewes Modificado, tienden a converger en esas profundidades, salvo la estimación de Robertson para materiales arenolimosos, que sigue siendo una cota inferior. Esto quiere decir que, si bien el material no es arcilla necesariamente a mayor profundidad, sí se tienen condiciones de mayor saturación, mayores presiones de poro y mayor nivel de confinamiento en comparación a profundidades menores, que hacen que la resistencia última quede controlada por el fuste. Por lo tanto, esta tendencia de Robertson es aplicable cuando se tienen condiciones que faciliten la respuesta no drenada (altos grados de saturación y presión de poros).
- En cuanto a las respuestas de Olson y Stark e Idriss y Boulanger, se observa que son prácticamente iguales en cuanto a comportamiento en profundidad, donde la estimación de Olson y Stark considerada corresponde a su cota superior (recordar que estos autores proponen tres bandas de resistencia, separadas a 0.03). Los valores generales del perfil se sitúan en torno a una resistencia normalizada de 0.10 bajo los 4 – 5 metros, mientras que en profundidades someras tienden a aumentar, producto de mayores resistencias de punta.
- Con respecto a la resistencia última del enfoque de estado crítico bajo la interpretación del *screening method* de Plewes, que se evalúa con el enfoque de Jefferies y Been, se observa

una tendencia de resistencia en torno a 0.30 entre los 5 y los 21 metros de profundidad, pero con un quiebre drástico en profundidades mayores (correlacionados directamente con el cambio de dilatante a contractivo que exhibe esta interpretación). Dado que la susceptibilidad a la licuación se desencadena bajo comportamientos contractivos, es de esperarse que solamente se considere la respuesta de resistencia de Plewes bajo los 21 metros. Se observa que los valores de resistencia, bajo esta profundidad, también tienden a converger con la respuesta de otros autores, pero sigue manteniendo un cierto grado de dispersión que podría visualizarse si se focaliza el análisis en esa zona, como se verá a continuación (Figura 63).

- Con respecto a la interpretación de “Plewes Modificado” (puntos azules) que se evalúa con el enfoque de Jefferies y Been, a diferencia de los otros métodos, utiliza información de ensayos de laboratorio para calibrar la respuesta de resistencia del material y a su vez está controlada por el comportamiento y el estado más que por correlaciones solamente con resistencias de punta CPT. Considera su razón de fricción crítica, la compresibilidad y el estado. Se observan fluctuaciones de la resistencia en profundidad de forma similar a las fluctuaciones del parámetro de estado que caracteriza el método, notándose una banda de resistencia normalizada en torno a 0.10, con mayor dispersión entre los 0 y 10m. También se observa que esta interpretación se encuentra aproximadamente en medio de las respuestas más conservadoras y las menos conservadoras.
- Finalmente, en cuanto a las resistencias estimadas a partir de las veletas de corte, se menciona que su estimación sólo puede obtenerse en zonas puntuales (por condiciones sistemáticas del ensayo) y no en un perfil relativamente continuo como las demás respuestas (que, en realidad, quedan condicionadas por el grado de discretización de las mediciones que genera el CPT, que son cada 2.5 cm). La resistencia al corte obtenida es la respuesta del material ante el cizallamiento inducido, lo cual es una buena estimación si se tiene en consideración el comportamiento y el estado con anterioridad, ya que el ensayo por sí solo no logra discriminar si se está ejecutando en una zona seca o en una zona saturada. En este sondaje se puede observar que los ensayos de veleta ejecutados en torno a los 5m asemejan su respuesta de resistencia última a la respuesta de Plewes, con valores cercanos a 0.4, mientras que el ensayo ejecutado cerca de los 8m presenta valores cercanos a los de “Plewes Modificado”, cercano a 0.21. Si se estima con anterioridad que la zona del ensayo presenta condiciones que faciliten la susceptibilidad a licuar (es decir, zonas contractivas, con altos grados de saturación y/o altos valores de velocidad de onda P), entonces su estimación de resistencia última normalizada es consistente con los enfoques de estado crítico, pero manteniendo una cota ligeramente superior de resistencia. Si, por el contrario, se desconoce el estado y/o comportamiento del material, entonces el ensayo de veleta pierde fiabilidad, puesto que puede estar ejecutándose en zonas secas, parcialmente saturadas y/o con comportamiento dilatante, y la resistencia que entregue no necesariamente se puede relacionar con una resistencia última. En conclusión, el ensayo de veleta de corte debe estar relacionado con el estado in-situ del depósito.

El tramo 21 – 31m se presenta en la Figura 63, ya que se observó previamente que en aquella zona las resistencias últimas de diferentes autores tienden a converger.

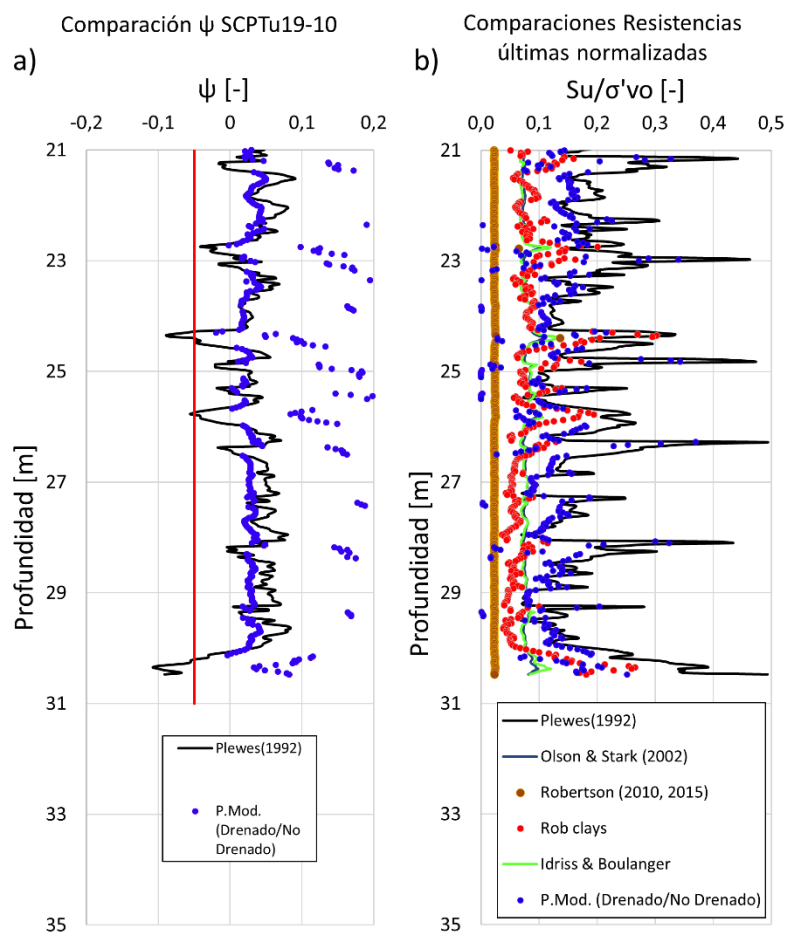


Figura 63. Profundidad 21 – 31 metros. a) Parámetros de estado y b) Resistencias últimas normalizadas. SCPTu19-10.

Lo primero que se observa es que todas las respuestas están, mayoritariamente, entre los 0.03 y 0.20 de resistencia última normalizada, salvo puntos excepcionales de la respuesta de Plewes, que llegan a adoptar valores cercanos a 0.5. También se observa que cuando se mantiene una contractividad estable (en torno a $\psi = 0.03$ aproximadamente, Figura 63a) la resistencia de Robertson para arcillas tiende a estabilizarse en valores fluctuantes entre 0.05 y 0.09 y la respuesta de Plewes Modificado entre 0.09 y 0.15 aproximadamente (Figura 63b). La cota inferior sigue siendo 0.03 por diseño de Robertson para arenas limosas y la cota superior es la respuesta de Plewes.

De lo anterior se evidencia que hay gran variabilidad en la estimación de la resistencia última normalizada entre los diferentes autores, lo cual puede conllevar a tomar diferentes estimaciones que repercutan en diseños distintos de análisis de estabilidad. Sin embargo, las interpretaciones de Jefferies y Been mediante simulaciones de expansión de cavidad consideran el estado y comportamiento del material para cuantificar su resistencia última (con lo cual presenta mayor fiabilidad), mientras que los demás autores atribuyen normalizaciones solamente al dato CPT de resistencia de punta, recayendo toda la importancia en un solo parámetro.

6.6.1. Tramos de interés

En el depósito se han identificado dos condiciones de interés. La primera corresponde a zonas que presentan condiciones de saturación, las cuales son más susceptibles a licuar. El sondaje SCPTu19-31 ha presentado las características que destacan este tipo de zonas a lo largo del documento. La segunda zona de interés corresponde a aquellos tramos considerados como parcialmente saturados, cuyas características han sido representadas con el sondaje SCPTu19-10.

En este apartado se analiza una zona con presiones instantáneas aproximadamente nulas (tramo 14 – 16m) en el sondaje SCPTu19-10, una zona con altas presiones instantáneas en el mismo sondaje (21 – 23m) y el tramo 14 – 16m en el sondaje SCPTu19-31, para comparar con la misma profundidad del sondaje SCPTu19-10.

La Tabla 8 presenta las características de las muestras extraídas en los dos tramos del sondaje SCPTu19-10 previamente indicados, que sirven de apoyo para el análisis. El sondaje SCPTu19-31, por otro lado, no cuenta con extracción de muestras.

Tabla 8. Características de muestras en tramos 14 – 16m y 21 – 23m de sondaje SCPTu19-10.

Sondaje	SCPTu19-10 (14-16m)			SCPTu19-10 (21-23m)		
Muestra	Mostap 1	Shelby 1	Shelby 2	Mostap 2	Shelby 3	Mostap 3
Prof. [m]	15-16	15-15.6	15.6-16	21-21.8	22.4-23	22.5-23
γ_t [kN/m ³]	18.12	19.71	20.12	16.65	20.08	19.6
γ_d [kN/m ³]	15.15	16.74	17.54	13.82	17.09	16.65
Gs	2.80	2.81	2.74	2.79	2.80	2.76
%Finos	66	67	59	61	57	60
e	0.81	0.65	0.65	0.98	0.61	0.62
ω [%]	19.61	17.7	14.8	32.76	17.5	17.74
Sat. [&]	68	77	76	58	81	78

El primer tramo de análisis (Figura 64) corresponde a las profundidades entre 14.0 y 16.0 metros. En la Figura 64a se indica el índice de comportamiento de suelo del estrato analizado. Las resistencias de punta normalizadas se encuentran en torno a valores de 20 – 30 (Figura 64b). Por otro lado, se destaca notablemente que los valores de B_q son prácticamente nulos (Figura 64c), lo que da indicios de que esta zona puede estar en condiciones relativamente secas.

Las muestras extraídas en esta zona son tres. Un Mostap entre los 15.0 y 16.0m (Mostap 1) y dos Shelby; uno entre 15.0 y 15.60m (Shelby 1) e inmediatamente después otro hasta los 16.0m (Shelby 2). Estos últimos presentan clasificación ML (formas cilíndricas de la Figura 64c). Las saturaciones calculadas están entre 68% a 77% y se correlacionan con velocidades de onda compresional en el rango 450 – 480 m/s (Figura 64d), indicando que, si bien la zona no está completamente seca, tampoco presenta niveles de agua considerables.

La disyuntiva con mayor énfasis es la que se presenta en la respuesta de los parámetros de estado (Figura 64e). Plewes indica comportamientos dilatantes, mientras que la respuesta de las simulaciones de Plewes Modificado presenta comportamientos contractivos. Lo anterior conduce a estimaciones de susceptibilidad a la licuación totalmente distintas. En el primer caso, el relave no es susceptible, mientras que en el otro sí presenta susceptibilidad a licuar.

Dado que la respuesta de Plewes no está calibrada con parámetros específicos del relave espesado en estudio y que la zona de análisis está relativamente seca, lo más sensato es considerar la respuesta de Plewes Modificado (que, recordando, discrimina automáticamente condiciones drenadas y no drenadas) con efectos de succión incorporados, ya que esta interpretación sí está calibrada con ensayos de laboratorio, tanto triaxiales como de clasificación. Con ello, las condiciones de la zona, pese a estar relativamente seca, siguen siendo contractivas, al igual que la mayoría de la extensión del sondaje total (como se apreció en la Figura 62).

Concerniente a las resistencias últimas (Figura 64f), primero se observa que la respuesta de arcillas de Robertson se asemeja bastante a la respuesta de Plewes, siendo ligeramente inferior en el tramo 14.3 – 14.75m, lo que significa que la respuesta de resistencia última puede quedar controlada por el fuste. Por otro lado, las respuestas de arena limosa de Robertson, Olson y Stark e Idriss y Boulanger siguen siendo las cotas inferiores, destacando nuevamente que éstos dos últimos métodos entregan prácticamente la misma resistencia. Por último, la respuesta de Plewes Modificado se encuentra por sobre valores de 0.10 de resistencia.

La segunda zona para analizar de este sondaje es el tramo de 21.0 a 23.0 metros (Figura 65). En esta profundidad se tiene un índice I_c que caracteriza el comportamiento como un suelo arcilloso (a diferencia del tramo anterior, que presentaba transiciones de I_c entre arcilla limosa a arena limosa). La resistencia de punta normalizada es considerablemente más baja que el caso anterior, producto de la profundidad de análisis y de los excesos de presión de poros altos.

Los valores de B_q (Figura 65c) están principalmente entre valores de 0.20 y 0.40, salvo en los tramos 21.20 – 21.40m y 22.70 – 22.90m, donde su valor es cercano a cero. Estos cambios repentinos de B_q pueden ser indicadores de discontinuidad en las posibles napas.

La muestra extraída entre los 21.0 y 21.80m (Mostap 2) presenta saturación de 58% y valores de V_p entre 600 y 700 m/s (Figura 65d). La baja saturación puede deberse a la baja presión de agua en el tramo 21.20 – 21.40m. Las muestras extraídas entre los 22.40 y 23.00m (Shelby 3 y Mostap 3) presentan saturaciones mayores del orden de 80%, sin correlación directa de V_p , puesto que en dicha profundidad no se tienen mediciones. Sin embargo, si se utiliza la correlación vista en el Capítulo 2 (Figura 18), los valores de 80% de saturación se correlacionan con valores de V_p en el rango de 700 – 1000 m/s.

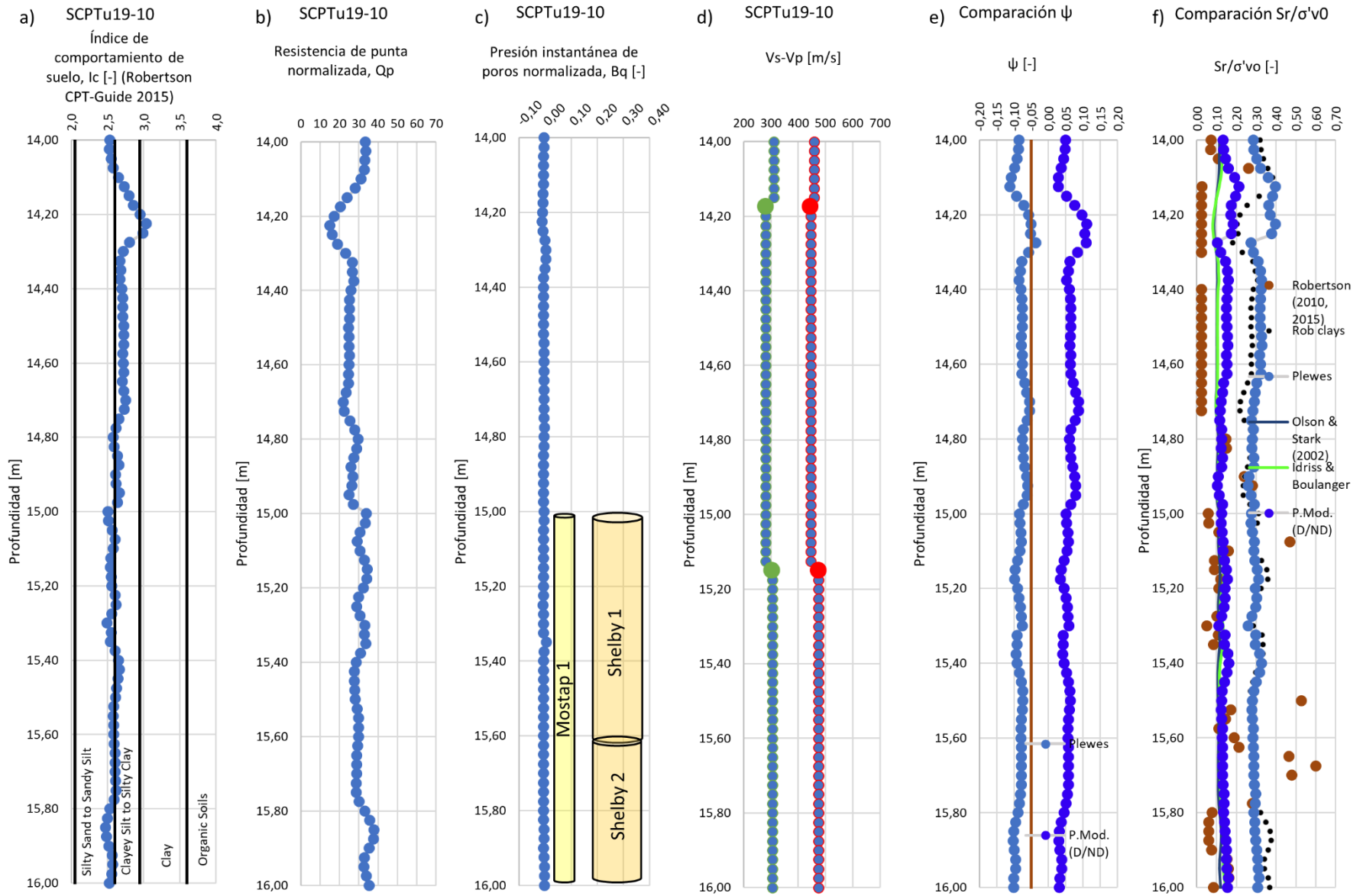


Figura 64. a) Índice de comportamiento, b) Q_p , c) B_q , d) V_s - V_p , e) Comparación parámetro de estado, f) Comparación resistencias últimas normalizadas. Tramo 14 – 16m. SCPTu19-10. Zona parcialmente saturada.

Concerniente al parámetro de estado (Figura 65e), las interpretaciones de Plewes y Plewes Modificado presentan comportamientos contractivos de tendencias similares, con la salvedad de que la modificación de Plewes detecta que los tramos 21.20 – 21.40m y 22.70 – 22.90m exhiben comportamientos marcadamente más contractivos, esto producto de que en dichas zonas los valores de B_q son bajos, por lo tanto, la simulación actúa bajo condición drenada. Por este motivo, esas dos zonas difieren de la respuesta del *screening method* de Plewes, presentando valores aún más contractivos, en un rango entre $\psi = 0.10$ y $\psi = 0.15$. En cuanto a resistencias últimas (Figura 65f), se observa que la respuesta para arcillas de Robertson adquiere valores entre 0.05 y 0.10, bastante cercanos a la respuesta de Olson y Stark e Idriss y Boulanger. También se visualiza en el tramo 21.20 – 21.40m que la respuesta de la modificación de Plewes es bastante cercana a la tendencia de Robertson mencionada anteriormente. En todos los otros tramos, la resistencia normalizada bajo la interpretación de fuste de Robertson se encuentra por debajo de la interpretación de Plewes Modificado, salvo entre los 22.75 – 22.90m, donde la respuesta de la simulación se considera drenada y de menor resistencia última.

En general, en este sondaje se ha observado que las tendencias aparentemente dilatantes estimadas con el parámetro de estado de Plewes en zonas parcialmente saturadas (como, por ejemplo, el tramo 14 – 16m) son en realidad comportamientos contractivos bajo la interpretación de la calibración y modificación de Plewes para el relave en estudio. Esto puede deberse a que el primer método mencionado no hace mayor distinción sobre condiciones de drenaje y también que ha sido calibrado con otro tipo de suelos a partir de pruebas de cámara de calibración. También se observa que en general las respuestas de diferentes autores para resistencias últimas normalizadas tienden a converger a valores en torno a 0.10 cuando se desarrollan condiciones más contractivas, excesos de presión de poros alto (superiores a 0.20 ó 0.30) y grados de saturación no menores a 60%, correlacionados con valores de V_p sobre 600 m/s.

Con lo visto en este sondaje, se puede decir que la interpretación de Plewes Modificado considera principalmente un comportamiento contractivo del material, indistintamente se encuentre bajo efectos de succión (debido a la parcial saturación) o bajo efectos de altas presiones de poros (debido a zonas más saturadas), mientras que la interpretación de Plewes (*screening method*) considera comportamientos principalmente dilatantes en aquellas zonas parcialmente saturadas. En cuanto a los grados de saturación observados, se menciona que es complejo designar un valor de saturación a tramos pequeños, ya que lo calculado en laboratorio corresponde a la saturación promedio de la extensión total de la muestra extraída (del orden de 1 metro con extracciones Mostap y de 60 centímetros con extracciones Shelby) que puede presentar intercalaciones entre altos y bajos valores de B_q , como en el tramo entre 21 y 21.8m. En cuanto la velocidad de onda compresional se menciona que la discretización de medición en torno a 1 metro dificulta la correlación con los grados de saturación de las muestras y con los excesos de presión de poros, pero de todas maneras parece guardar correcta relación en este caso.

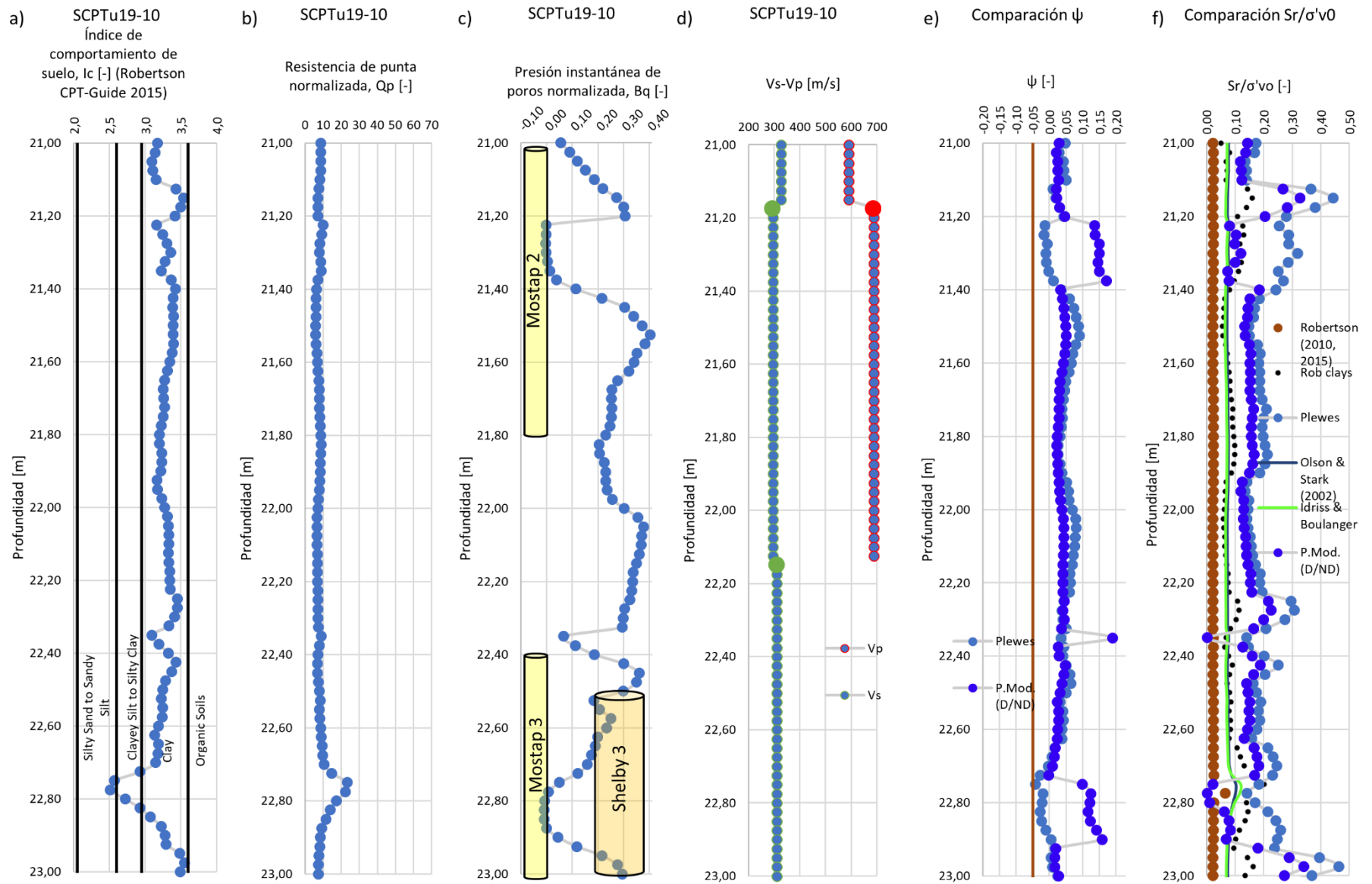


Figura 65. a) Índice de comportamiento, b) Q_p , c) B_q , d) V_s - V_p , e) Comparación parámetro de estado, f) Comparación resistencias últimas normalizadas. Tramo 21 – 23m. SCPTu19-10.

A continuación, se presenta el análisis para el sondaje SCPTu19-31 en el tramo 14 – 16m (Figura 66), análogo al primer tramo analizado en el sondaje SCPTu19-10, con el fin de realizar la comparación sistemática que se ha visto a lo largo del trabajo. En este sondaje no se tienen muestras Mostap y Shelby, posiblemente por la dificultad de extracción en una zona tan saturada. Por convención, se opta por presentar las resistencias normalizadas solamente de las interpretaciones de Plewes y Plewes Modificado.

Se puede observar que la resistencia de punta normalizada presenta mayoritariamente valores en torno a 10 (Figura 66b), la cual es entre 2 a 3 veces menor que la observada en el tramo análogo del sondaje anterior. A su vez, los valores de B_q (Figura 66c) están en torno a 0.2 – 0.3, salvo en profundidades entre 15.3 – 16m, donde se aprecia una disminución. Por otro lado, los valores de V_p se miden hasta una profundidad de 15.15m, alcanzando valores de 2200m/s, que es tres veces superior a la del tramo análogo en el SCPTu19-10. En cuanto al parámetro de estado (Figura 66e), se observa prácticamente constante hasta los 15.20m bajo ambas interpretaciones; en torno a $\psi = 0.03$ para la simulación numérica y en torno a $\psi = 0.05$ para el *screening method*. Estos valores no difieren mucho de lo observado en el tramo 14 – 16m del sondaje SCPTu19-10 (Figura 64e). En profundidades mayores (entre 15.7m y 16.0m), se observa una dispersión de Plewes Modificado hacia valores más contractivos en torno a $\psi = 0.15$, producto de los cambios de condición de drenaje surgidos a partir de las zonas con bajo valor de B_q (al igual que entre los 15.35 – 15.40m). Por otro lado, se puede observar una resistencia última normalizada (Figura 66f) relativamente estable, entre 0.12 y 0.15, aproximadamente. Estas resistencias son bastante cercanas a la respuesta de Plewes Modificado del tramo 14 – 16m del sondaje parcialmente saturado, no así de la respuesta de Plewes, que presenta resistencias de aproximadamente el doble ($\frac{Su}{\sigma'_{v0}} = 0.30$).

Las zonas que presentan cambios repentinos de presión instantánea de poros pueden deberse a discontinuidad en las napas freáticas detectadas, o bien a detenciones de la sonda para medir ensayos de disipación y que el sensor haya seguido registrando valores.

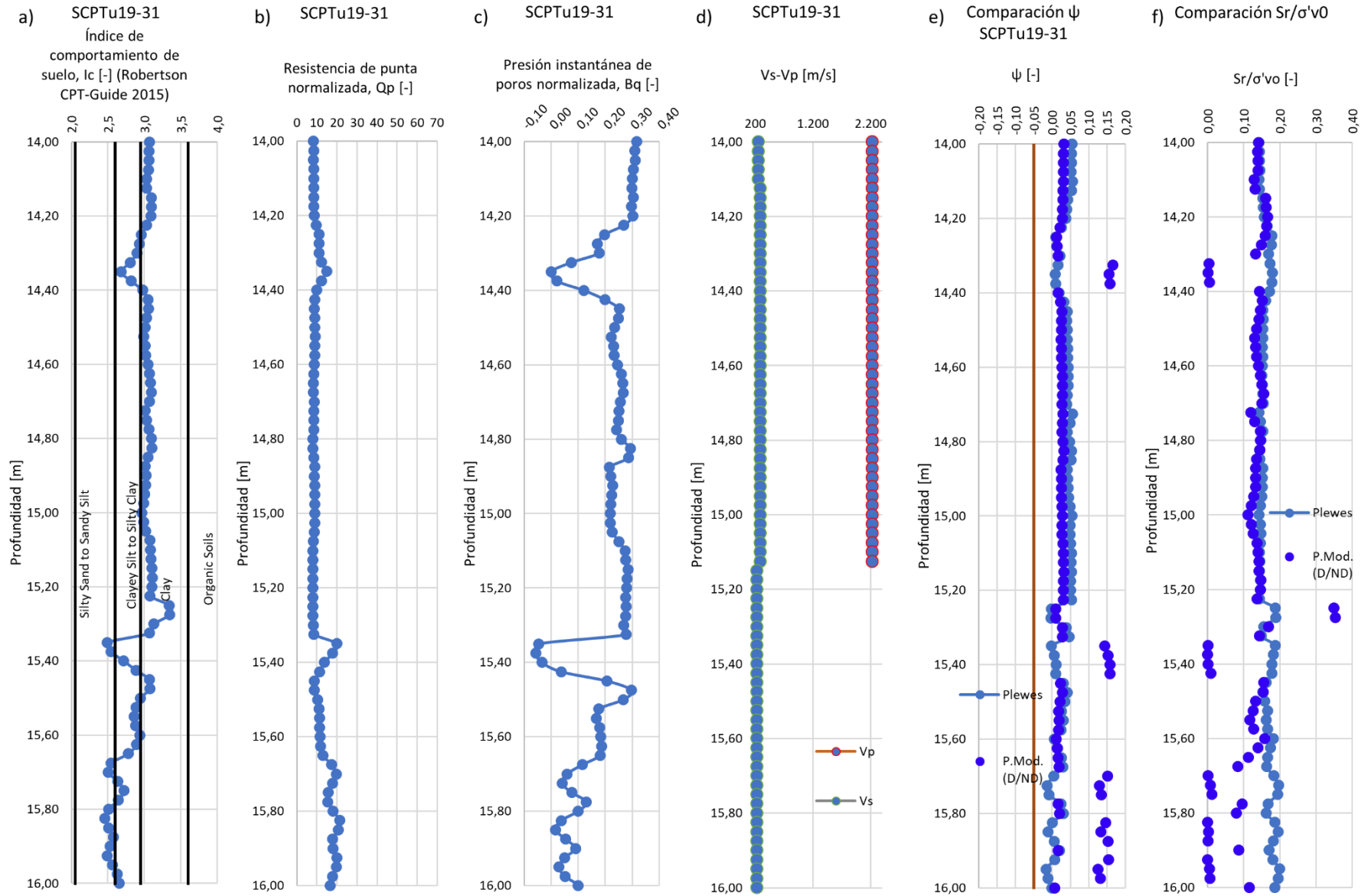


Figura 66. a) Índice de comportamiento, b) Q_p , c) B_q , d) V_s - V_p , e) Comparación parámetro de estado, f) Comparación resistencias últimas normalizadas. Tramo 14 – 16m. SCPTu19-31.

6.6.2. Comparación en Sectores Saturados y Parcialmente Saturados

Por último, para resumir el análisis, se presentan comparaciones de parámetros de estado y resistencias últimas normalizadas bajo interpretación de Plewes y Plewes Modificado en sectores considerados como saturados y sectores parcialmente saturados, con la finalidad de establecer tendencias representativas que permitan prever la extrapolación del método modificado a otras zonas del depósito.

La Figura 67 presenta la respuesta de tres sondajes representativos de una zona parcialmente saturada, donde las tensiones efectivas se han diseñado en función de los grados de succión y ensayos de disipación de presión de poros para cada sondaje particular, siguiendo los lineamientos del Capítulo 3 del presente documento. La Figura 68 presenta la respuesta de tres sondajes representativos del sector más saturado del depósito, donde las tensiones efectivas consideradas sólo involucran las presiones de poros obtenidas de los ensayos de disipación. En ambos escenarios, la respuesta de la interpretación modificada de Plewes exhibe comportamientos contractivos de manera relativamente homogénea, salvo en profundidades someras de los sondajes más saturados, producto de no incorporar efectos de succión (no se cuenta con muestras en ese sector, por la alta humedad del relave). Por otro lado, bajo la interpretación del *screening method* de Plewes, se exhiben comportamientos dilatantes en sectores parcialmente saturados hasta profundidades cercanas a los 20 metros y cambios drásticos a comportamiento contractivo en profundidades mayores. En cuanto a las resistencias últimas normalizadas, las tendencias de Plewes Modificado presentan valores en torno a 0.10 en todos los sectores, mientras que la interpretación de Plewes adopta valores mayores en zonas parcialmente saturadas.

La Tabla 9 presenta promedios y desviaciones estándar de parámetros de estado y resistencias últimas normalizadas de los sondajes anteriores bajo ambas interpretaciones del estudio. Se destaca una resistencia promedio mínima de $\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0.10$ bajo la interpretación modificada de Plewes, asociada a un parámetro de estado promedio de $\psi = 0.08$ en el sondaje SCPTu19-10 a profundidades entre 6 y 8m. También se destaca nuevamente que la interpretación de Plewes exhibe, en promedio, comportamientos ligeramente dilatantes en profundidades menores a 20m en sectores parcialmente saturados (valores de parámetro de estado entre $\psi = -0.05$ y $\psi = -0.10$), lo cual indicaría de manera errática, probablemente, que el relave en dicha zona no es susceptible a licuar.

Con los resultados anteriores, se puede prever que el método basado en simulaciones numéricas puede ser extrapolado a otras zonas del depósito. Idealmente, se debe calibrar con más ensayos triaxiales de muestras representativas extraídas de otros lugares de la cubeta.

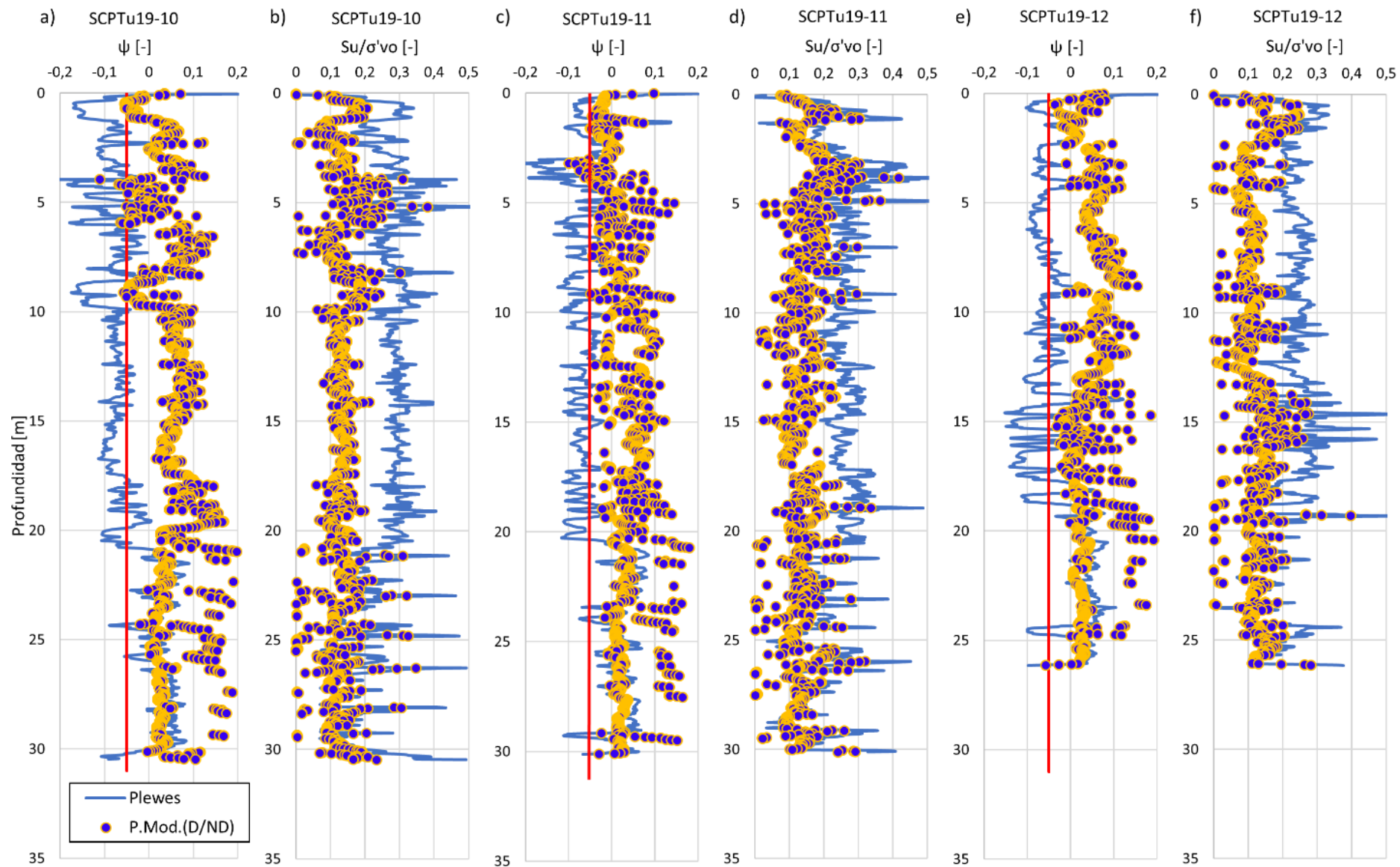


Figura 67. Parámetros de estado y Resistencia última normalizada, sondajes SCPTu19-10 (a y b), SCPTu19-11 (c y d) y SCPTu19-12 (e y f). Sector parcialmente saturado.

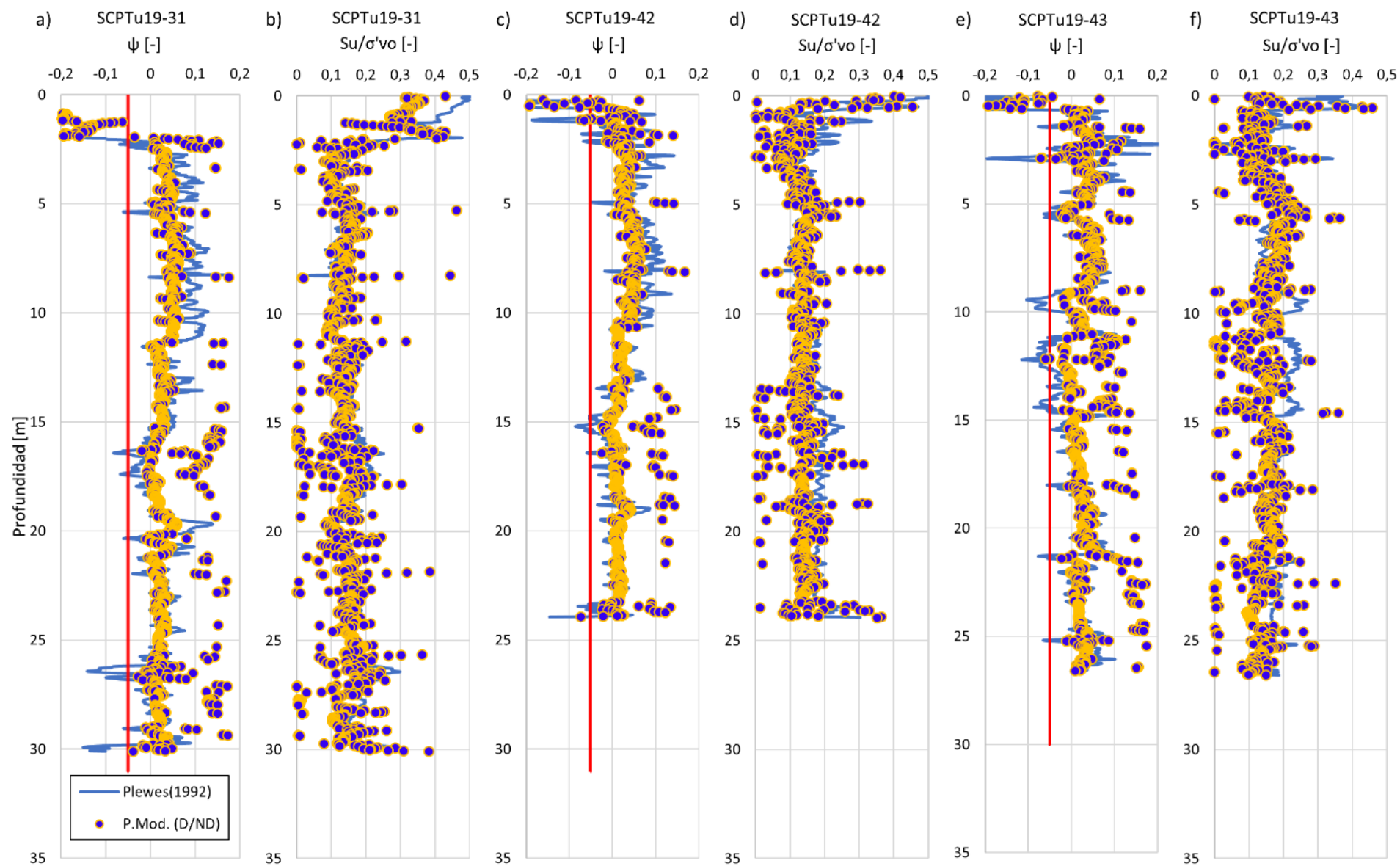


Figura 68. Parámetros de estado y Resistencia última normalizada, sondajes SCPTu19-31 (a y b), SCPTu19-42 (c y d) y SCPTu19-43 (e y f). Sector considerado como saturado.

Tabla 9. Promedio y desviación estándar de parámetros de estado y resistencias últimas normalizadas para interpretaciones de Plewes y Plewes Modificado. Sondajes representativos de zona parcialmente saturada (SCPTu19-10, SCPTu19-11, SCPTu19-12) y representativos de zonas con mayor grado de saturación (SCPTu19-31, SCPTu19-42, SCPTu19-43).

Sector	Tramo	Sondaje	Estadístico	Plewes (1992)		Plewes Modificado		
				ψ	Su/ σ'_{vo}	ψ	Su/ σ'_{vo}	
Parcialmente Saturado	0 - 4m	SCPTu19-10	Promedio	-0,09	0,25	0,02	0,13	
			Desv. Est.	0,06	0,07	0,04	0,05	
	4 - 6m		Promedio	-0,10	0,31	-0,01	0,19	
			Desv. Est.	0,06	0,08	0,03	0,05	
	6 - 8m		Promedio	-0,06	0,26	0,08	0,10	
			Desv. Est.	0,02	0,03	0,03	0,03	
	8 - 10m		Promedio	-0,10	0,31	0,01	0,17	
			Desv. Est.	0,06	0,05	0,05	0,04	
	10 - 20m		Promedio	-0,07	0,29	0,07	0,13	
			Desv. Est.	0,02	0,03	0,03	0,02	
	> 20m		Promedio	0,02	0,19	0,05	0,12	
			Desv. Est.	0,05	0,08	0,05	0,06	
	0 - 20m		SCPTu19-11	Promedio	-0,06	0,26	0,03	0,15
				Desv. Est.	0,04	0,06	0,04	0,05
SCPTu19-12		Promedio	-0,05	0,24	0,05	0,12		
		Desv. Est.	0,06	0,06	0,04	0,05		
> 20m	SCPTu19-11	Promedio	0,02	0,18	0,04	0,13		
		Desv. Est.	0,04	0,07	0,04	0,05		
	SCPTu19-12	Promedio	0,04	0,15	0,04	0,12		
		Desv. Est.	0,04	0,06	0,04	0,04		

Sector	Tramo	Sondaje	Estadístico	Plewes (1992)		Plewes Modificado	
				ψ	Su/ σ'_{vo}	ψ	Su/ σ'_{vo}
Saturado o casi saturado	> 2.5m	SCPTu19-31	Promedio	0,04	0,16	0,04	0,14
			Desv.Est	0,05	0,04	0,03	0,05
		SCPTu19-42	Promedio	0,03	0,16	0,03	0,14
			Desv.Est	0,04	0,03	0,03	0,04
		SCPTu19-43	Promedio	0,01	0,18	0,04	0,14
			Desv.Est	0,05	0,04	0,04	0,06

7. Discusión

El relave espesado del estudio presenta zonas parcialmente saturadas que generan aportes de resistencia por efectos de succión, fricción y densidad. Con lo anterior, se debe recordar que la definición de parámetro de estado es la diferencia entre el índice de vacíos in-situ y el índice de vacíos en estado crítico, lo cual enmarca la evaluación del estado en términos de densidad y no en términos de capacidad de succión. Sin ensayos de laboratorio correspondientes o sin un medidor de presión de aire en el CPT, el efecto de la succión no se puede evaluar.

En relación con la estimación de tensiones efectivas, la medición de presión de poros de agua afecta a la estimación de presión de poros y termina controlando tanto la estimación del parámetro de estado como la resistencia última de diseño. El ensayo de disipación puede tener el problema de que las presiones medidas son las presiones remanentes que quedan luego de haber desplazado y cizallado el material, lo que puede generar presiones atrapadas por este efecto que no necesariamente corresponden del todo a las que existían antes del hincado. Las mediciones deben ser complementadas con ensayos de piezometría, los cuales fueron otorgados en etapas tardías del avance del trabajo, motivo por el cual no se han logrado incluir para el cruce de información. Tener más tiempo un sensor midiendo las presiones hasta su estabilización puede mitigar el efecto de presiones retenidas y efectivamente entregar un valor más acertado de presión de agua.

A modo de síntesis, las interpretaciones SCPTu del estado in-situ y comportamiento se esquematizan en la Figura 69. Las interpretaciones SBT no entregan directamente un parámetro de estado, pero sí condiciones que permiten estimar si el comportamiento es contractivo o dilatante. Por este motivo, se consideran en el esquema.

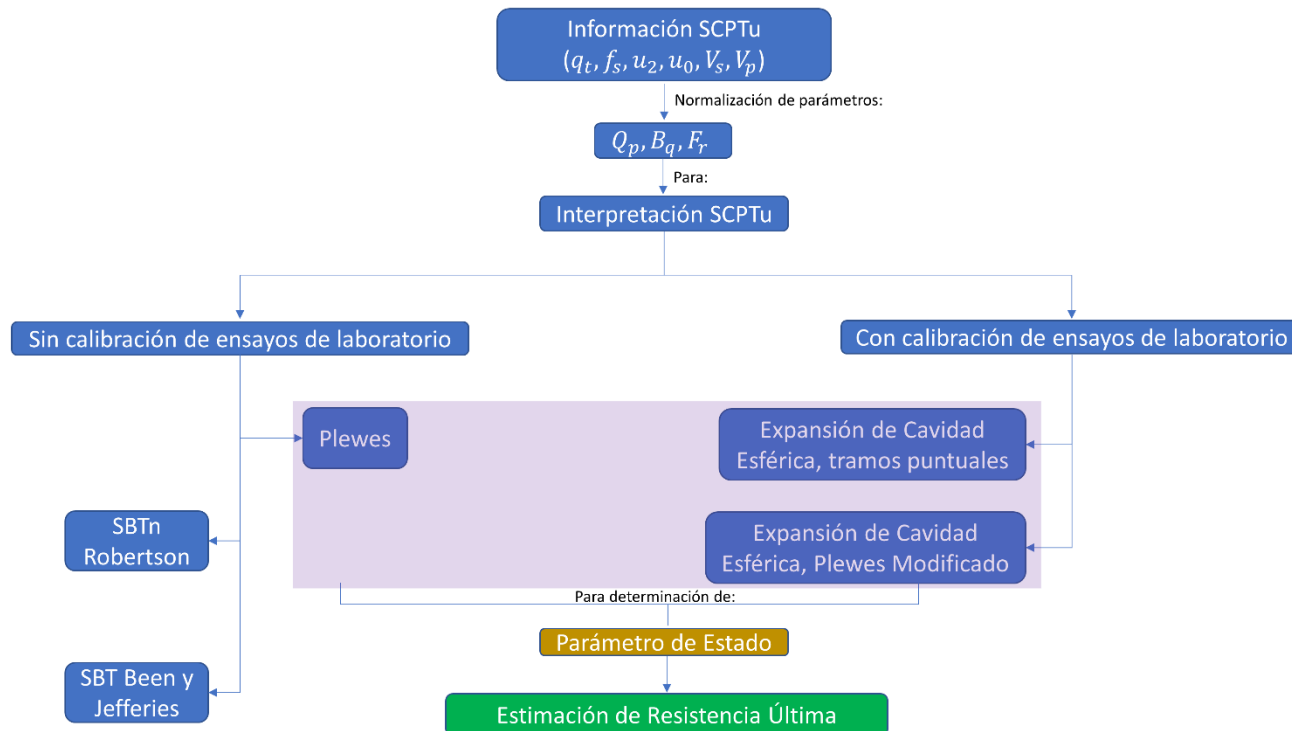


Figura 69. Esquema de interpretaciones SCPTu para estimación del parámetro de estado y resistencia última a partir del enfoque de estado crítico.

Los aspectos más relevantes de cada metodología son los siguientes:

- El *screening method* de Plewes entrega un marco referencial general de tendencias de parámetro de estado en profundidad en todas las zonas del depósito que cuenten con sondajes. Su ventaja es que sólo utiliza información CPTu (es decir, resistencias de cono y estimación de presión de poros a partir de ensayos de disipación) y su propia base de datos histórica, además que es de rápida implementación. No presenta la necesidad de calibrar la interpretación con ensayos de laboratorio, pero su uso se limita cuando se trata de depósitos de suelos en condición parcialmente saturada, ya que los efectos de succión pueden estar subestimados. Tampoco discrimina si la penetración de la sonda es drenada o no drenada, sólo considera el valor del exceso de presión de poros normalizado para este efecto. Por lo tanto, este método sirve para establecer referencias o primeras aproximaciones del valor del parámetro de estado cuando no se tiene más información geotécnica además de los sondajes en terreno.
- El *Soil Behaviour Type* normalizado de Robertson (SBTn) estima la susceptibilidad del material a contraerse o dilatarse en función de las resistencias de punta y fuste exhibidas en cada sondaje. La combinación de estas dos resistencias da lugar a una interpretación de “tipo de comportamiento de suelo”. Cuando se detecta mayor resistencia de punta y menor resistencia de fuste, se estima que el comportamiento del suelo es arenoso, mientras que, en caso contrario, se estima que es más limoso-arcilloso. Este aspecto permite tener una referencia general del tipo de material que se está prospectando si no se cuenta con más información de muestreo y características texturales reales. Sin embargo, puede presentar estimaciones erróneas cuando no se consideran efectos de succión, ya que se estaría sobreestimando la resistencia de punta y con ello la dilatancia y el tipo de comportamiento de suelo. La mayor resistencia de punta estaría considerando que el suelo prospectado es más denso de lo que realmente es, por efecto de las succiones que generan más atracción entre las partículas. También es necesario mencionar que la resistencia de punta normalizada de Robertson considera normalizaciones por presión atmosférica y un exponente n dependiente del índice de comportamiento de suelo (I_c), el cual a su vez depende de la resistencia de punta normalizada (Q_{tn}), lo que significa que para esta metodología de interpretación se deben ejecutar iteraciones del parámetro n para obtener los resultados. Esto puede realizarse en una planilla Excel con el complemento Solver, cuyo tiempo de ejecución dependerá de la profundidad de cada sondaje en evaluación, de la forma de programación de las ecuaciones y de las capacidades del computador.
- La interpretación SBT de Jefferies y Been presenta características análogas al caso anterior, con la salvedad de que en el eje ordenado se grafica la resistencia CPT efectiva normalizada $Q_p(1 - B_q) + 1$ y, además, que presenta bandas estimadas de parámetro de estado en función de la combinación de resistencias de punta y fuste. Las tres interpretaciones anteriores pueden ser ejecutadas sin necesidad de calibración con ensayos de laboratorio, quedando a juicio de ingeniería su utilización. Sin embargo, como se ha visto, en relaves espesados es necesario calibrar. Se puede mencionar que el comportamiento estimado a

partir de esta interpretación y de la interpretación de Plewes son consistentes producto de la utilización del mismo grupo de parámetros adimensionales.

- La expansión de cavidad esférica en tramos particulares de un sondaje, en zonas donde hubo extracción de muestras ensayadas en laboratorio (ensayos de caracterización geotécnica y ensayos triaxiales) estima el parámetro de estado mediante las resistencias CPT y la simulación de las condiciones de estado, rigidez y confinamiento del suelo en dicho tramo. Esta simulación es análoga a las pruebas de cámara de calibración, que son el “estándar de oro” de las pruebas de laboratorio para estimar el estado de una muestra de suelo. Sin embargo, la ejecución de una prueba de cámara de calibración significa encontrar los parámetros k, m solamente en un estado caracterizado por $p'_0 - \psi - I_r$, viéndose en la necesidad de ejecutar muchas pruebas para tener un rango de posibles estados, lo cual es económicamente inviable en la práctica. Las simulaciones numéricas permiten ejecutar libremente innumerable cantidad de combinaciones de estado, rigidez y confinamiento, para abarcar muchos casos posibles. Poder contar con ensayos triaxiales ejecutados a confinamientos correspondientes con la zona de la extracción de la muestra permite establecer datos en las gráficas de $\lambda_{10} - F_r, k - \lambda_{10}$ y $m - \lambda_{10}$ de Plewes si se correlaciona correctamente con las mediciones CPT. Con esto, puede generarse la interpretación de “Plewes Modificado”, revisada en el siguiente punto. Esta interpretación puede utilizarse con mayor aceptación cuando se requiere analizar una zona específica de un depósito de suelos en una profundidad local.
- La modificación de Plewes mediante simulaciones de expansión de cavidad esférica permite establecer tendencias en k, m y λ_{10} que se pueden propagar en toda la extensión de un sondaje y, con ello, estimar el perfil de parámetro de estado en profundidad. Si se desea aplicar esta información, obtenida de un sondaje de un sector particular del depósito, en otra zona que también cuenta con sondajes, se debe verificar que las propiedades del material se mantengan entre sectores. Esto es esperable para este relave espesado, puesto que las granulometrías y contenidos de finos son similares entre zonas, no existe mayor segregación en profundidad de playas y la depositación hidráulica se mantiene entre sectores, aunque idealmente se debería contar con ensayos de laboratorio en diferentes sectores del lugar, para evitar incertidumbres y posible empeoramiento de la calidad de la interpretación. Para calibrar mejor las tendencias de las gráficas de Plewes (Figura 34 y Figura 35), es necesario contar con más muestras extraídas de una profundidad específica en las cercanías de algún sondaje y ensayarlas en compresión triaxial. De esta manera, se puede nutrir la base de datos de comportamientos del modelo NorSand, estimar rangos de confinamiento, rigidez y estado para el modelo de elementos finitos de CPT-Widget y, por consiguiente, ejecutar más simulaciones de Expansión de Cavidad Esférica. Sin embargo, contar con cinco datos es una ventaja sobresaliente si se considera que las curvas de la Figura 34 han sido calibradas con 13 materiales particulados.

Las interpretaciones SCPTu apoyadas con ensayos de laboratorio para estimar el parámetro de estado permiten calibrar de mejor manera los supuestos y tendencias que han sido utilizado por diversos autores para tener un análisis más acabado de la evaluación de un depósito de suelos específico, por el simple hecho de que se están utilizando las propiedades del material para su

propia evaluación y no correlaciones con otros materiales. El uso de correlaciones conlleva consideraciones especiales, lo cual incrementa la demanda de tiempo de análisis y de personal especializado. En todas las interpretaciones, se debe considerar los efectos de succión cuando se tengan condiciones parcialmente saturadas, ya que, de no hacerlo, la resistencia de punta estaría presentando valores mayores producto de la presión de aire y no por una mayor densidad aparente del material. Si bien las condiciones parcialmente saturadas son inducidas por los tiempos de secado del relave espesado y efectivamente se logra una mayor resistencia, no es correcto considerar que dicha resistencia se atribuye a propiedades del material, sino a condiciones de depositación. Si eventualmente las presiones de succión fueran disipadas por algún motivo (saturación inesperada), se perdería esa resistencia adicional.

En cuanto a las evaluaciones de resistencias últimas, en caso de que el relave sea susceptible a licuar (es decir, se presenten comportamientos contractivos), Jefferies y Been (2016) aluden a que dicho parámetro para el diseño no puede obtenerse solamente a partir de pruebas de penetración de cono, sino que primero se debe entender e interpretar el estado in-situ del material – a través del parámetro de estado, calibrado con ensayos de laboratorio específicos del relave en estudio – y luego su comportamiento, ya que éste condiciona la respuesta de la resistencia al corte última. Otros autores, como Robertson (2010), Olson y Stark (2002), o Boulanger e Idriss (2014), relacionan de manera directa la resistencia última con resistencias de punta normalizadas bajo sus propios criterios de normalización, considerando las tendencias de casos históricos de back-análisis de mediciones CPT, mediciones SPT transformadas en valores CPT e incluso con técnicas de medición que no utilizan SPT o CPT, sin considerar calibraciones específicas con las propiedades del material. Si bien estos autores generan su parámetro de resistencia de diseño bajo sus propios criterios y el cálculo es de rápida ejecución, se ha observado que, en general, la estimación de resistencia última es muy conservadora, lo cual puede repercutir en diseños de estructuras de contención muy sobredimensionadas y, con ello, en costos excesivamente altos de etapas constructivas. Por otro lado, si se tienen estimaciones de resistencias últimas de diseño con mejor calibración y estudio del material y entendimiento del comportamiento del relave, los parámetros de diseño pueden generar estructuras de contención menos conservadoras (complementarias a la resistencia del relave espesado apilado en pendientes) y, con ello, a una considerable disminución de costos de etapas constructivas. Cuando se trata de infraestructuras geotécnicas más riesgosas, lo ideal es invertir más tiempo en el análisis crítico del material de estudio para definir de mejor manera los parámetros de diseño, mientras que cuando se tienen infraestructuras de menor riesgo, se puede diseñar con estimaciones que demanden menor tiempo de trabajo y ejecución, considerando valores conservadores.

8. Conclusiones

En el depósito de relaves hay 2 zonas identificables y distintivas. Una corresponde al sector donde se ubican los sondajes SCPTu19-25 al SCPTu19-37 y SCPTu19-40 al SCPTu19-43 (presentadas en la Figura 2 y detalle de la Tabla 1). En esta zona se detectan los mayores grados de saturación de todo el depósito, lo cual se evidencia principalmente a partir de altas presiones instantáneas de poros y altos valores de velocidad de onda compresional. En este caso, se estima que no se desarrollan efectos de succión, por lo que la evaluación del parámetro de estado puede hacerse considerando directamente las presiones de poros obtenidas de los ensayos de disipación, e idealmente calibradas con información piezométrica. En este mismo caso, se concluye que la evaluación del parámetro de estado de Plewes se asemeja bastante a la interpretación mediante simulaciones numéricas denominada “Plewes Modificado”. Por lo tanto, en zonas saturadas, el *screening method* de Plewes es bastante acertado, pese a no tener parámetros de ajuste k y m correctamente calibrados con el material de estudio.

La segunda zona distintiva corresponde a todo el resto del depósito, donde se detectan saturaciones parciales a partir de las mismas mediciones indicadas anteriormente y también a partir de los grados de saturación de las muestras extraídas en profundidad. En estas zonas se distinguen tramos más bien secos y otros con mayores saturaciones, pero que no logran conformar un nivel freático. En estos sectores, se debe incluir los efectos de succión en la evaluación de presiones de poros con las que se calculan los esfuerzos efectivos y las normalizaciones de resistencias CPTu. No hacerlo implicaría considerar un estado más dilatante, asociado a mayores resistencias últimas, lo cual implicaría considerar condiciones menos conservadoras de lo que realmente son, tal como se puede apreciar en la Figura 36 que compara los parámetros de estado de Plewes con y sin efectos de succión. También, se debe discriminar la condición de drenaje que se espera, puesto que considerar una condición no-drenada en zonas relativamente secas puede sobreestimar la resistencia. Basándose en los resultados de la Tabla 9 para el sondaje SCPTu19-10 en profundidades entre 6 y 8m, se puede observar que el valor promedio de resistencia última de Plewes es 2.6 veces mayor que el establecido por “Plewes Modificado”, esto producto de que la interpretación de Plewes no discrimina la condición de drenaje y tampoco ajusta particularmente los parámetros k y m para estos relaves en estudio, resultando un estado dilatante con resistencia sobreestimada. En estos sectores parcialmente saturados, es más acertado, conservador y correcto, utilizar la metodología de Plewes Modificado.

Enfatizando lo anterior, uno de los aspectos más importantes en la estimación del parámetro de estado para relaves espesados es el efecto de la succión bajo condiciones parcialmente saturadas, las cuales se desarrollan por la naturaleza del sistema de deposición hidráulica en capas delgadas y por los ciclos de secado. Se debe tener especial cuidado con la estimación de parámetros con los que se calcula la saturación de las muestras (en especial, con el índice de vacíos), ya que el material tiende a densificar apenas se extrae de sus condiciones in-situ para ser llevado a un laboratorio. Incorporar la succión en el cálculo de presiones de poro disminuye la resistencia efectiva CPT normalizada, asociándose a comportamientos más contractivos y uniformes en la cubeta (discriminando la condición de drenaje con el valor de B_q). Su correcta incorporación permite estimar de mejor manera las resistencias últimas de diseño en análisis de estabilidad.

Si bien las técnicas de secado efectivamente mejoran la resistencia del relave, no se debe principalmente a un aumento en las densidades alcanzadas, sino a la succión que se genera, la cual puede llegar a desaparecer por saturaciones imprevistas (como, por ejemplo, lluvias en el norte del país o la resaturación por mayor cantidad de agua en el flujo depositado en la operación), quedando sólo la resistencia al corte atribuible a la fricción de los materiales y su densidad.

Respecto a los métodos de estimación de resistencia última que han sido evaluados, se concluye que los métodos basados en estado y comportamiento del material (Plewes y “Plewes Modificado”) representan una mejor estimación de la resistencia última si son correctamente calibrados, ya que involucran parámetros característicos del relave en la interpretación (parámetros de estado crítico, plasticidad y elasticidad), a diferencia de metodologías de otros autores, que interpretan la resistencia solamente a partir de diferentes normalizaciones de resistencia de punta y vinculados con diferentes estudios de casos históricos con distintas categorizaciones de calidad de información (es decir, estudios de casos de back-análisis con información CPT, casos con CPT sin información de fuste, información SPT correlacionada con CPT, e incluso, estudios sin datos CPT). Conforme con esto, la interpretación de Robertson para arenas no se considera adecuada para aplicarse en este depósito, ya que sus casos de estudio se encuentran en rangos bastante acotados de resistencias de punta, en comparación al rango de valores encontrados en este depósito. La interpretación de Robertson para arcillas, basada en la resistencia de fuste, es una rápida y conservadora interpretación que puede ser útil cuando se tienen condiciones que faciliten el comportamiento no-drenado y no se cuente con información de ensayos de laboratorio que permitan conocer parámetros del material. Por otro lado, si se dificulta estimar la condición de drenaje que se pueda desencadenar, los métodos de Olson y Stark (2002) y Boulanger e Idriss (2014) presentan estimaciones conservadoras en profundidades mayores, pero no en profundidades someras. Por último, las resistencias últimas estimadas a partir de ensayos de veleta de corte pueden considerarse adecuadas cuando se ejecutan en zonas con altos grados de saturación, lo cual implica ejecutar previamente sondajes SCPTu para conocer qué zonas presentan esas características.

En cuanto a la calibración denominada “Plewes Modificado”, debe concluirse que es la manera más acertada de estimar el estado in-situ del material, puesto que incorpora la calibración de la interpretación SCPTu mediante ensayos de laboratorios y simulaciones numéricas a partir de un modelo constitutivo de estado crítico generalizado. Se puede tener una mejora considerable si se tuviese mayor cantidad de ensayos triaxiales en muestras recuperadas a diferentes profundidades (y ensayadas a confinamientos adecuados) en diferentes sectores del depósito, que permitan calibrar de mejor manera las tendencias de k a partir de λ_{10} , m a partir de λ_{10} y de λ_{10} a partir del fuste entregado por el CPT. Aplicando esta metodología, pueden estimarse valores promedios de resistencia última normalizada por esfuerzo vertical efectivo en torno a 0.10.

Finalmente, el estudio de la estimación del parámetro de estado requiere adoptar diferentes supuestos y utilizar una gran cantidad de información geotécnica, tanto de terreno como de laboratorio, para acotar los escenarios e incertidumbre de los diferentes comportamientos y estado del material que se puedan presentar. Estos supuestos deben estar sujetos a calibraciones más sofisticadas de lo que se expone en el presente trabajo, bajo juicio crítico y experto de profesionales.

Bibliografía

- [1] Antofagasta Minerals (febrero, 2022). Portal web. *Minera Centinela*. <https://www.aminerals.cl/que-hacemos/nuestras-companias/chile/minera-centinela/>.
- [2] Ayala, J., Fourie, A., & Reid, D. (noviembre, 2020). Development of a New Large Calibration Chamber for Cone Penetration Testing of Thickened Tailings. In Quelopana, H. (ed.). *23rd International Conference on Paste, Thickened and Filtered Tailings – PASTE 2020*. Gecamin Publications, Santiago. Recuperado de https://papers.acg.uwa.edu.au/p/2052_51_Ayala/.
- [3] Bard, E., & González, G. (julio, 2019). Liquefaction Assessment of Deposited Thickened Tailings Using CPTu Soundings Calibrated With Laboratory Testing: a Critical State Soil Mechanics Application. In Quelopana, H. (ed.). *Tailings 2019. 6th International Seminar on Tailings Management*. Gecamin Publications, Santiago.
- [4] Been, K. (septiembre, 2016). Characterizing mine tailings for geotechnical design. In Barry M. Lene, Hugo E. Acosta-Martínez & Richard Helly, eds. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization 5*. 5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization. ISSMGE, Australian Geomechanics Society, pp. 41-55. Queensland, Australia.
- [5] Been, K., & Li, Al. (abril, 2009). Soil Liquefaction and Paste Tailings, in R. Jewell, A.B. Fourie, S. Barrera & J. Wiertz (eds). *Proceedings of the 12th International Seminar on Paste and Thickened Tailings*, pp. 281-290. Australian Centre of Geomechanics, Perth. Recuperado de https://papers.acg.uwa.edu.au/d/963_32_Been/32_Been.pdf.
- [6] Been, K., Obermeyer, J., Parks, J., & Quinonez, A. (octubre, 2012). Post-liquefaction undrained shear strength of sandy silt and silty sand tailings. In *16th International Conference on Tailings and Mine Waste*, pp. 325-335. University of British Columbia, Vancouver, Canadá.
- [7] Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk ukeblad*, 39, 859-863.
- [8] Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. *Report No. UCD/CGM.-14, 1*.
- [9] Calderón, C., Cortés, E., Martínez, J., Palape, M., & Cooper, C. (julio, 2018). Operational Challenges of Thickened Tailings Planning at Centinela Mine. In *Tailings 2018. 5th International Seminar on Tailings Management*. Gecamin Publications, Santiago.
- [10] Consejo Minero (2022). Plataforma de Relaves Antofagasta Minerals. *Centinela*. Recuperado de <https://consejominero.cl/comunicaciones/plataforma-de-relaves/antofagasta-minerals/#:~:text=Nombre%20y%20Ubicaci%C3%B3n,provincia%20y%20regi%C3%B3n%20de%20Antofagasta>.

- [11] Currículum Nacional (2022). Recursos educativos y documentos curriculares. *Mapa actividad minera en Chile*. Recuperado de <https://www.curriculumnacional.cl/portal/Educacion-General/Historia-Geografia-y-Ciencias-Sociales-6-basico/HI06-OA-13/26972:Mapa-actividad-minera-en-Chile>.
- [12] Errázuriz, T., & Gonzalez, A. (noviembre, 2020). Integrating Site Conditions, Rate of Rise and Deposition Sequence to Beach Slope Estimations for High Thickened Tailings. In Quelopana, H. (ed.). *23rd International Conference on Paste, Thickened and Filtered Tailings – PASTE 2020*. Gecamin Publications, Santiago. Recuperado de https://papers.acg.uwa.edu.au/d/2052_30_Gonzalez/30_Gonzalez.pdf.
- [13] Fourie, A. (marzo, 2012). Paste and thickened tailings: has the promise been fulfilled?. In *GeoCongress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering*, pp. 4126-4135. Geo-Institute of ASCE, Oakland, California.
- [14] Fredlund, D. G., Rahardjo, H., Fredlund, M. D. (2012). Unsaturated soil mechanics in engineering practice.
- [15] Gao, Y., Sun, D. A., Zhu, Z., & Xu, Y. (2019). Hydromechanical behavior of unsaturated soil with different initial densities over a wide suction range. *Acta geotechnica*, 14(2), 417-428.
- [16] Ghafghazi, M., & Shuttle, D. (octubre, 2008). Interpretation of sand state from cone penetration resistance. *Géotechnique*, 58(8), 623-634.
- [17] Golder (2021). Levantamiento Histórico del DRE. *Prestación de Servicios de Verificación de Estabilidad Geotécnica y Estudio de Infiltraciones DRE*. Minera Centinela.
- [18] Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute.
- [19] Jamiolkowski, M. (2012). Role of geophysical testing in geotechnical site characterization. *Soils and Rocks*, 35(2), 117-137.
- [20] Jefferies, M. (marzo, 1993). Nor-Sand: a simple critical state model for sand. *Géotechnique*, 43(1), 91-103.
- [21] Jefferies, M. (2014). 2014 Suklje Lecture: *Soil Liquefaction – A Mechanics View*. Recuperado de <http://www.sloged.si/wp-content/uploads/2014/11/1-Mike-Jefferies-Soil-Liquefaction-A-Mechanics-View.pdf>.
- [22] Jefferies, M., & Been, K. (2016). *Soil liquefaction: a critical state approach* (2nd ed.). CRC Press, Boca Ratón, Florida.
- [23] Li, A.L., Been, K., Ritchie, D., & Welch, D. (abril, 2009). Stability of Large Thickened, Non-Segretated Tailings Slopes. In R. Jewell, A.B. Fourie, S. Barrera & J. Wiertz (eds). *Proceedings of the 12th International Seminar on Paste and*

- Thickened Tailings*, pp. 301-311. Australian Centre of Geomechanics, Perth. Recuperado de https://papers.acg.uwa.edu.au/d/963_34_Li/34_Li.pdf.
- [24] López-Acosta, N.P., Espinosa, A.L. (noviembre, 2016). Estimación de la permeabilidad en materiales finos mediante pruebas de disipación de presión de poro. En: *Memorias de la XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*, SMIG: Mérida, México.
- [25] Martínez, J. (diciembre, 2016). *Propuesta de modelo de optimización de tiempo de vida útil de depósito de relaves espesados, utilizando software MUCK3D*. Tesis (Tesis de grado, Licenciado en Ciencias de la Ingeniería) Tesis (pregrado Ingeniero Civil Industrial). Escuela de Ingeniería. Universidad Católica del Norte, Antofagasta.
- [26] McPhail, G. I., Bello, F., & Engels, J. (julio, 2017). Beach Profile Modeling at Centinela Mine, Chile., In *Tailings 2017. 4th International Seminar on Tailings Management*, Gecamin, Santiago. Recuperado de <http://wwlengineering.com/wp-content/uploads/2017/08/GMcPhail-Technology-for-Tailings-Beaching-Case-Study-Minera-Centinela.pdf>.
- [27] Minera Centinela (2021). Archivos de Control Geotécnico Operacional.
- [28] Morgenstern, N. R., Vick, S. G., Viotti, C. B., & Watts, B. D. (agosto,2016). *Fundão Tailings Dam Review Panel: Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam*. *Cleary Gottlieb Steen & Hamilton LLP*, New York.
- [29] Olson, S. M., & Stark, T. D. (2002). Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(3), 629-647.
- [30] Pastén, C. (2019). *Métodos de Ondas (1/2)*. Cátedra Curso CI-7411 Dinámica de Suelos. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Chile.
- [31] Peters, G., Verdugo, R., Echevarría, J., & Caro, G. (noviembre, 2014). Estudio geotécnico para el emplazamiento de un depósito de relaves espesados sobre uno convencional existente. In *VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica* (pp. 26-28).
- [32] Peuchen, J., Vanden Berghe, J. F., & Coulais, C. (2010). Estimation of u_1/u_2 conversion factor for piezocone. In *Proceedings of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'10)*.
- [33] Plewes, H. D., Davies, M. P. & Jefferies, M. G. (octubre, 1992). CPT based screening procedure for evaluating liquefaction susceptibility. In *Proceedings of the 45th Canadian Geotechnical Conference, Toronto, Ontario, Canadá*. (Vol. 4, pp. 1-9).
- [34] Pournaghiazar, M., Russell, A. R., & Khalili, N. (2012). Linking cone penetration resistances measured in calibration chambers and the field. *Géotechnique Letters*, 2(2), 29-35.
- [35] Pournaghiazar, M., Russell, A. R., & Khalili, N. (2013). The cone penetration test in unsaturated sands. *Geotechnique*, 63(14), 1209-1220.

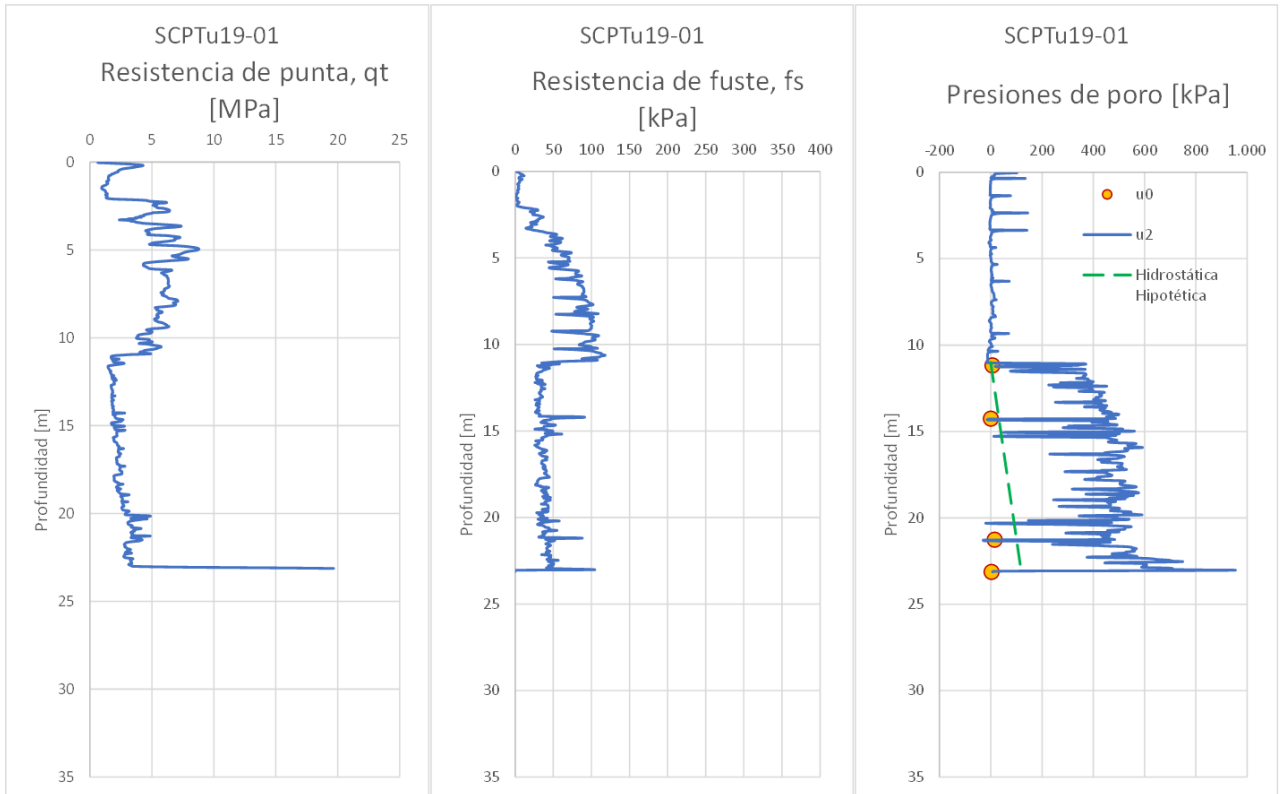
- [36] Reid, D., & Fourie, A. B. (junio, 2014). Assessing the post-liquefaction shear strength of thickened tailings in the design stage – a review and update. In *Proceedings of the 17th International Seminar on Paste and Thickened Tailings*, vol.1, pp. 429- 444. Australian Centre of Geomechanics. Vancouver, Canada.
- [37] Reid, D. (mayo, 2019). Estimating the in situ state of a thickened tailings deposit. In *Proceedings of the 22nd International Conference on Paste, Thickened and Filtered Tailings* (pp. 81-87). Australian Centre for Geomechanics.
- [38] Robertson, P. K. (mayo, 2010a). Estimating in-situ soil permeability from CPT & CPTu. In *Memorias del 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*, California State Polytechnic University Pomona, CA. Recuperado de http://www.cpt10.com/PDF_Files/2-51Robehc.pdf.
- [39] Robertson, P. K. (2010b). Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(6), 842-853. Doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000286.
- [40] Robertson, P. K. (mayo, 2010c). Soil Behaviour Type from the CPT: An Update. In *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*, vol. 2, pp. 575-583. Huntington Beach, California. Recuperado de <https://www.cpt-robertson.com/PublicationsPDF/2-56%20RobSBT.pdf>.
- [41] Robertson, P. K., & Cabal, K. L. (2015). Guide to cone penetration testing 6th Edition. Gregg Drilling & 12 Testing. Inc. 6th Edition, Signal Hill, California, 13.
- [42] Robertson, P. K. (diciembre, 2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system – an update. *Canadian Geotechnical Journal*. 53(12), 1910-1927. Doi: 10.1139/cgj-2016-0044.
- [43] Robertson, P.K., Melo, L., Williams, D.J., & Ward Wilson, G. (diciembre, 2019). *Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I*. Vale S.A., Brasil. Recuperado de: <https://bdrb1investigationstacc.z15.web.core.windows.net/assets/Feijao-Dam-I-Expert-Panel-Report-ENG.pdf>.
- [44] Rocscience. *NorSand in RS2: An Advanced Constitutive Material Model*. Recuperado de <https://www.rocscience.com/about/news-events/norsand-in-rs2-an-advanced-constitutive-material-model>.
- [45] Russell, A. R., & Reid, D. (2016). Effects of suction on CPT results and soil classification. In *Proceedings of the 5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Characterisation*, Australian Geomechanics Society, Sydney (pp. 521-526).
- [46] Russell, A. R., & Reid, D. (abril, 2018). Pitfalls in interpretation of cone penetration test data recovered from unsaturated geomaterials. In *Proceedings of the 21st*

- International Seminar on Paste and Thickened Tailings* (pp. 483-492). Australian Centre for Geomechanics.
- [47] Seddon, K. D., & Albee, J. K. (abril, 2015). Characterisation of a thickened tailings beach. In *Proceedings of the 18th International Seminar on Paste and Thickened Tailings* (pp. 493-504). Australian Centre for Geomechanics.
- [48] Shuttle, D. (octubre, 2016). *CPTwidget: a finite element program for soil-specific calibration of the CPT*. Recuperado de https://www.icevirtuallibrary.com/doi/suppl/10.1680/jgere.16.00008/suppl_file/jgere.16.00008.supplementarymaterial.ReadMe-RunningtheCPTwidget.pdf.
- [49] Shuttle, D., & Cunning, J. (enero, 2007). Liquefaction potential of silts from CPTu. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(1), 1-19.
- [50] Shuttle, D., Jefferies, M. (1998). Dimensionless and unbiased CPT interpretation in sand. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol. 22, 351-391.
- [51] Shuttle, D., & Jefferies, M. (2010). *NorSand: description, calibration, validation and applications*. Documento informal. Recuperado de https://www.researchgate.net/profile/Mike-Jefferies/publication/265099879_NORSAND_DESCRIPTION_CALIBRATION_VALIDATION_AND_APPLICATIONS/links/57903add08ae0831552a6a29/NOR-SAND-DESCRIPTION-CALIBRATION-VALIDATION-AND-APPLICATIONS.pdf.
- [52] Shuttle, D., & Jefferies, M. (septiembre, 2016). Determining silt state from CPTu. *Geotechnical Research*, 3(3), 90-118. Doi: 10.1680/jgere.16.00008.
- [53] Sottile, M., Kerguelen, A., & Sfriso, A. (octubre, 2019). A comparison of procedures for determining the state parameter of silt-like tailings. In Kalumba Denis, editor. *17th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. South African Institution of Civil Engineering's Geotechnical Division, Cape Town, South Africa.
- [54] Sully, J. P., Robertson, P. K., Campanella, R. G., & Woeller, D. J. (2000). An approach to evaluation of field CPTu dissipation data in overconsolidated fine-grained soils: Reply. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(6), 1398.
- [55] Youd, T. L., & Idriss, I. M. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(4), 297-313.

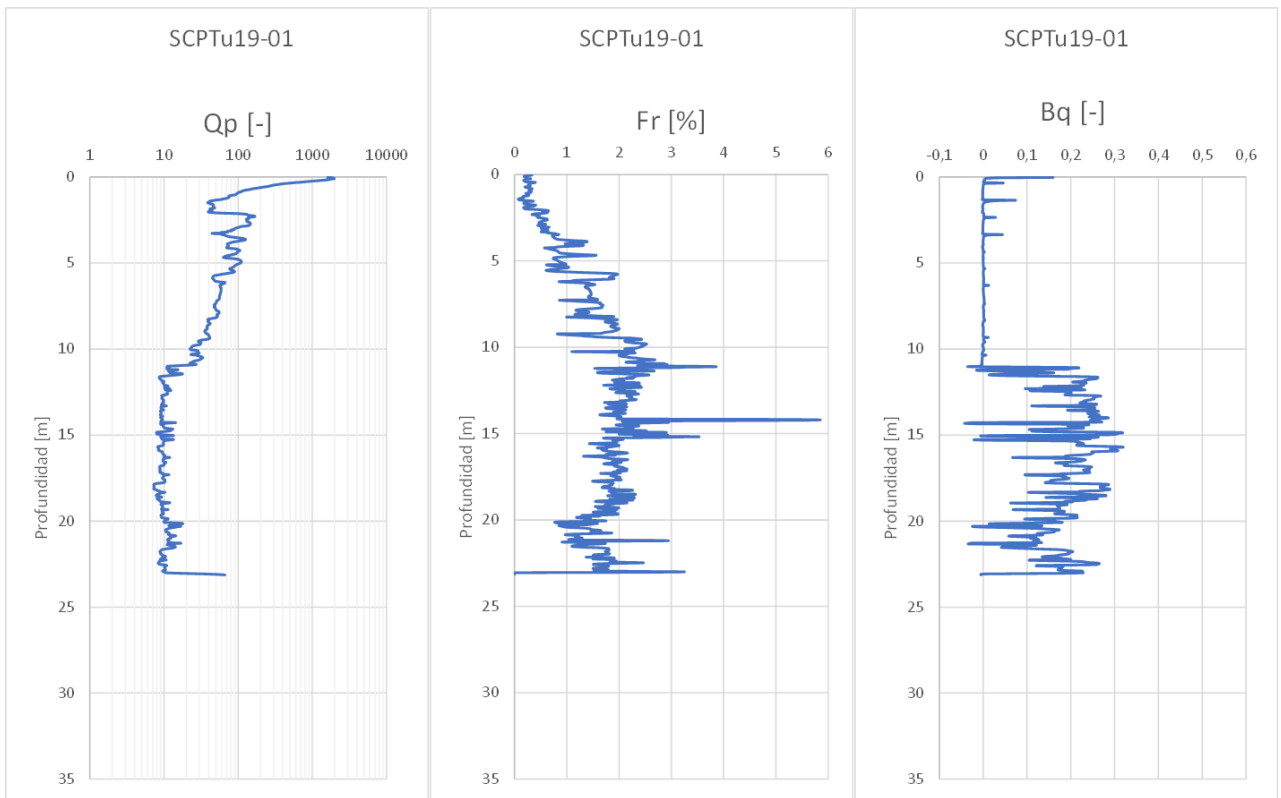
Anexos

Anexo A: Sondajes SCPTu

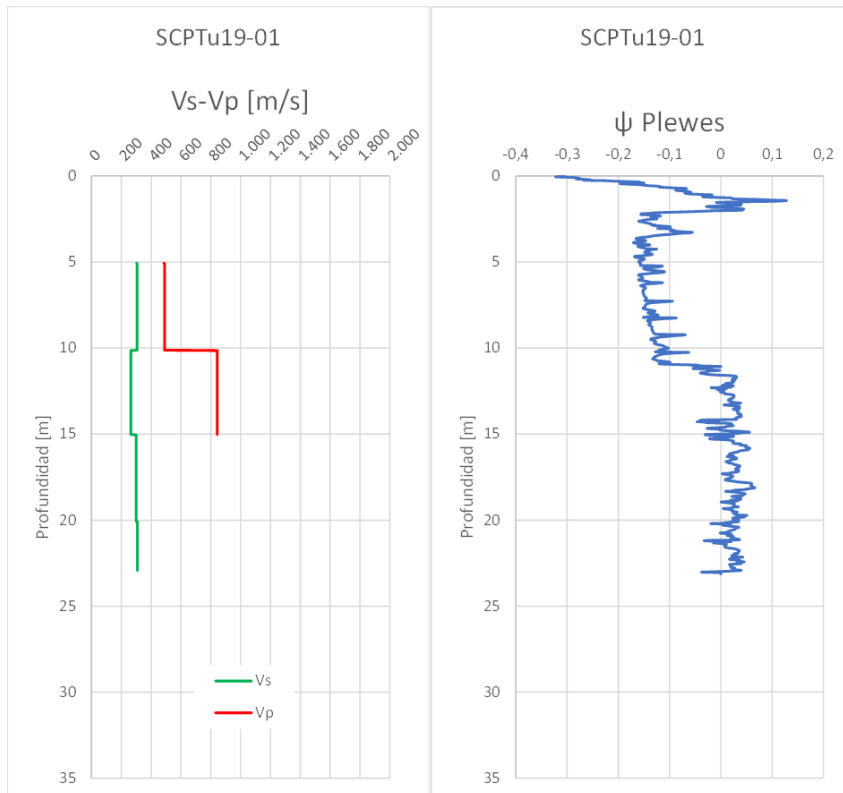
Se presentan los valores de resistencia de punta, fuste y presiones de poros (instantánea y estabilizada) y sus respectivos valores normalizados. También se presentan las velocidades de onda de corte y compresional. Por último, se presenta el parámetro de estado interpretado por Plewes y el gráfico SBT respectivo de cada sondaje, ambos sin considerar efectos de succión.



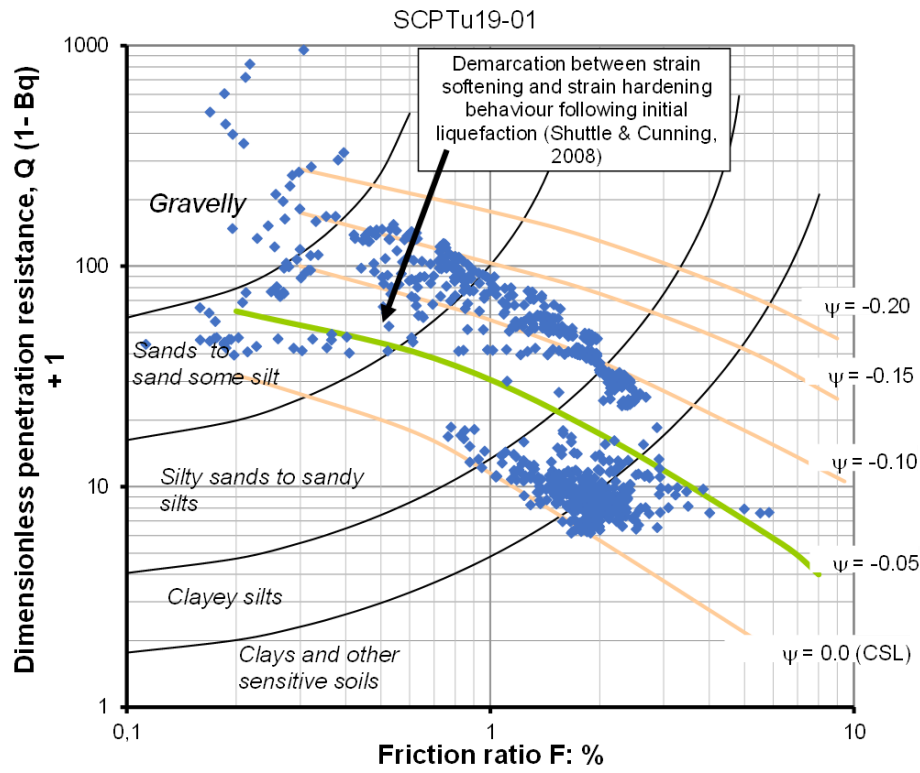
Anexo A Figura 1. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-01.



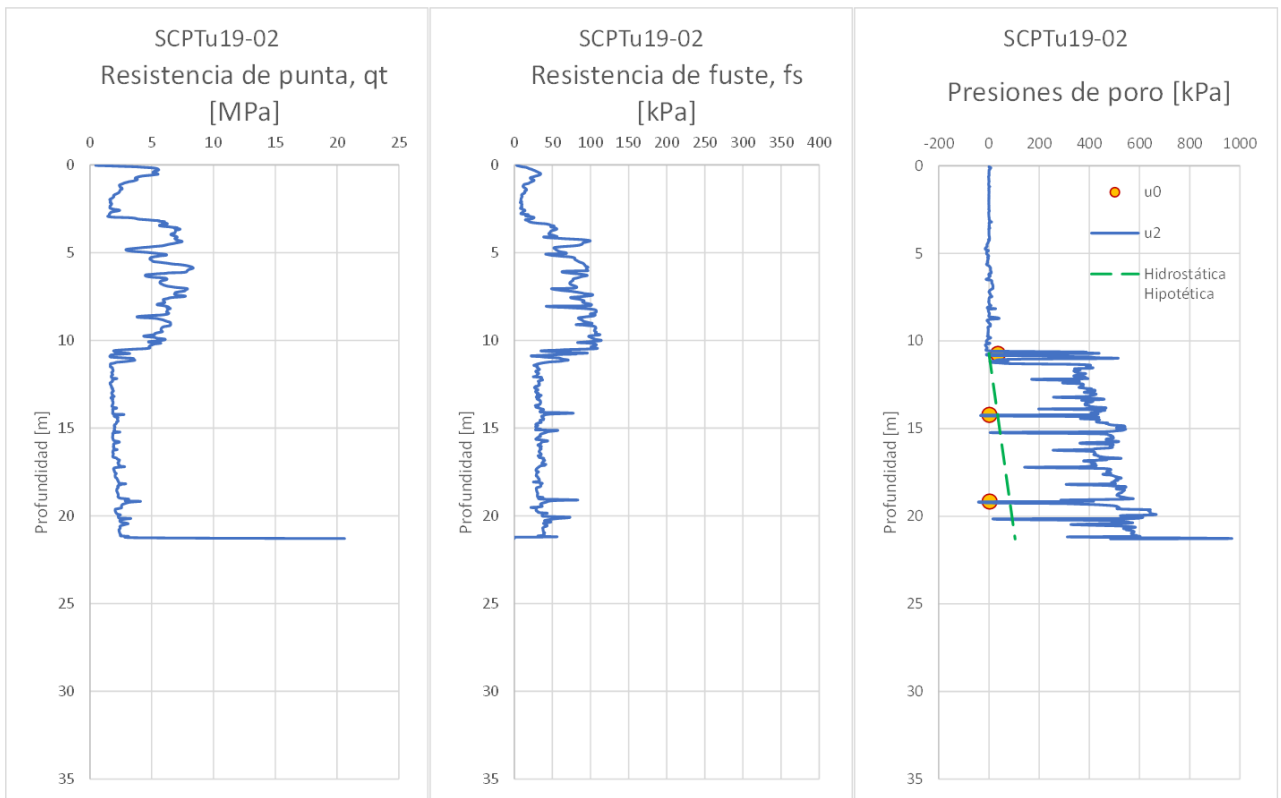
Anexo A Figura 2. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-01.



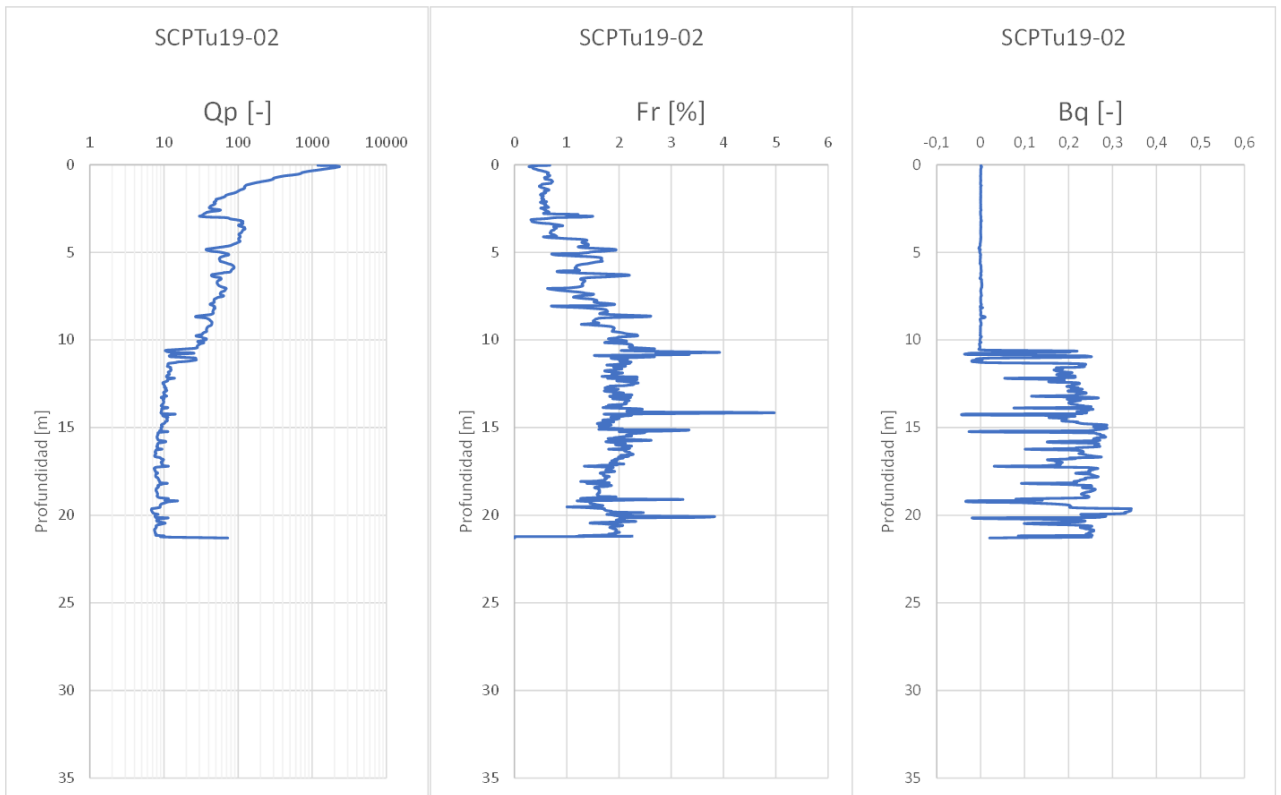
Anexo A Figura 3. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-01.



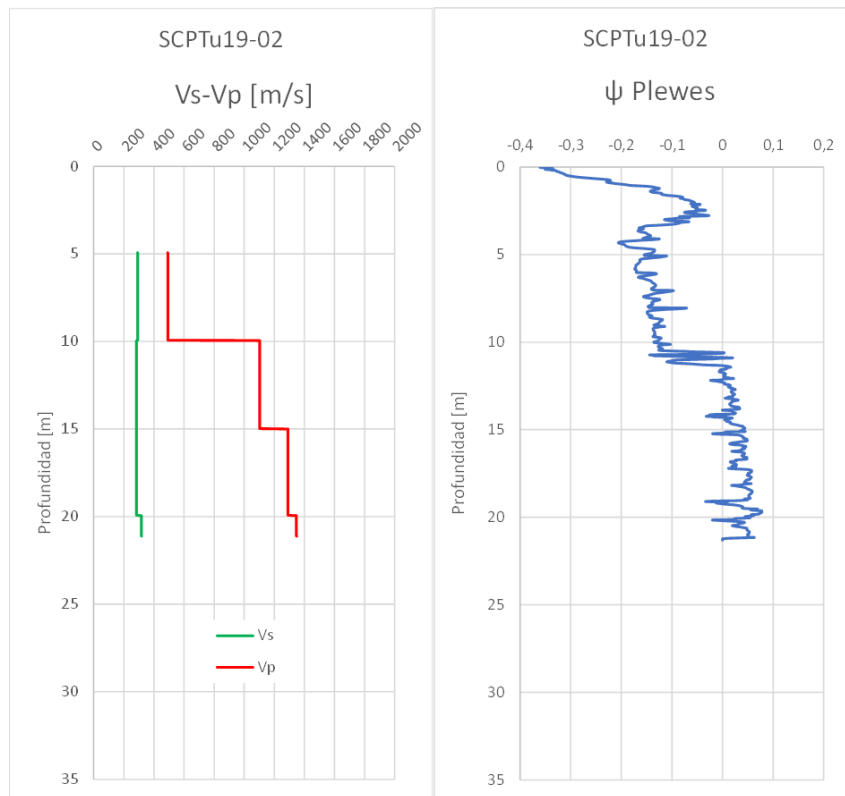
Anexo A Figura 4. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-01.



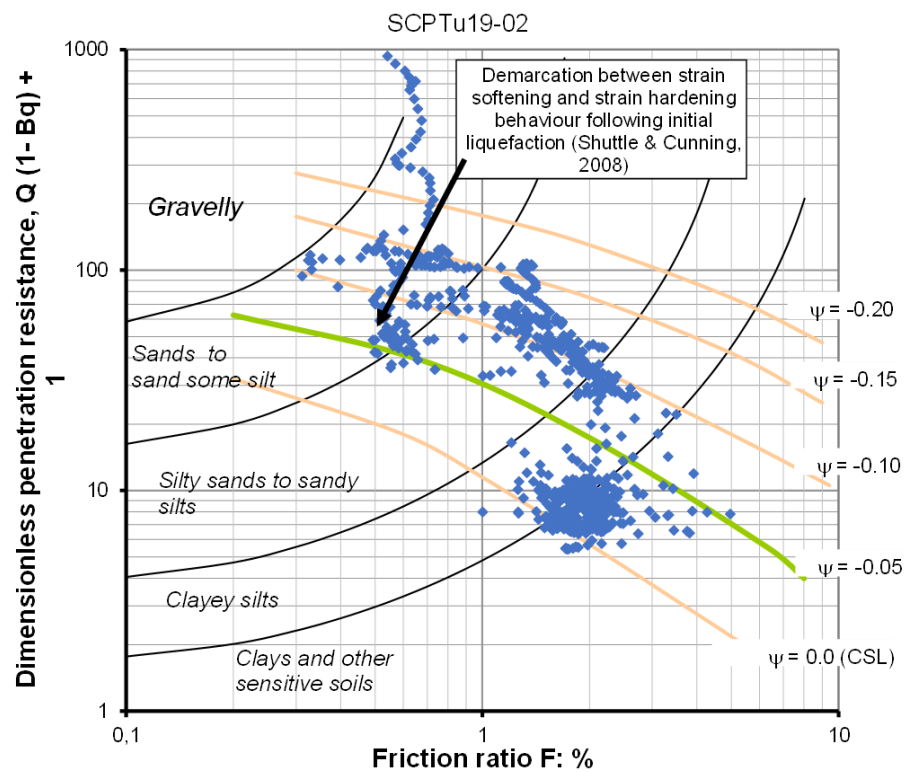
Anexo A Figura 5. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-02.



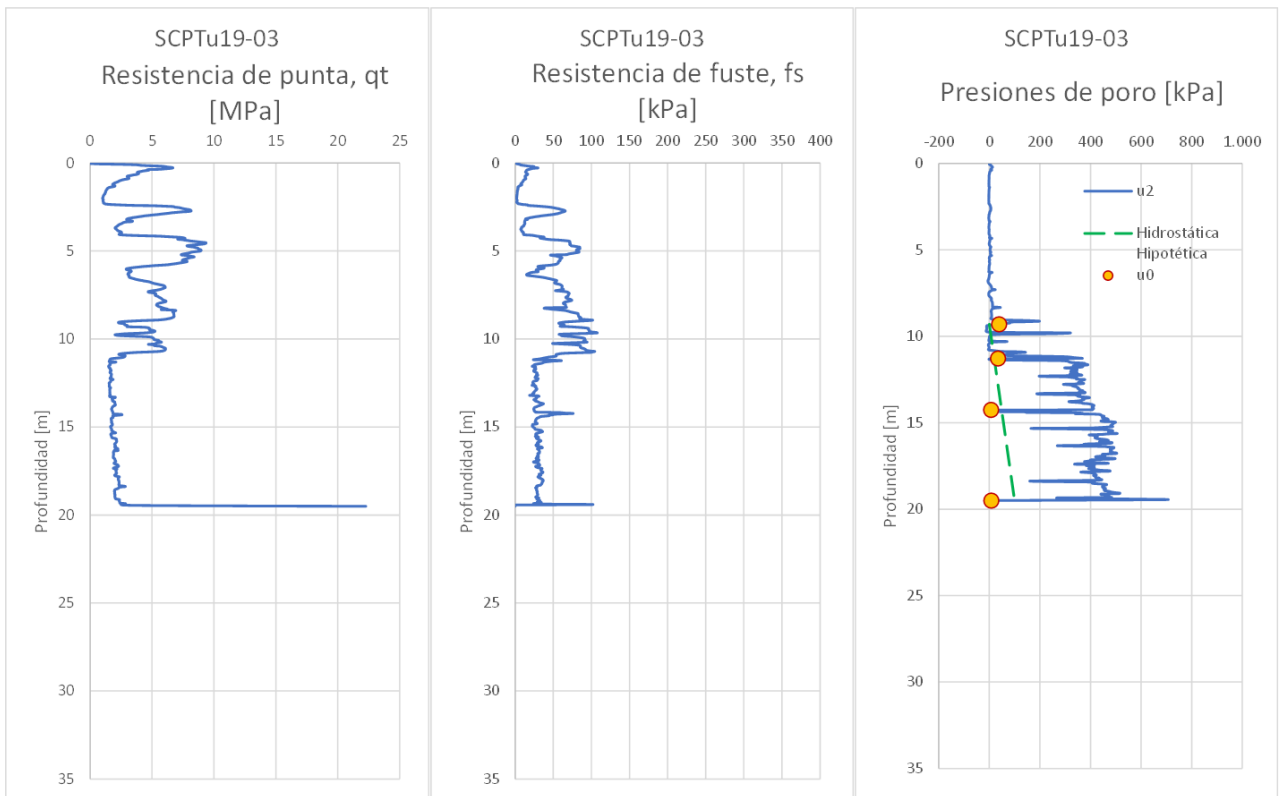
Anexo A Figura 6. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-02.



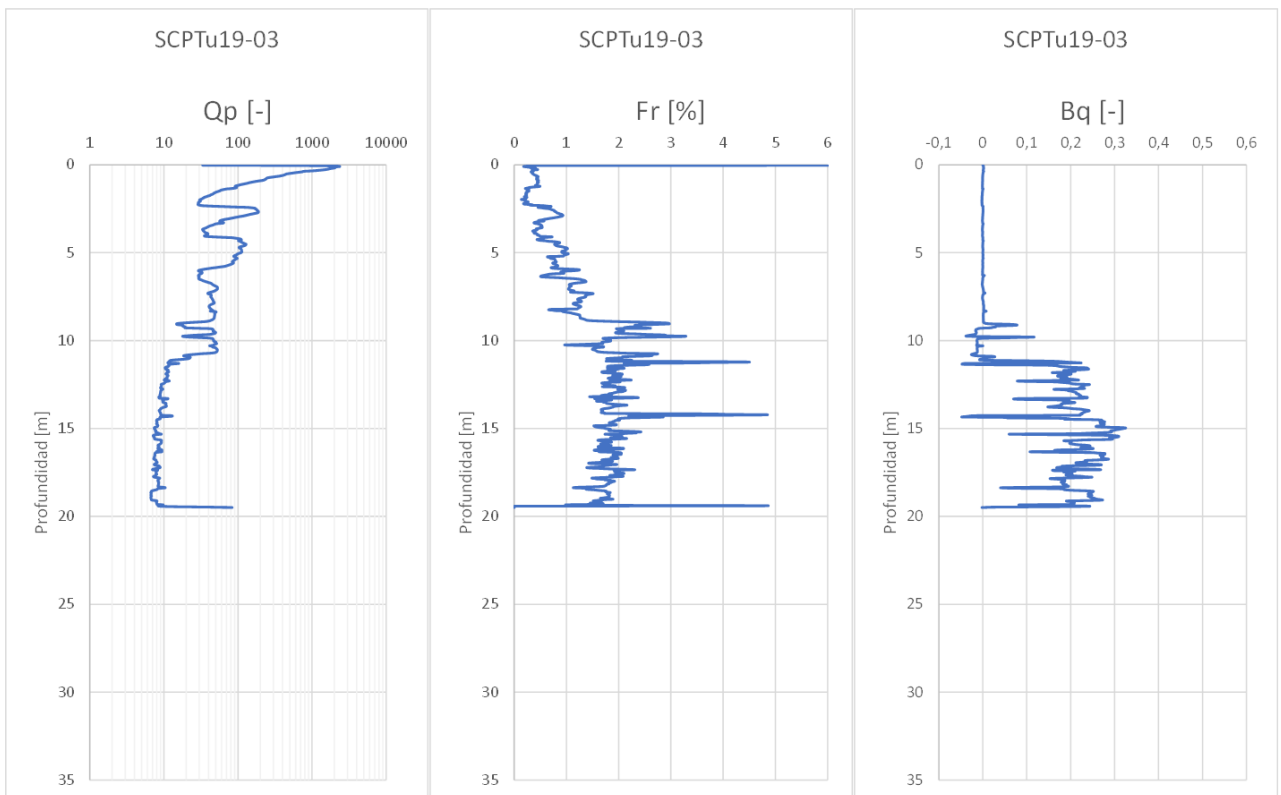
Anexo A Figura 7. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-02.



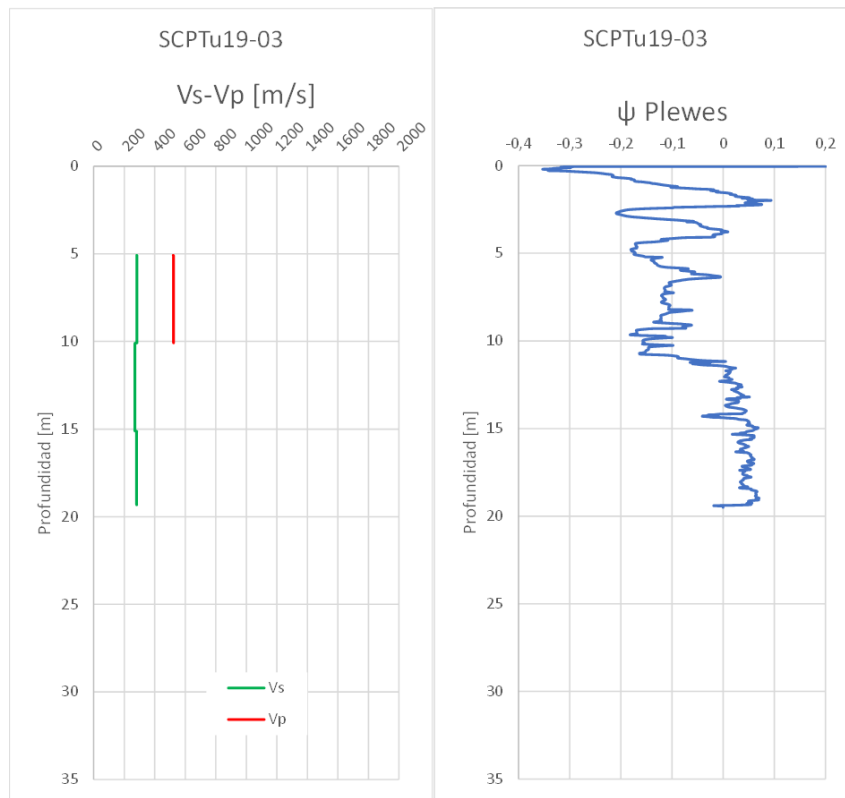
Anexo A Figura 8. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-02.



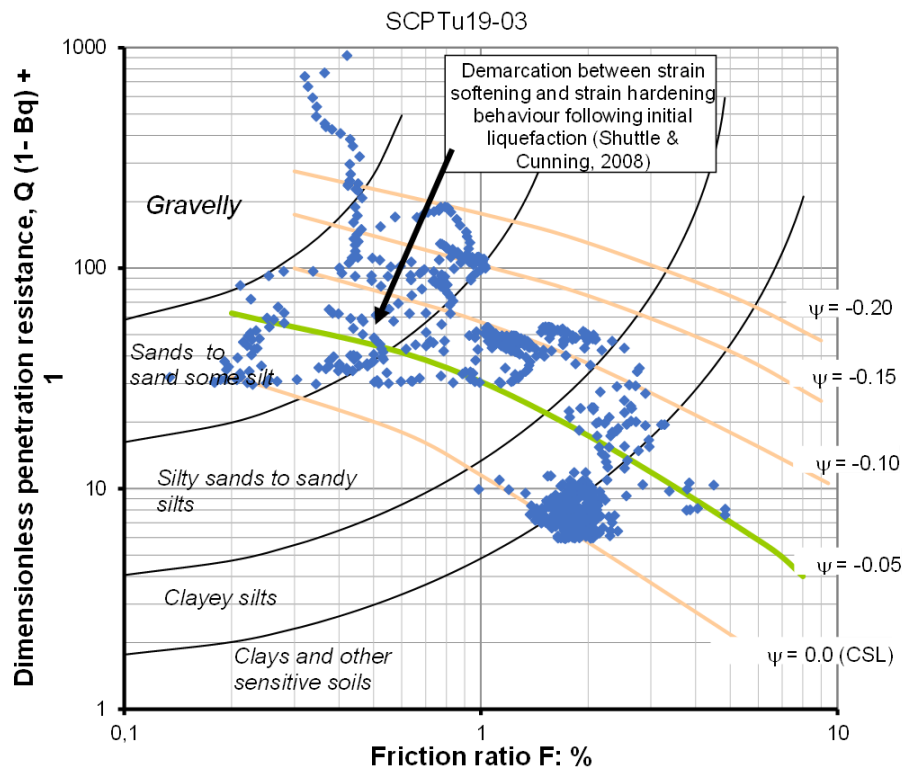
Anexo A Figura 9. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-03.



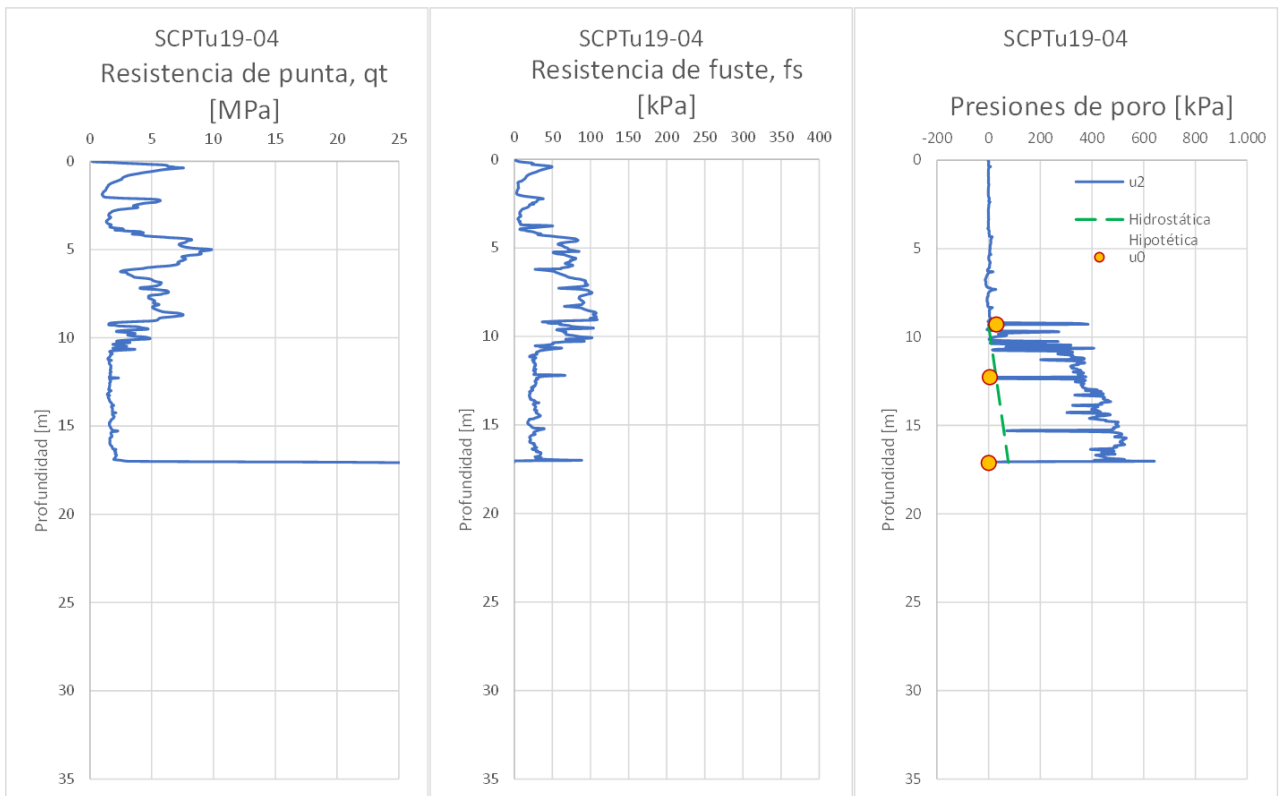
Anexo A Figura 10. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-03.



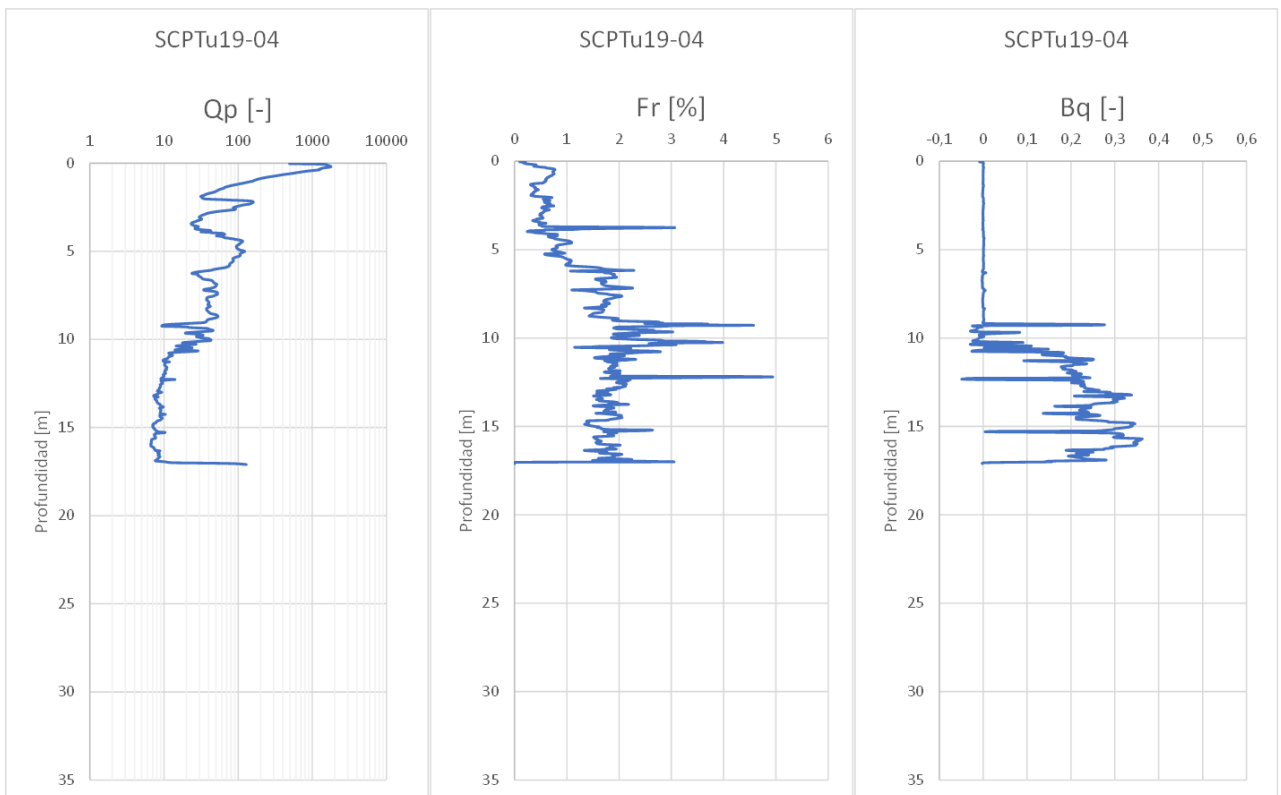
Anexo A Figura 11. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-03.



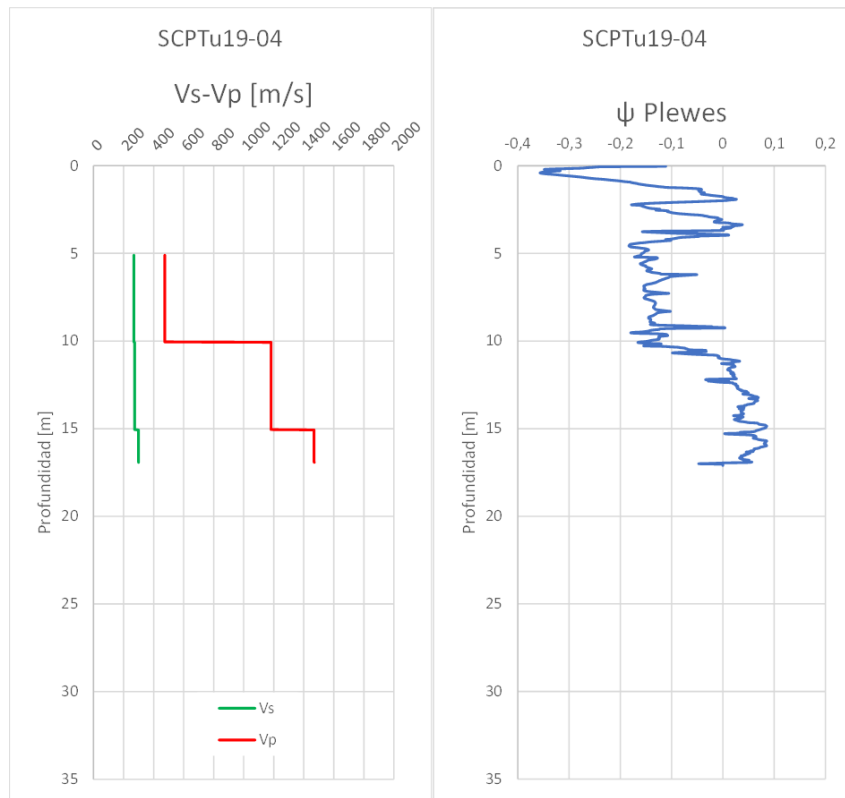
Anexo A Figura 12. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-03.



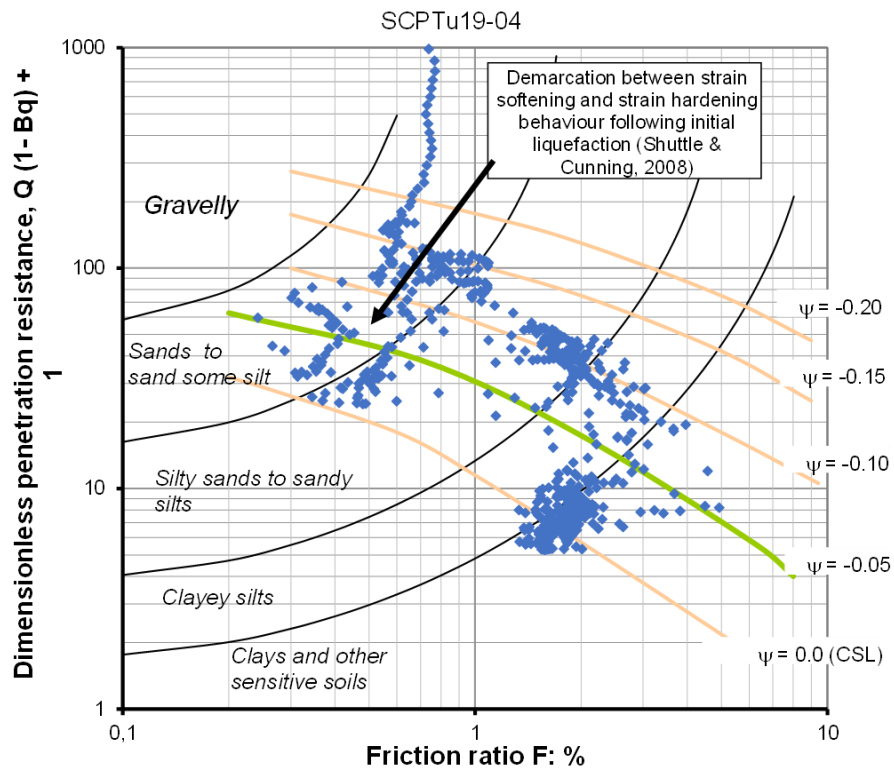
Anexo A Figura 13. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-04.



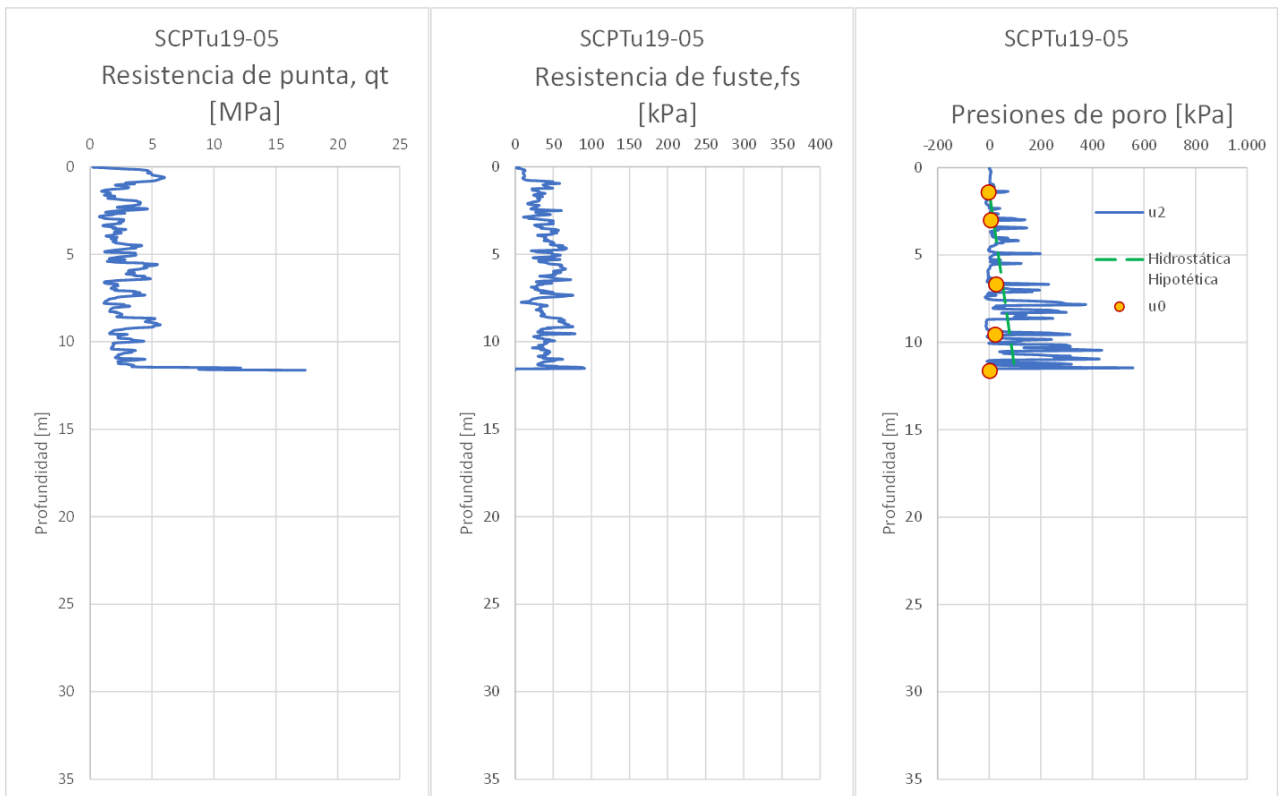
Anexo A Figura 14. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-04.



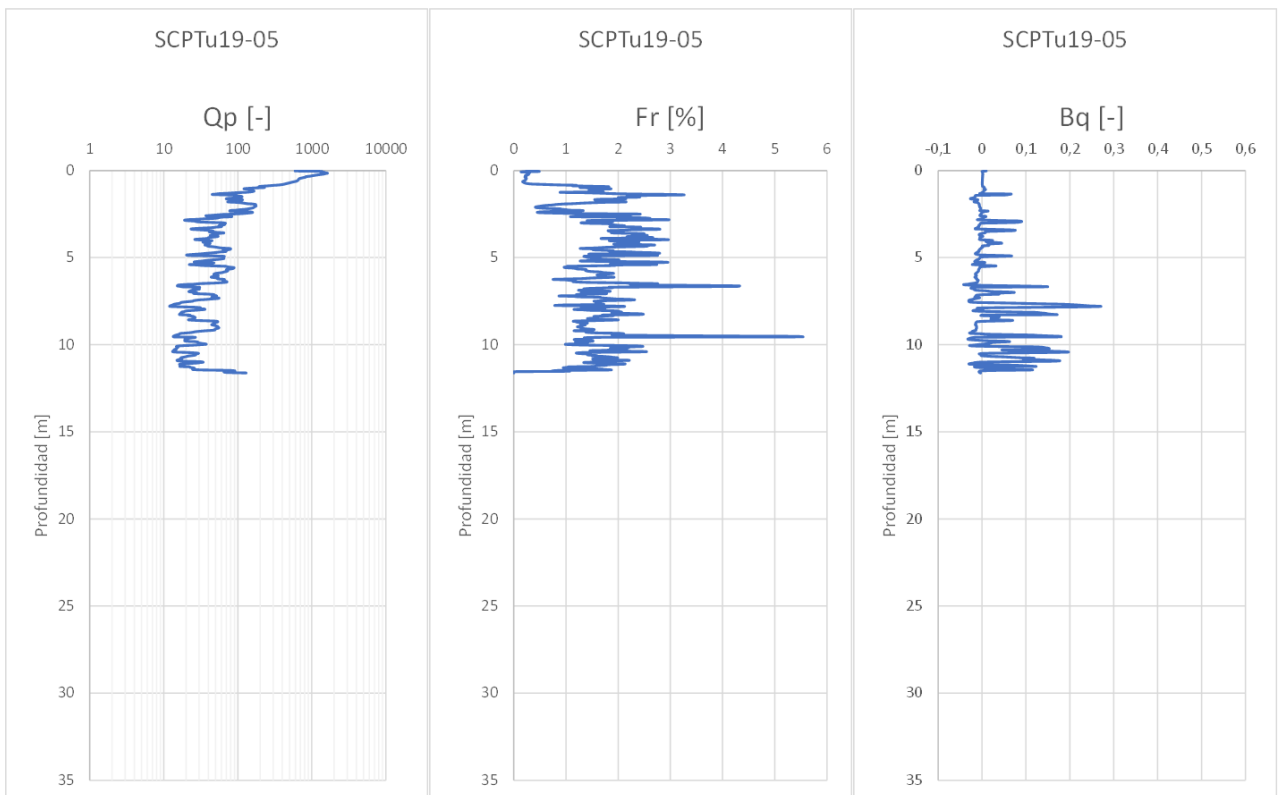
Anexo A Figura 15. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-04.



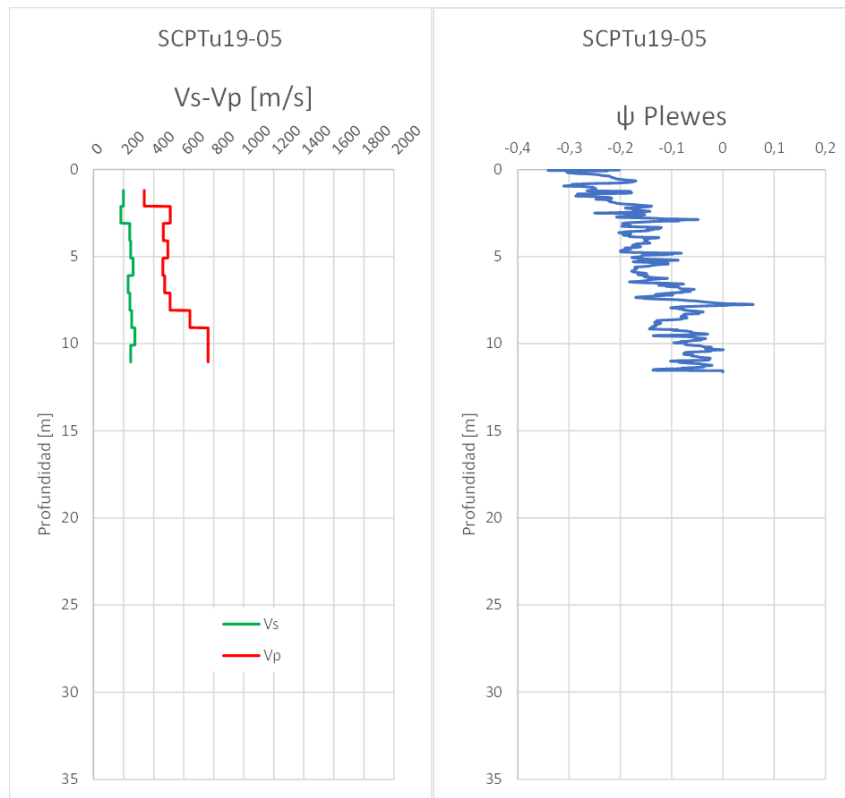
Anexo A Figura 16. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-04.



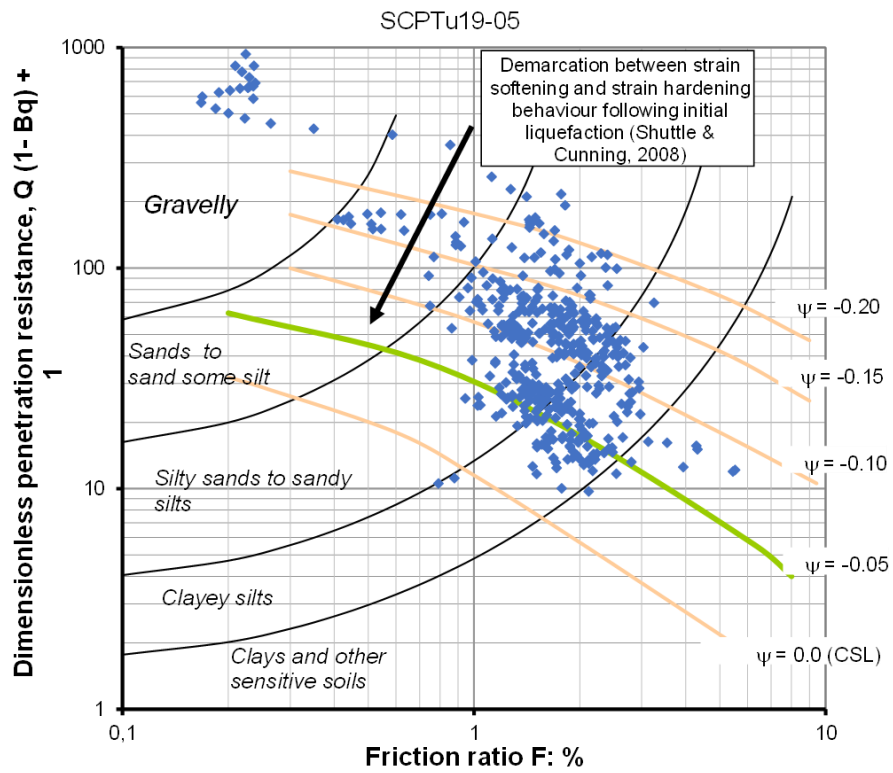
Anexo A Figura 17. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-05.



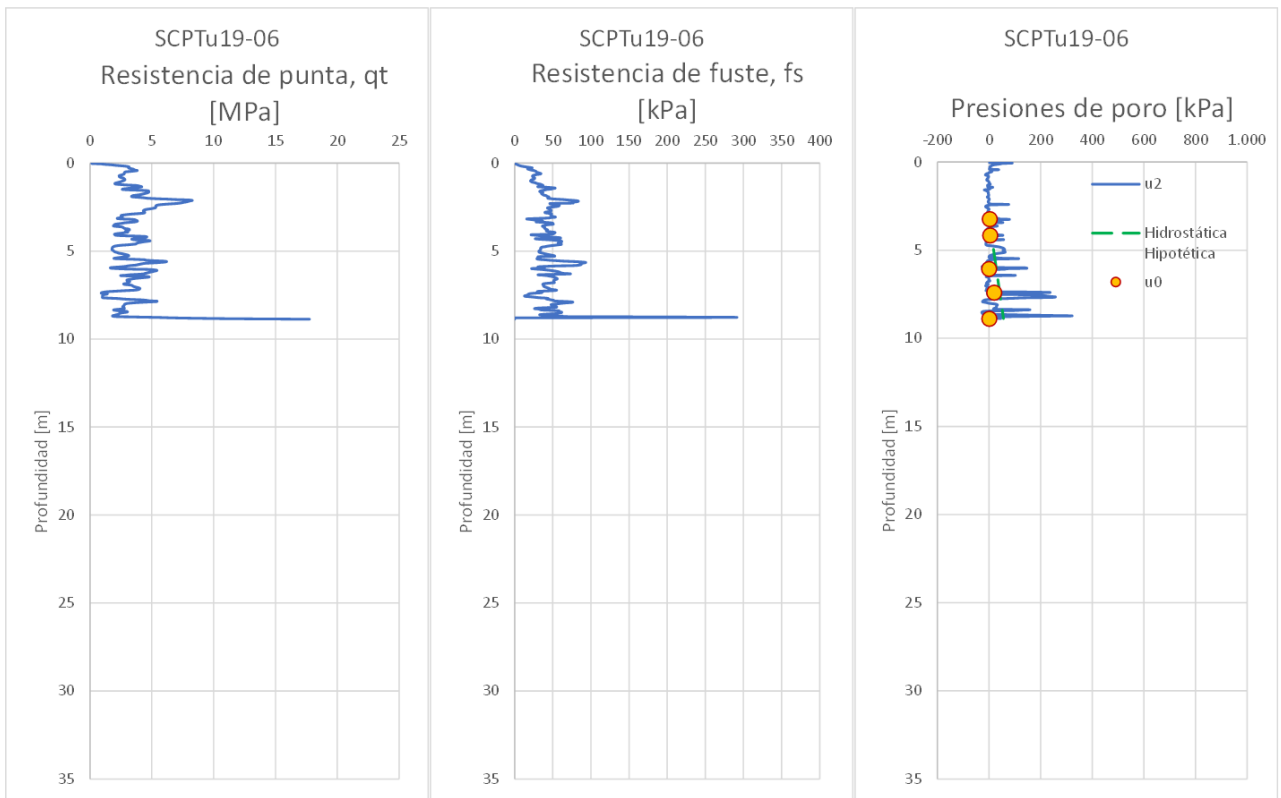
Anexo A Figura 18. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-05.



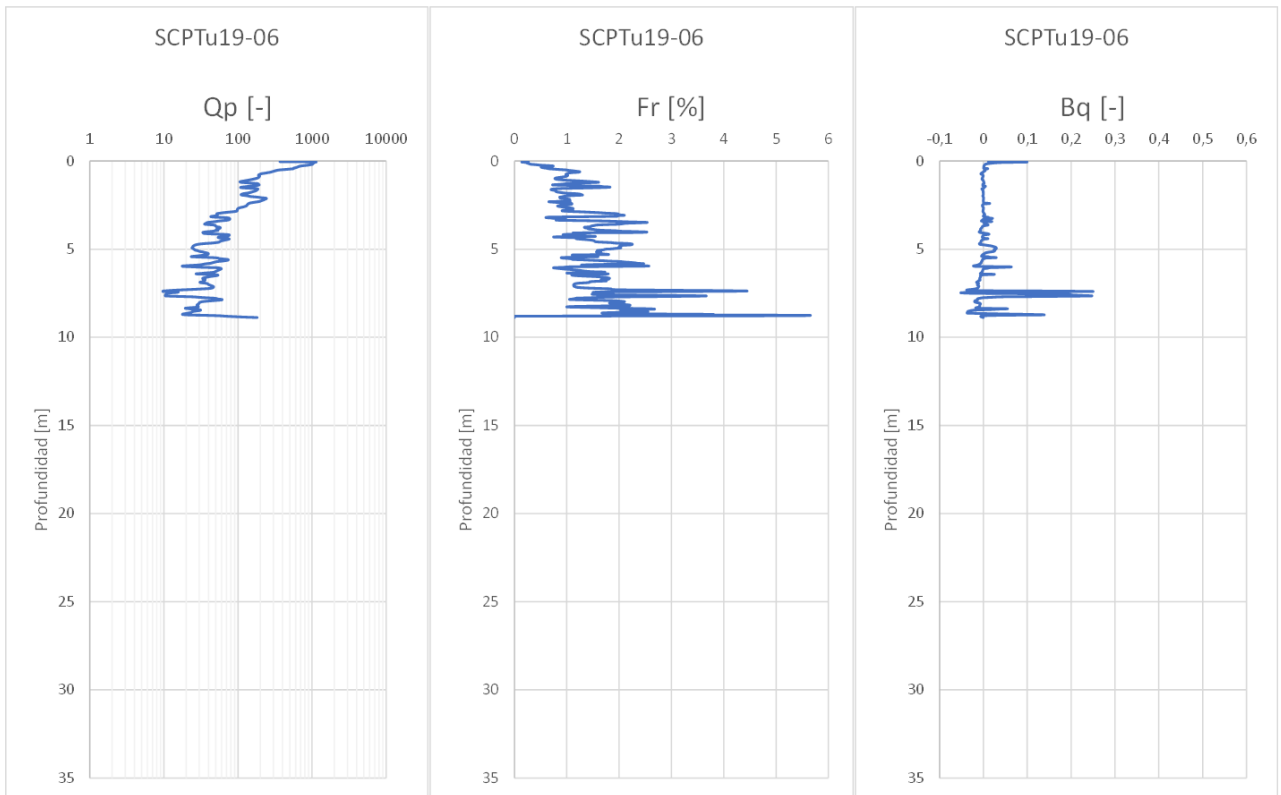
Anexo A Figura 19. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-05.



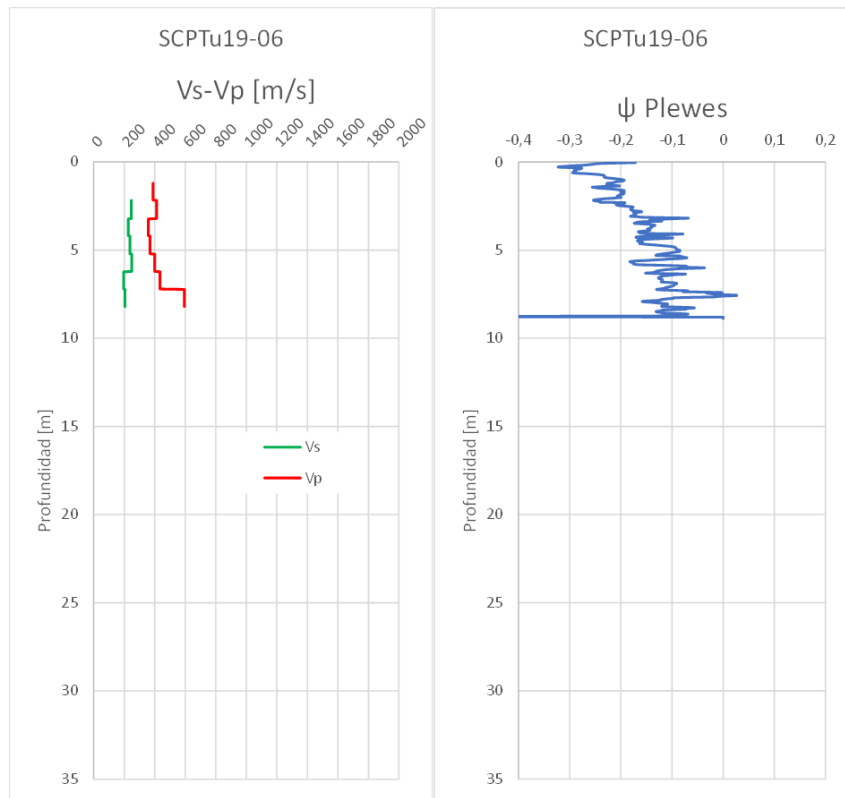
Anexo A Figura 20. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-05.



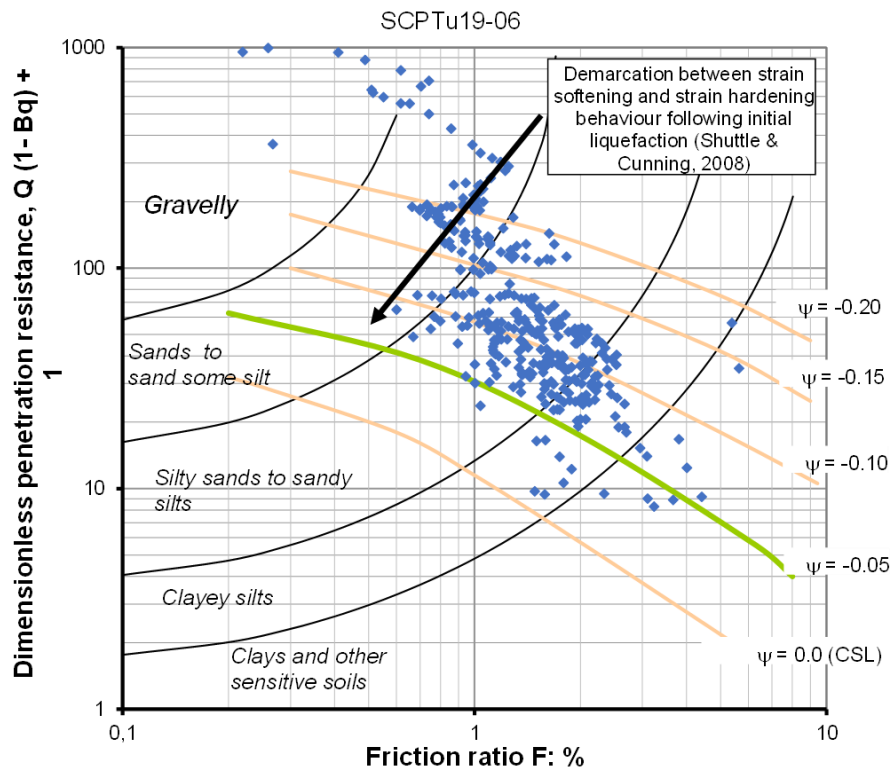
Anexo A Figura 21. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-06.



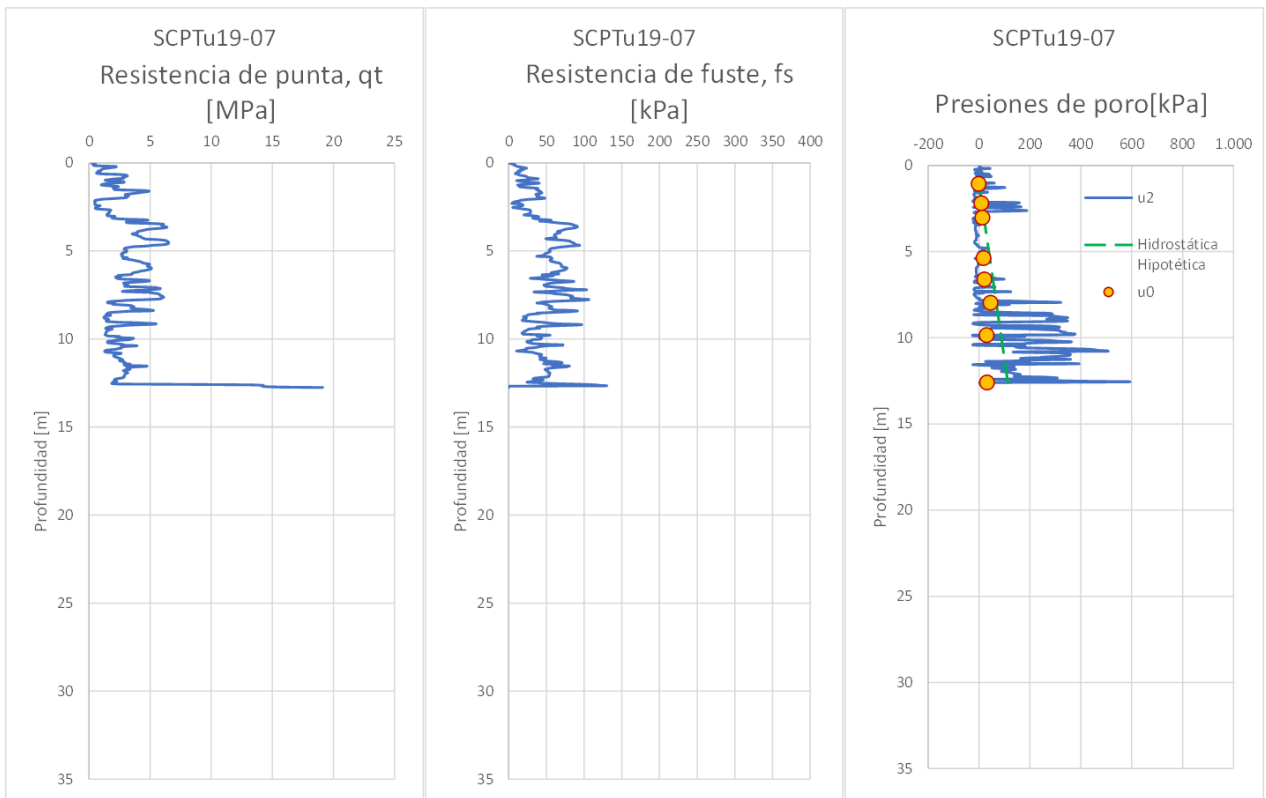
Anexo A Figura 22. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-06.



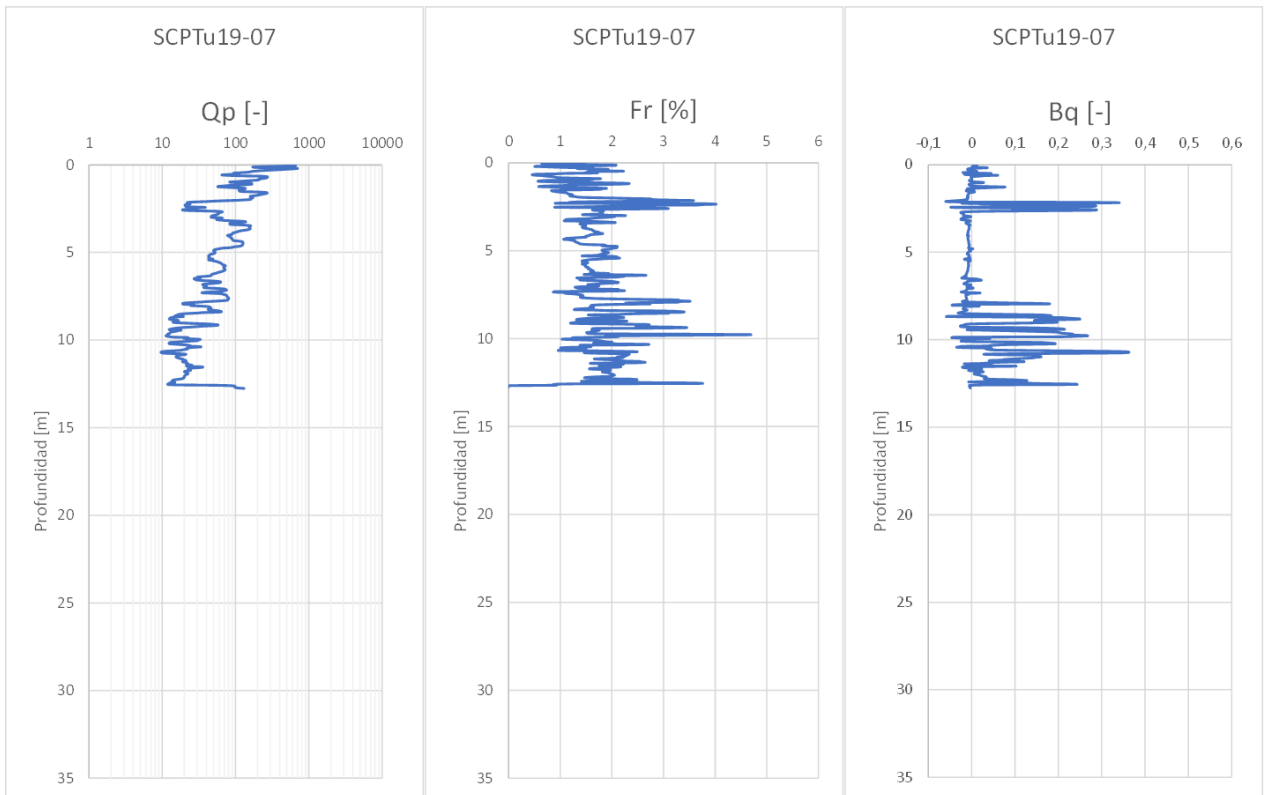
Anexo A Figura 23. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-06.



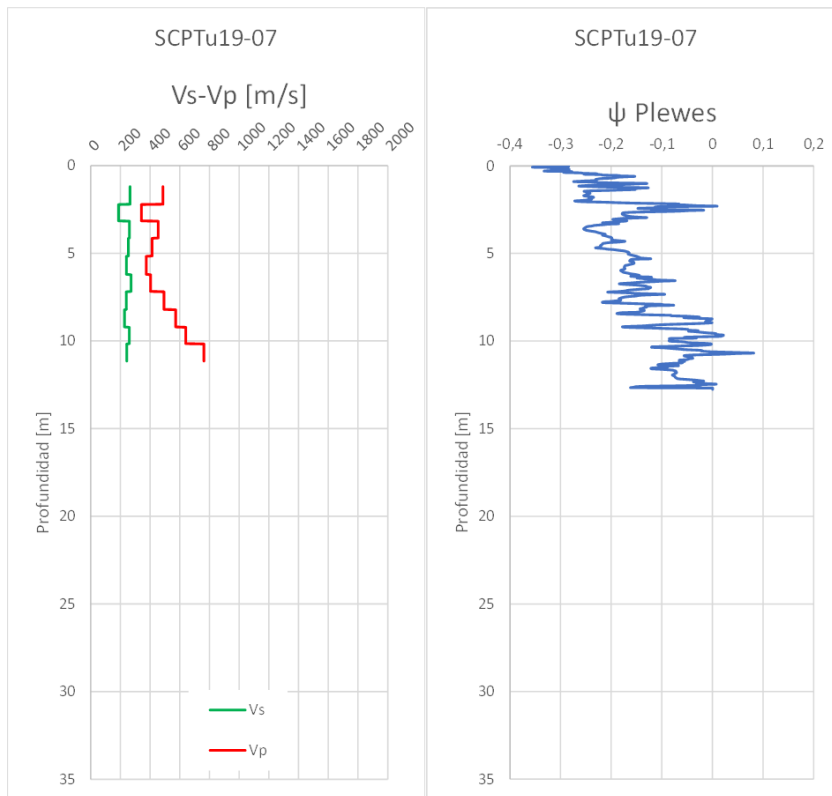
Anexo A Figura 24. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-06.



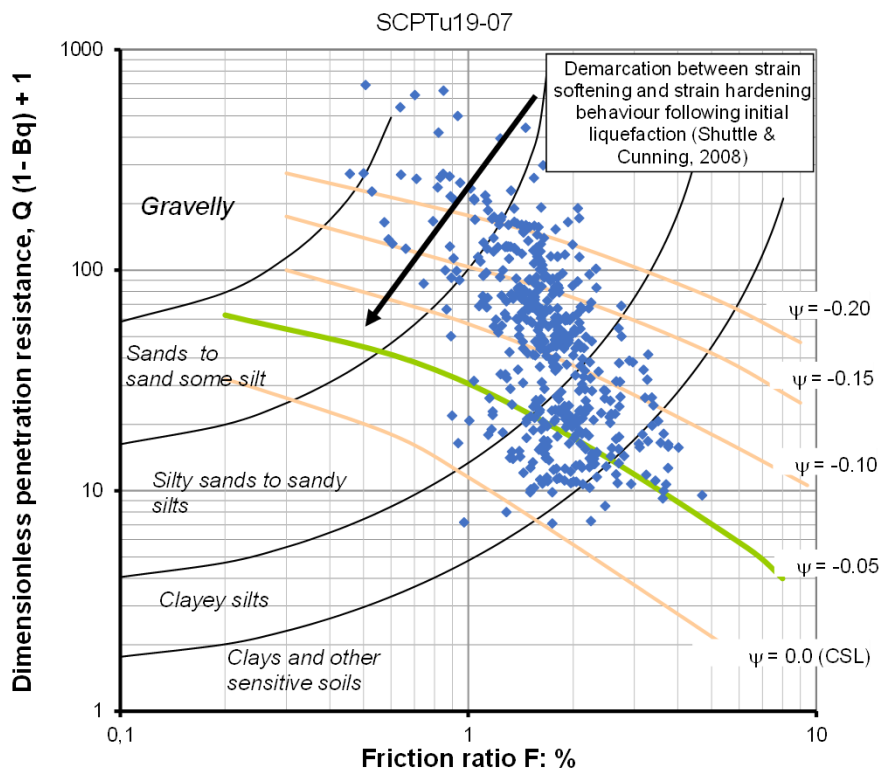
Anexo A Figura 25. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-07.



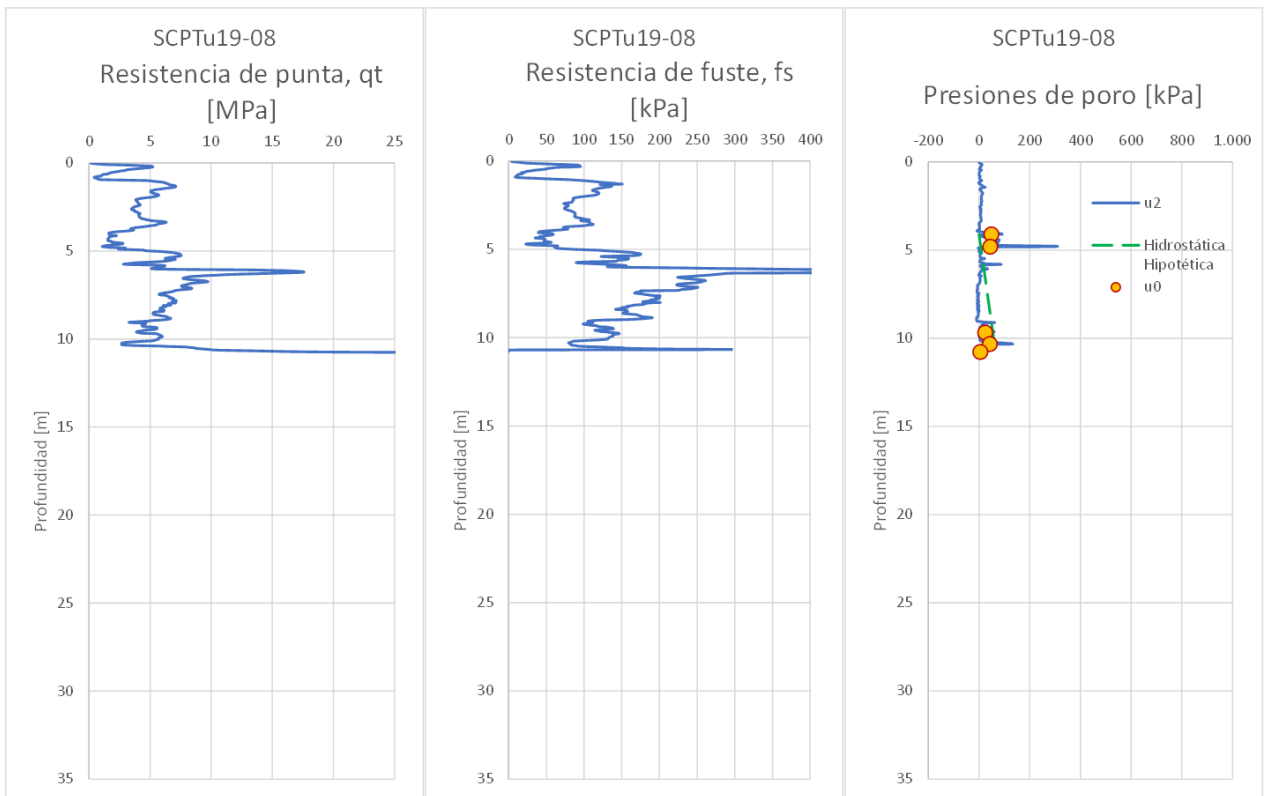
Anexo A Figura 26. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-07.



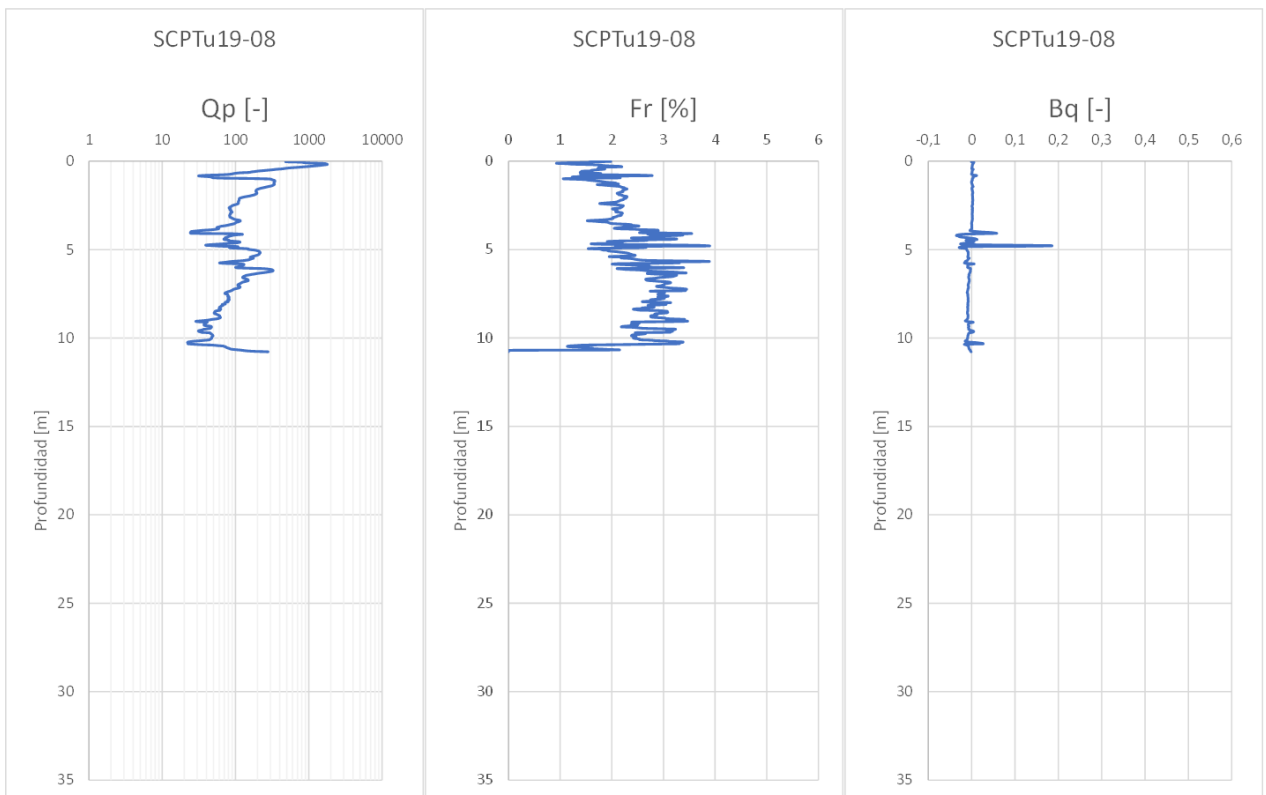
Anexo A Figura 27. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-07.



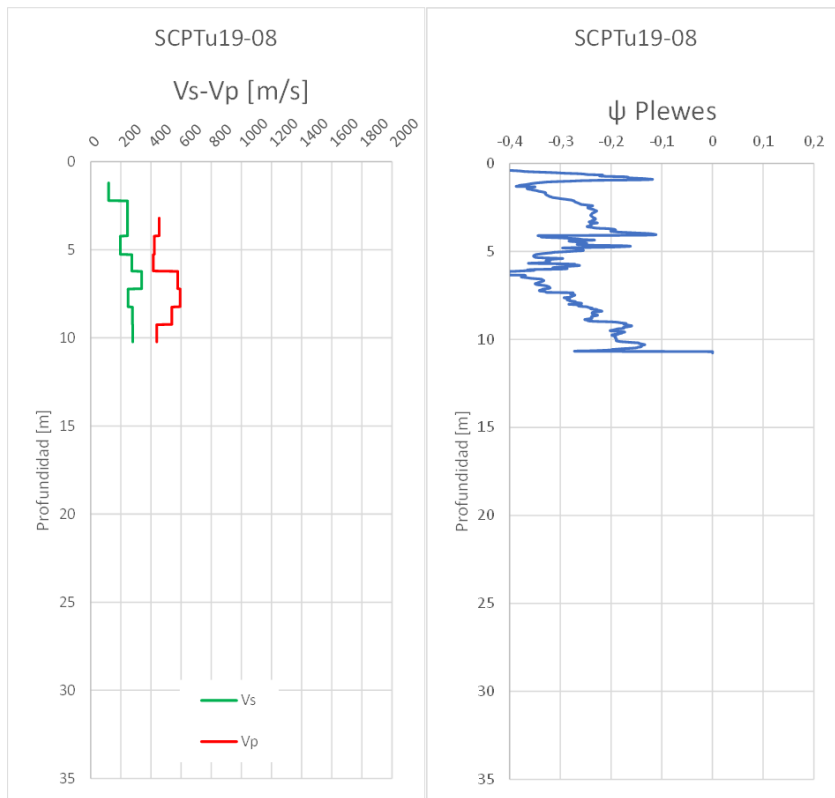
Anexo A Figura 28. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-07.



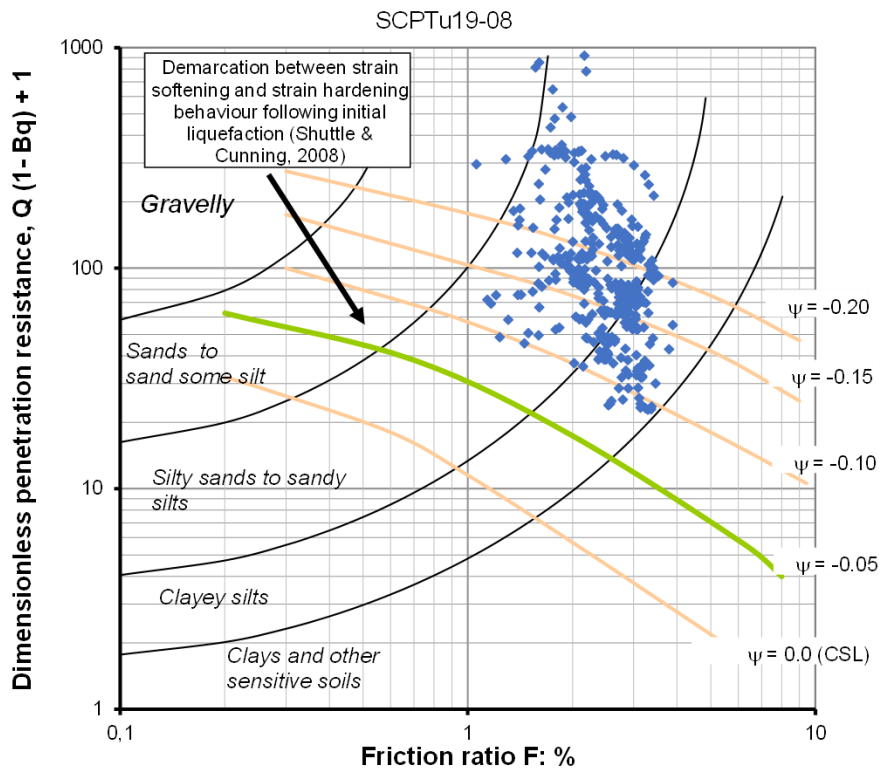
Anexo A Figura 29. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-08.



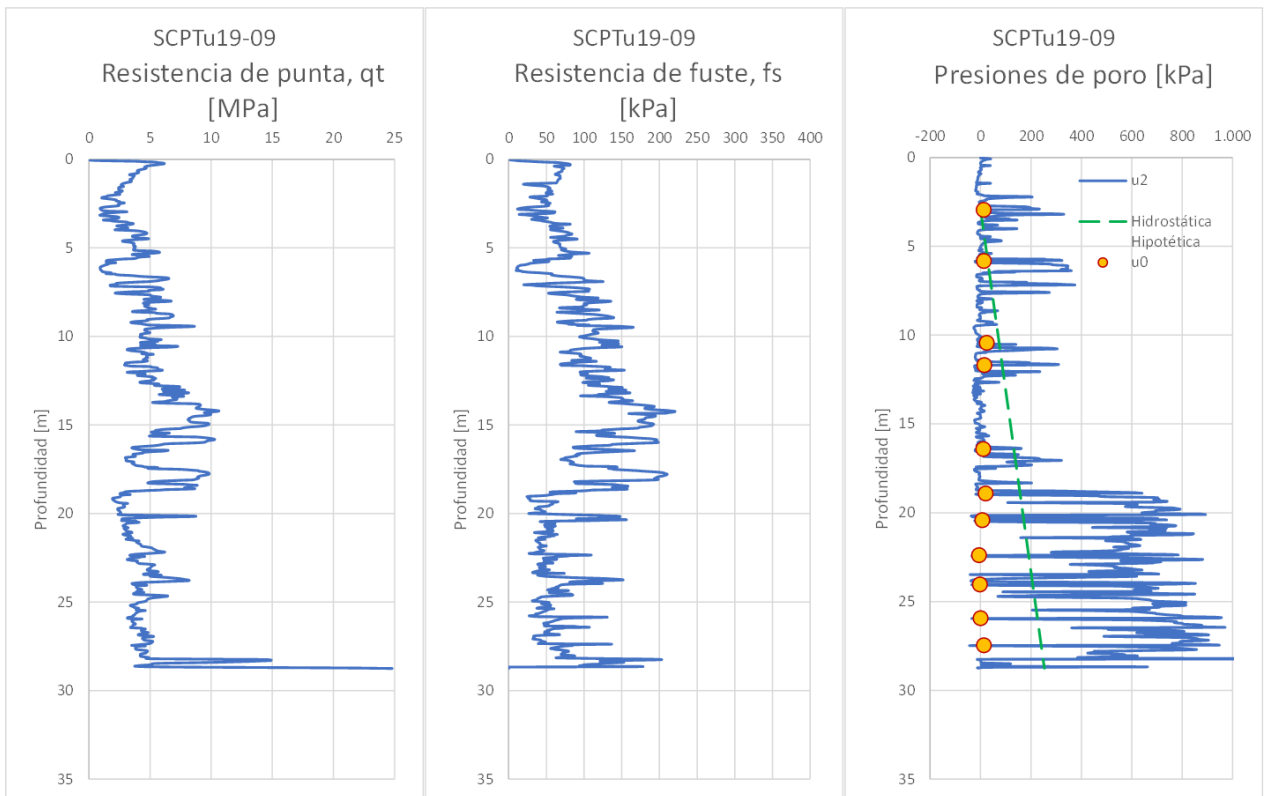
Anexo A Figura 30. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-08.



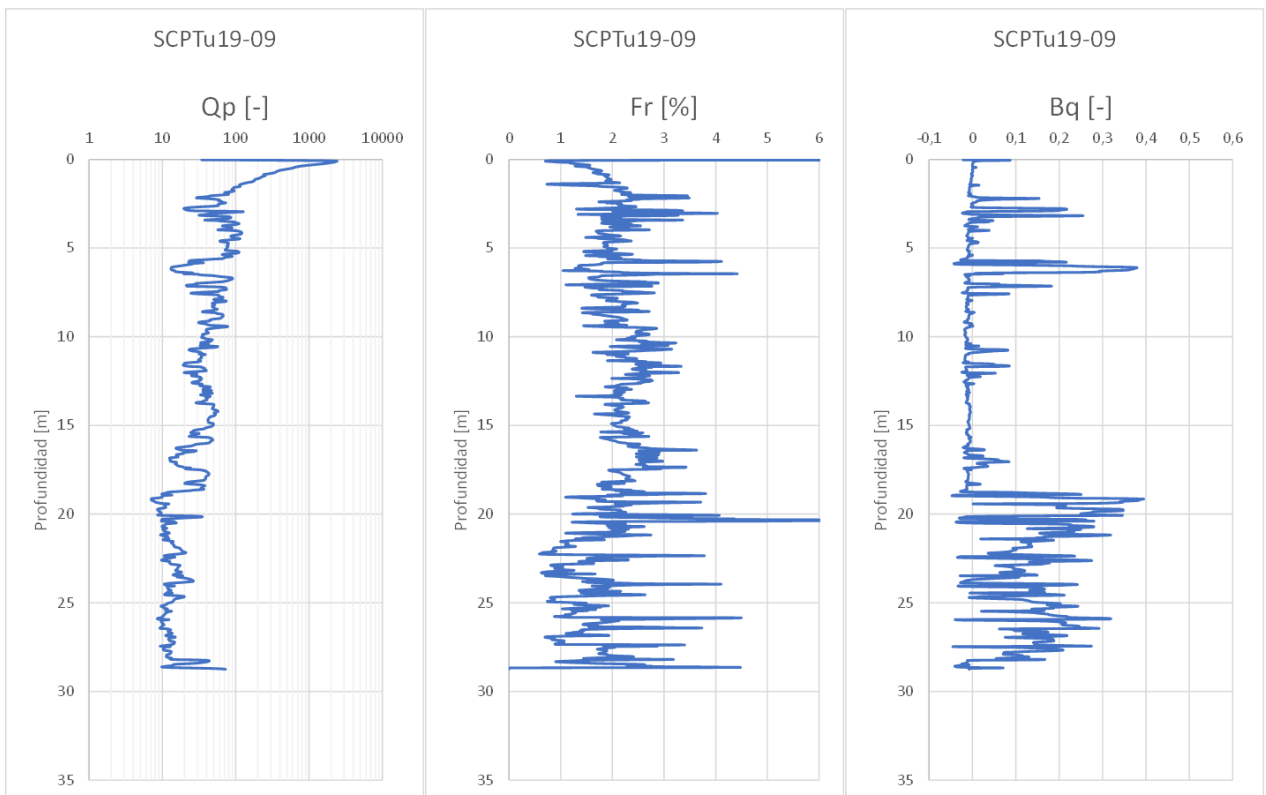
Anexo A Figura 31. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-08.



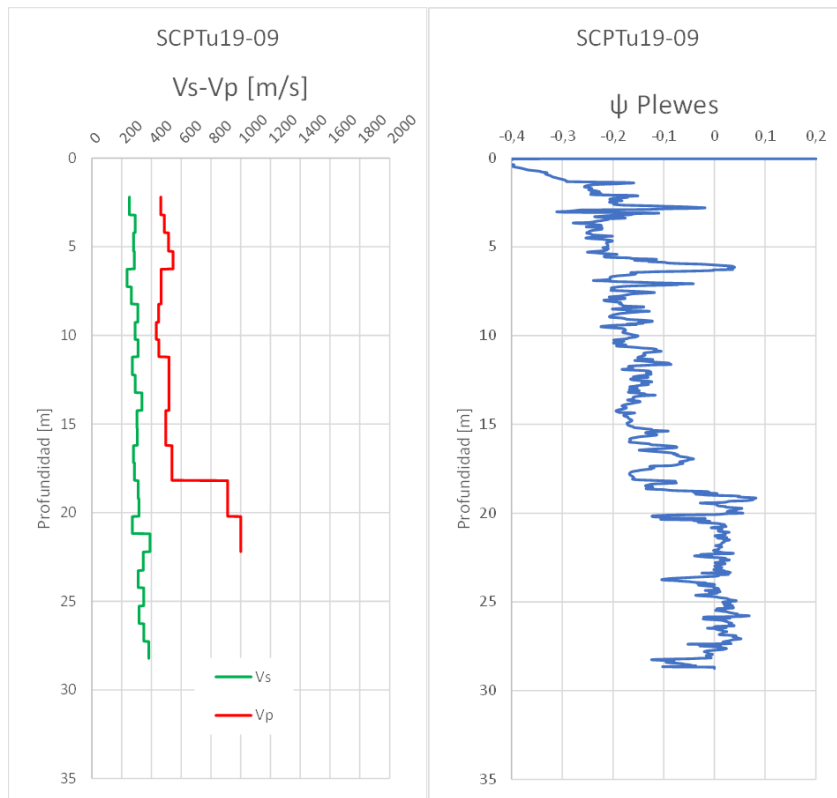
Anexo A Figura 32. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-08.



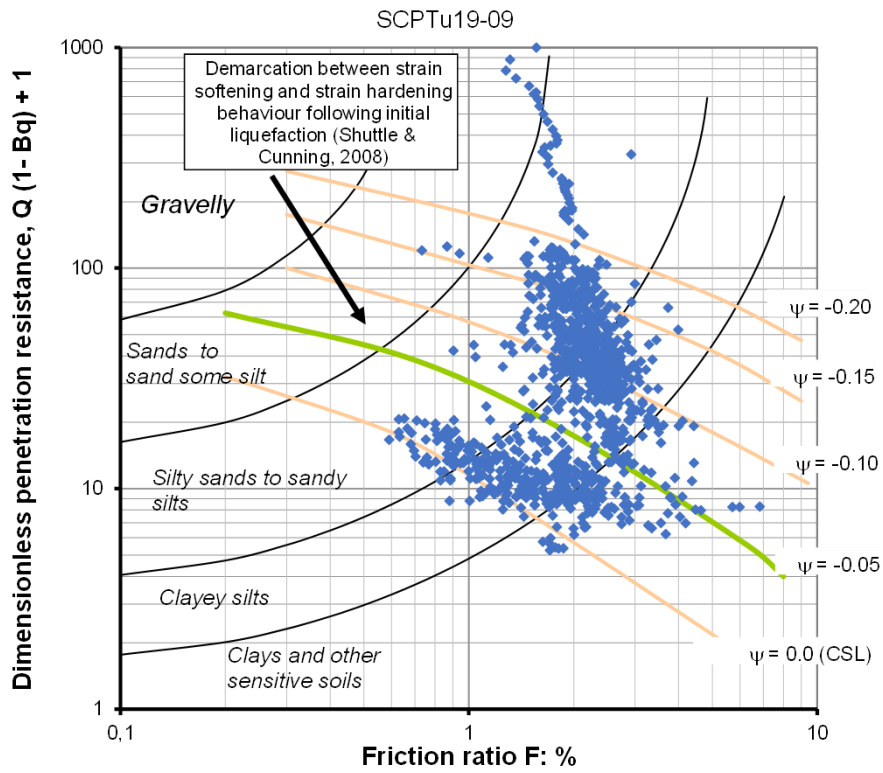
Anexo A Figura 33. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-09.



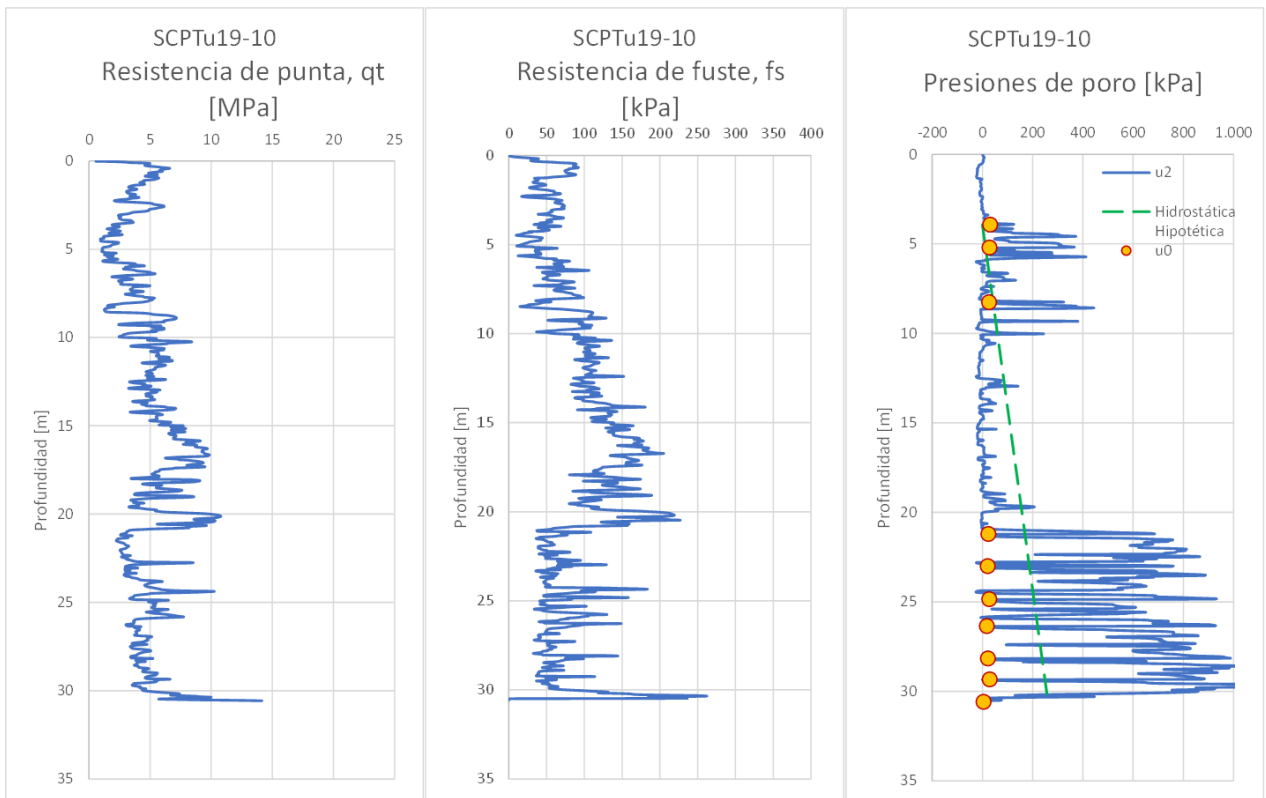
Anexo A Figura 34. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-09.



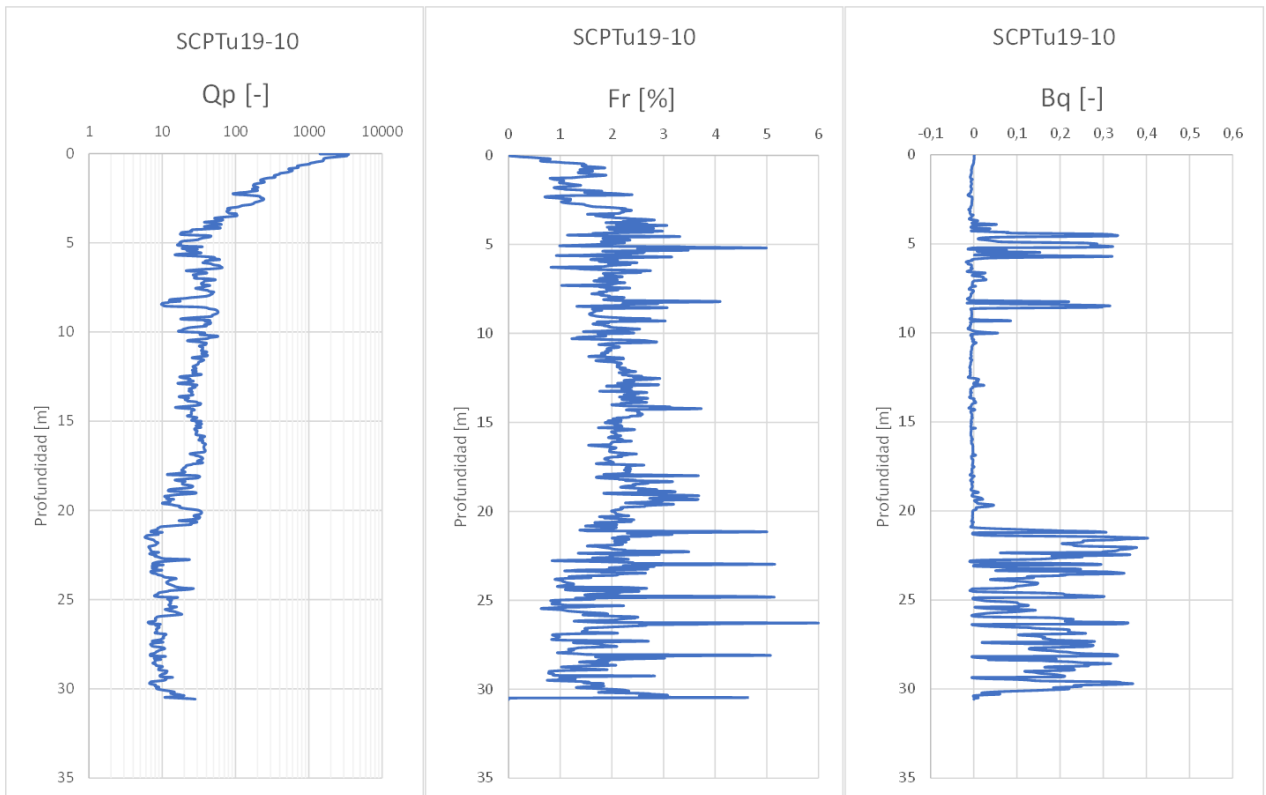
Anexo A Figura 35. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-09.



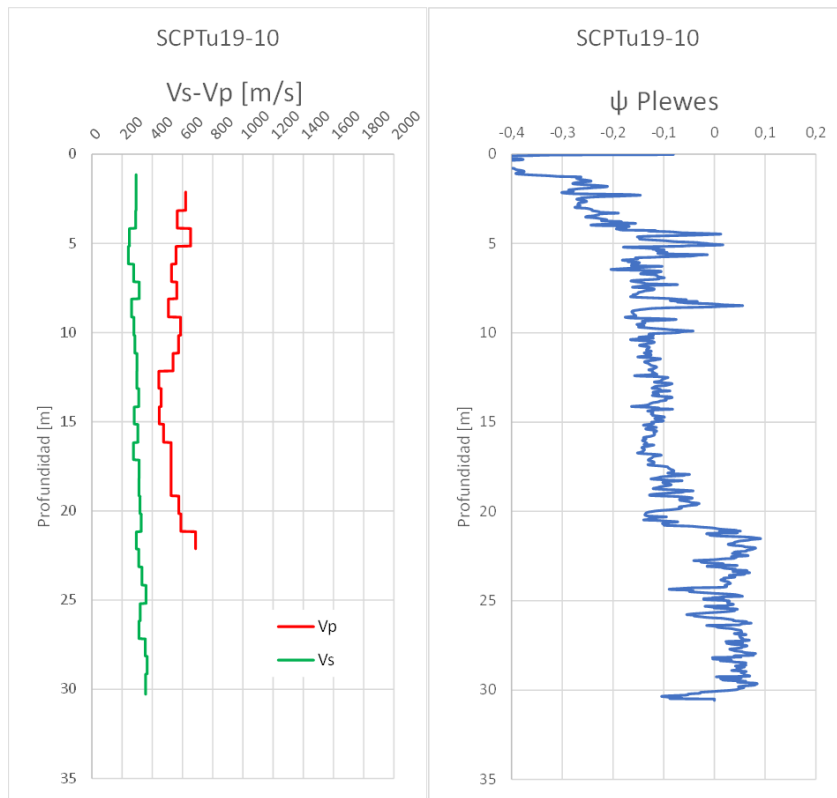
Anexo A Figura 36. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-09.



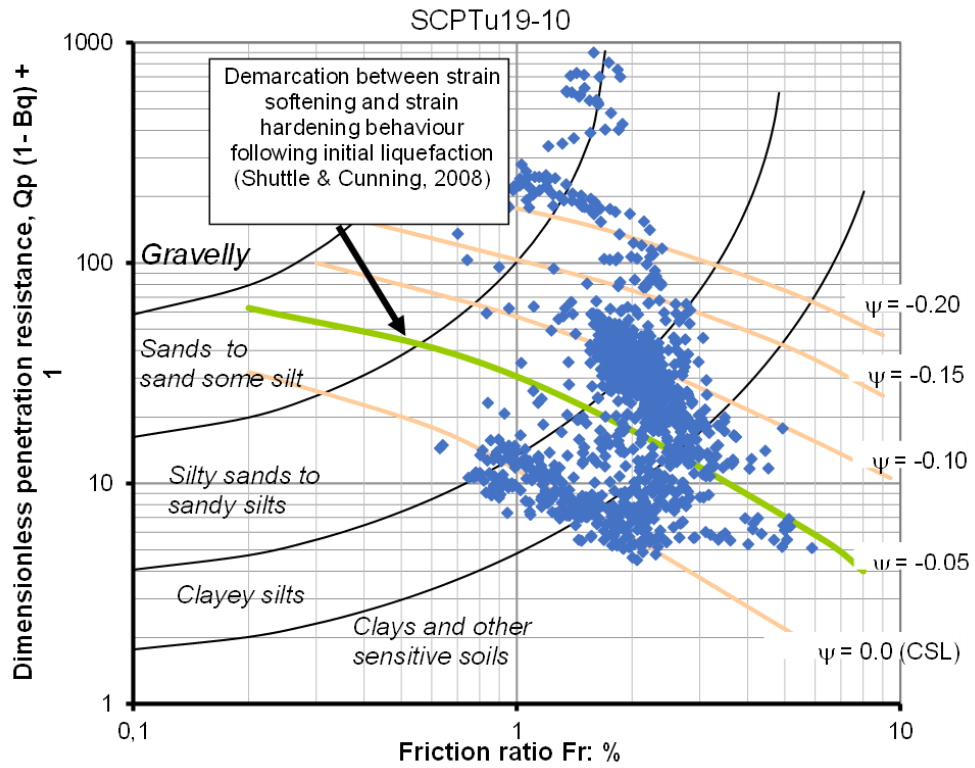
Anexo A Figura 37. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-10.



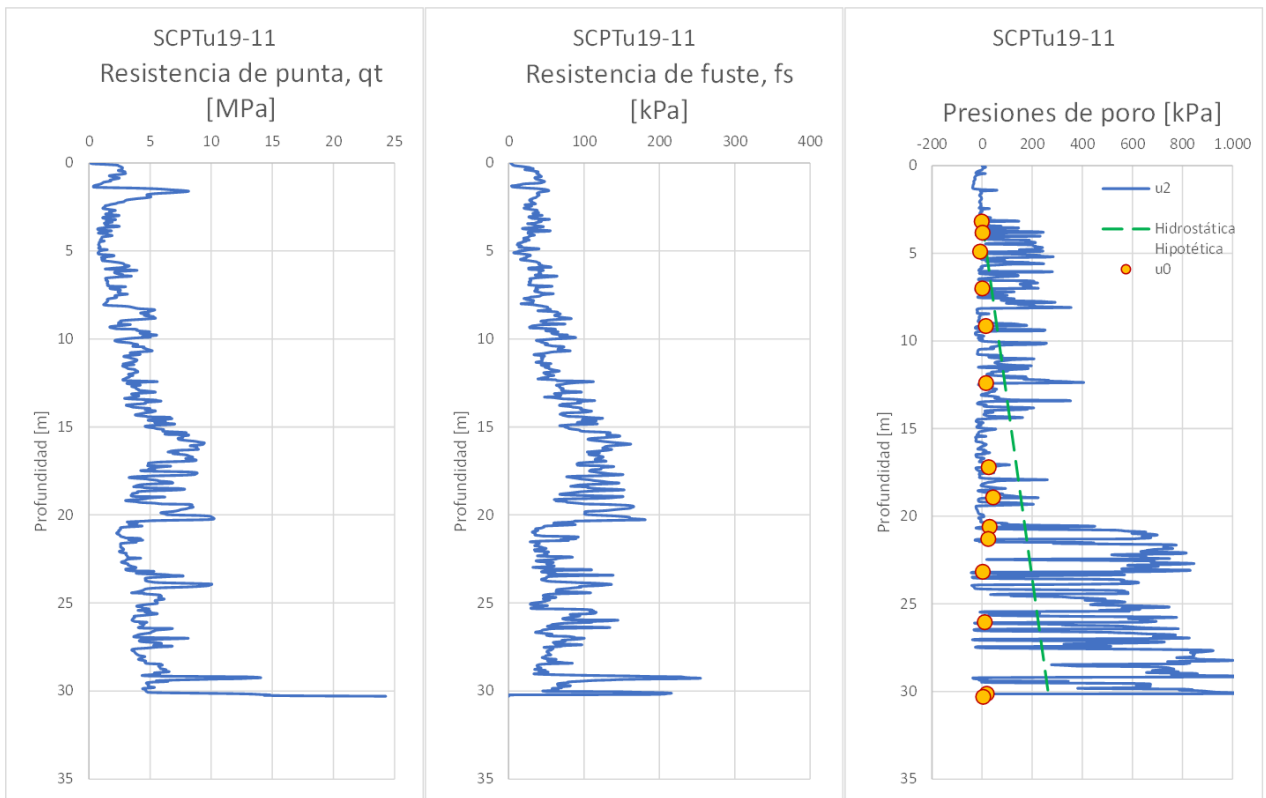
Anexo A Figura 38. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-10.



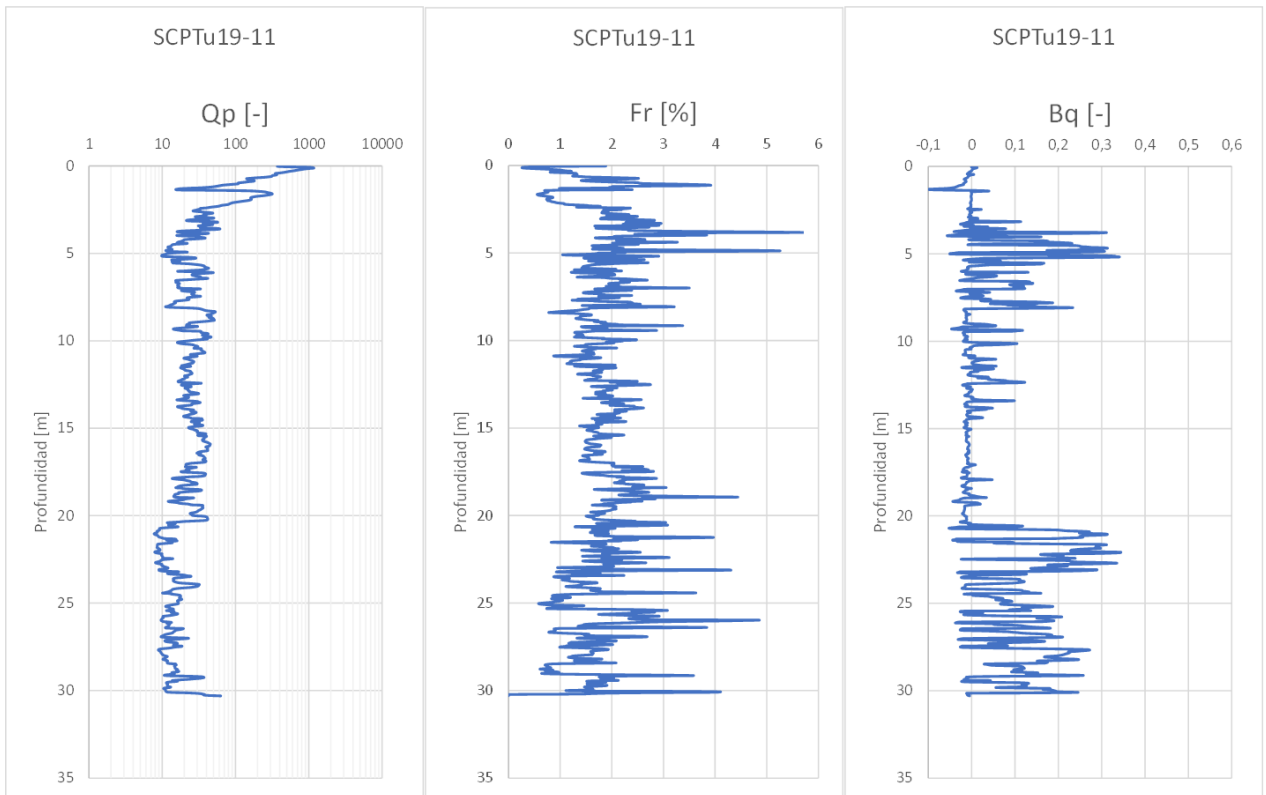
Anexo A Figura 39. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-10.



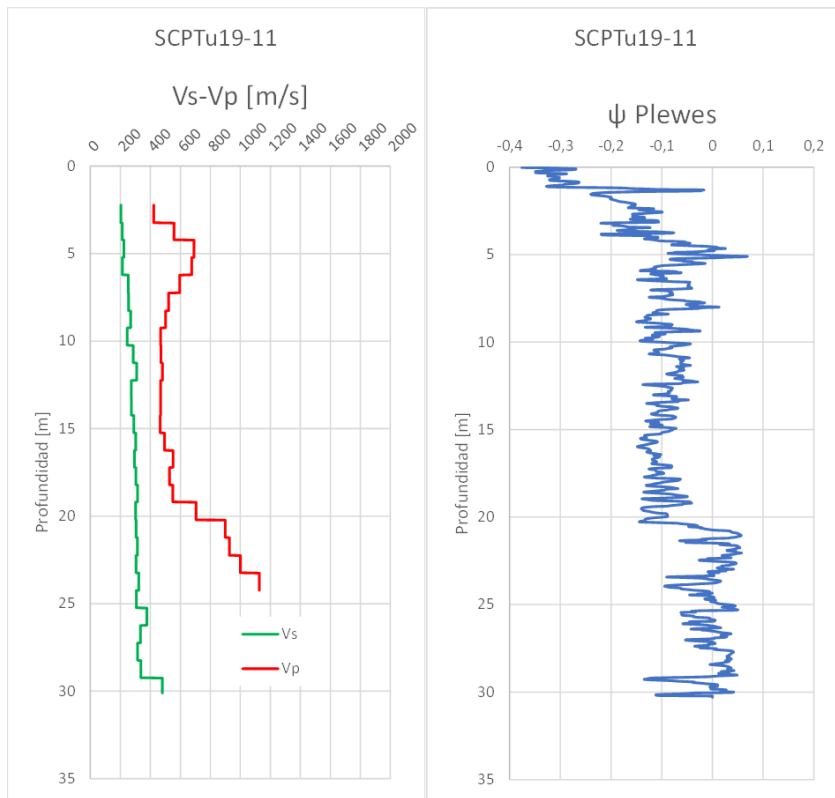
Anexo A Figura 40. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-10.



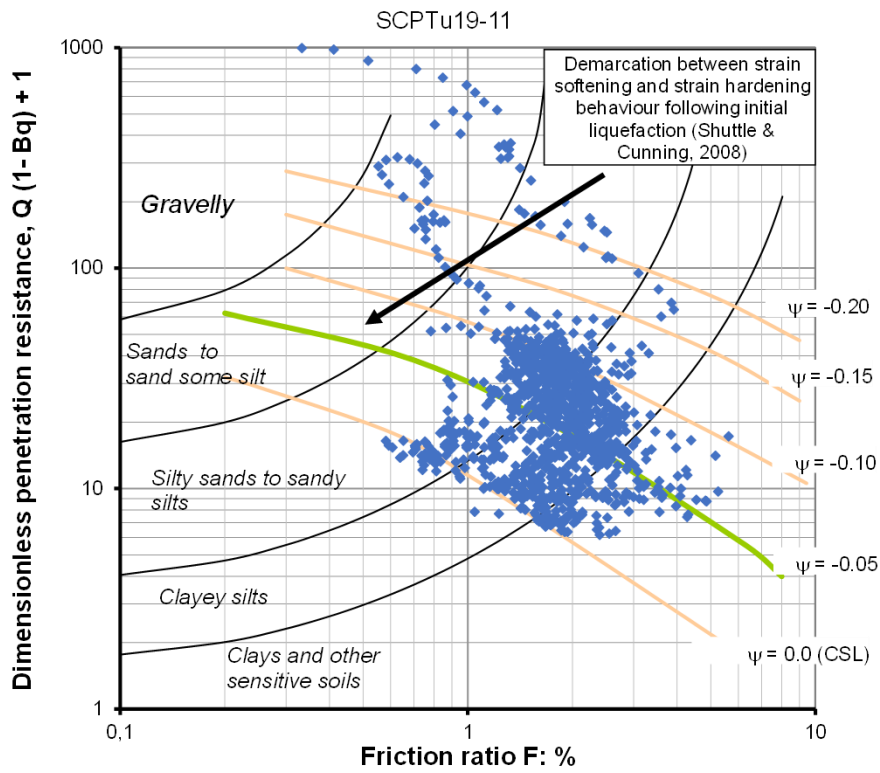
Anexo A Figura 41. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-11.



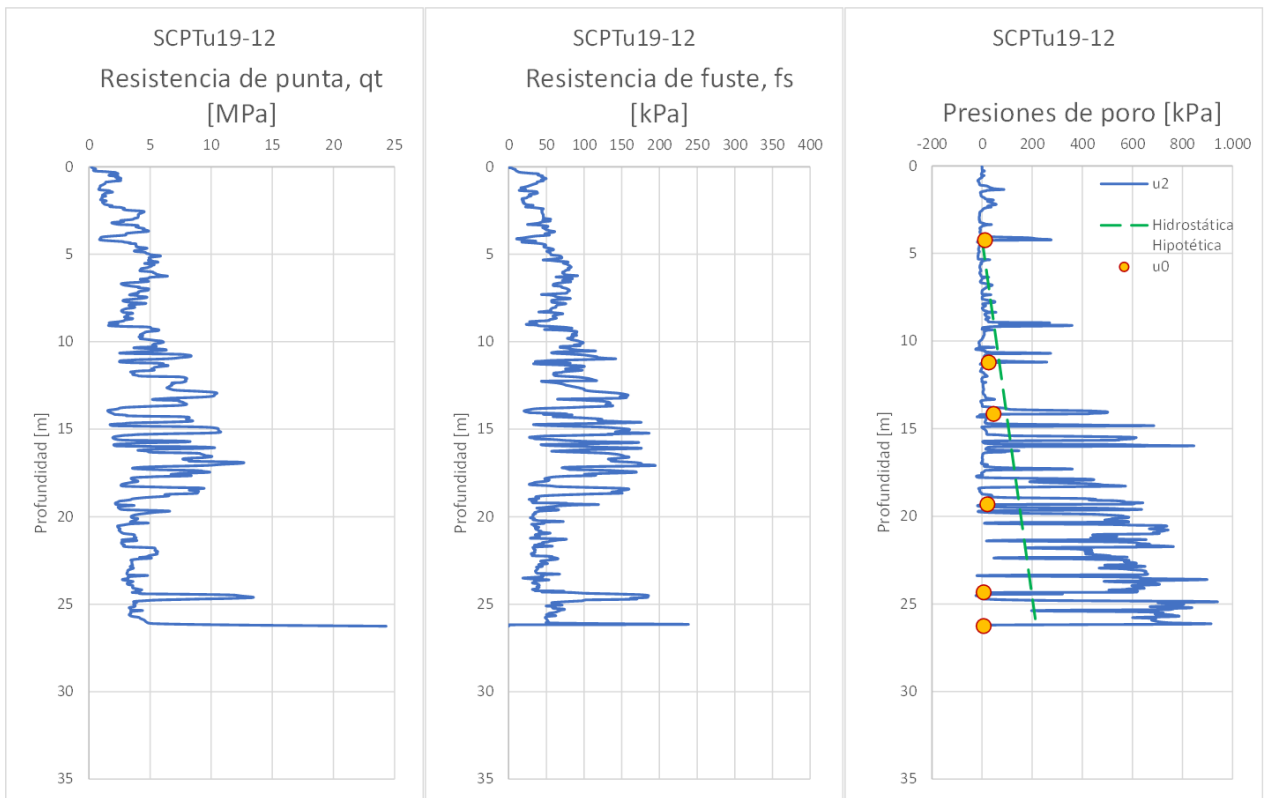
Anexo A Figura 42. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-11.



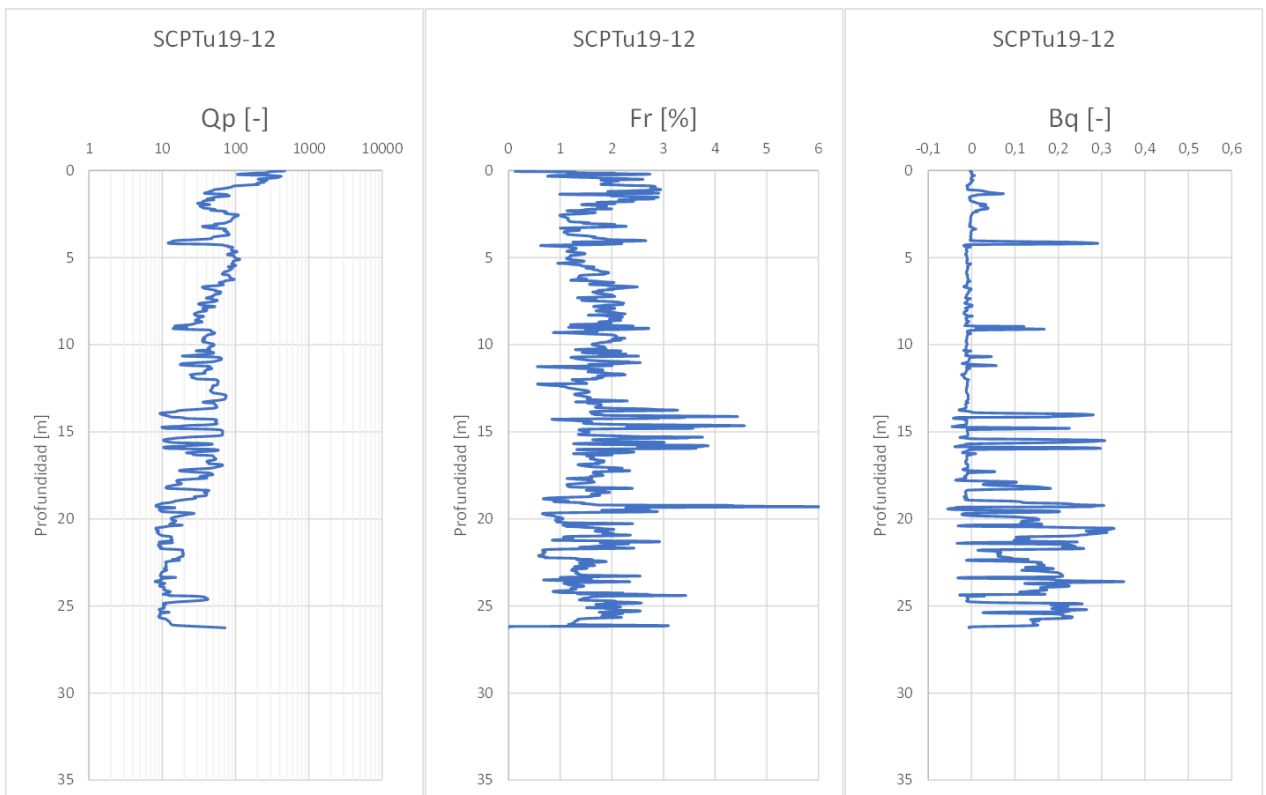
Anexo A Figura 43. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-11.



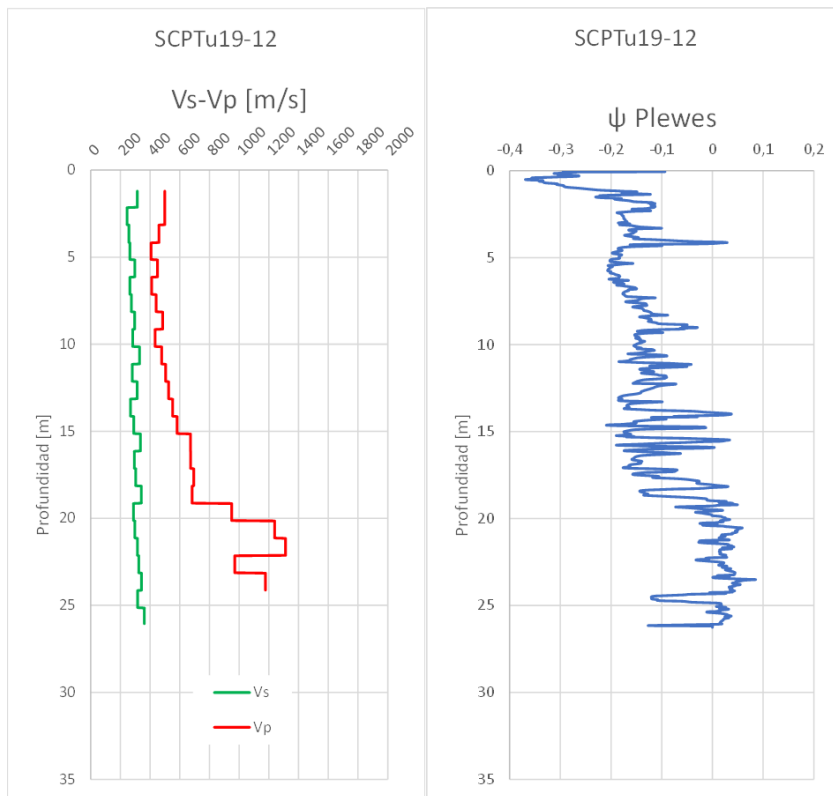
Anexo A Figura 44. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-11.



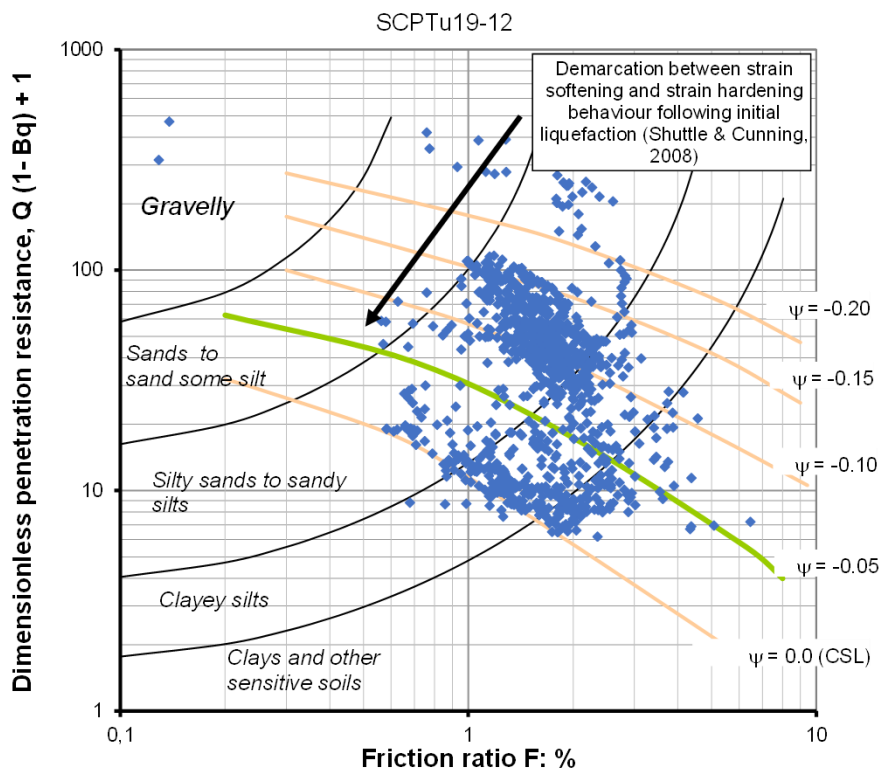
Anexo A Figura 45. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-12.



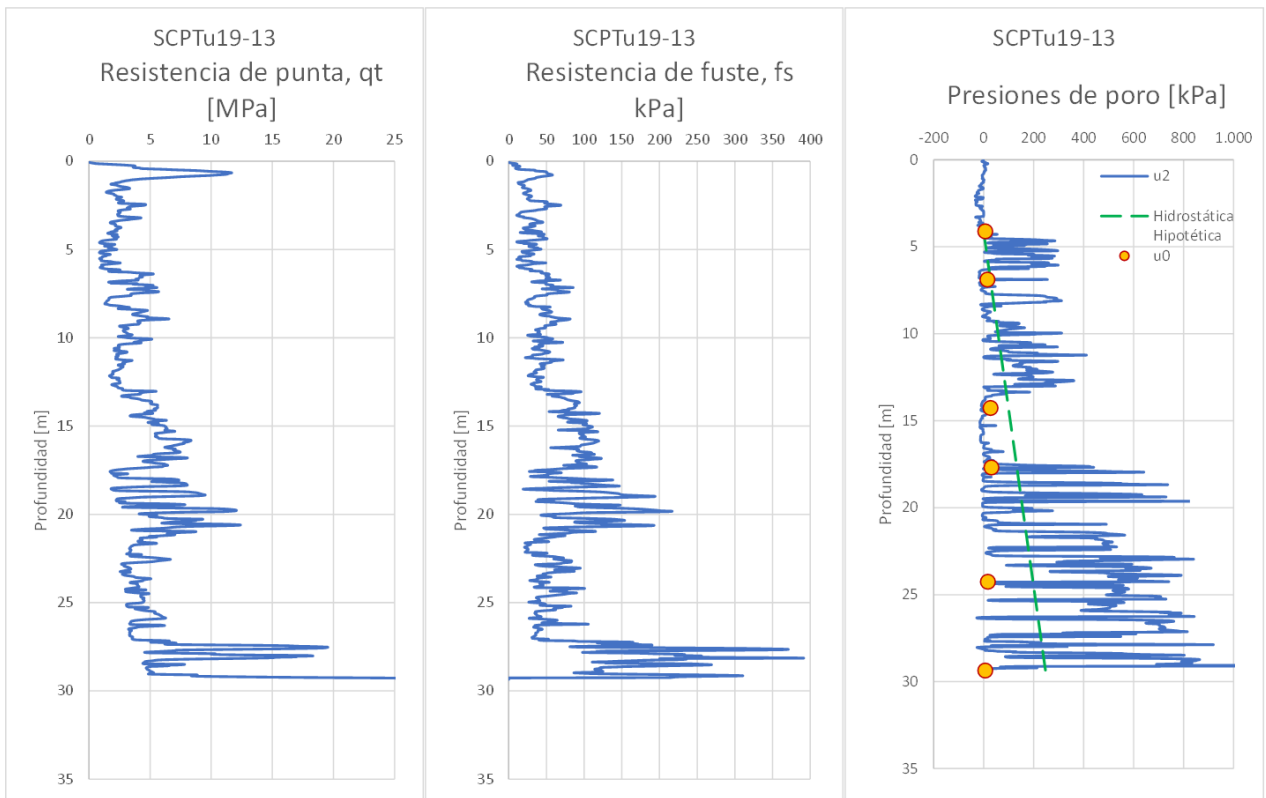
Anexo A Figura 46. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-12.



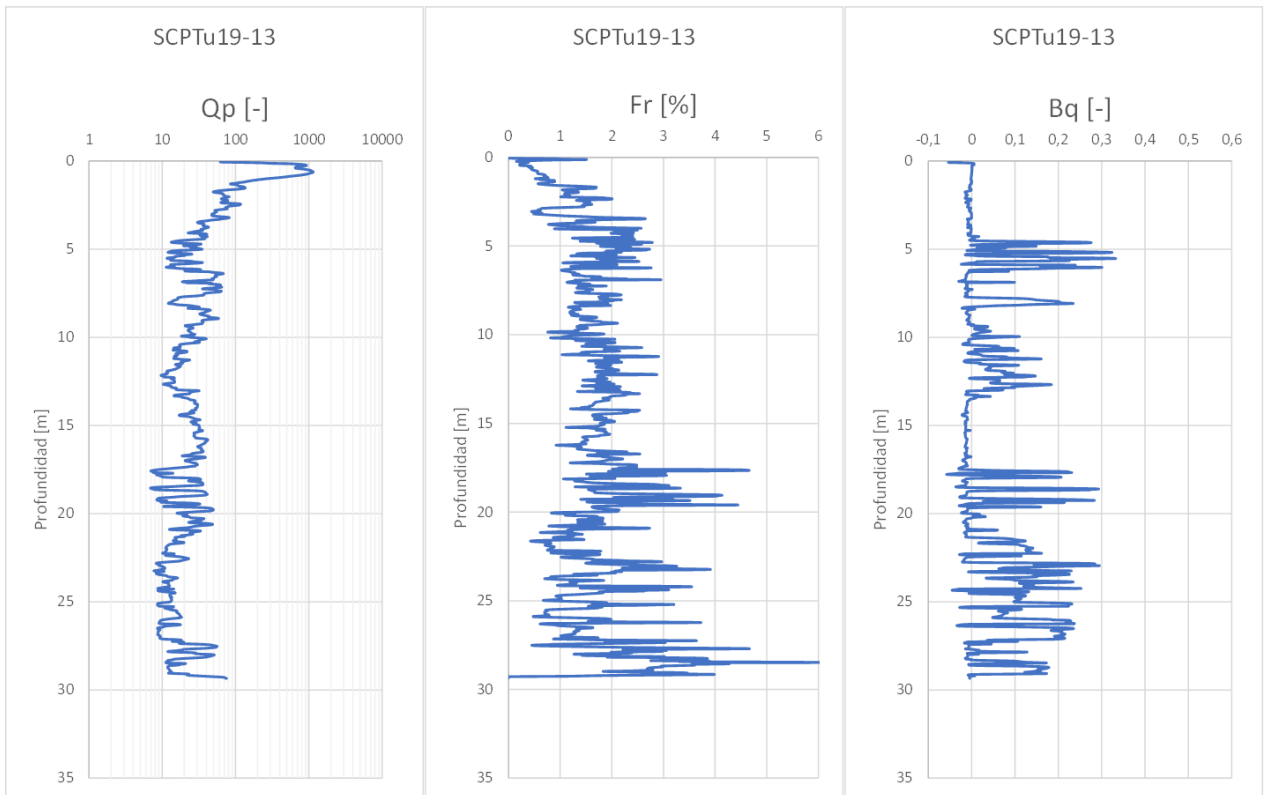
Anexo A Figura 47. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-12.



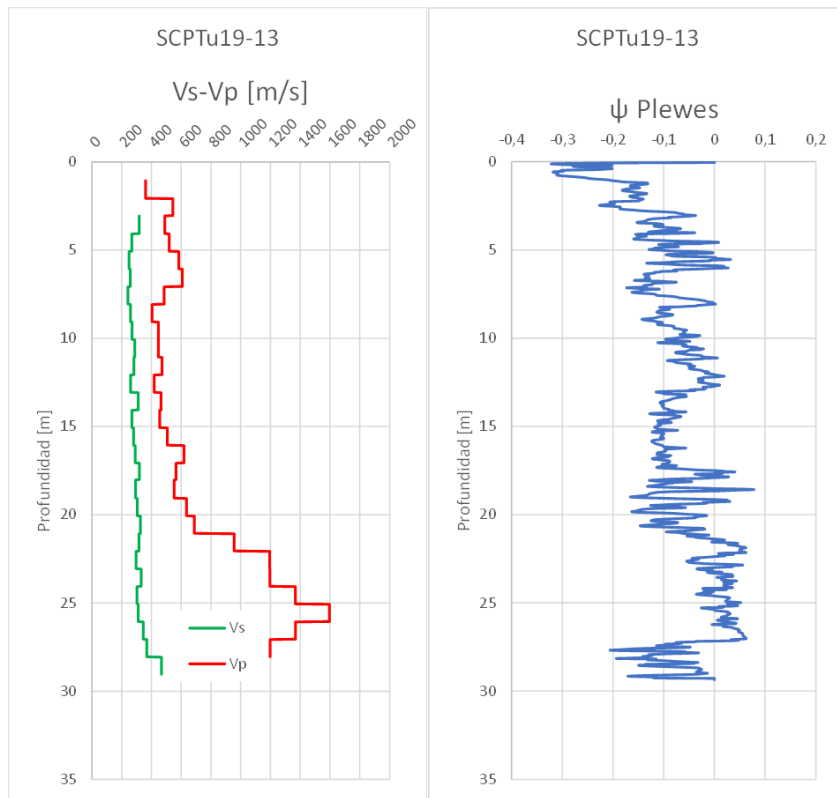
Anexo A Figura 48. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-12.



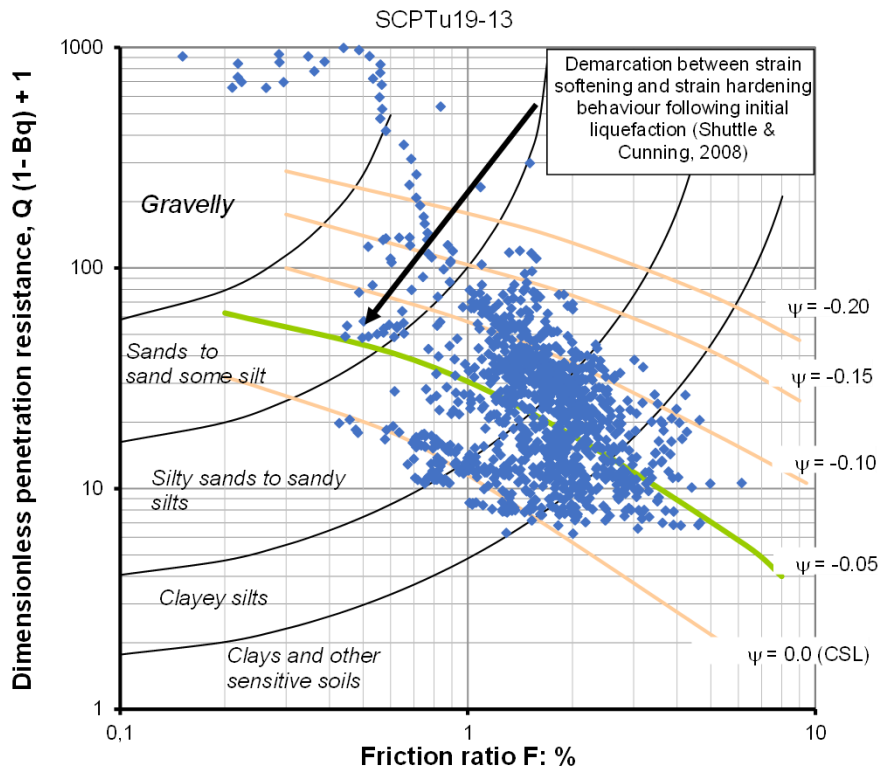
Anexo A Figura 49. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-13.



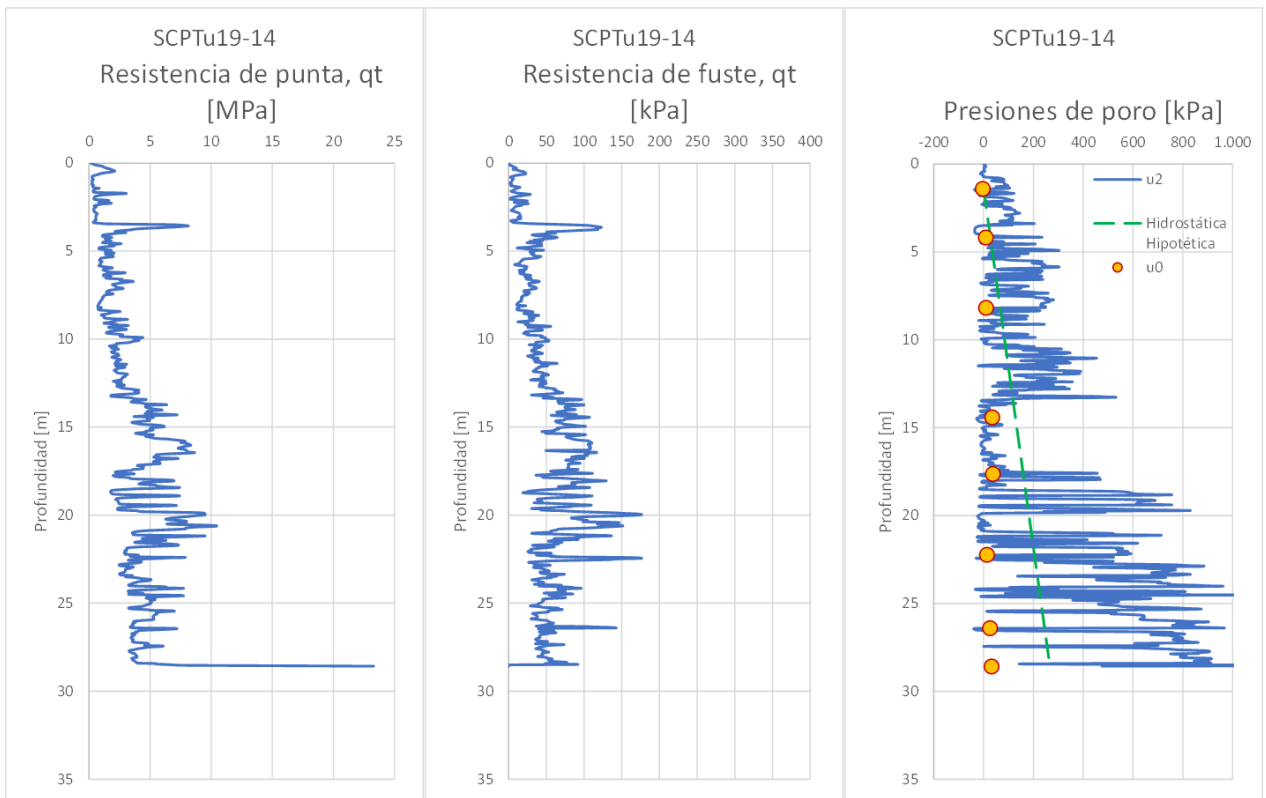
Anexo A Figura 50. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-13.



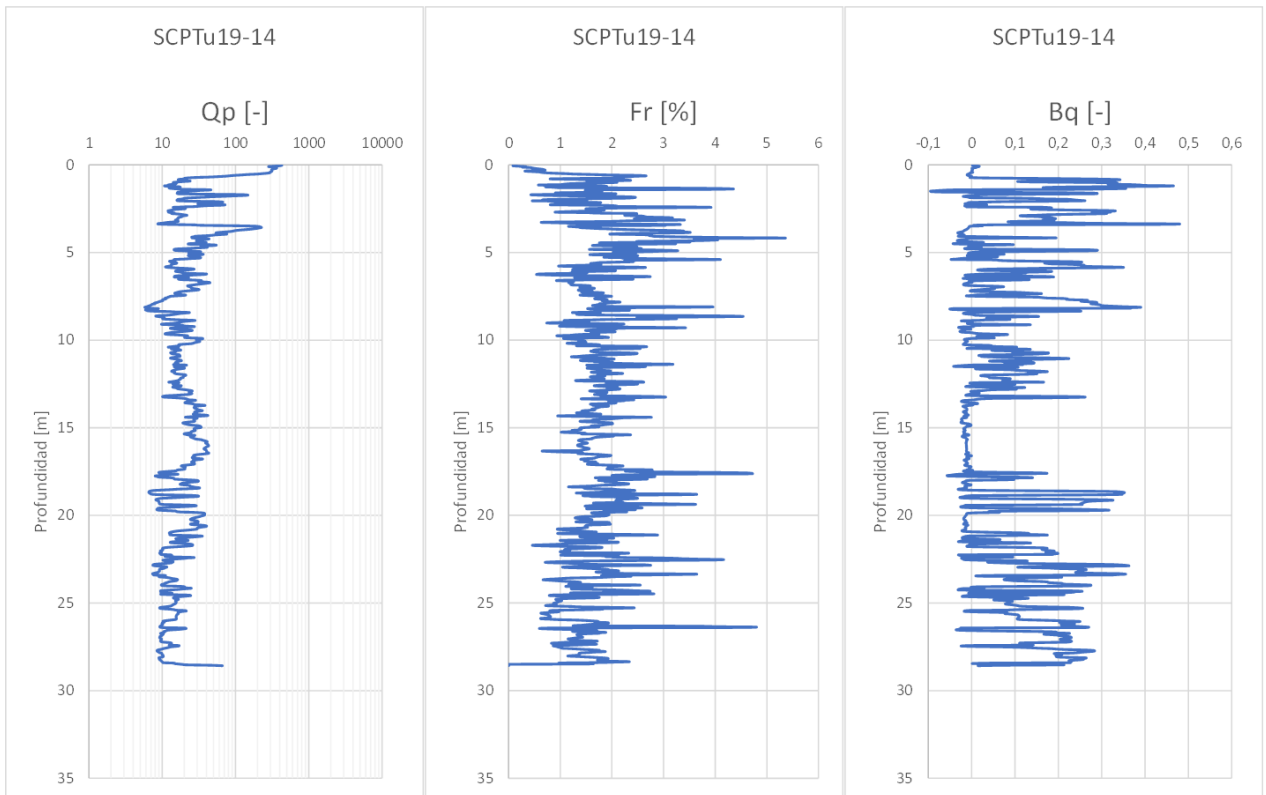
Anexo A Figura 51. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-13.



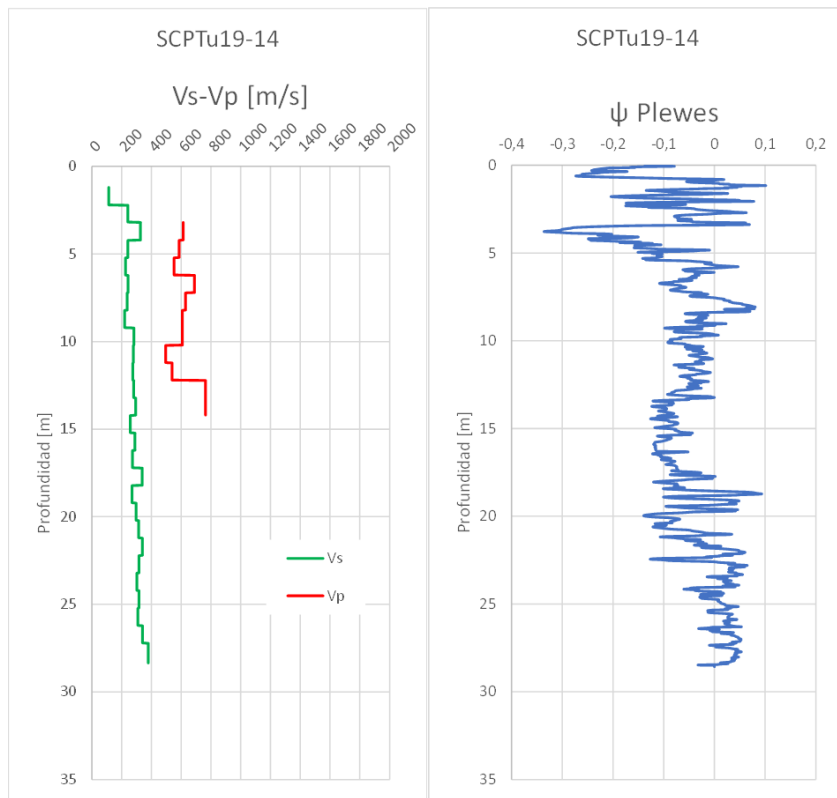
Anexo A Figura 52. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-13.



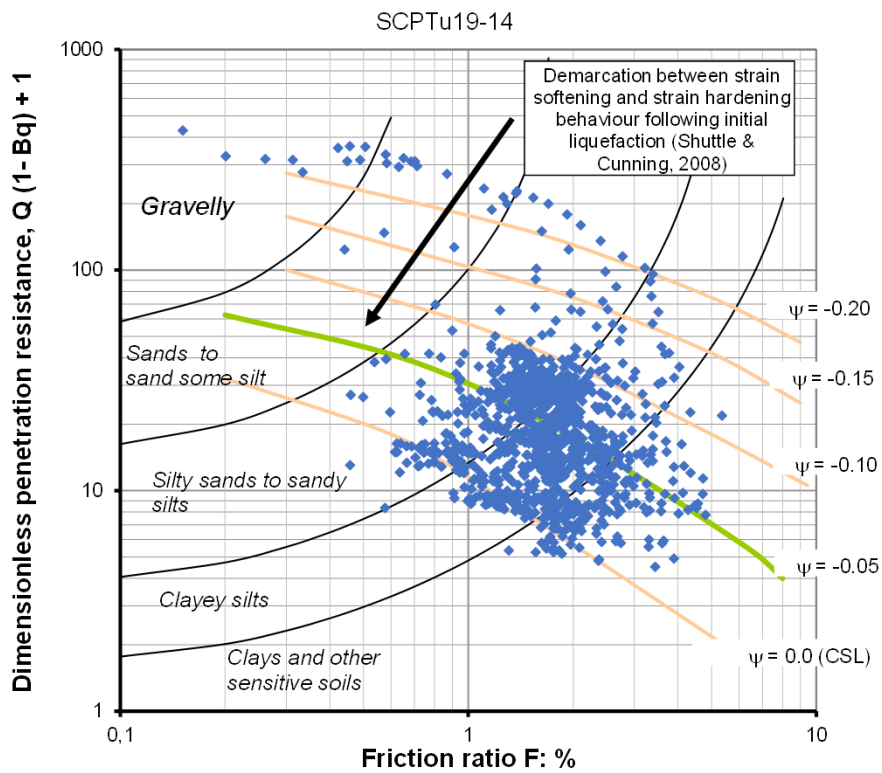
Anexo A Figura 53. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-14.



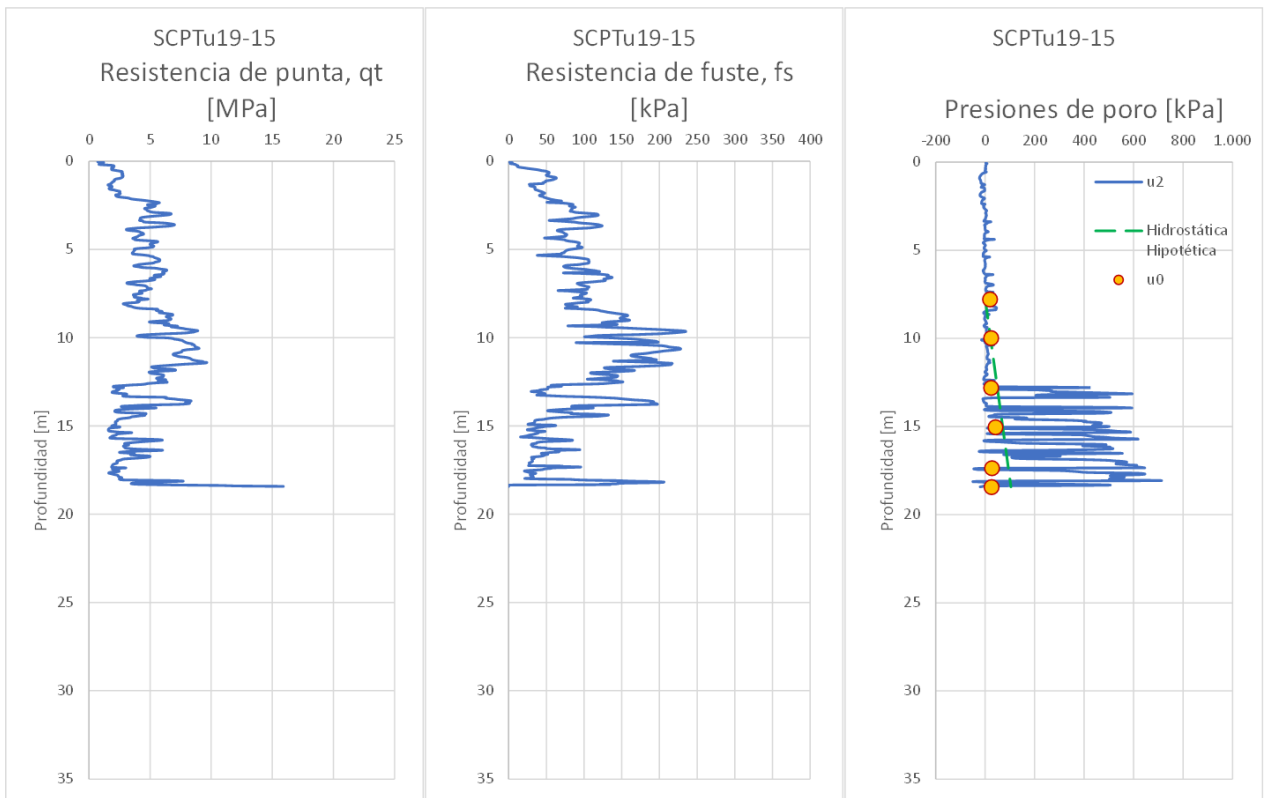
Anexo A Figura 54. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-14.



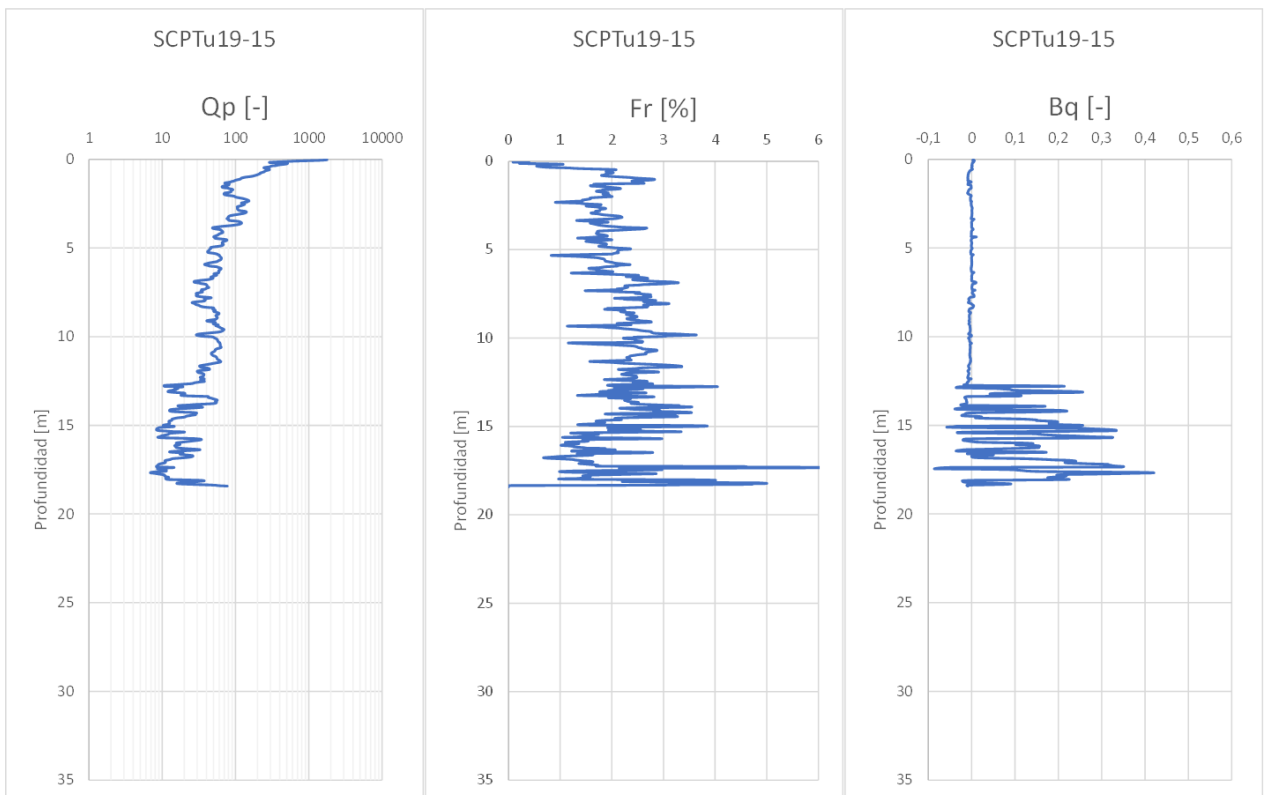
Anexo A Figura 55. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-14.



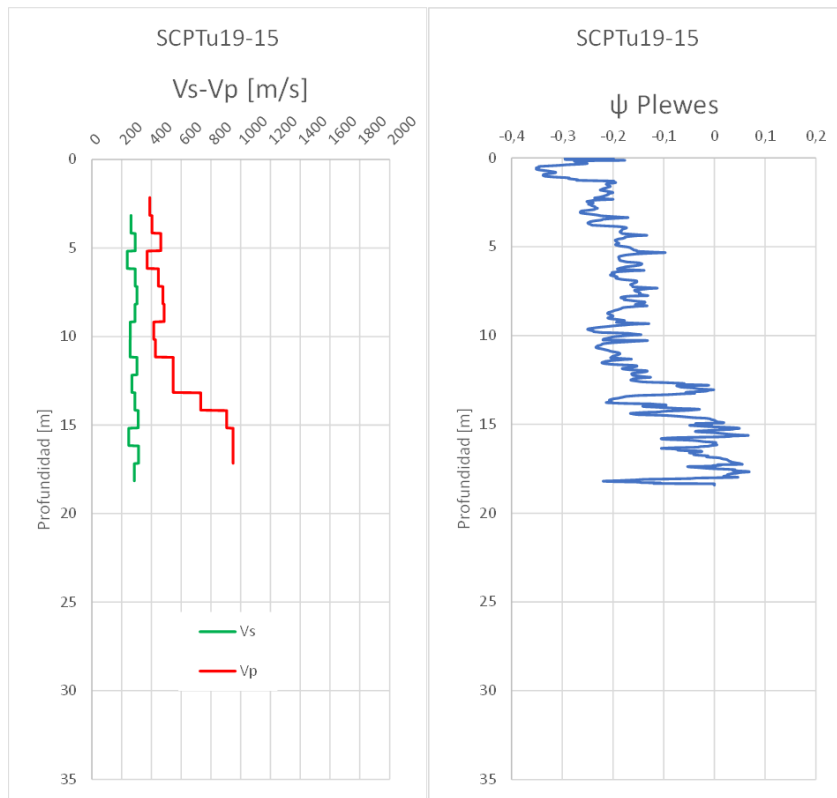
Anexo A Figura 56. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-14.



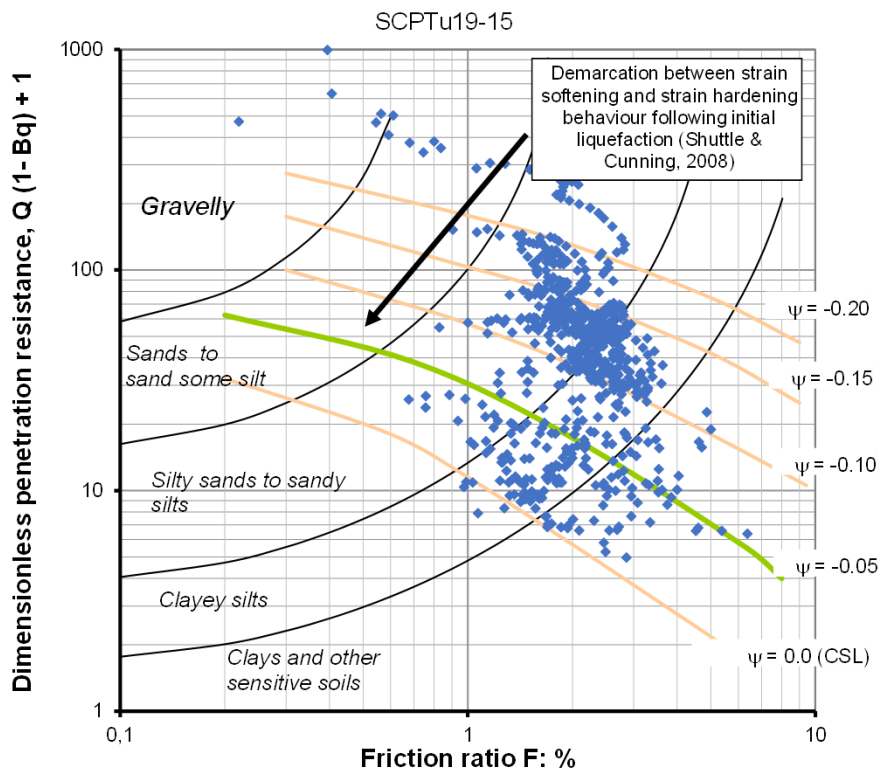
Anexo A Figura 57. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-15.



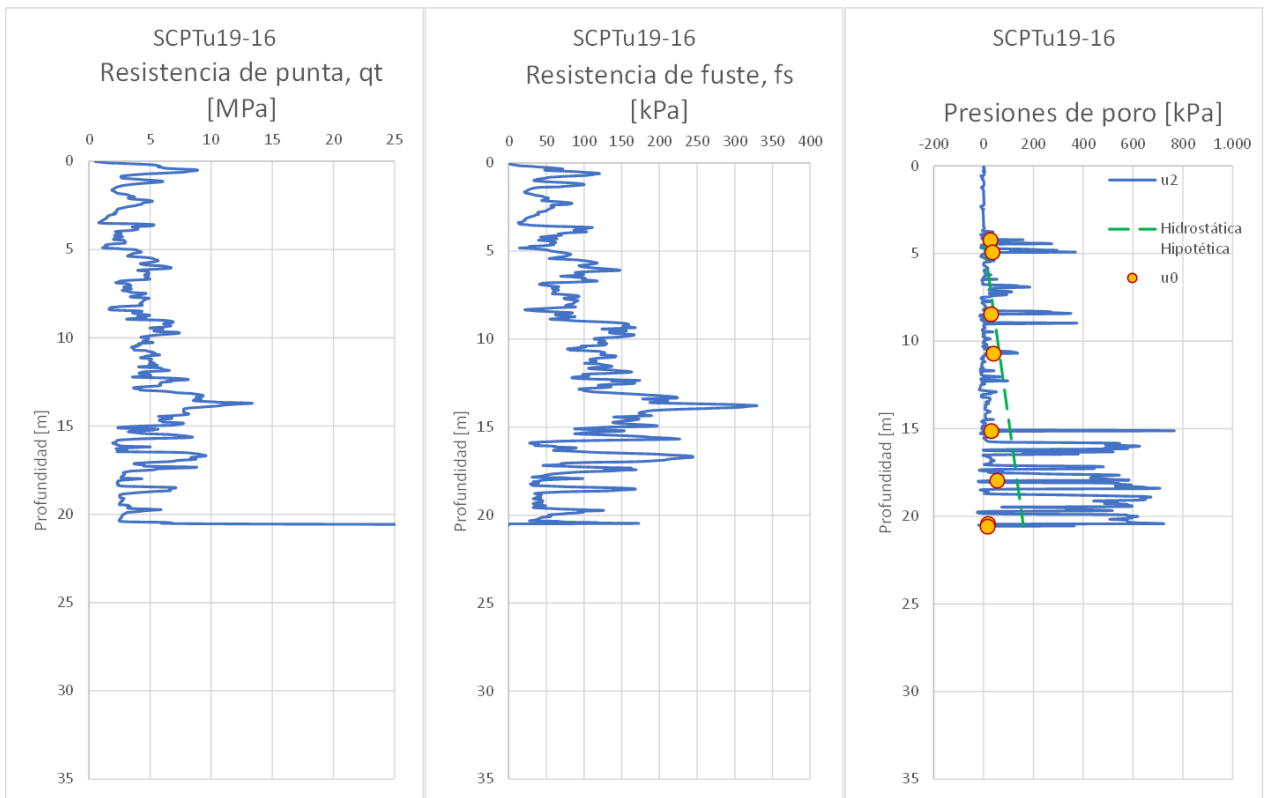
Anexo A Figura 58. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-15.



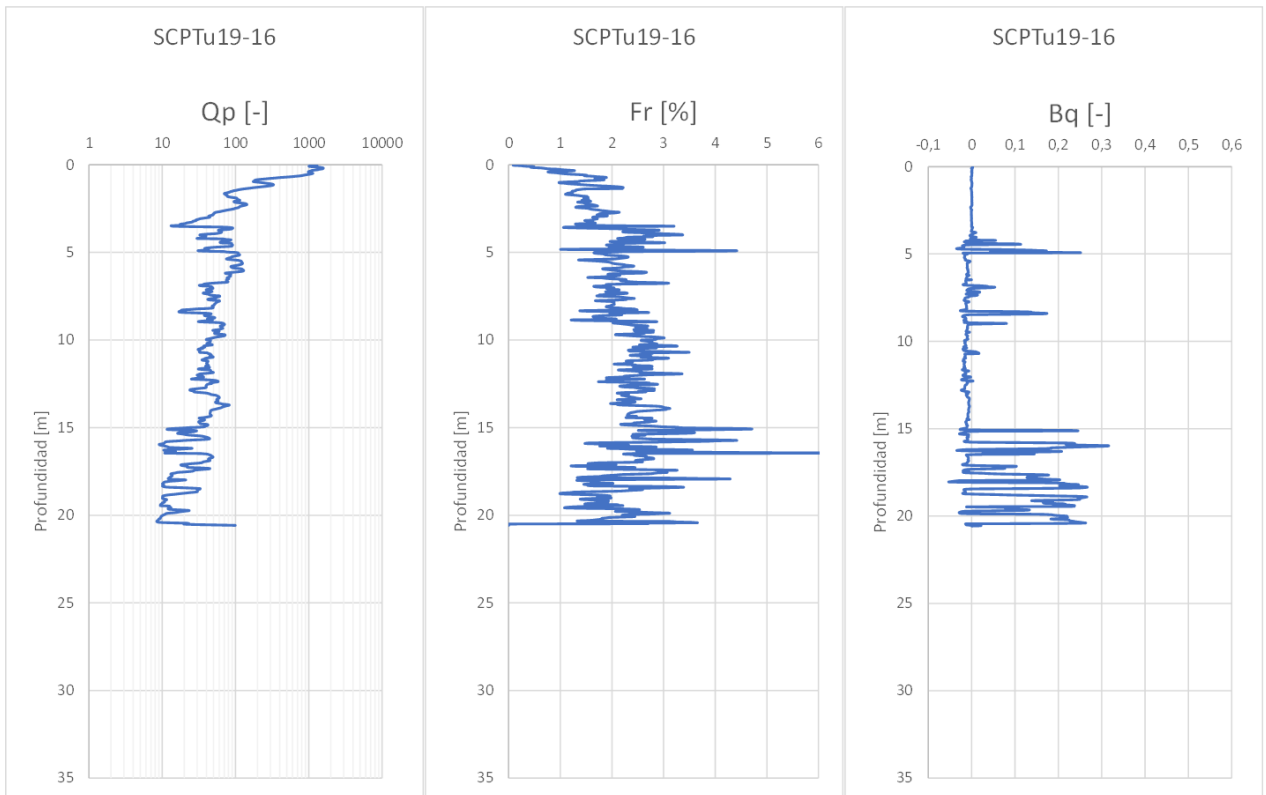
Anexo A Figura 59. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-15.



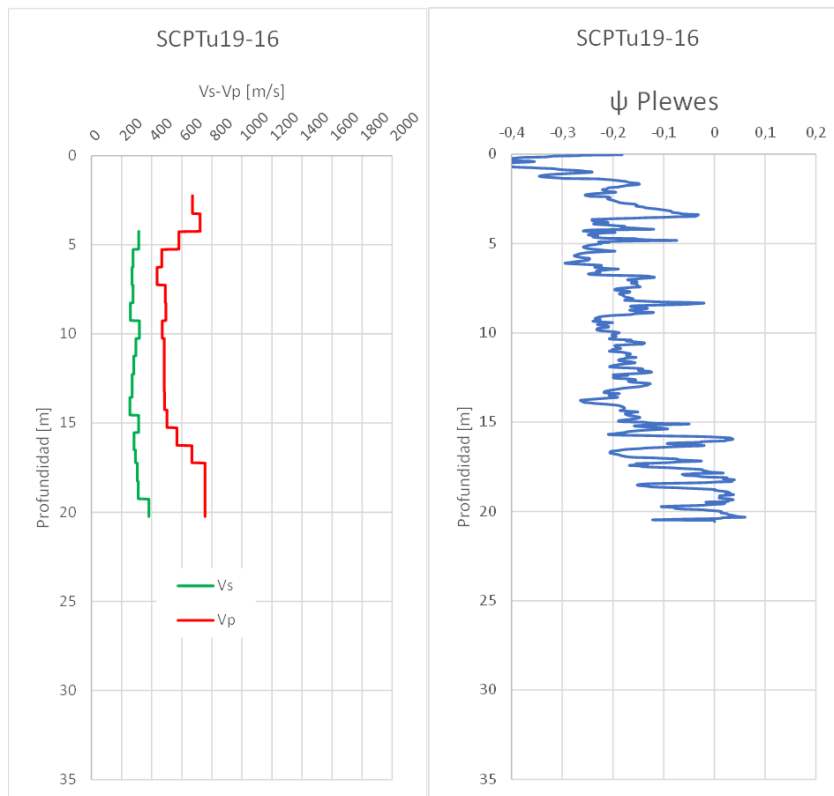
Anexo A Figura 60. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-15.



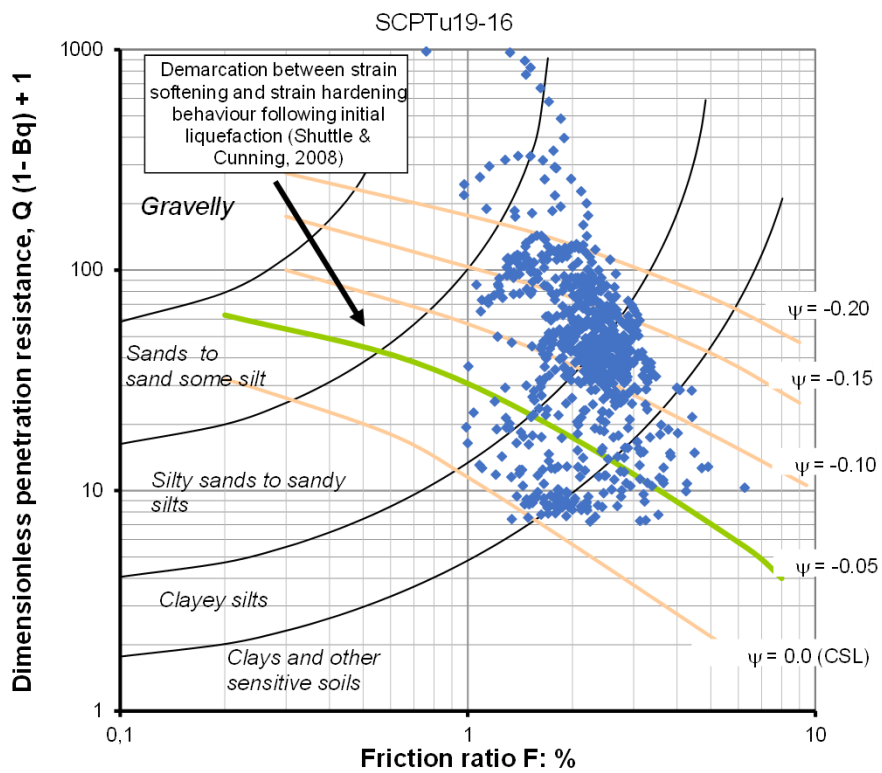
Anexo A Figura 61. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-16.



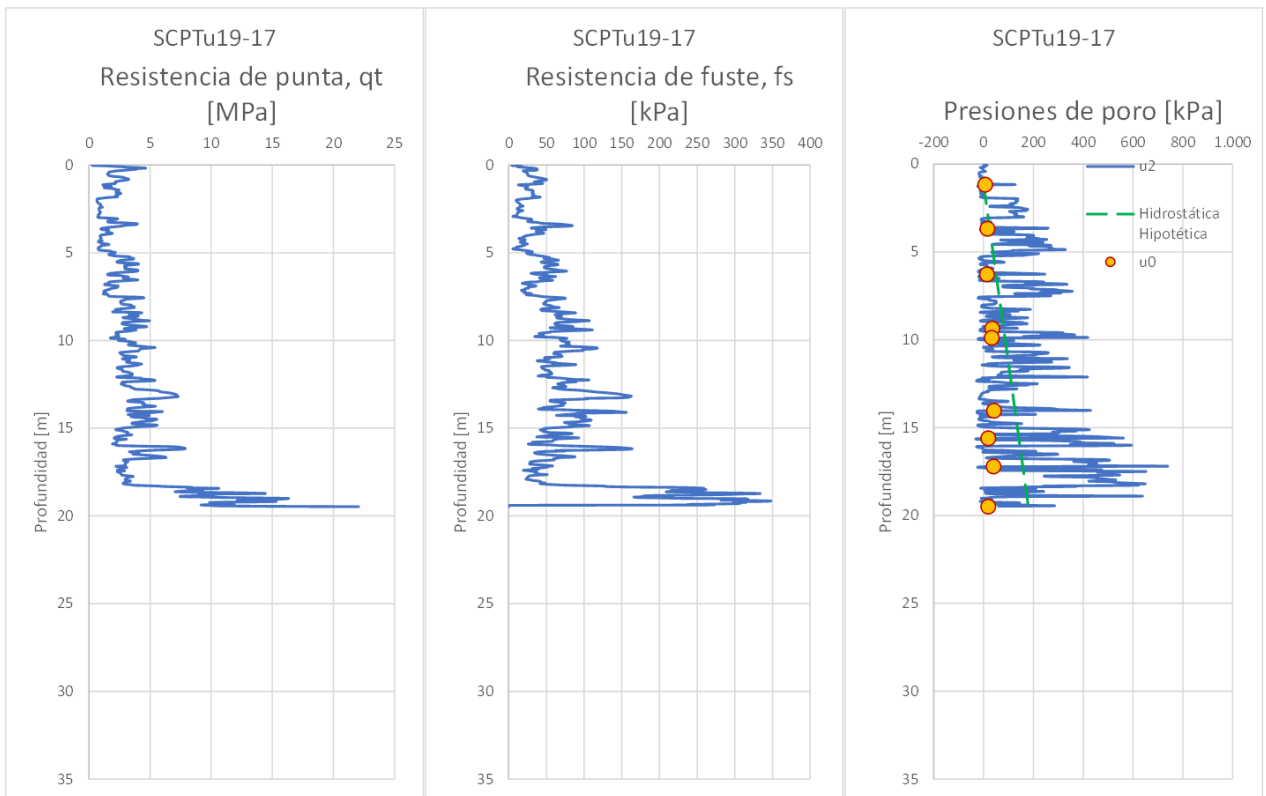
Anexo A Figura 62. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-16.



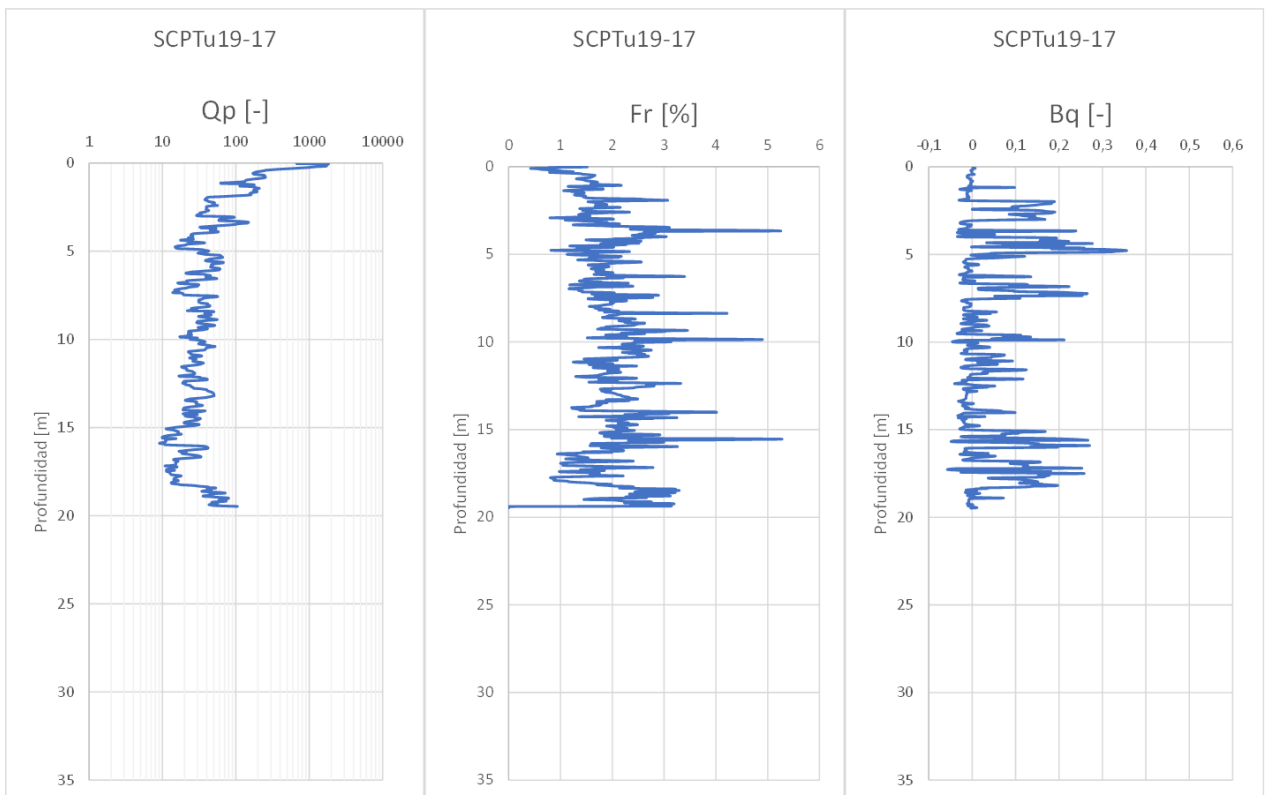
Anexo A Figura 63. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-16.



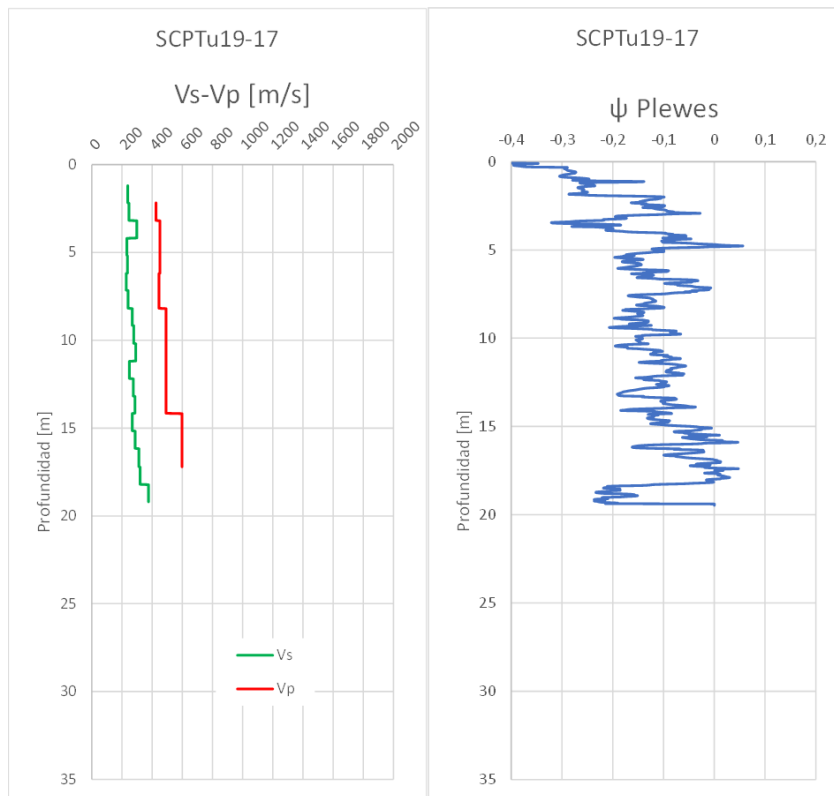
Anexo A Figura 64. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-16.



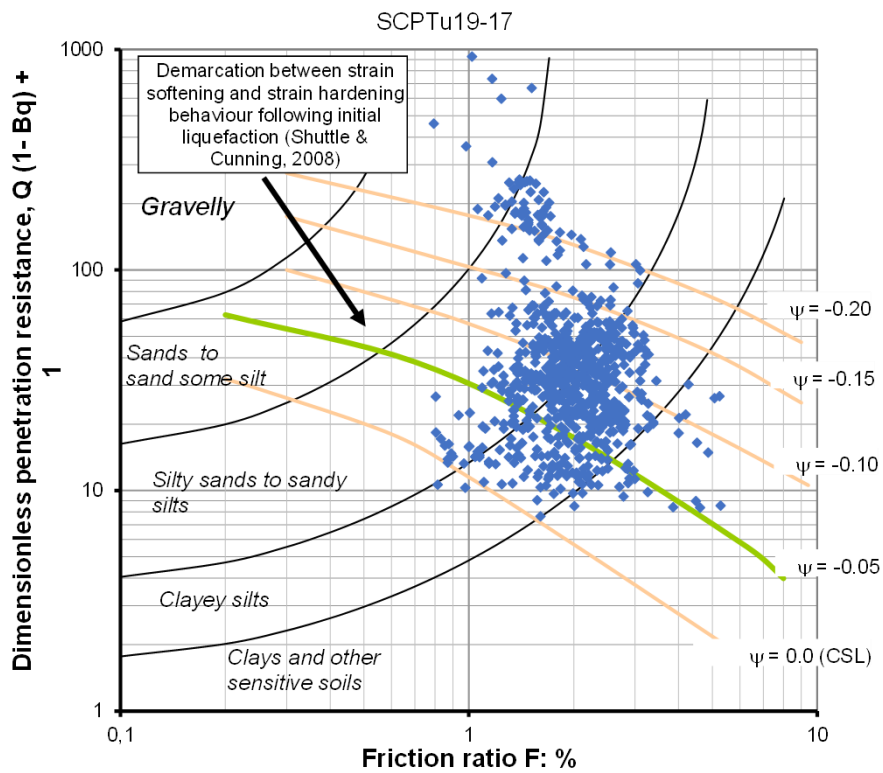
Anexo A Figura 65. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-17.



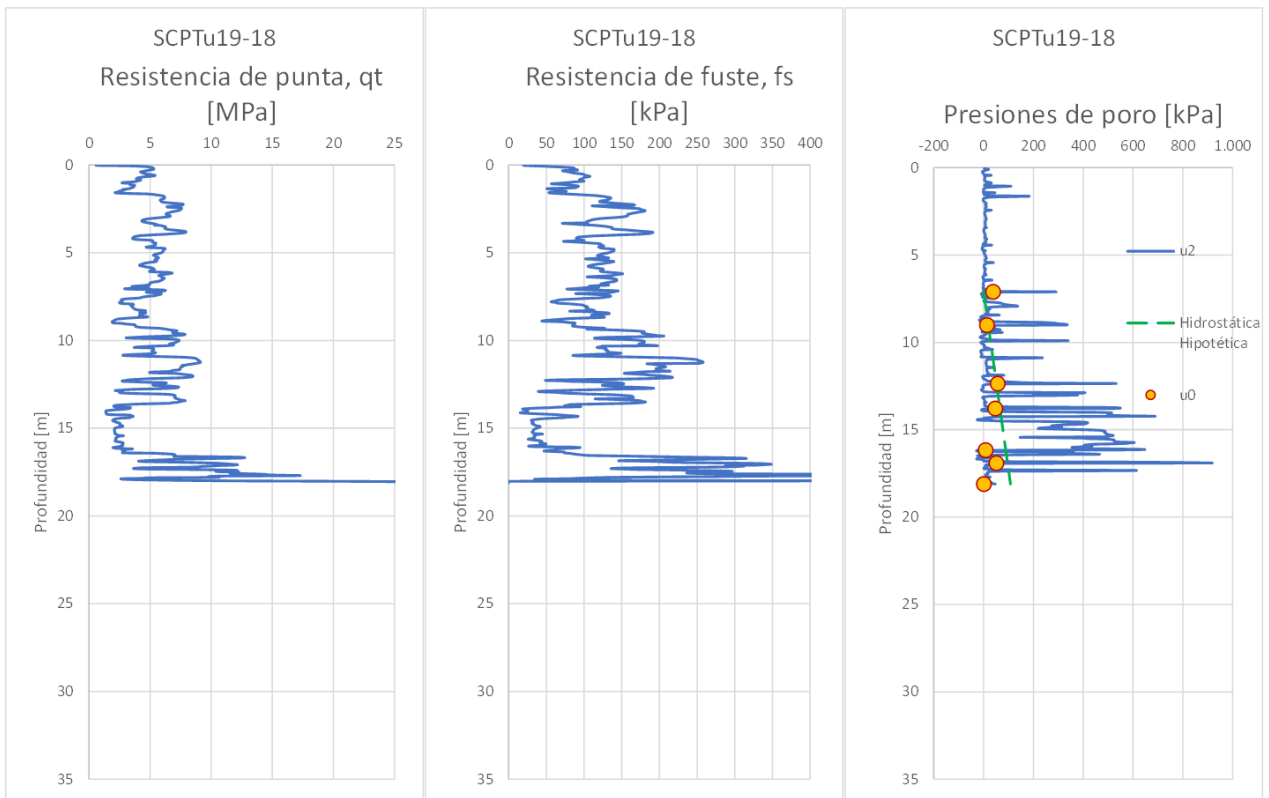
Anexo A Figura 66. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-17.



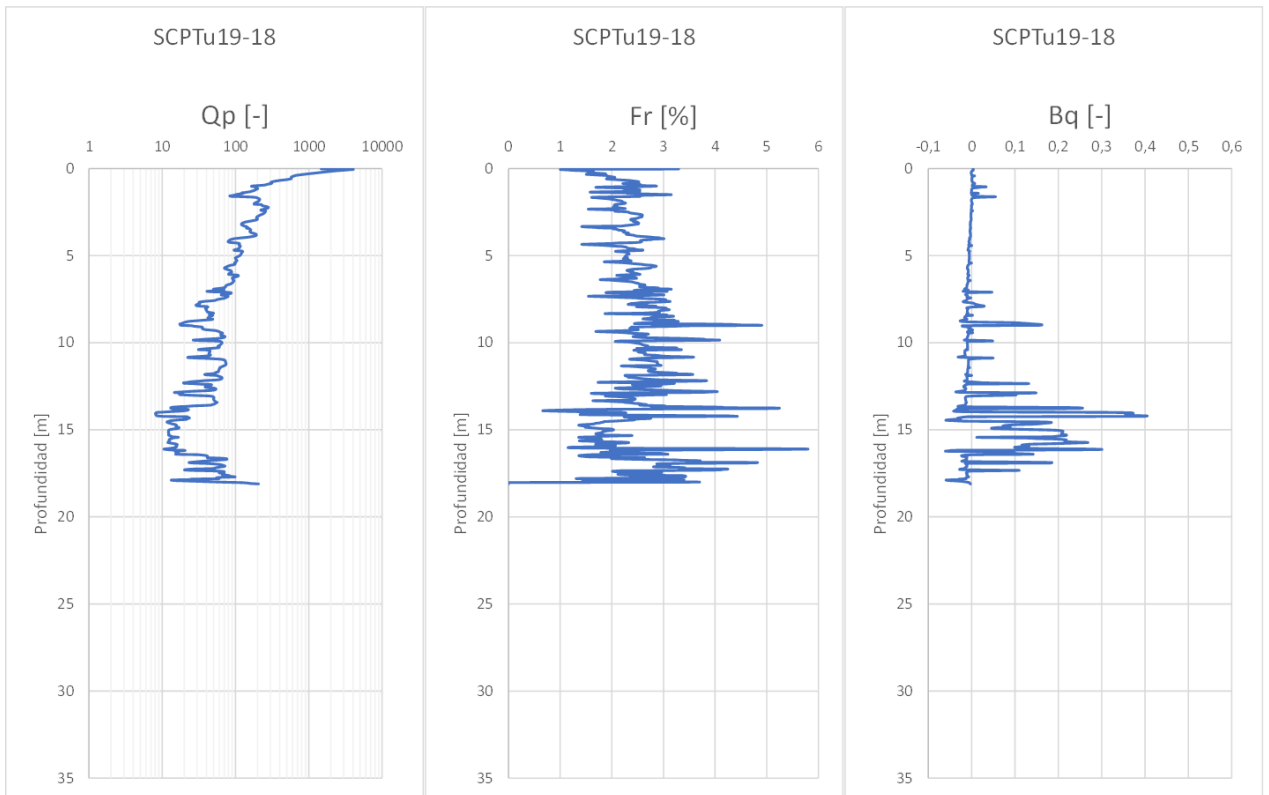
Anexo A Figura 67. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-17.



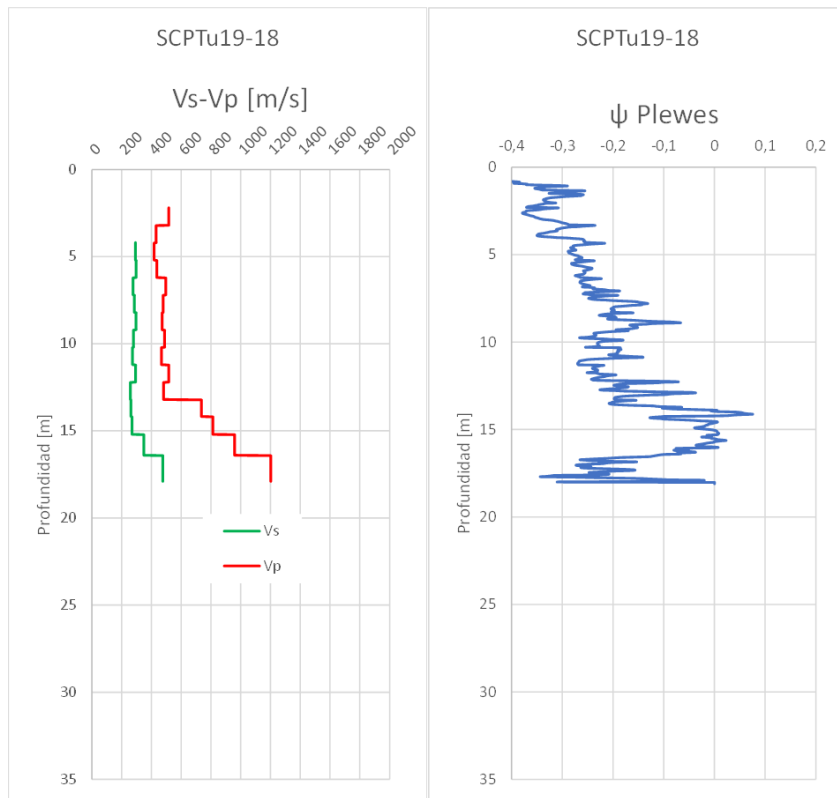
Anexo A Figura 68. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-17.



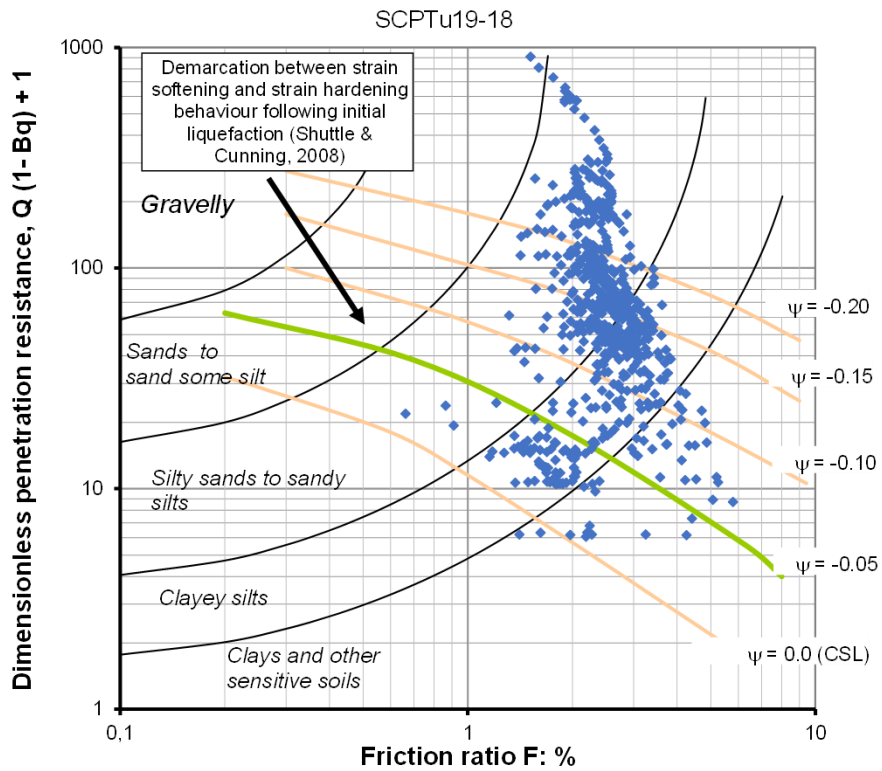
Anexo A Figura 69. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-18.



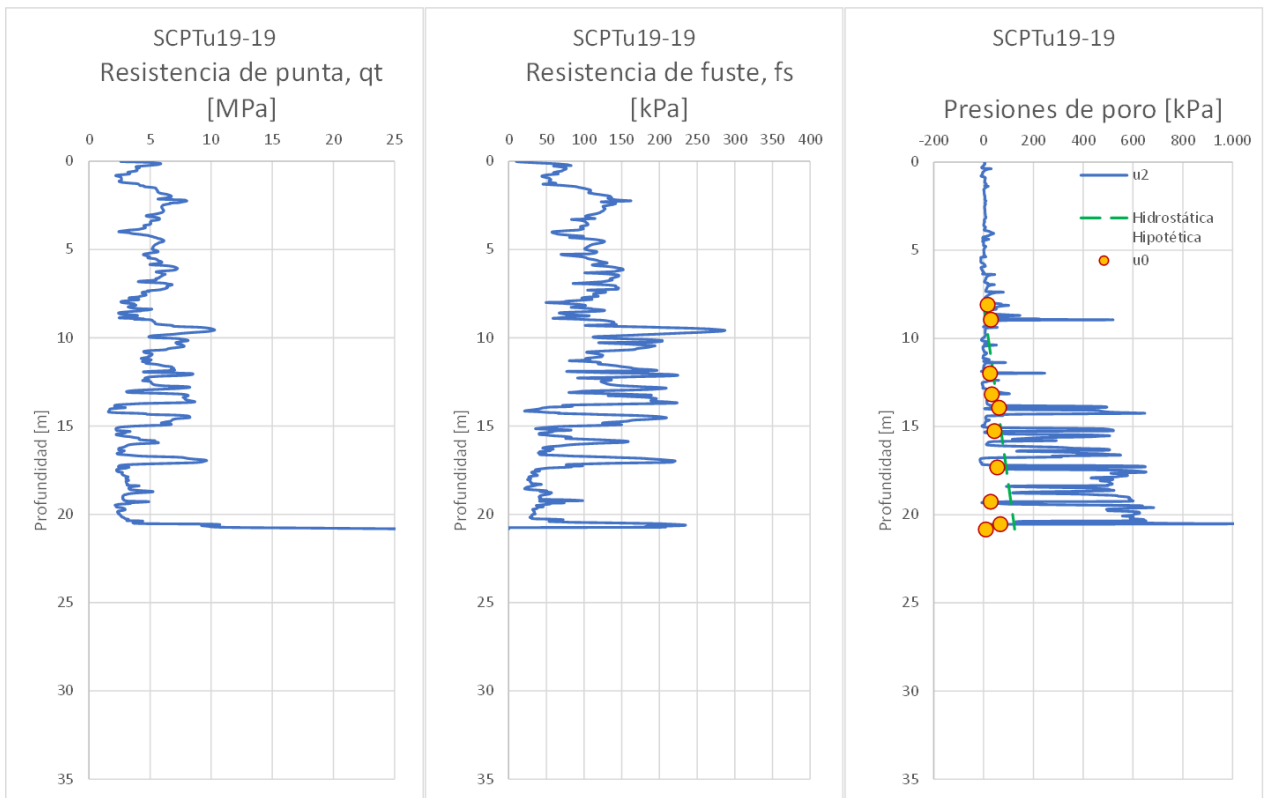
Anexo A Figura 70. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-18.



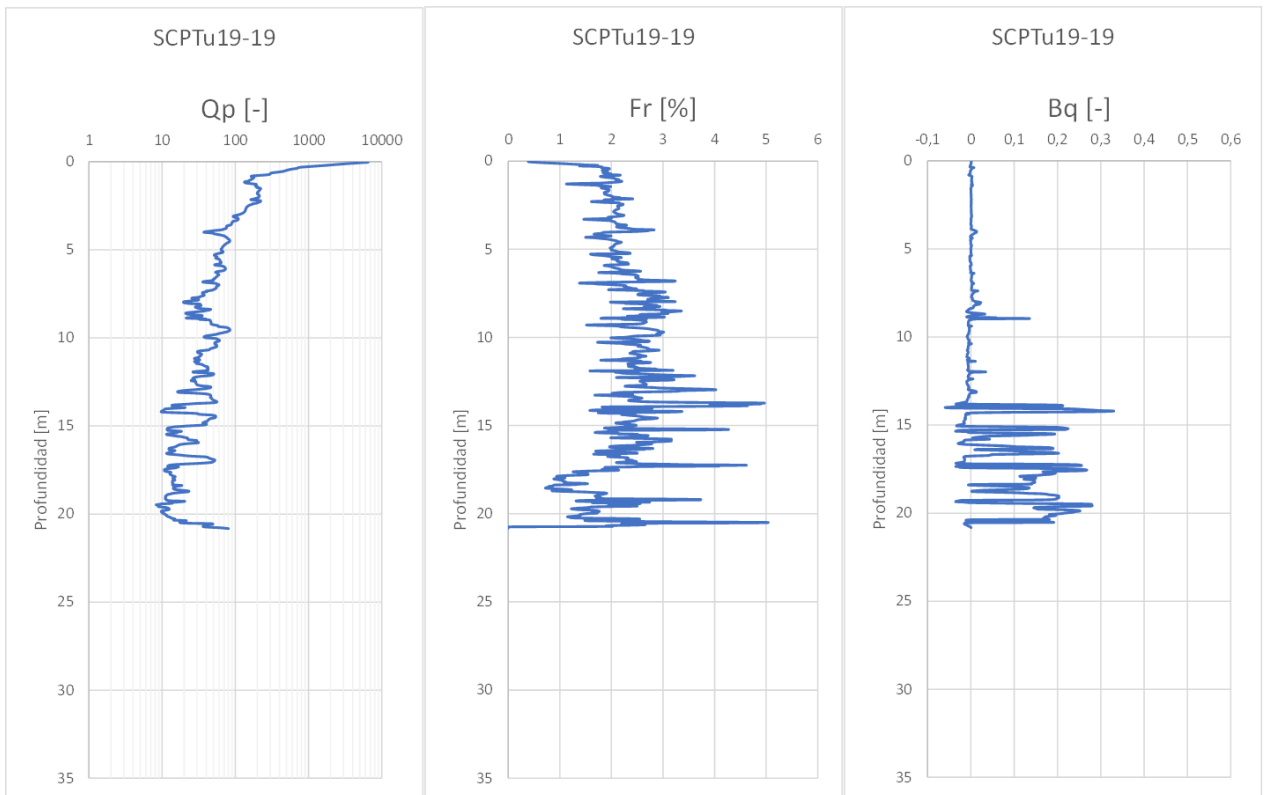
Anexo A Figura 71. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-18.



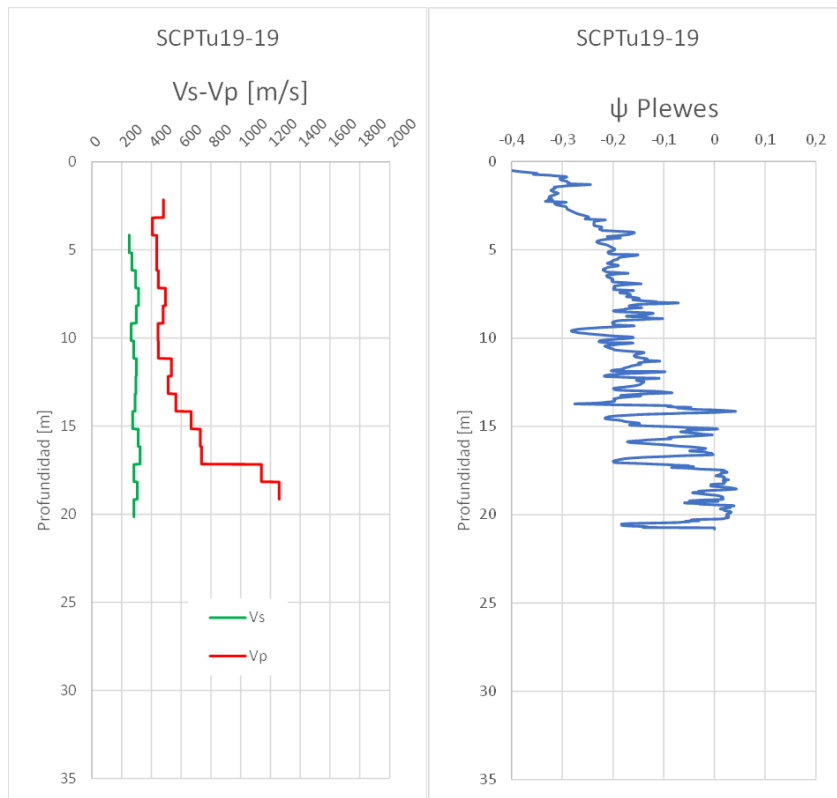
Anexo A Figura 72. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-18.



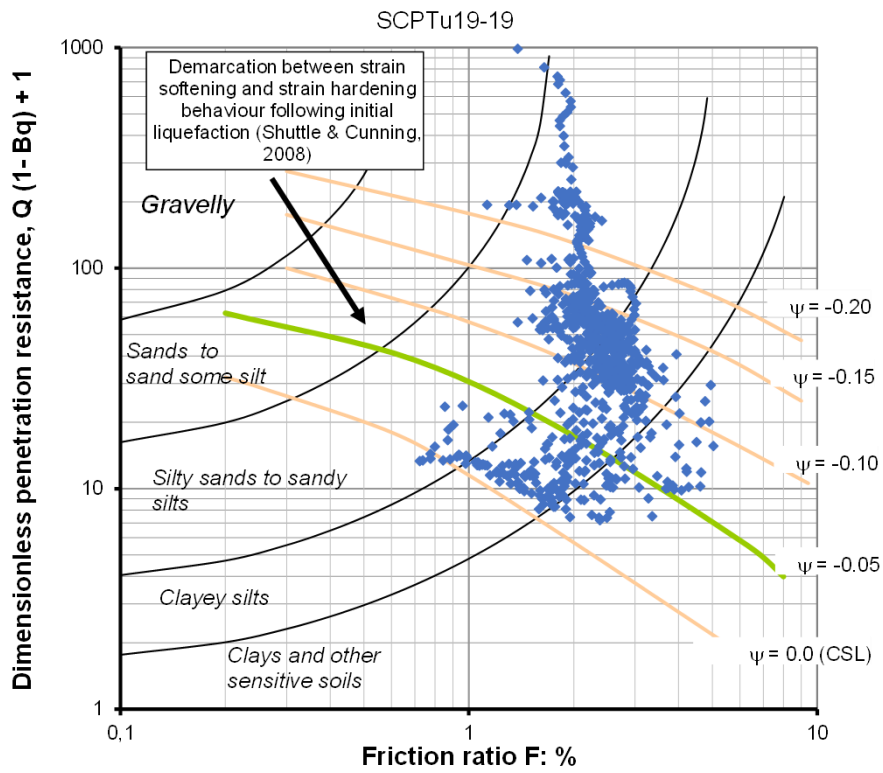
Anexo A Figura 73. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-19.



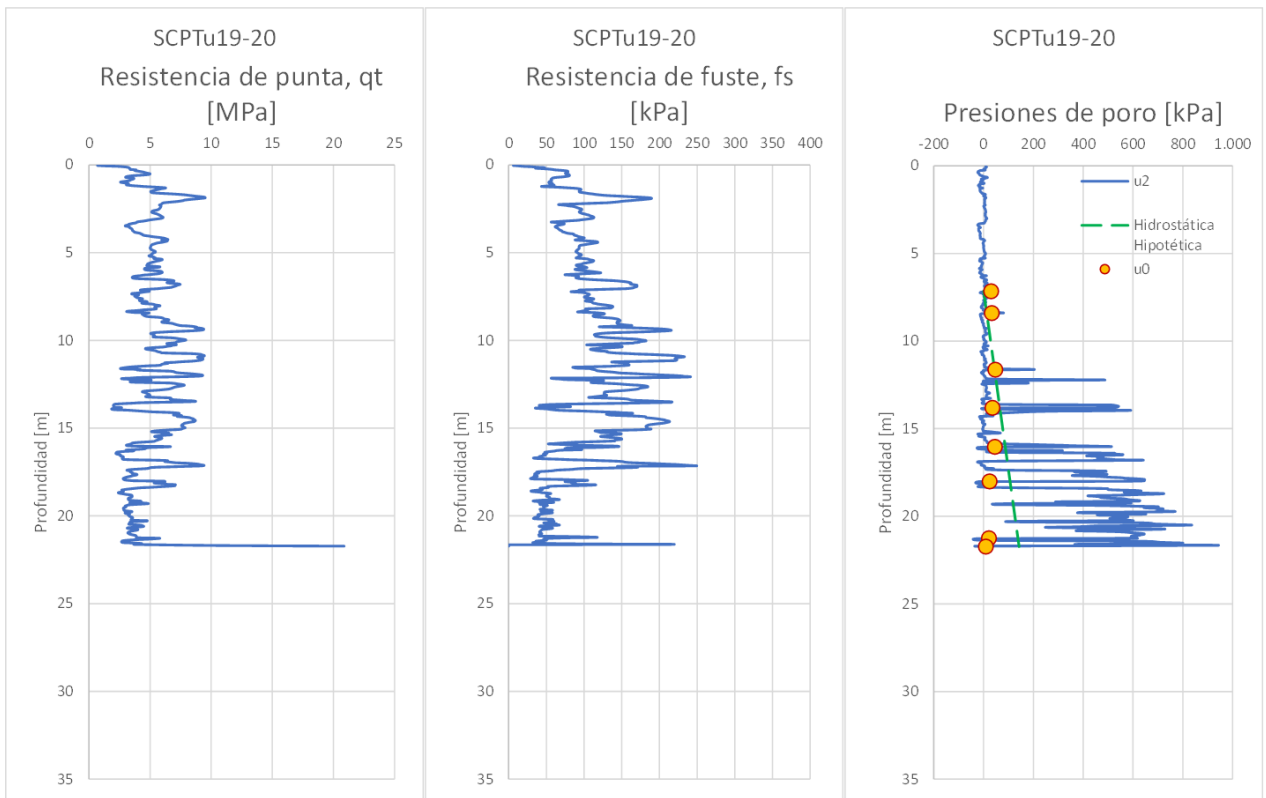
Anexo A Figura 74. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-19.



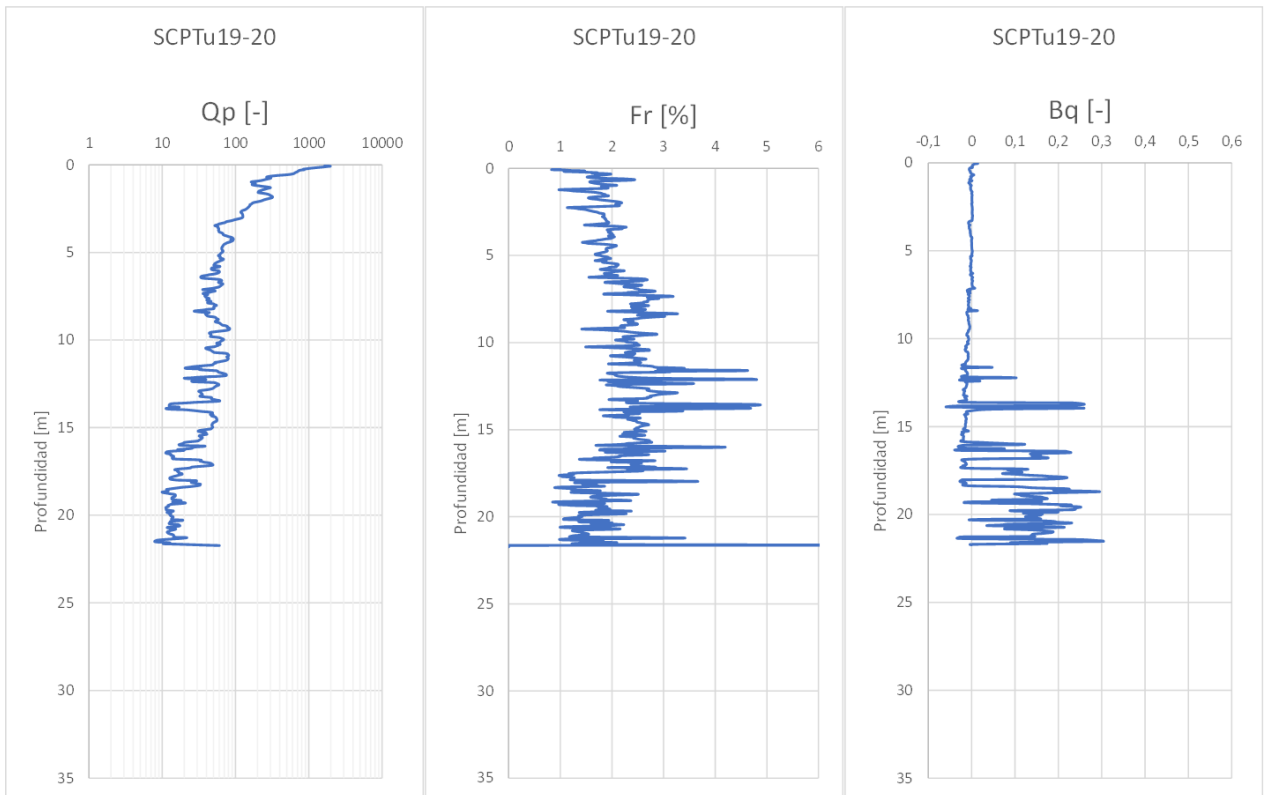
Anexo A Figura 75. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-19.



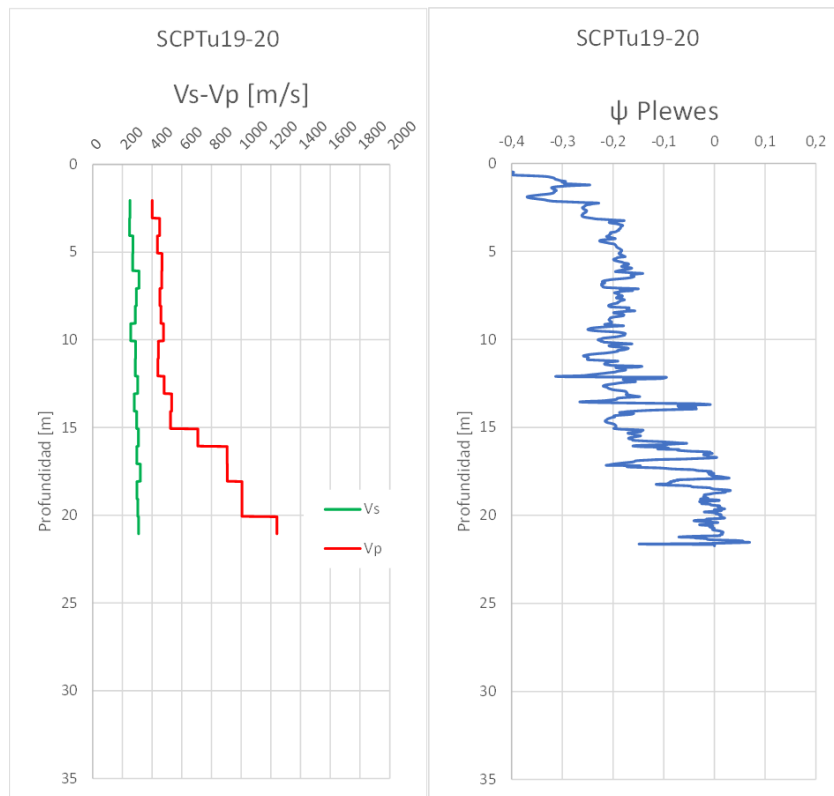
Anexo A Figura 76. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-19.



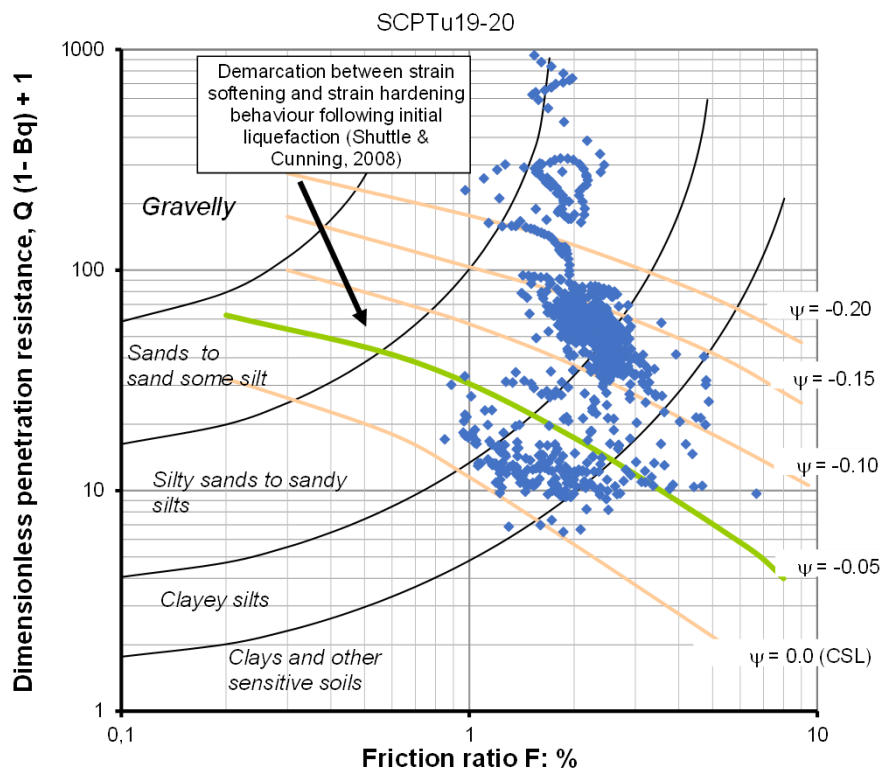
Anexo A Figura 77. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-20.



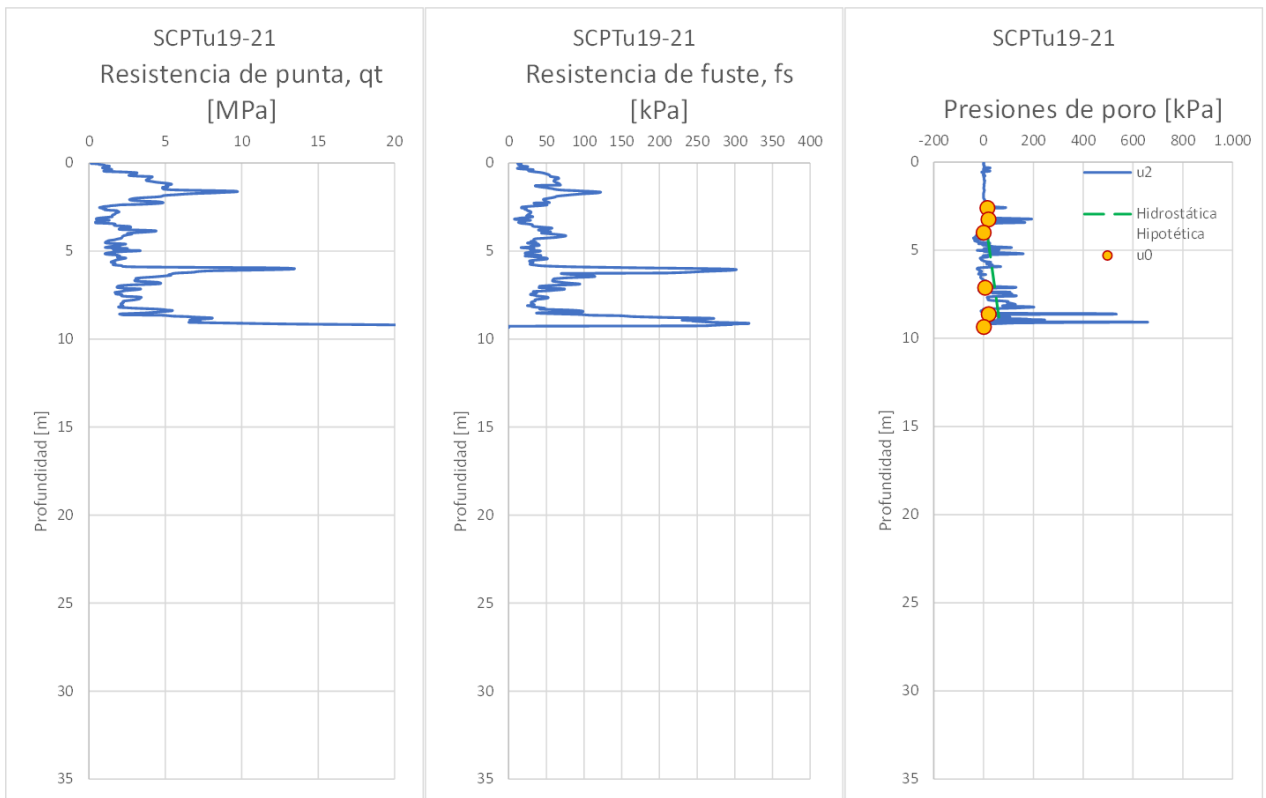
Anexo A Figura 78. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-20.



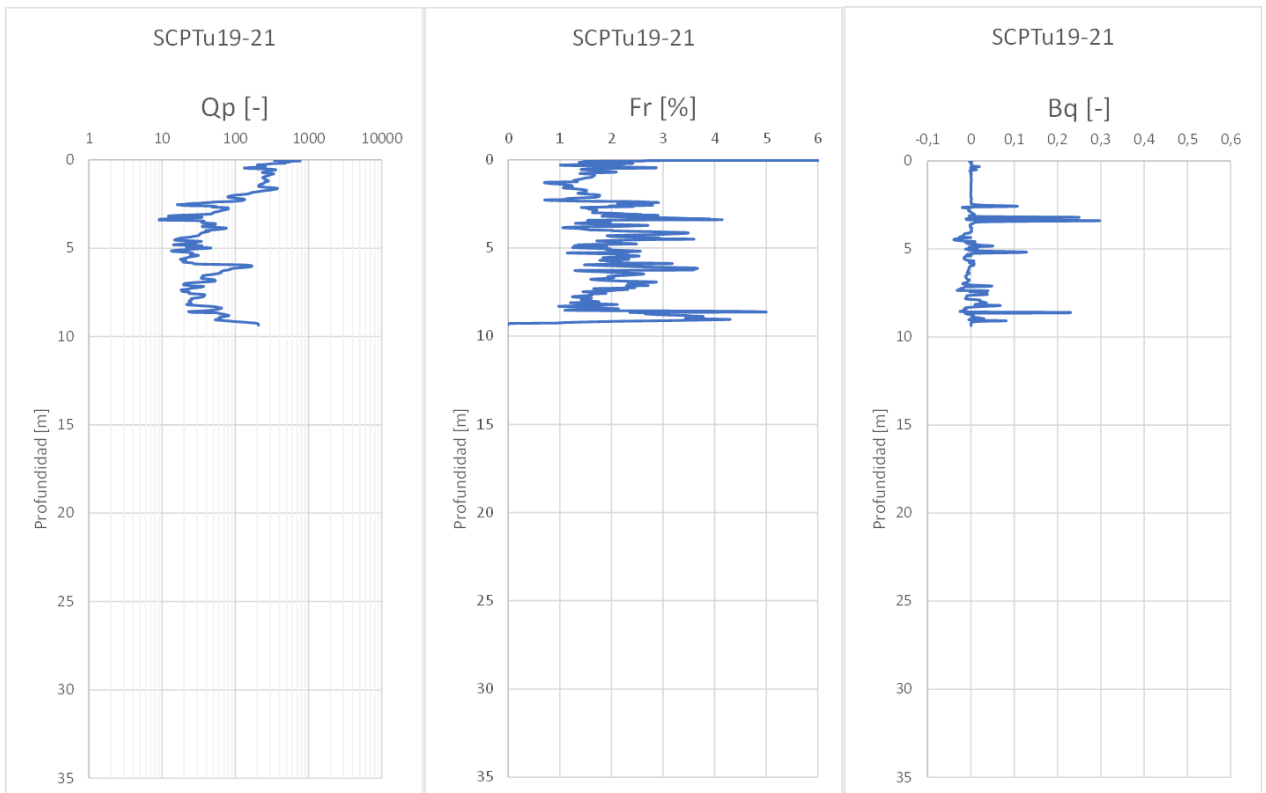
Anexo A Figura 79. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-20.



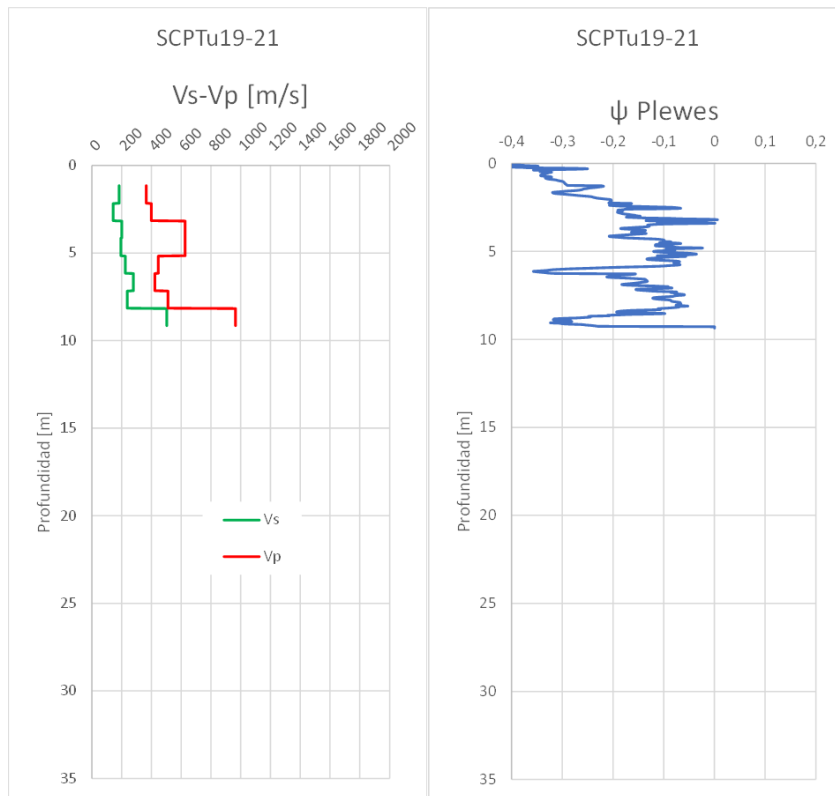
Anexo A Figura 80. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-20.



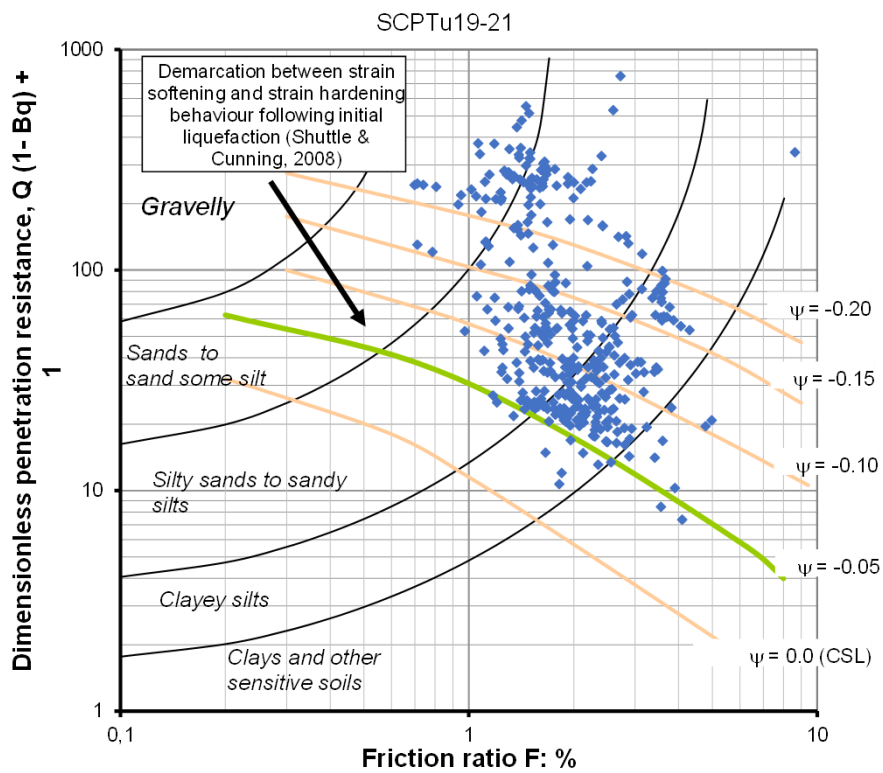
Anexo A Figura 81. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-21.



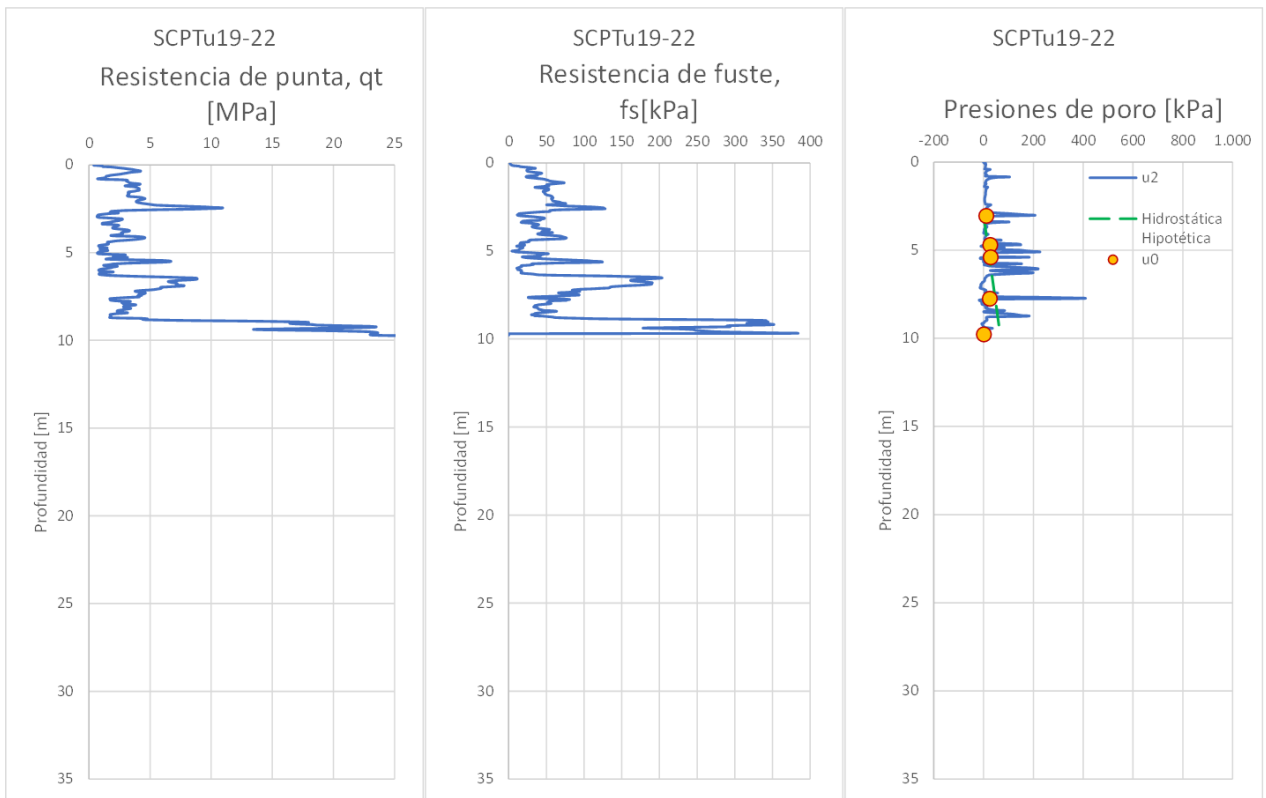
Anexo A Figura 82. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-21.



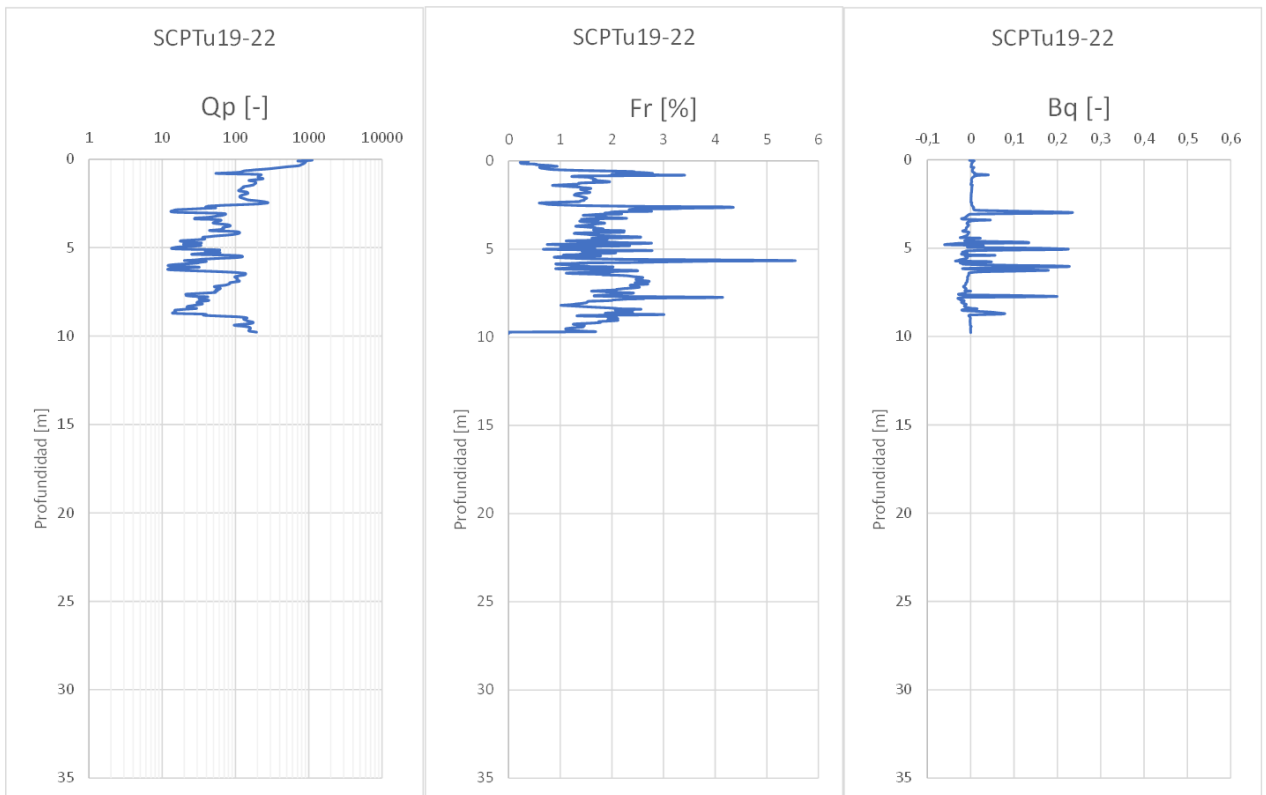
Anexo A Figura 83. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-21.



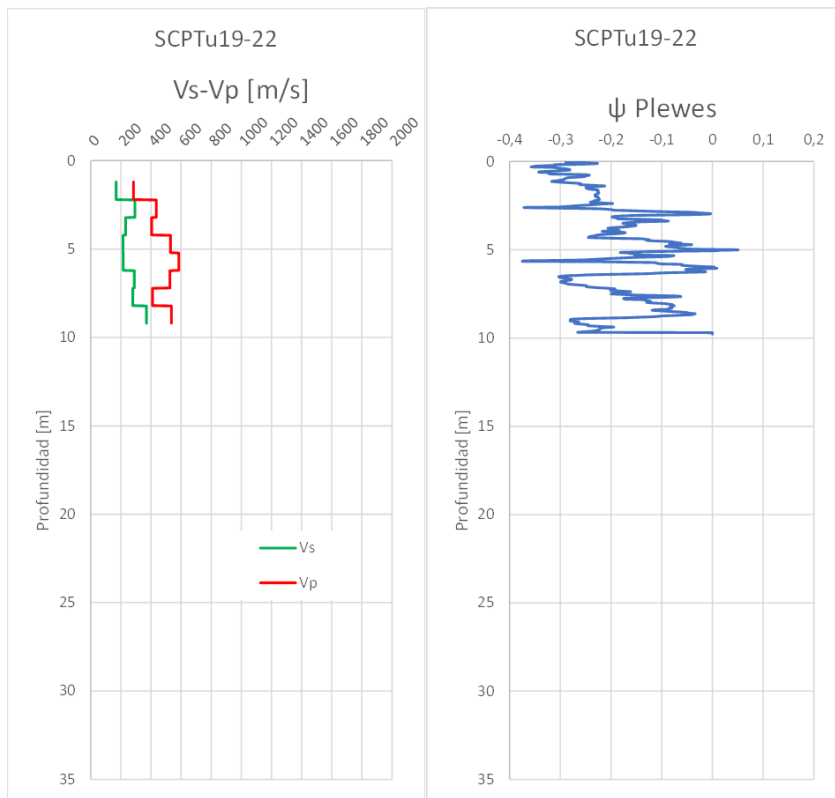
Anexo A Figura 84. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-21.



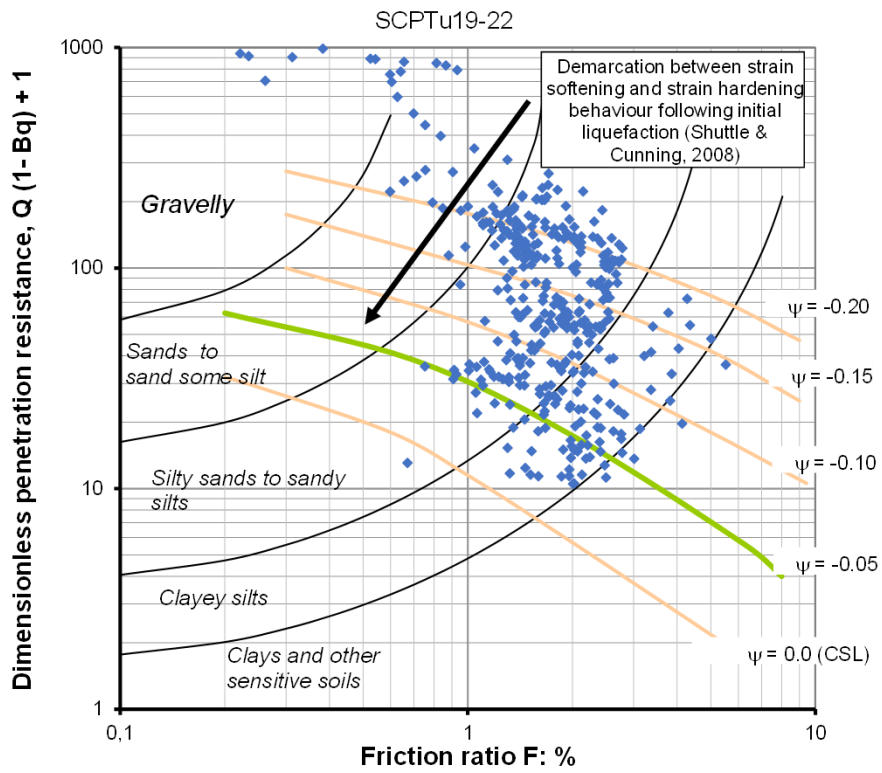
Anexo A Figura 85. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-22.



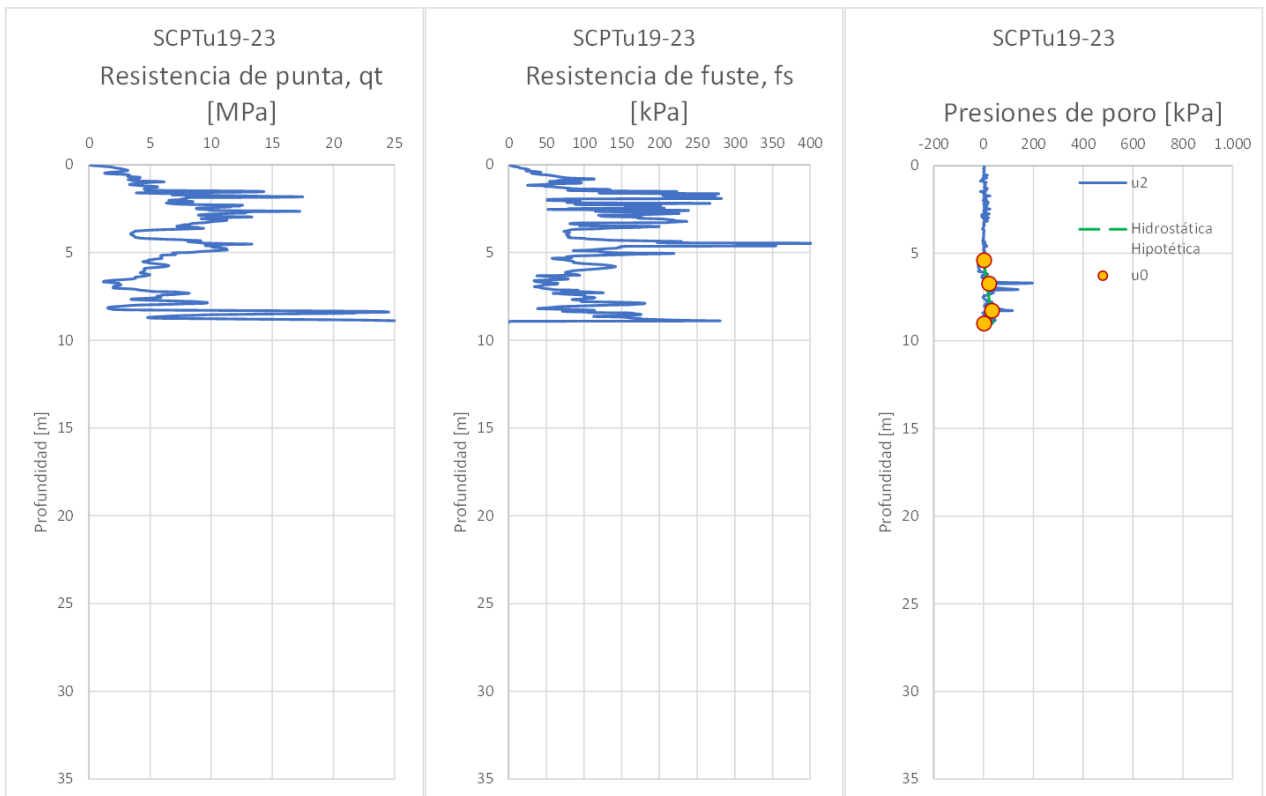
Anexo A Figura 86. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-22.



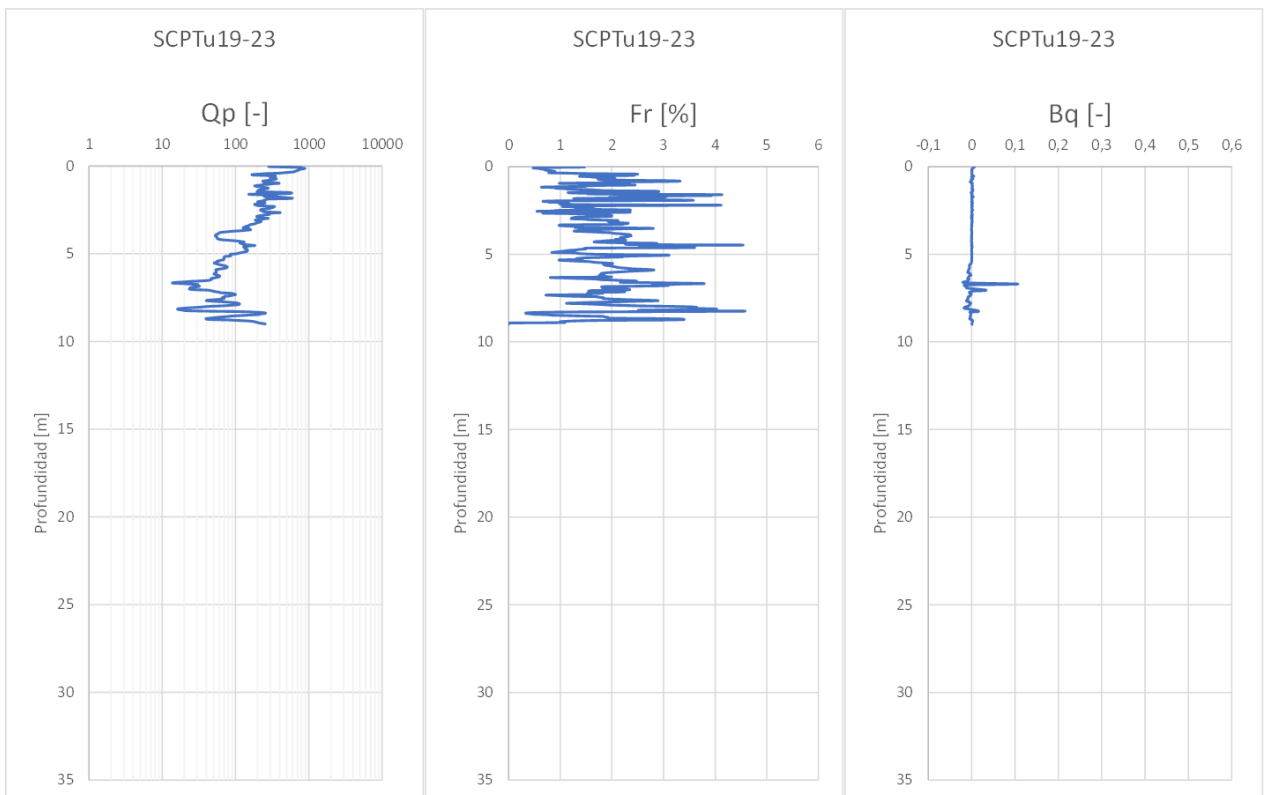
Anexo A Figura 87. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-22.



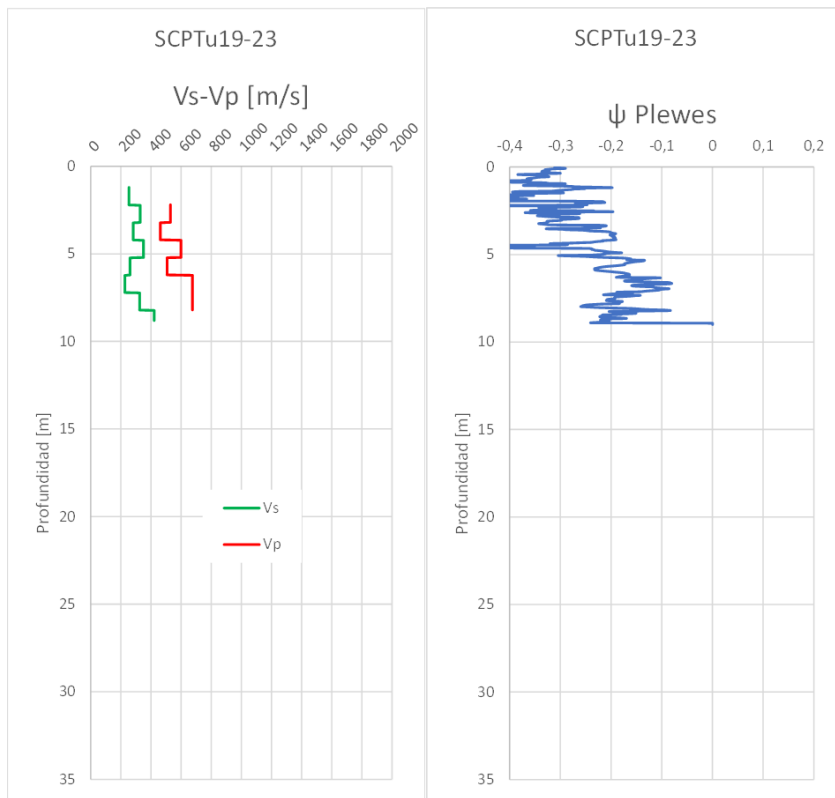
Anexo A Figura 88. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-22.



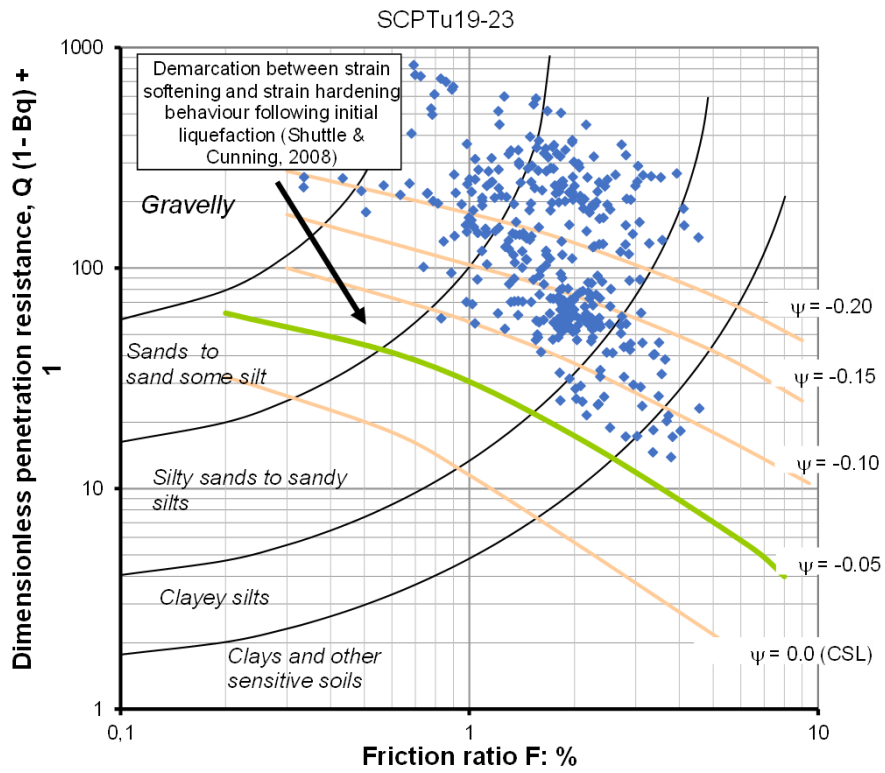
Anexo A Figura 89. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-23.



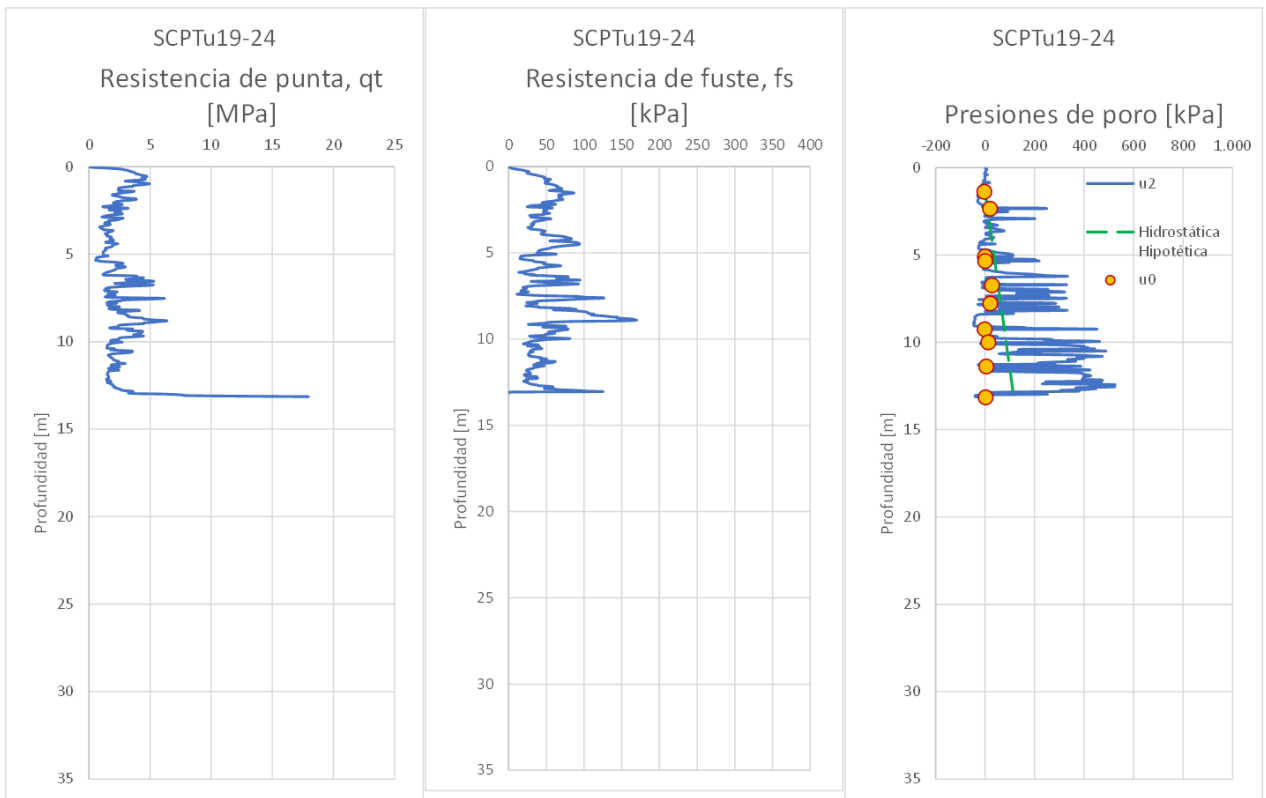
Anexo A Figura 90. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-23.



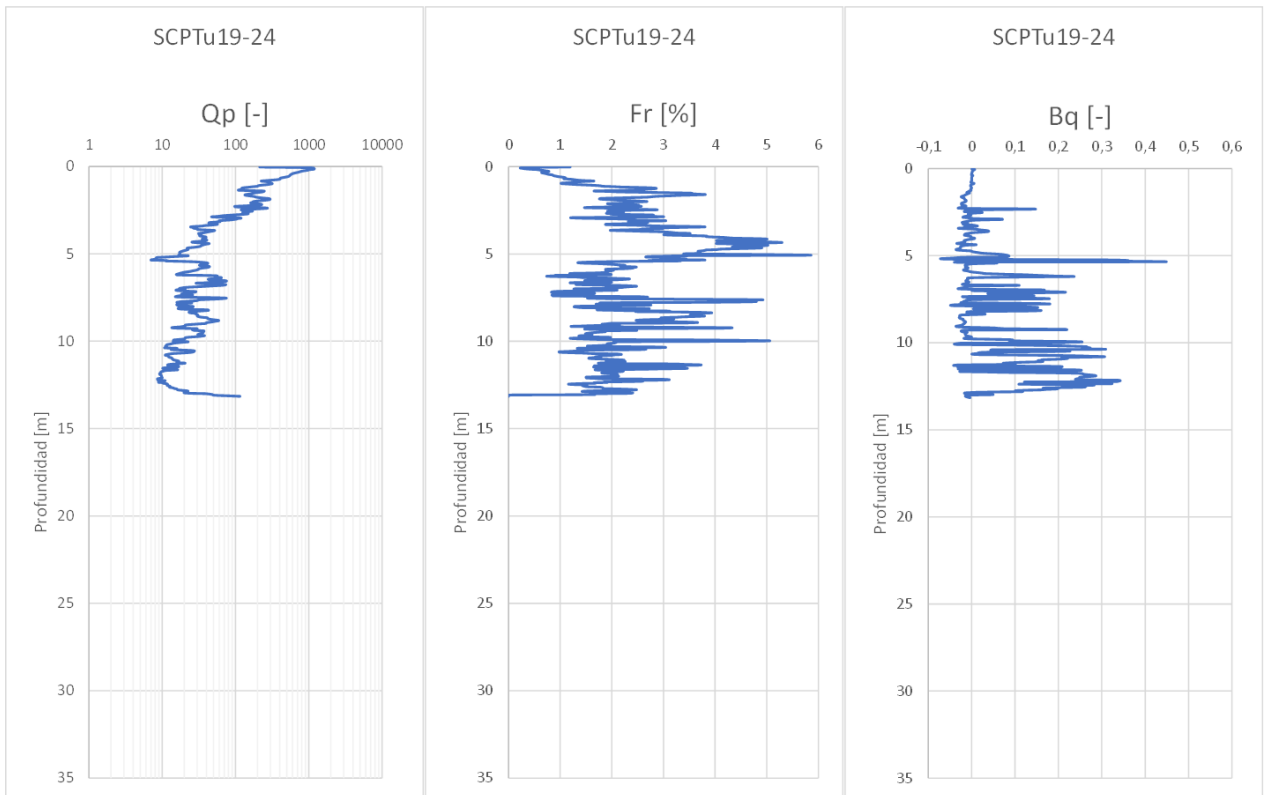
Anexo A Figura 91. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-23.



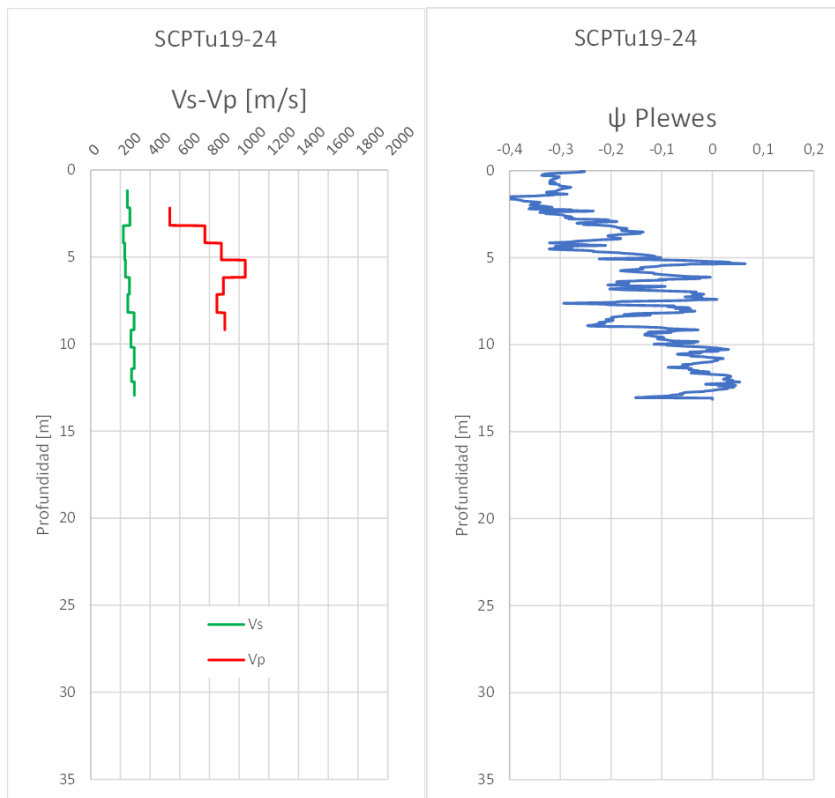
Anexo A Figura 92. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-23.



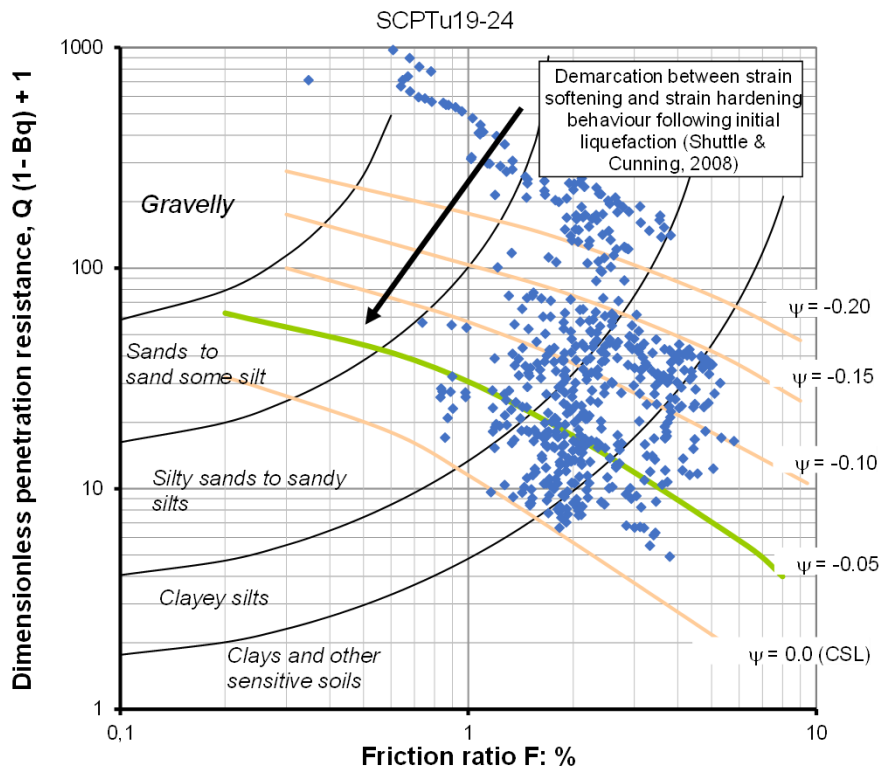
Anexo A Figura 93. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-24.



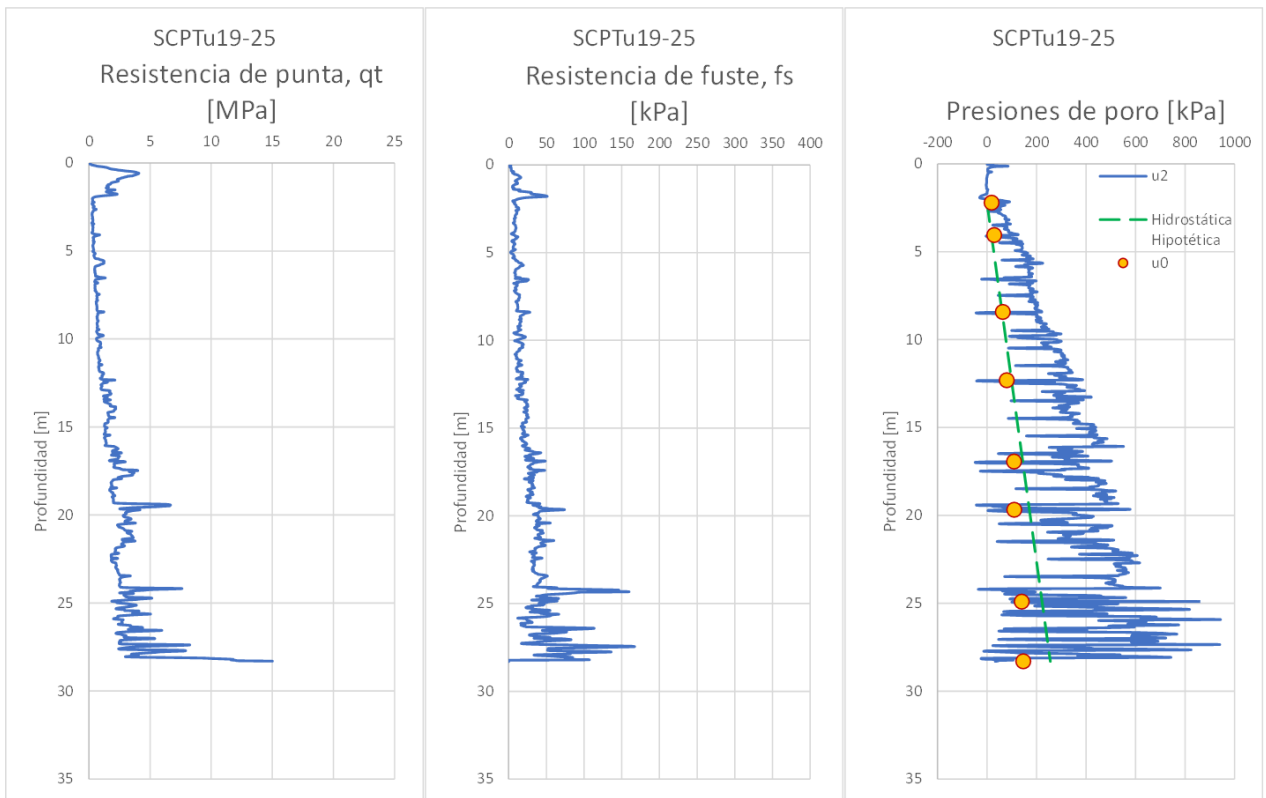
Anexo A Figura 94. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-24.



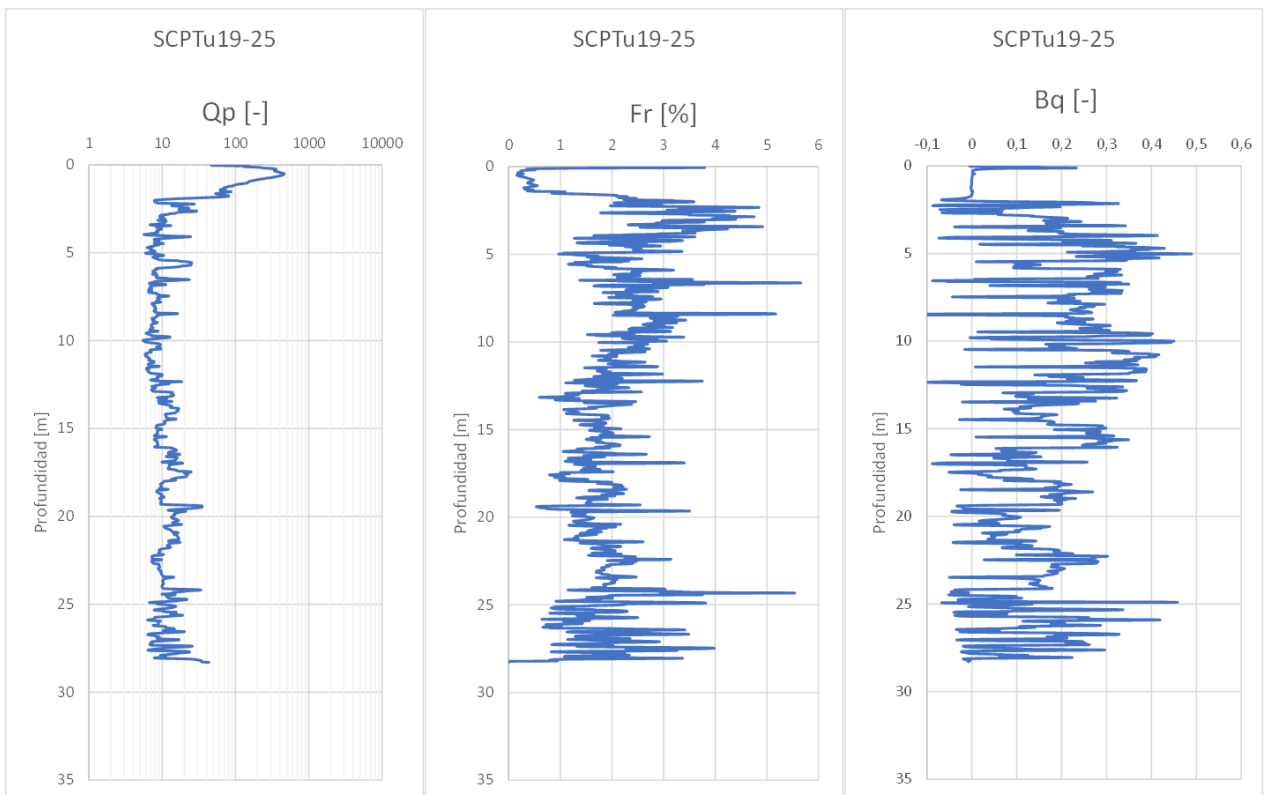
Anexo A Figura 95. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-24.



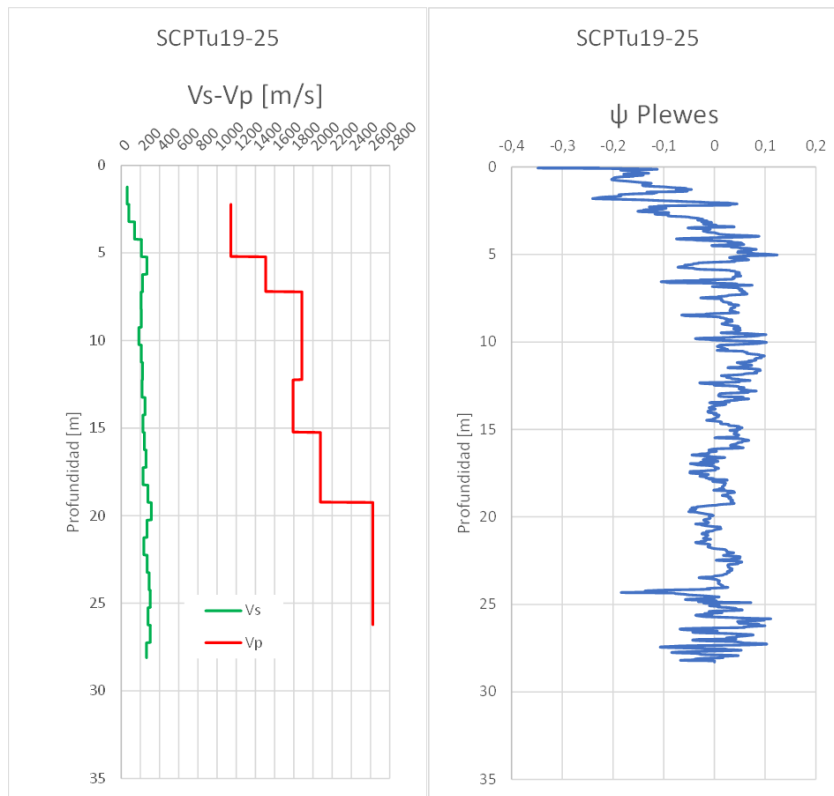
Anexo A Figura 96. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-24.



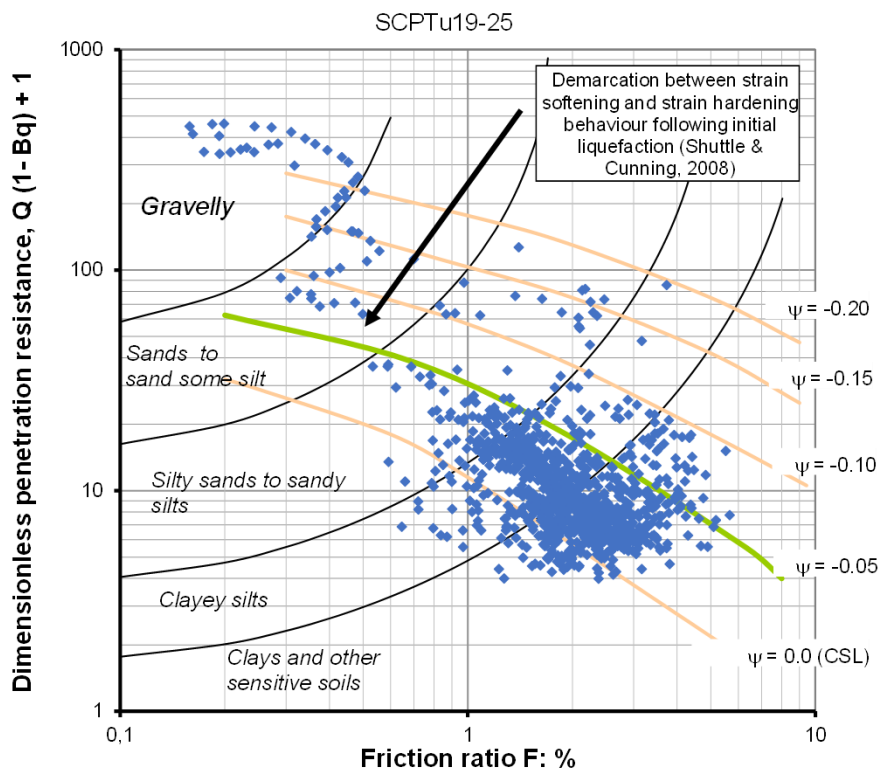
Anexo A Figura 97. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-25.



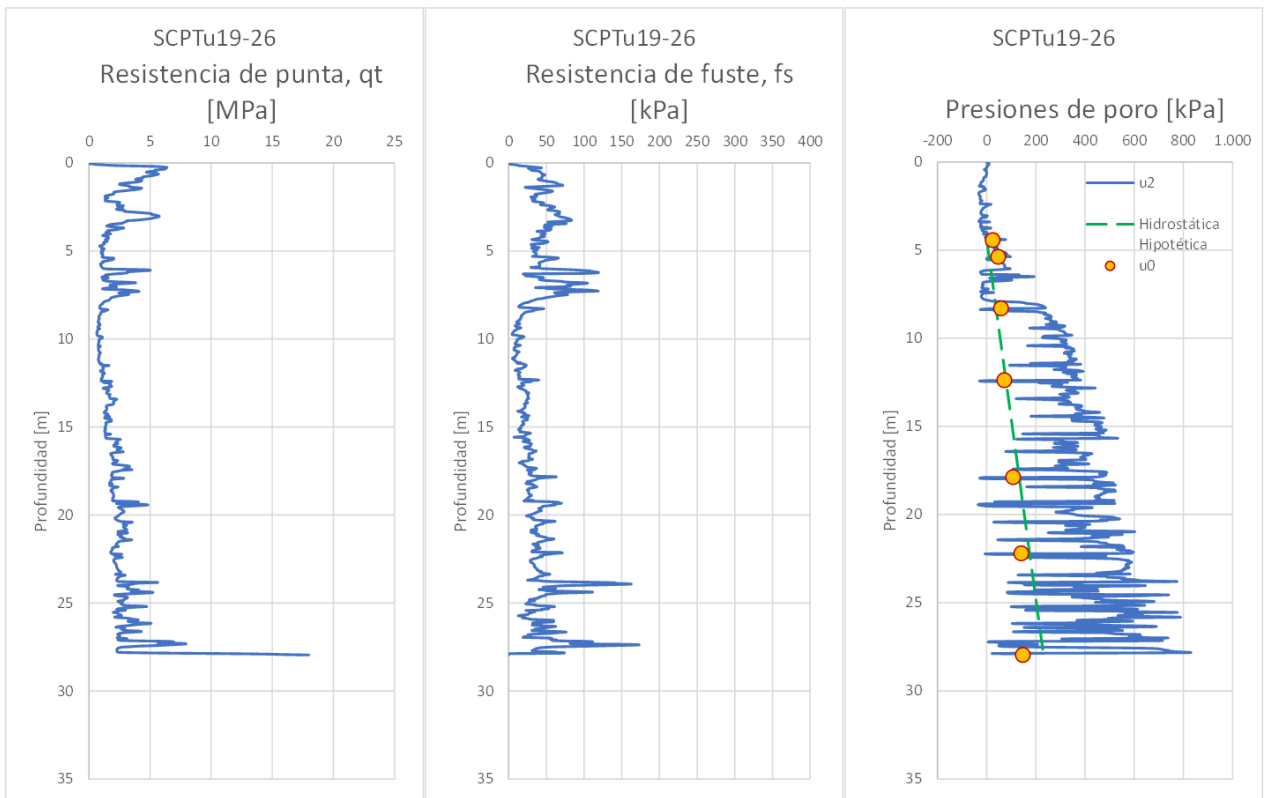
Anexo A Figura 98. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-25.



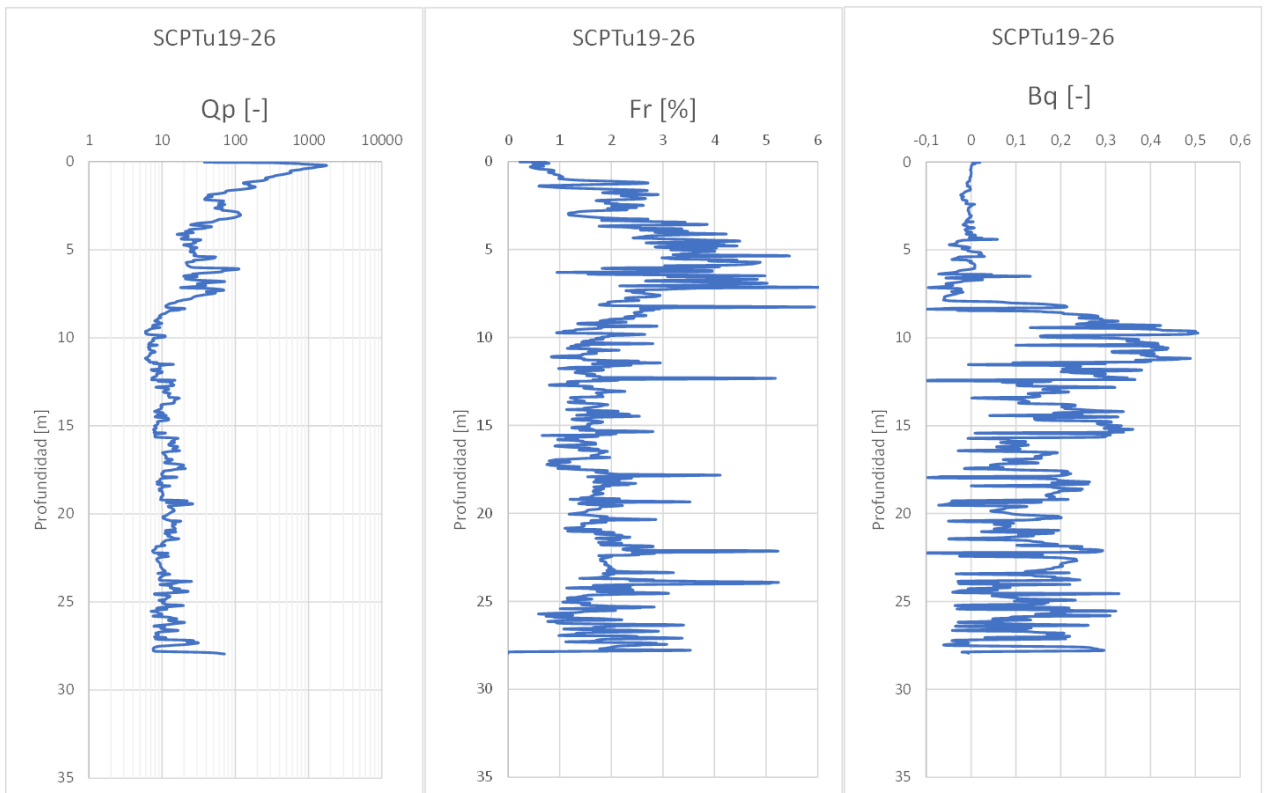
Anexo A Figura 99. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-25.



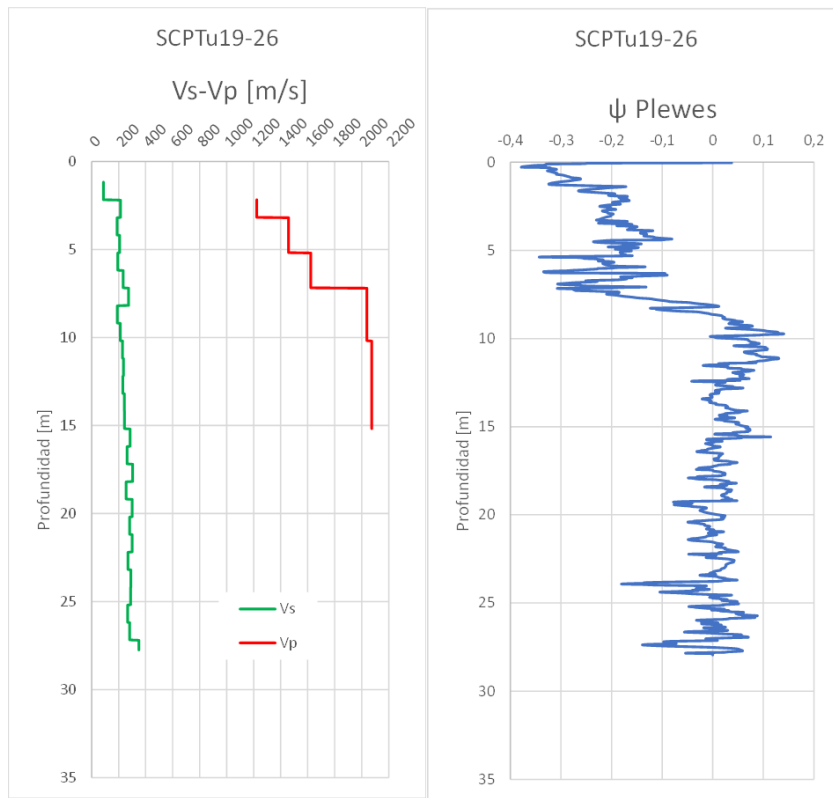
Anexo A Figura 100. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-25.



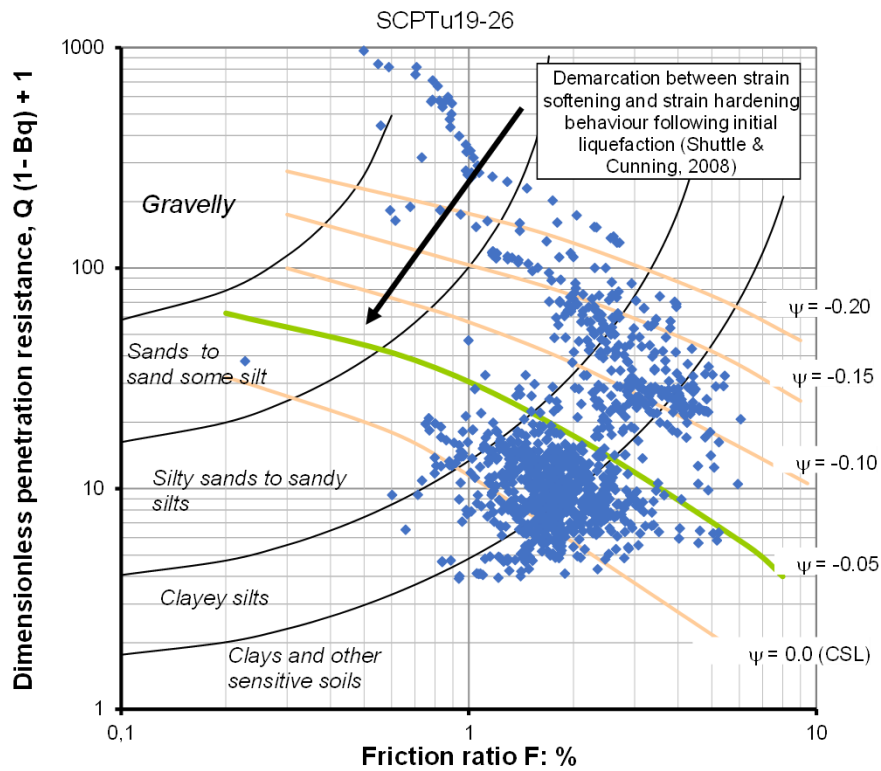
Anexo A Figura 101. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-26.



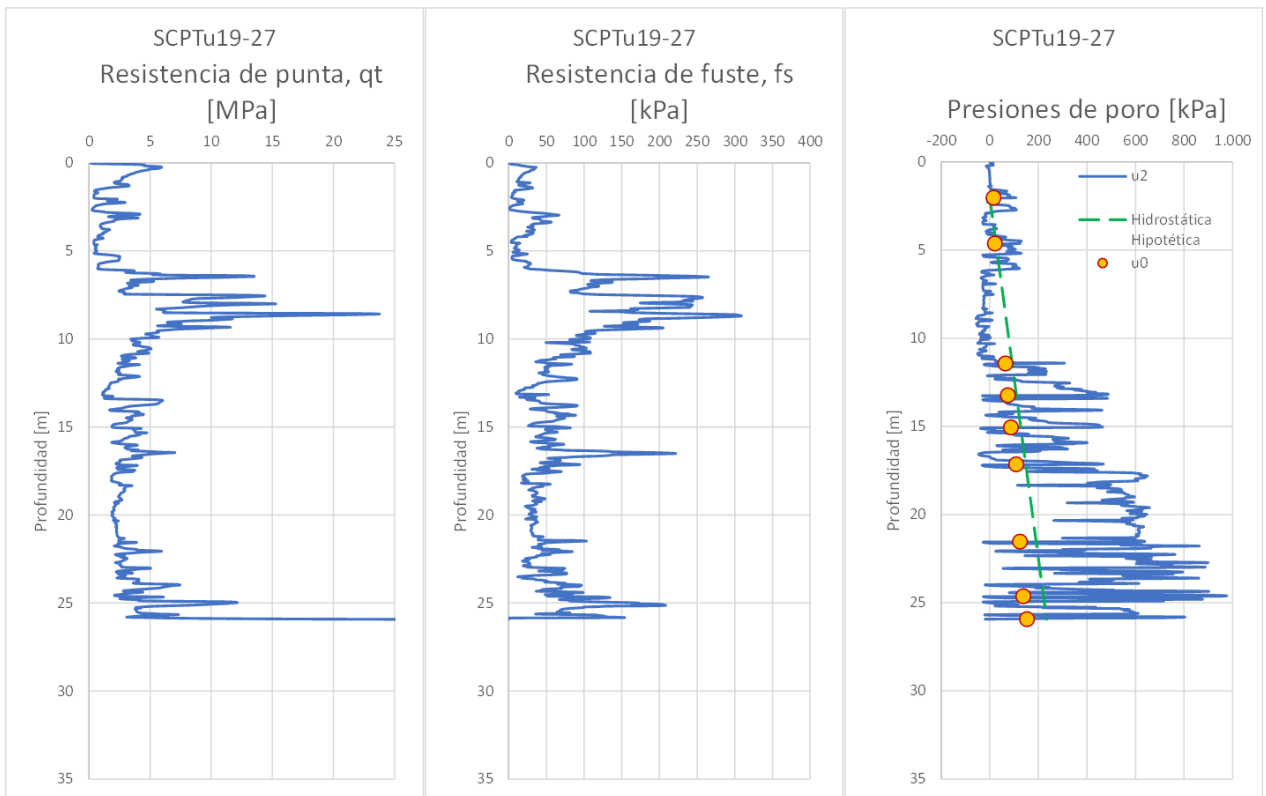
Anexo A Figura 102. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-26.



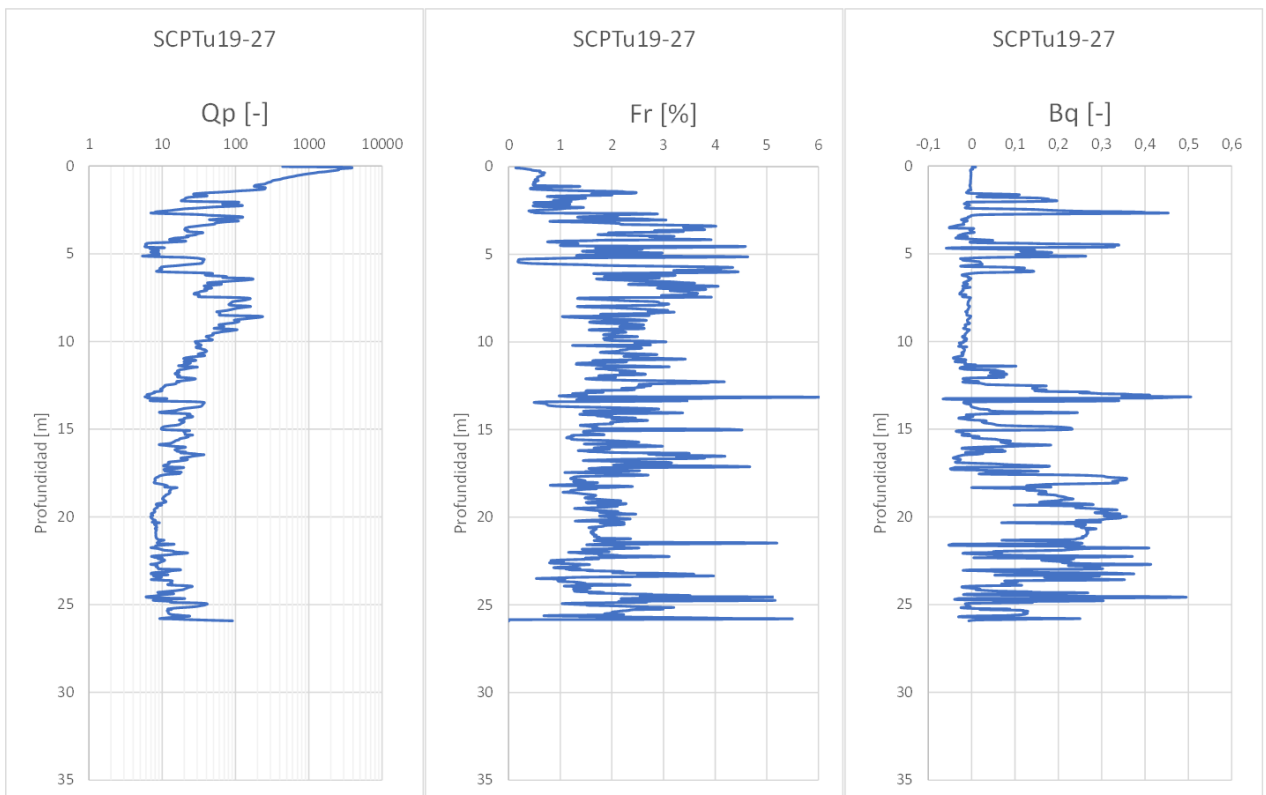
Anexo A Figura 103. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-26.



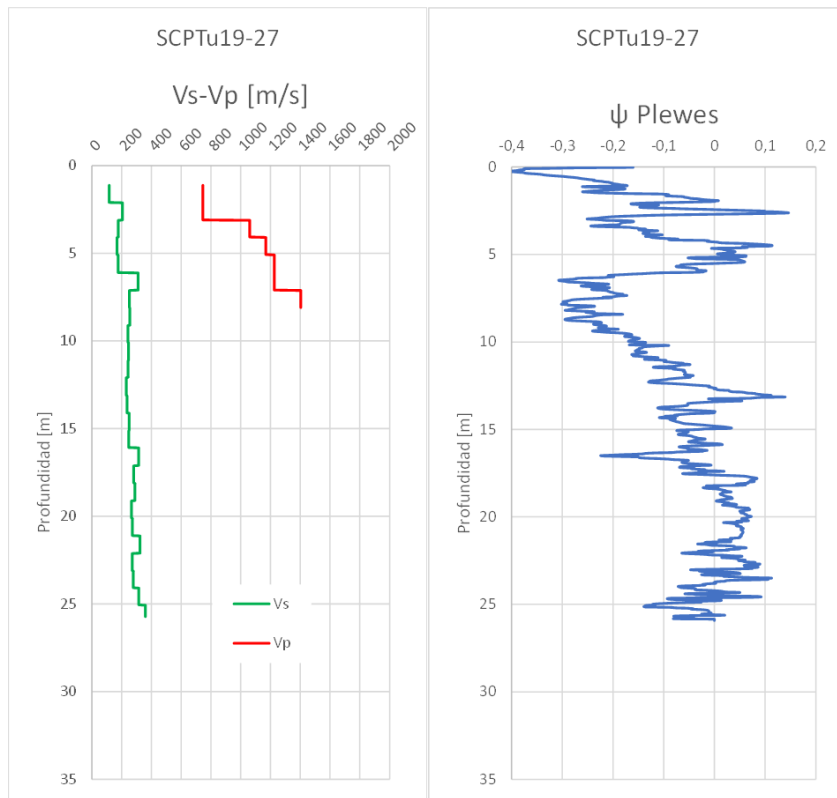
Anexo A Figura 104. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-26.



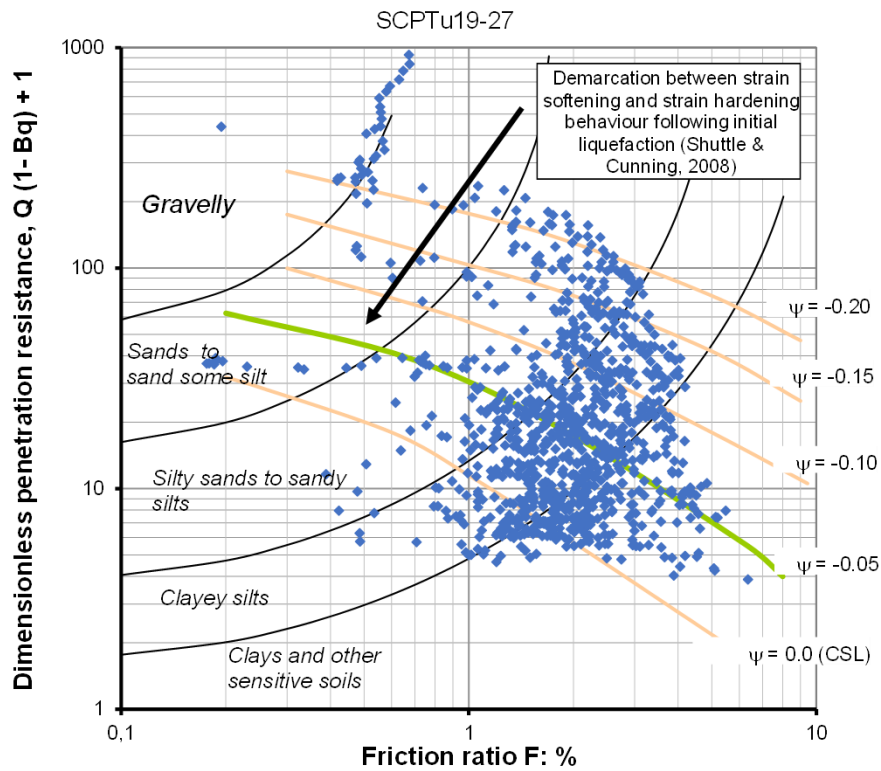
Anexo A Figura 105. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-27.



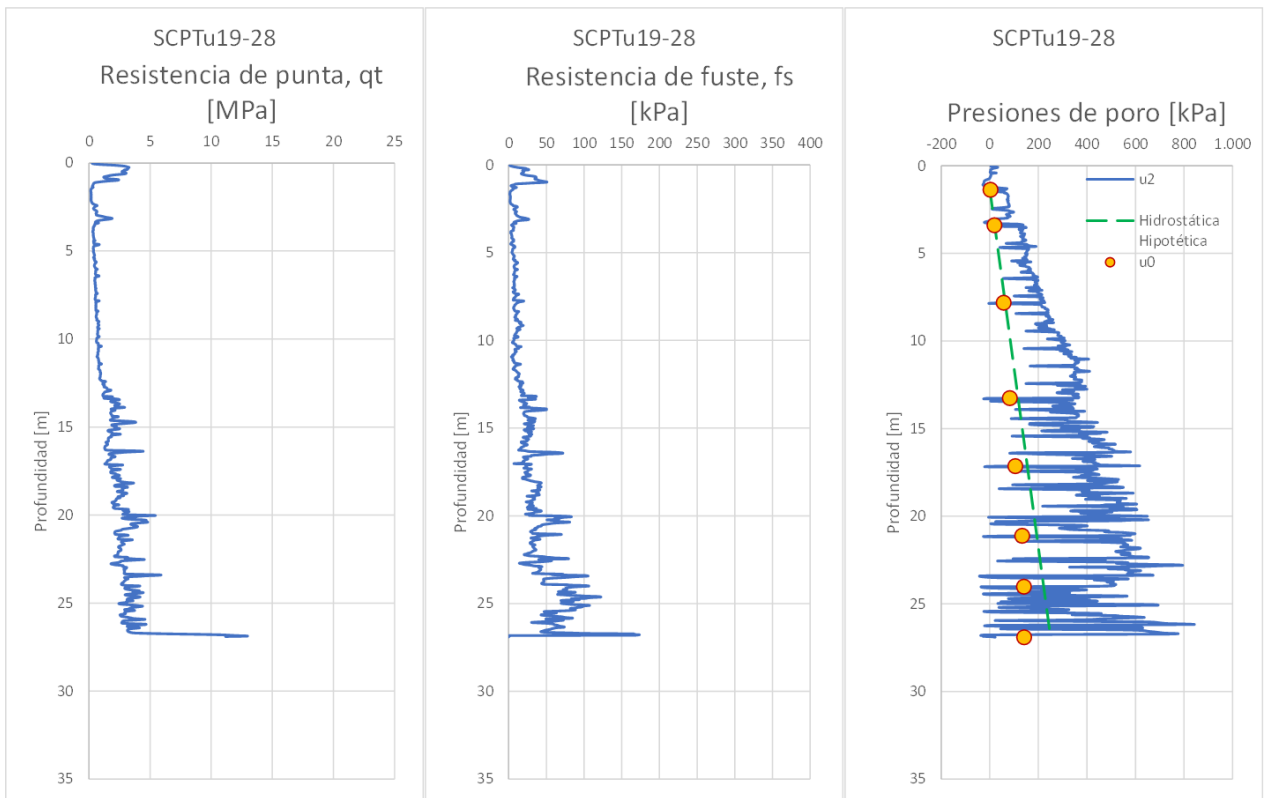
Anexo A Figura 106. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-27.



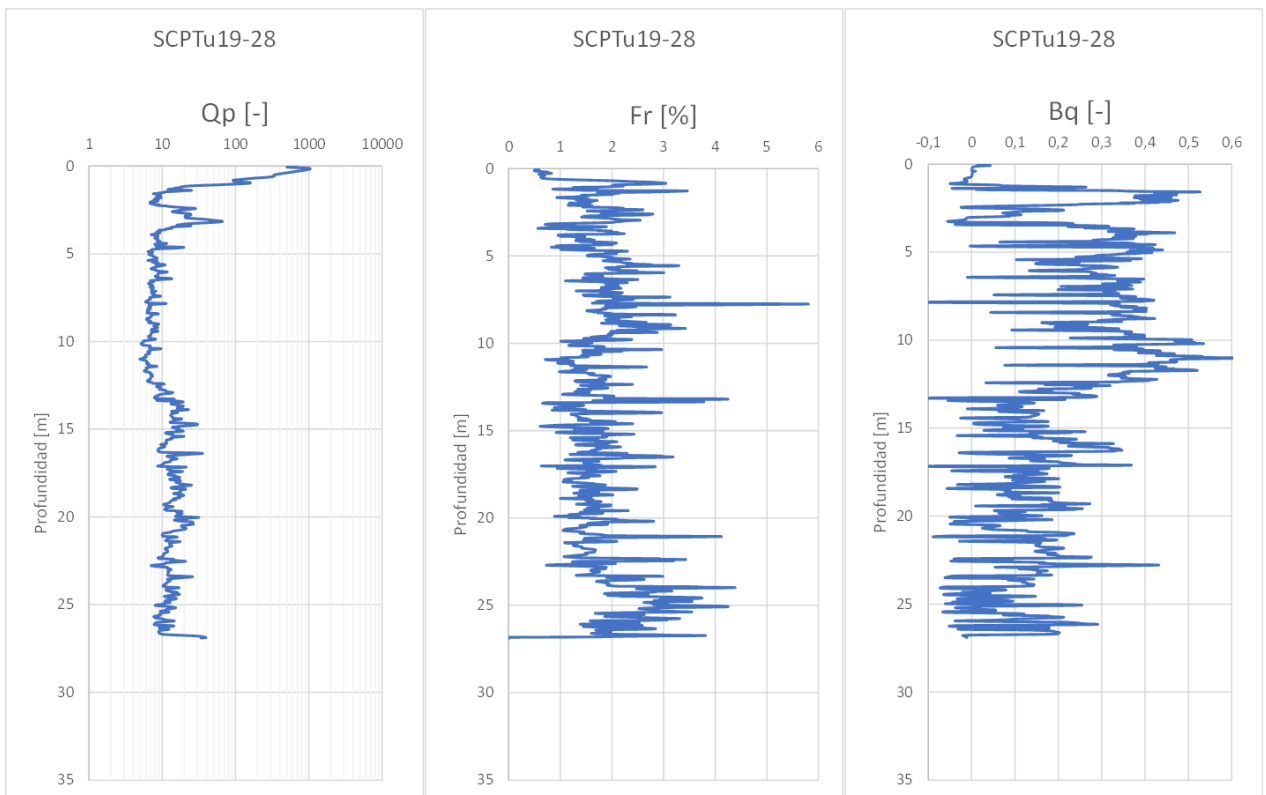
Anexo A Figura 107. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-27.



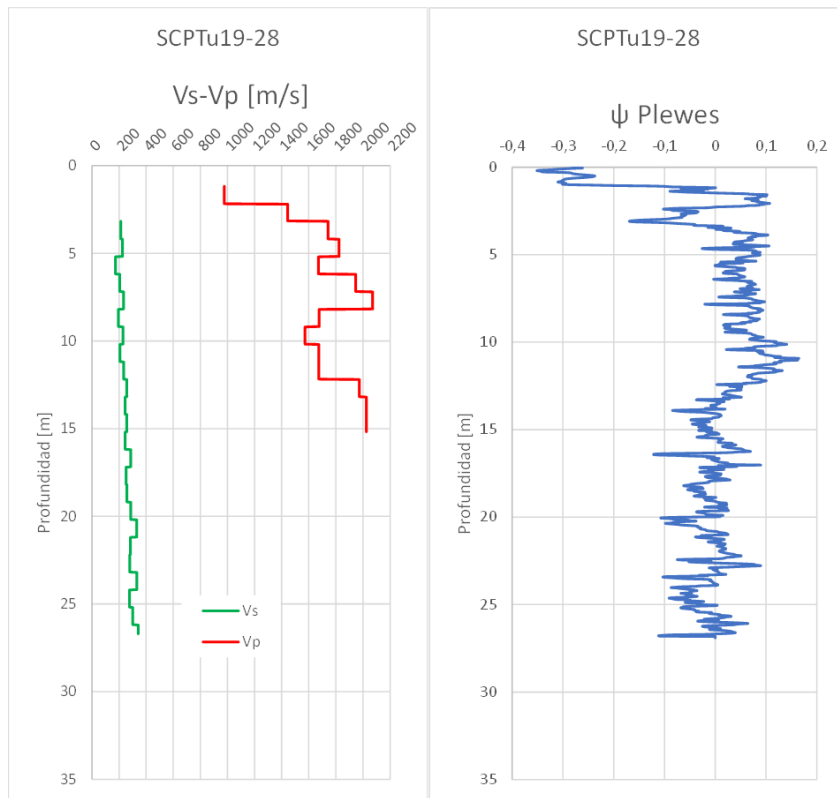
Anexo A Figura 108. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-27.



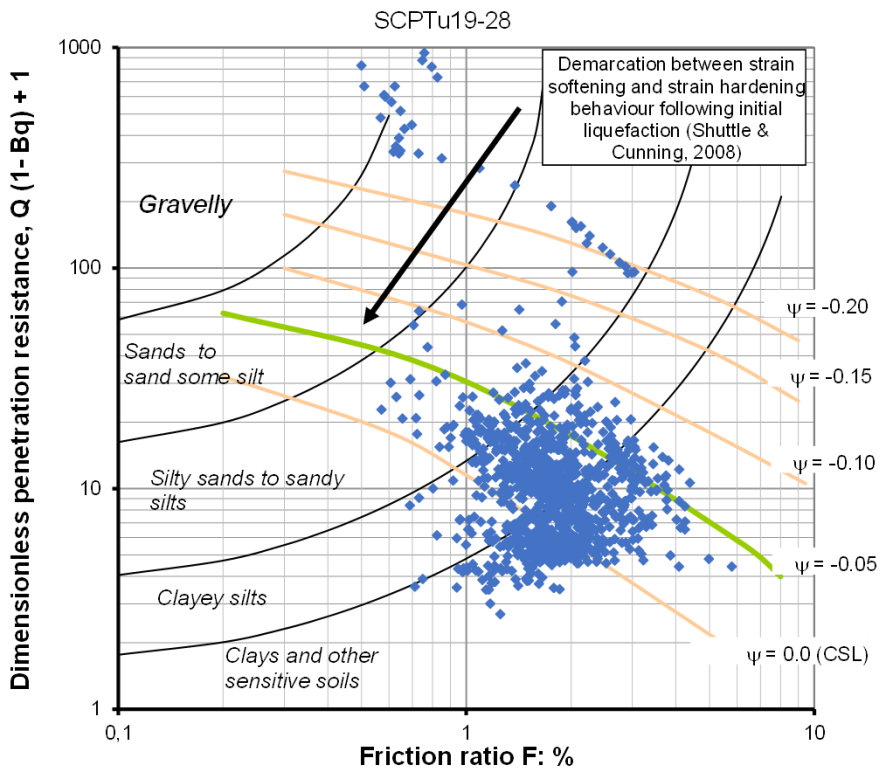
Anexo A Figura 109. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-28.



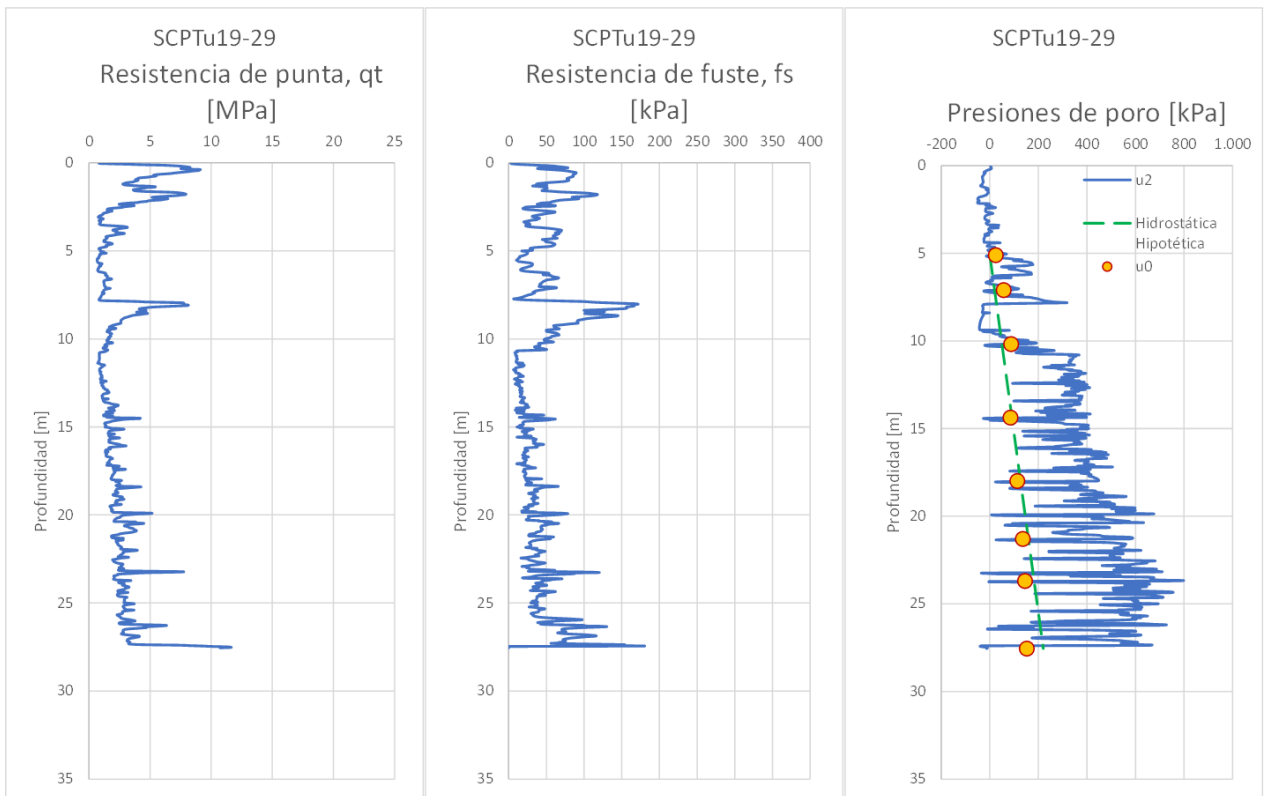
Anexo A Figura 110. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-28.



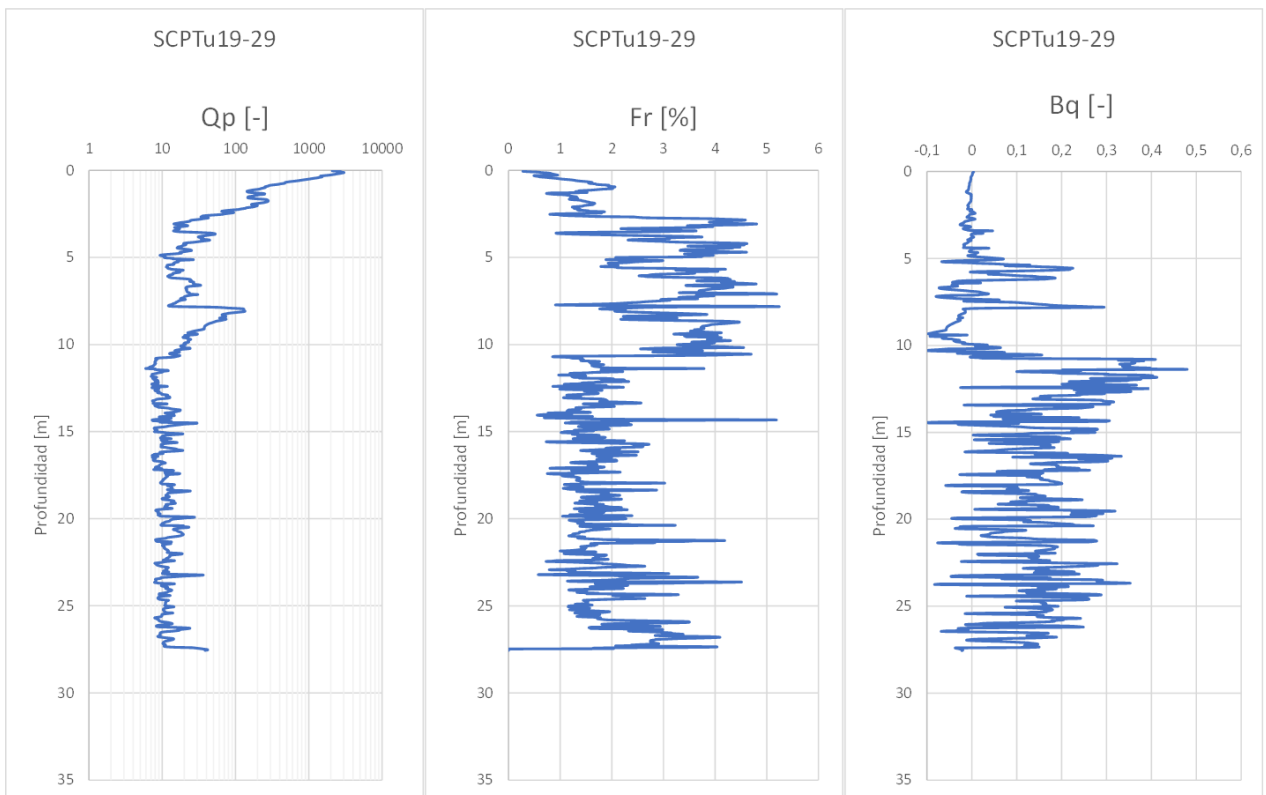
Anexo A Figura 111. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-28.



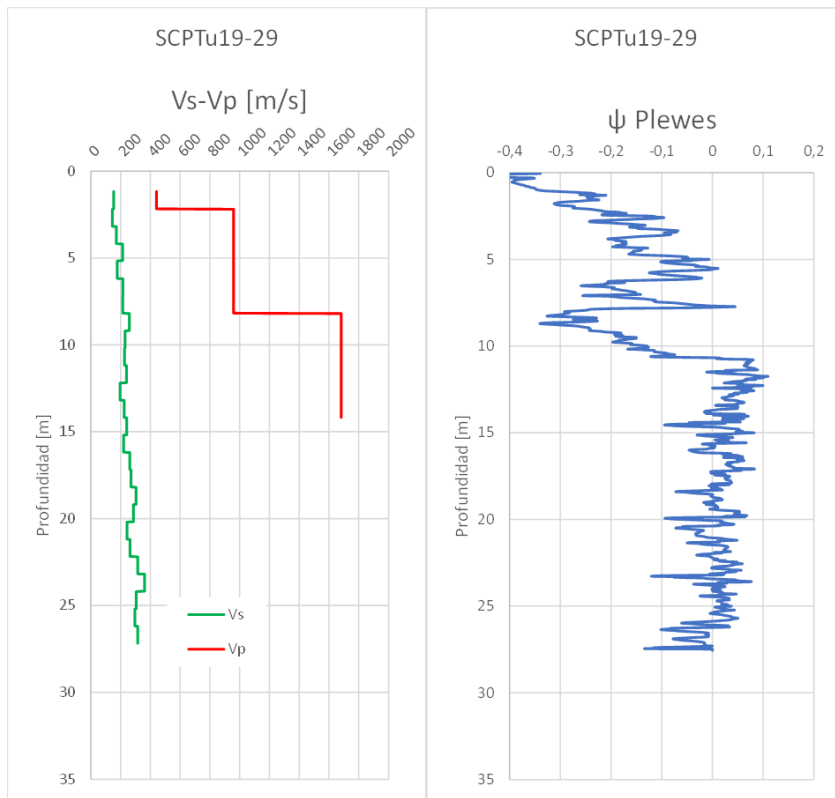
Anexo A Figura 112. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-28.



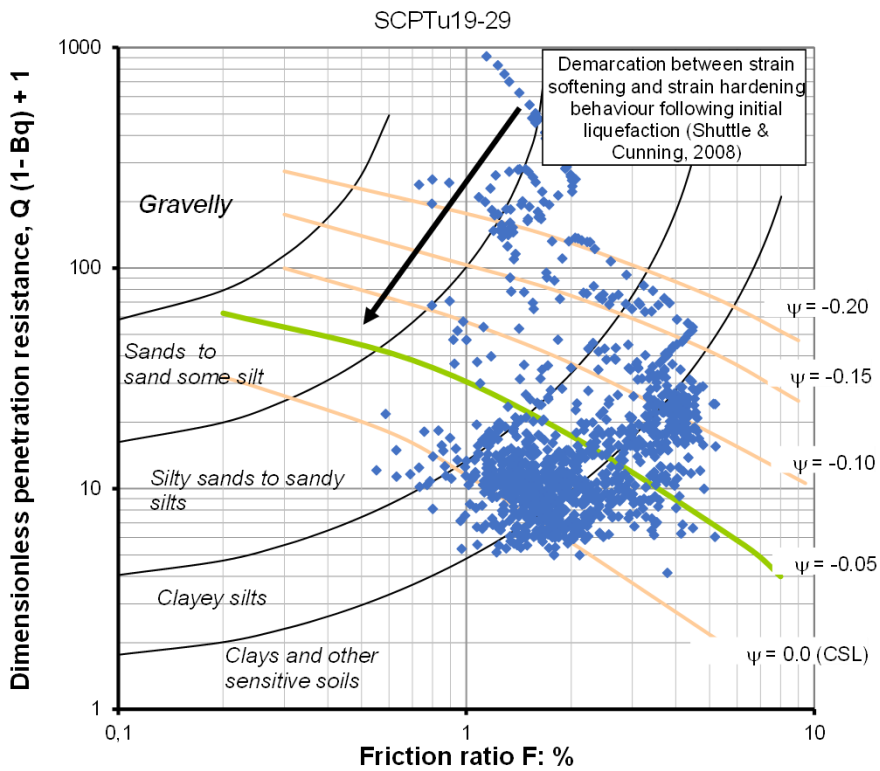
Anexo A Figura 113. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-29.



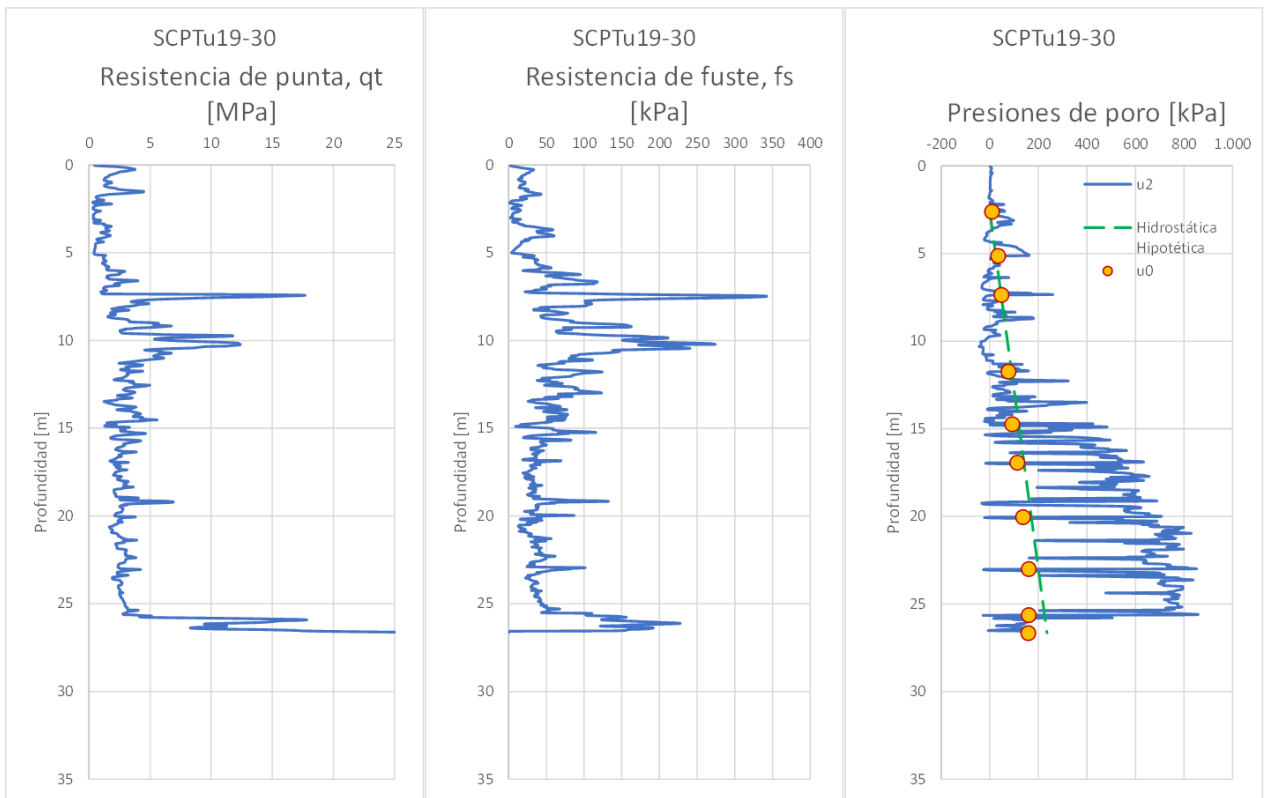
Anexo A Figura 114. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-29.



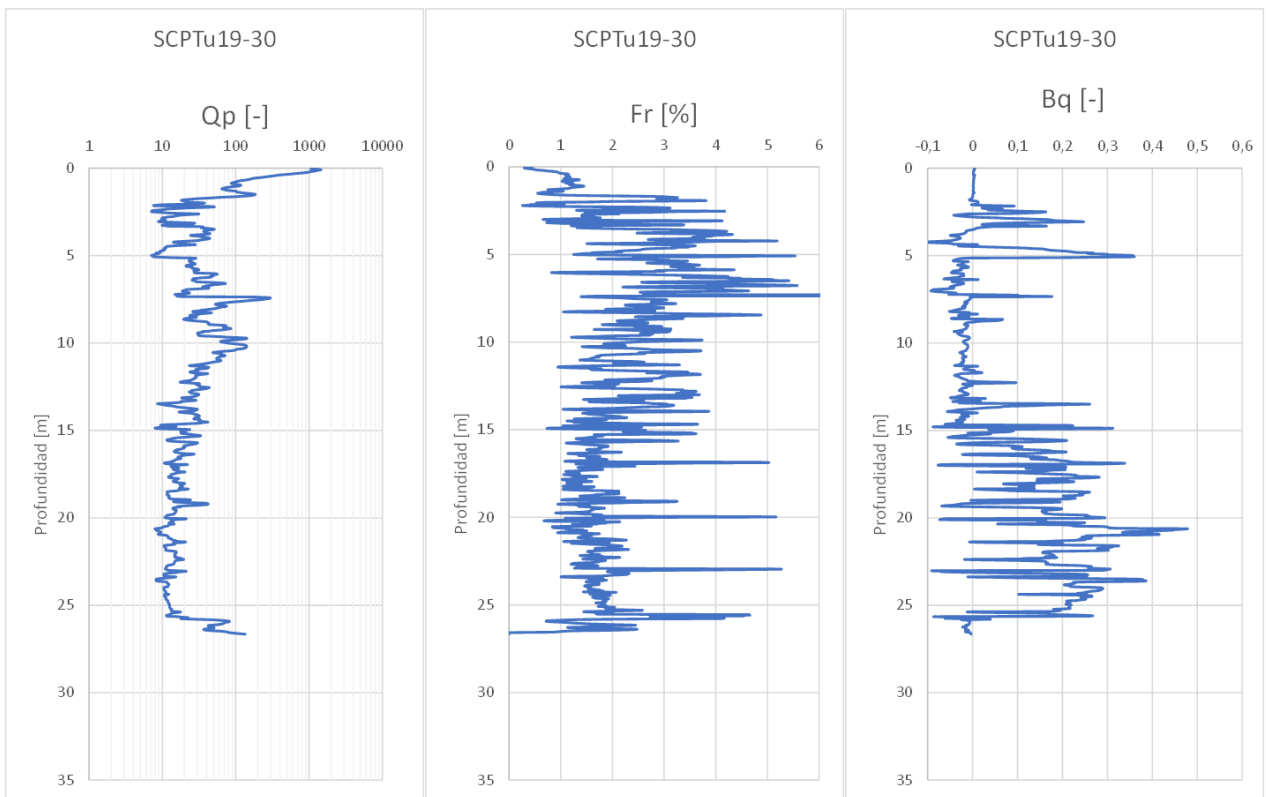
Anexo A Figura 115. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-29.



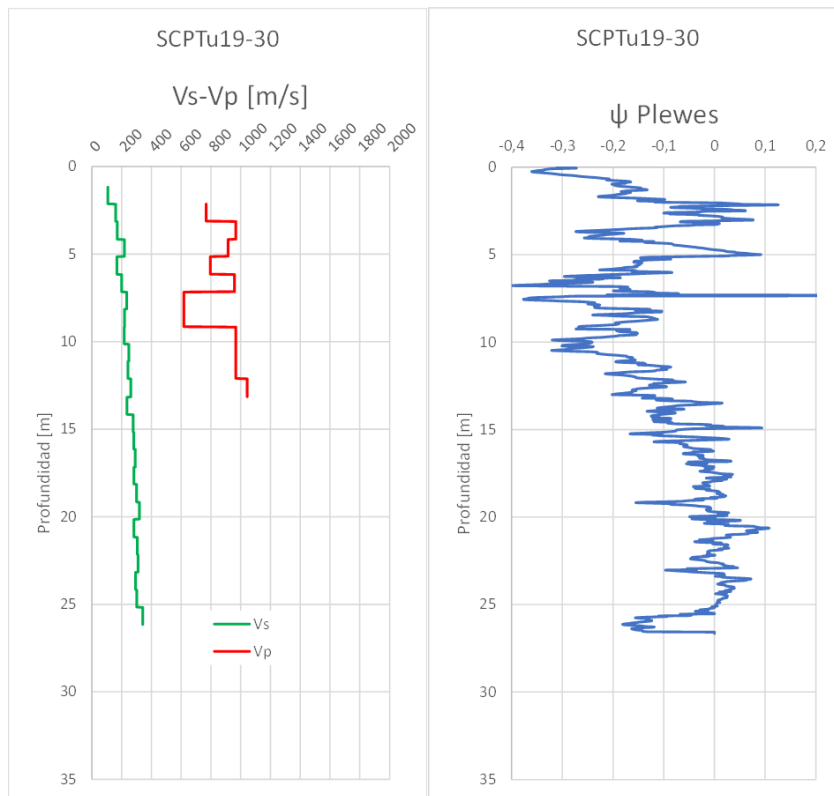
Anexo A Figura 116. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-29.



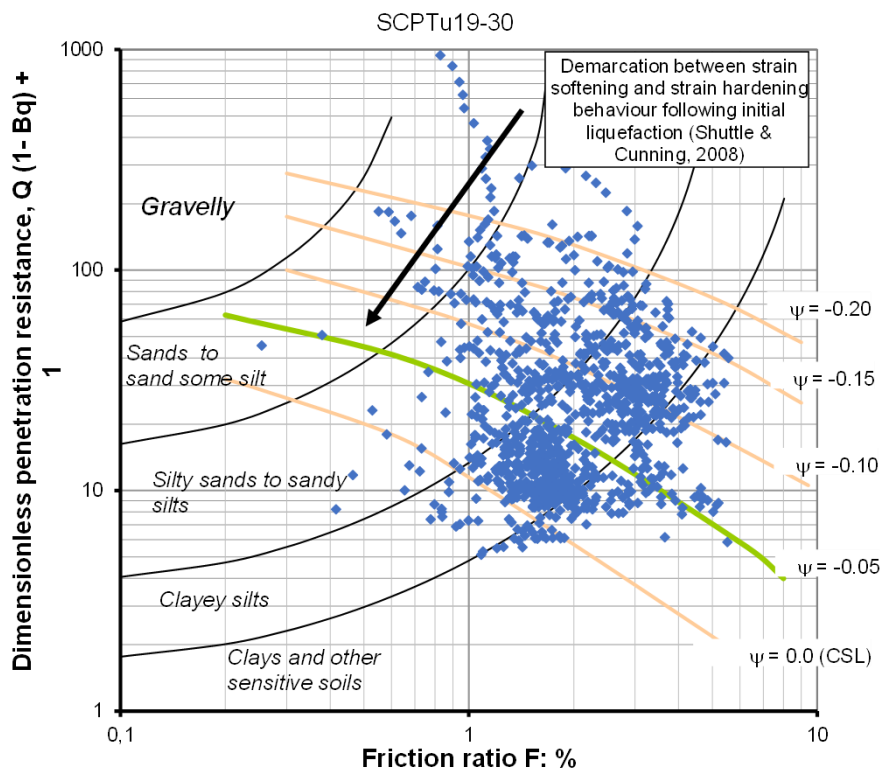
Anexo A Figura 117. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-30.



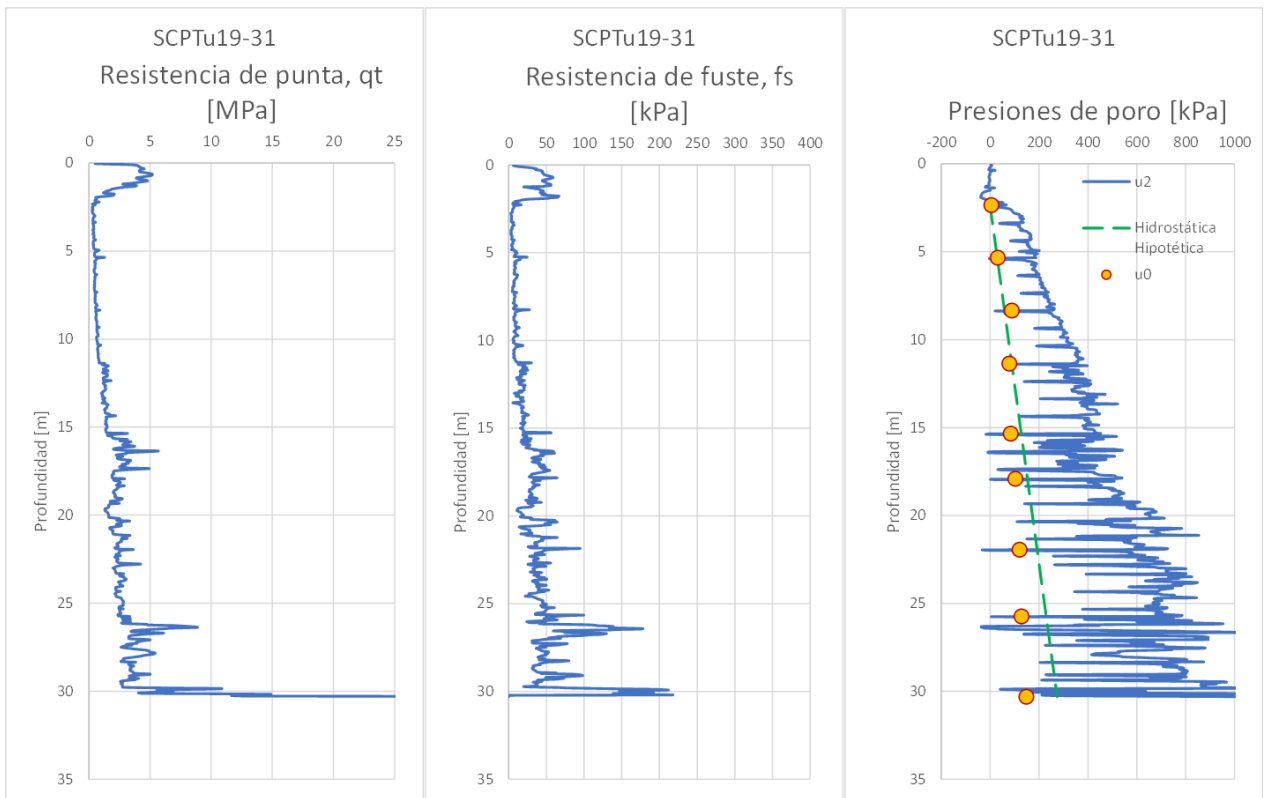
Anexo A Figura 118. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-30.



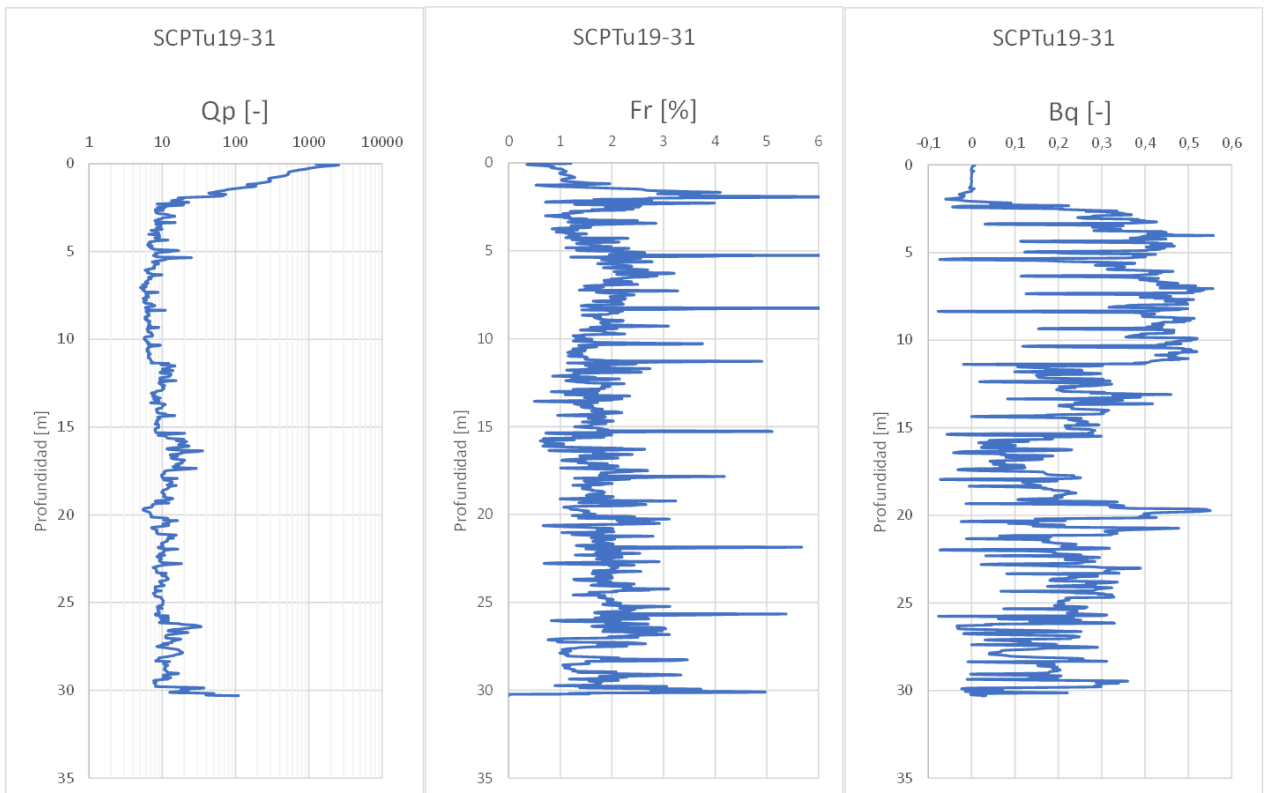
Anexo A Figura 119. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-30.



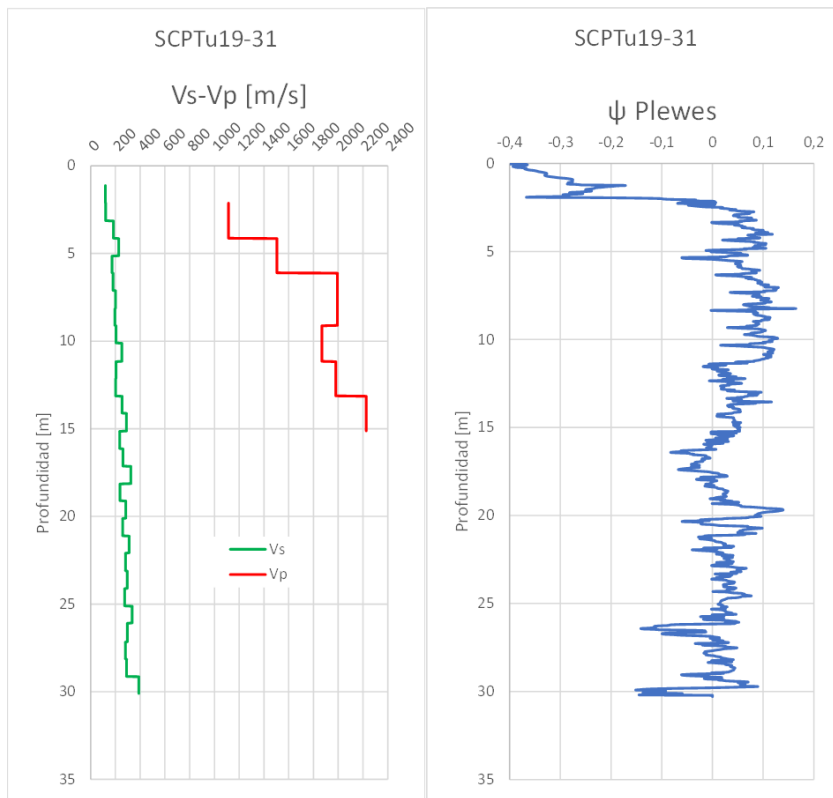
Anexo A Figura 120. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-30.



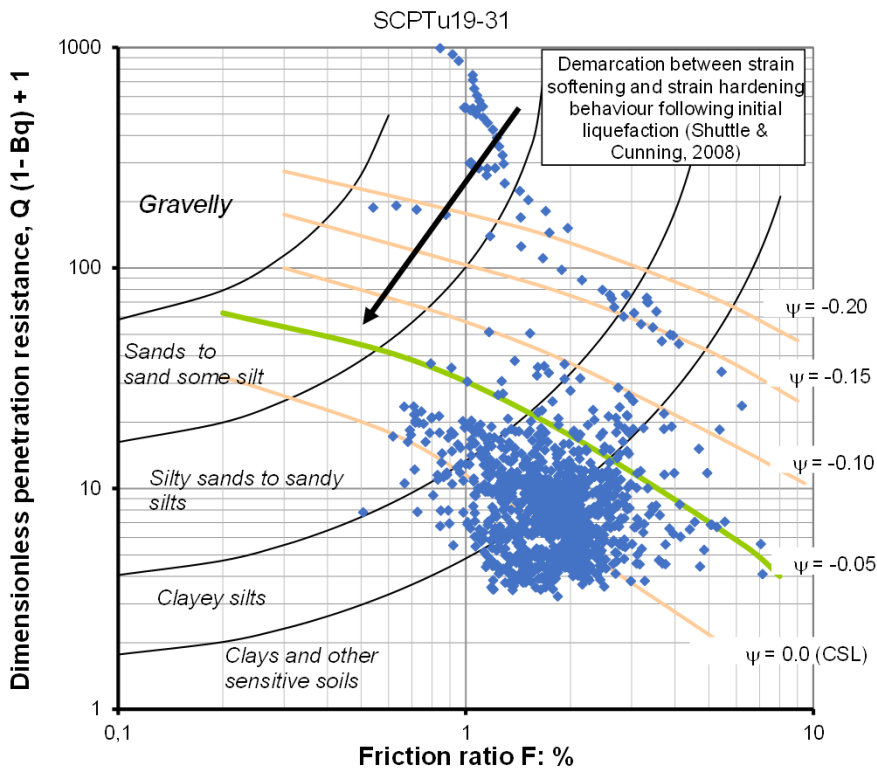
Anexo A Figura 121. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-31.



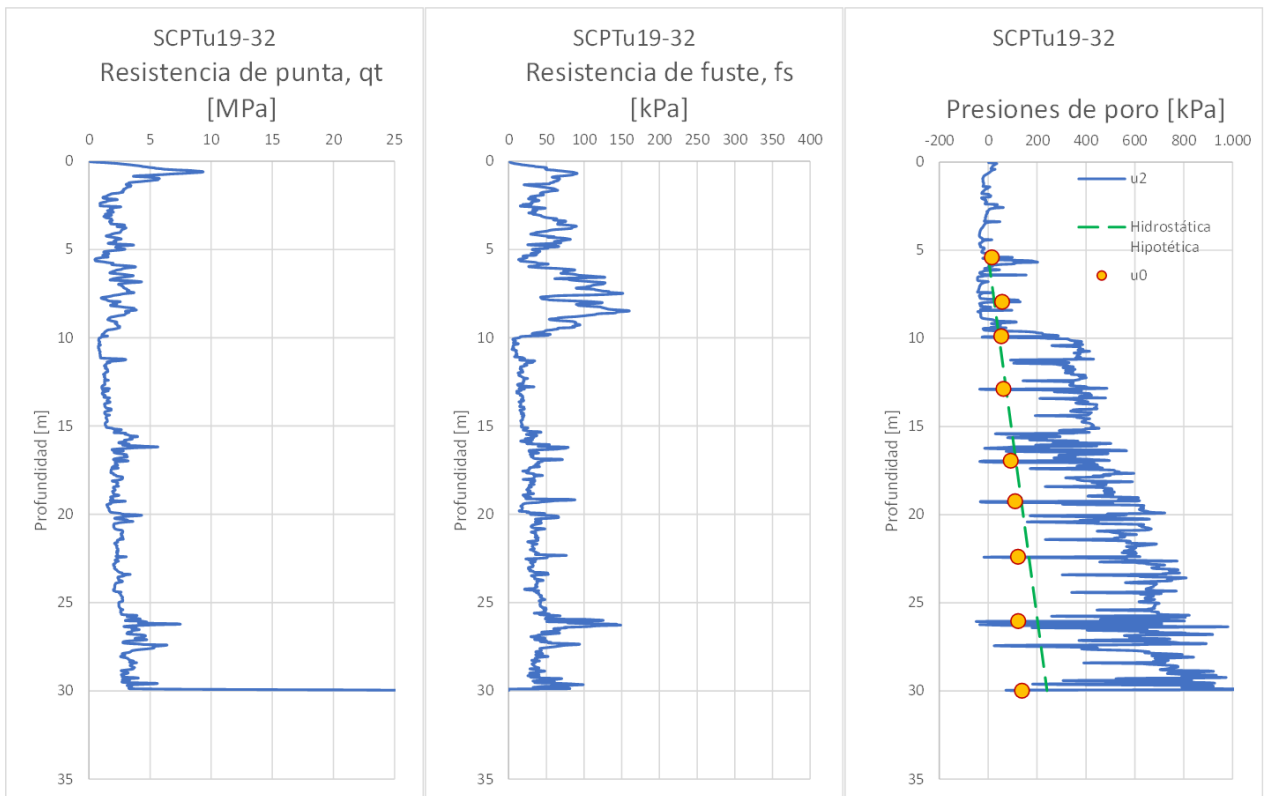
Anexo A Figura 122. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-31.



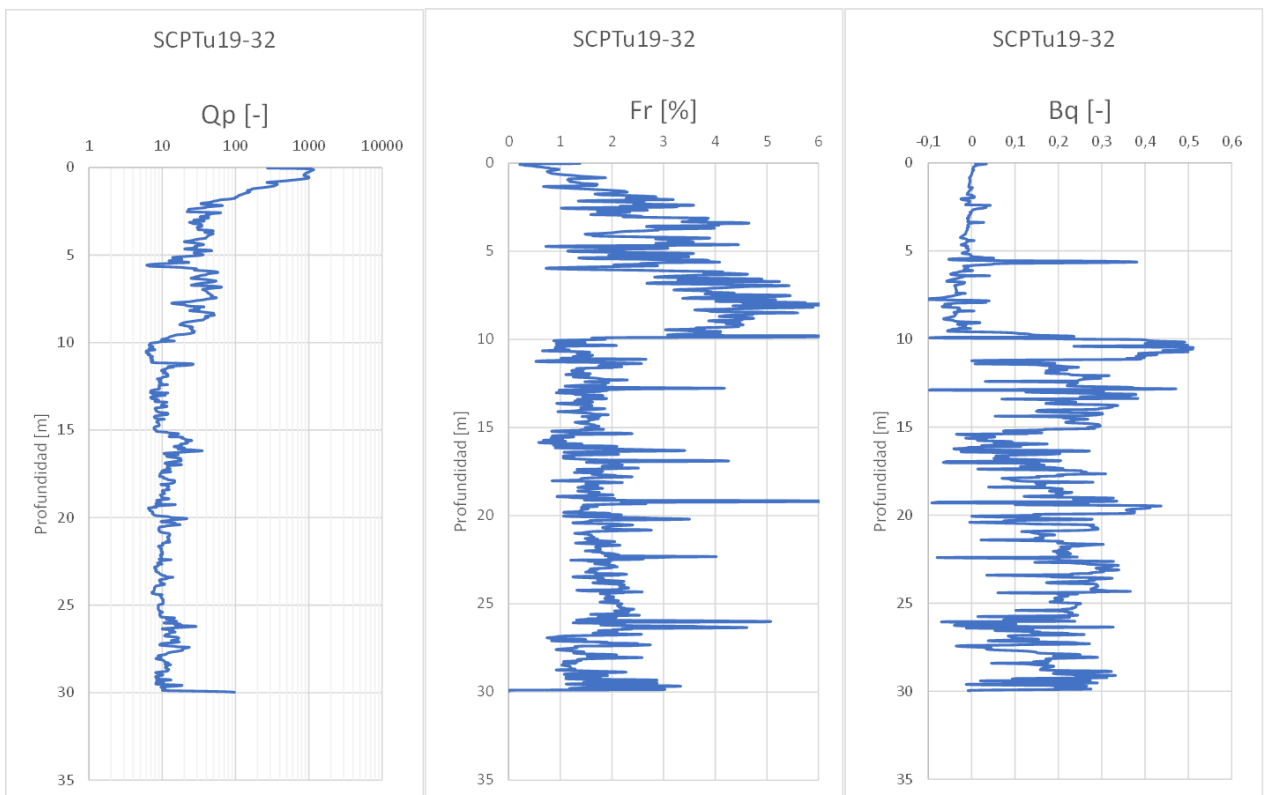
Anexo A Figura 123. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-31.



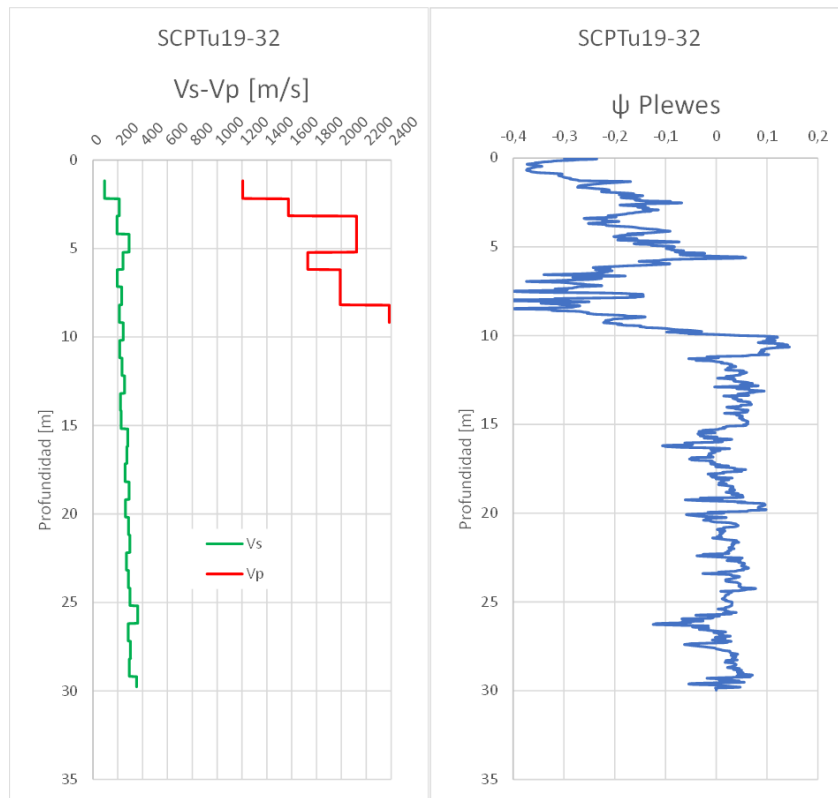
Anexo A Figura 124. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-31.



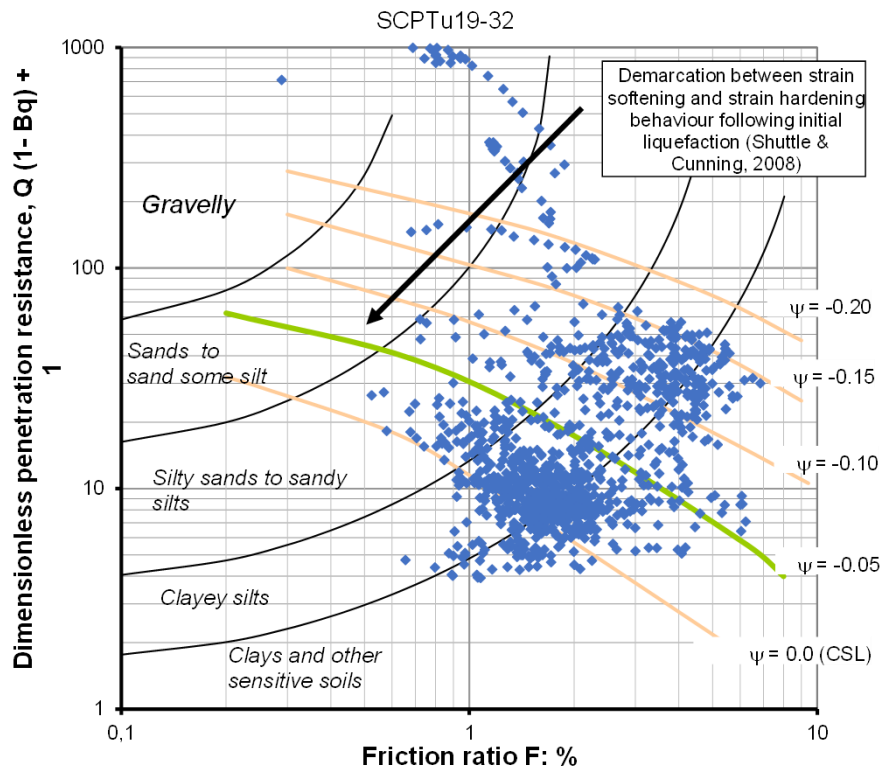
Anexo A Figura 125. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-32.



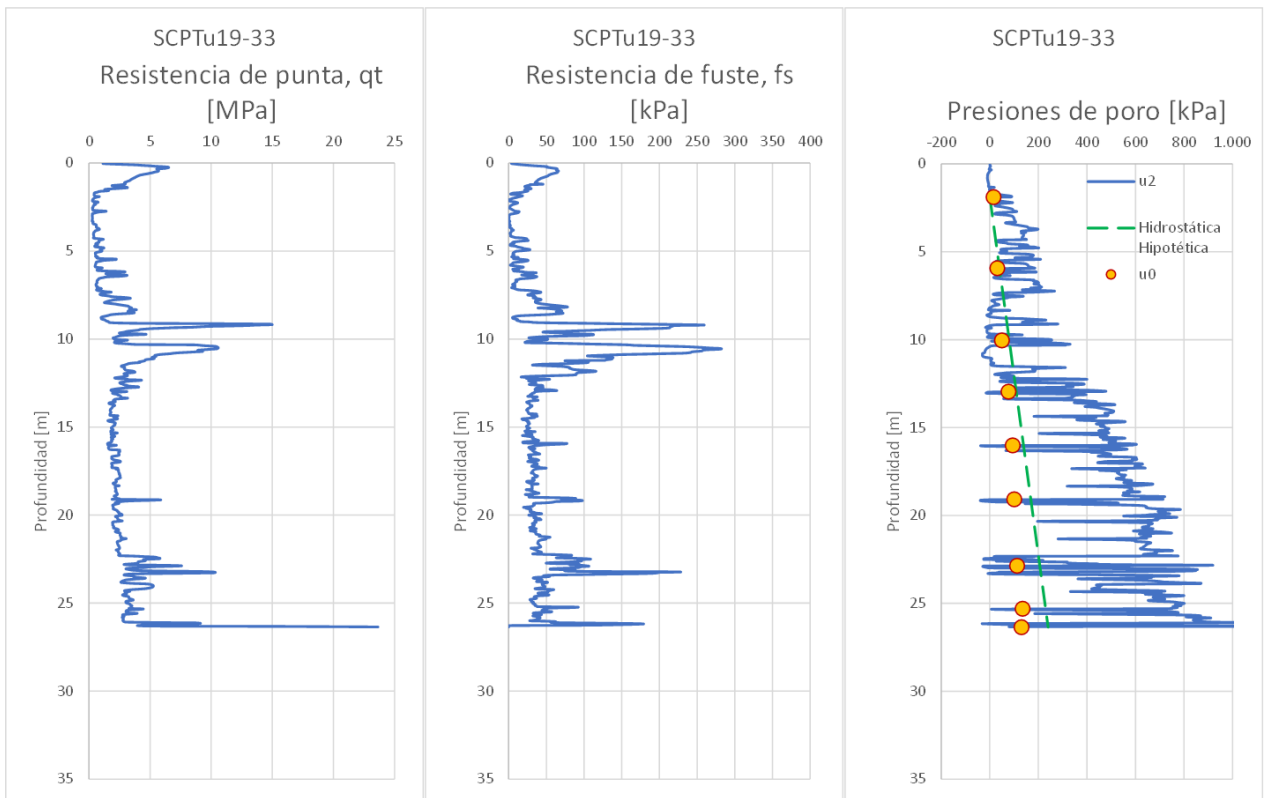
Anexo A Figura 126. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-32.



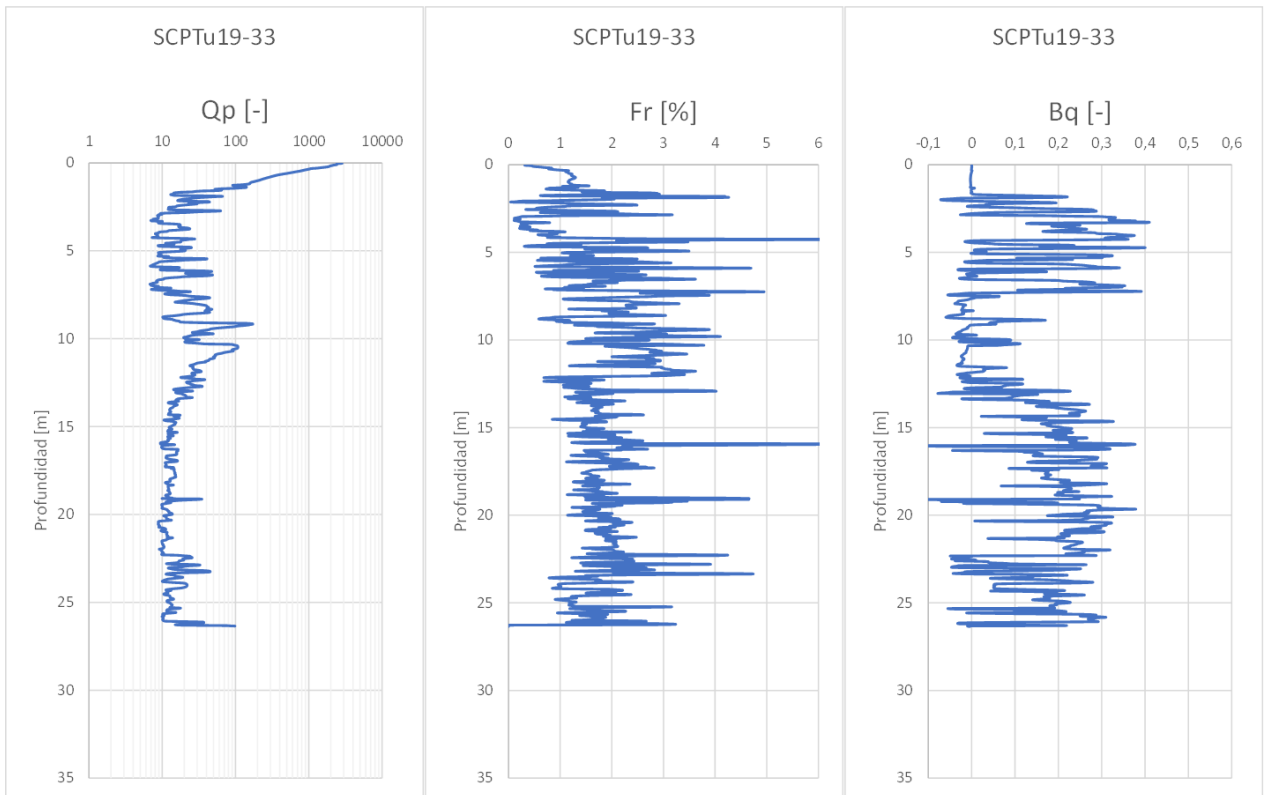
Anexo A Figura 127. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-32.



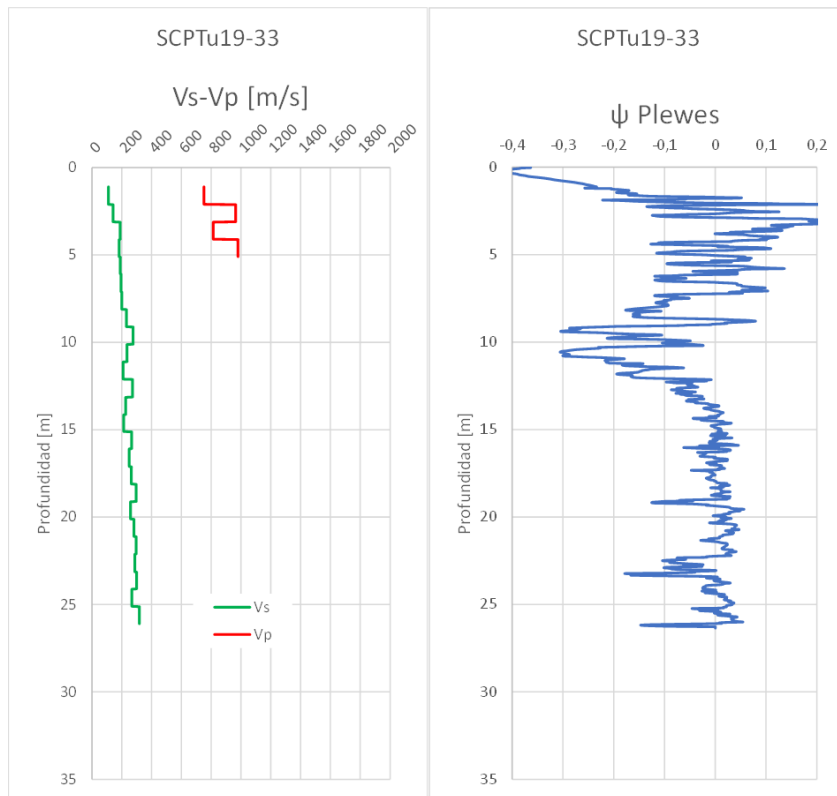
Anexo A Figura 128. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-32.



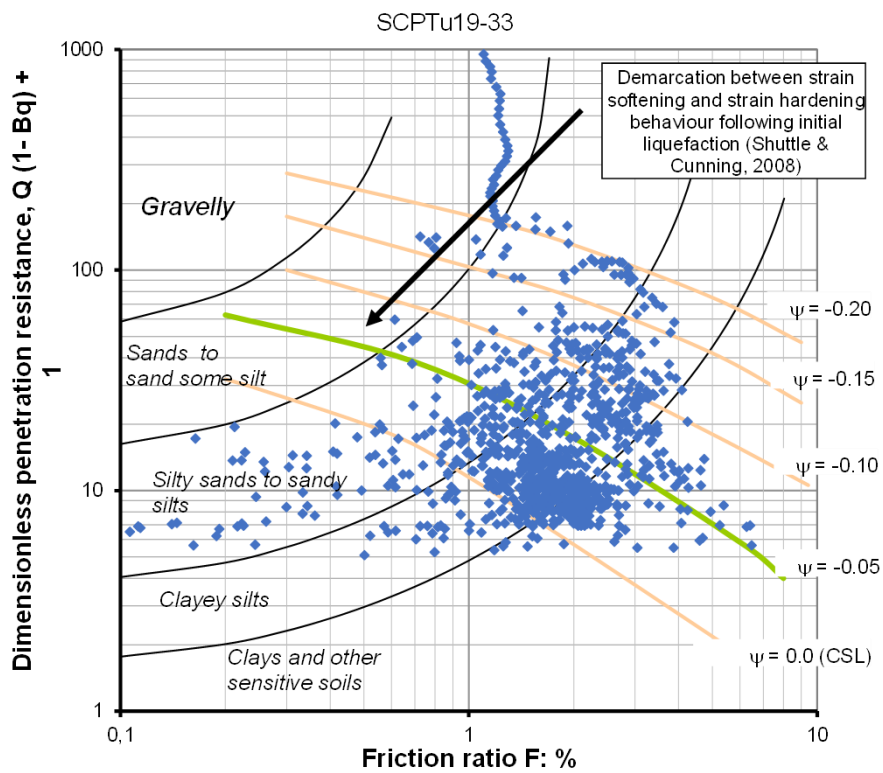
Anexo A Figura 129. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-33.



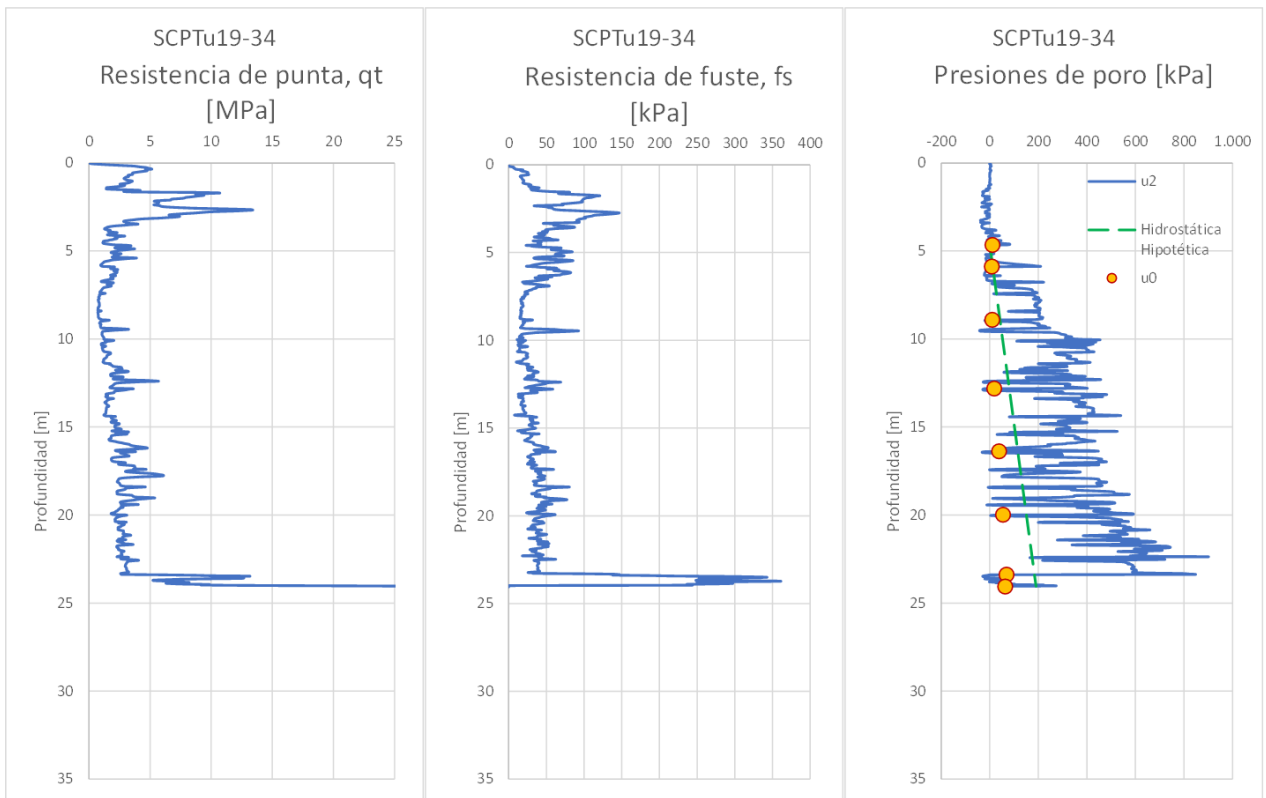
Anexo A Figura 130. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-33.



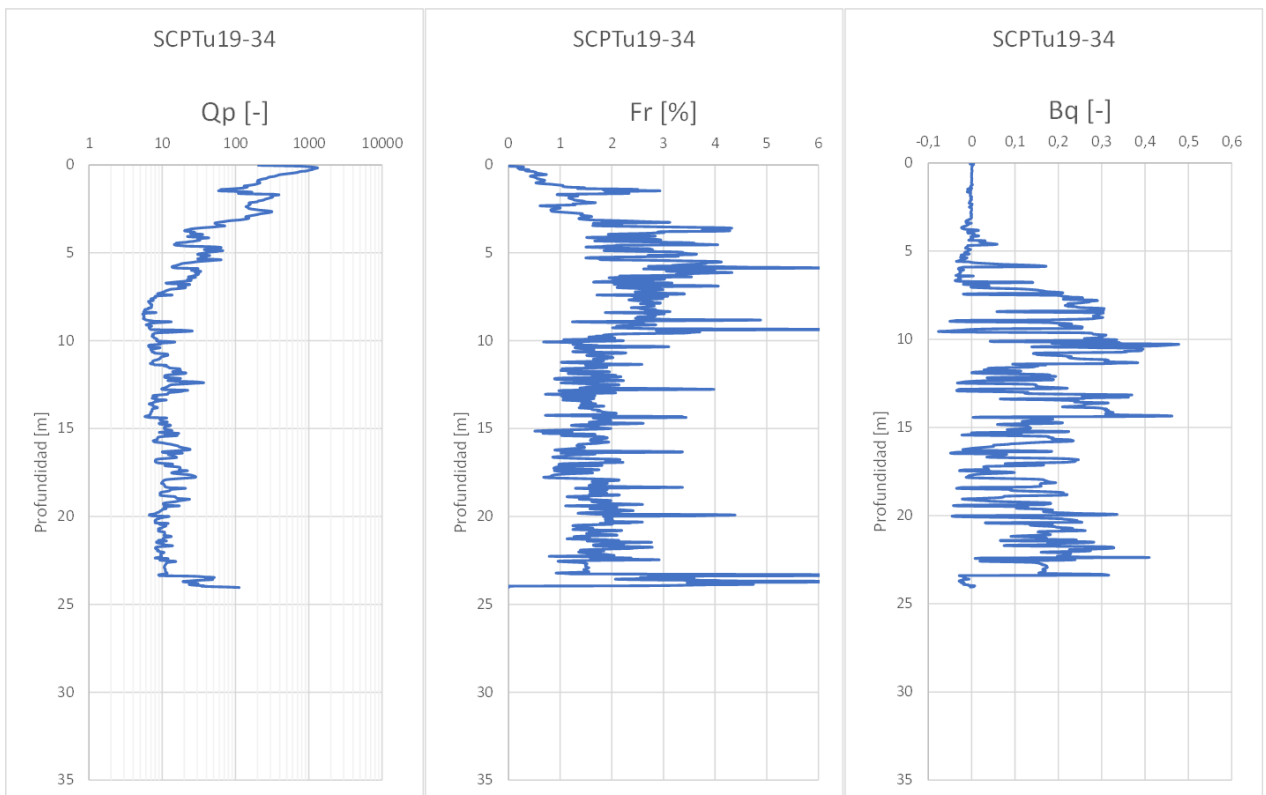
Anexo A Figura 131. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-33.



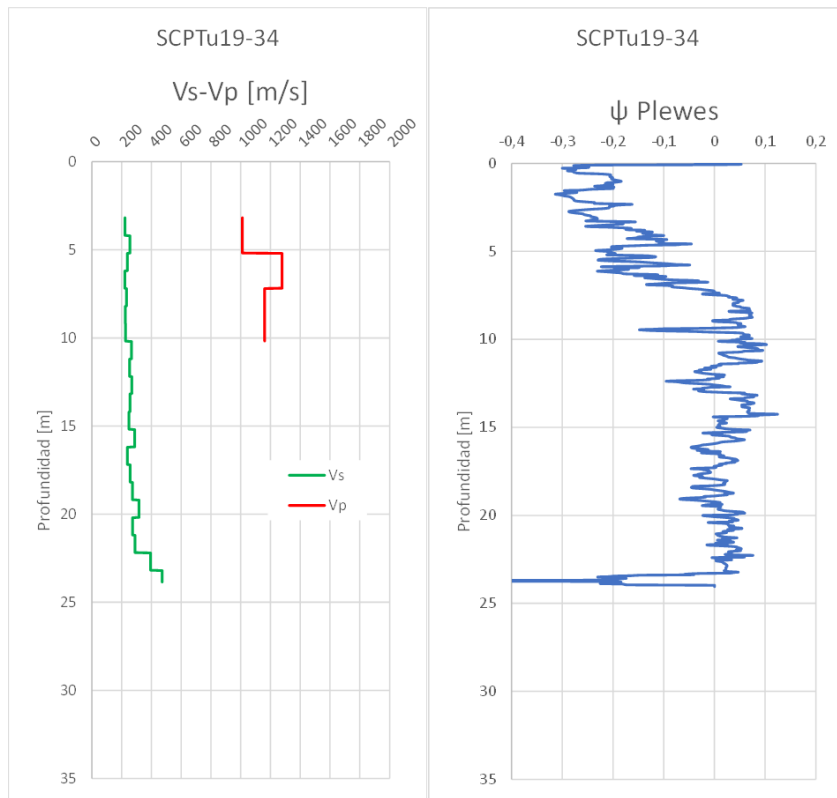
Anexo A Figura 132. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-33.



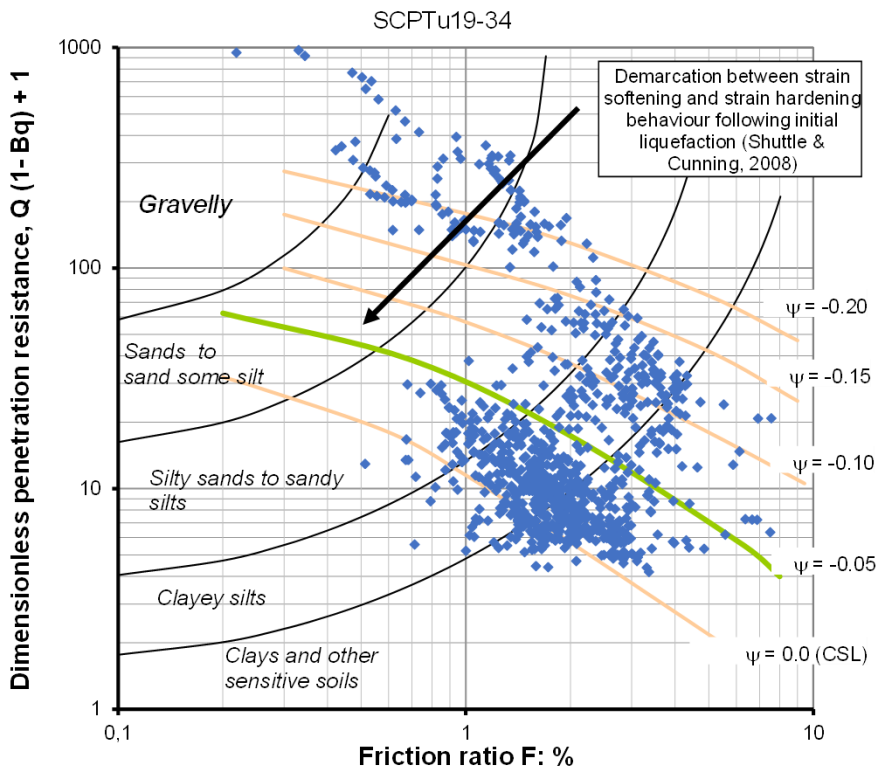
Anexo A Figura 133. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-34.



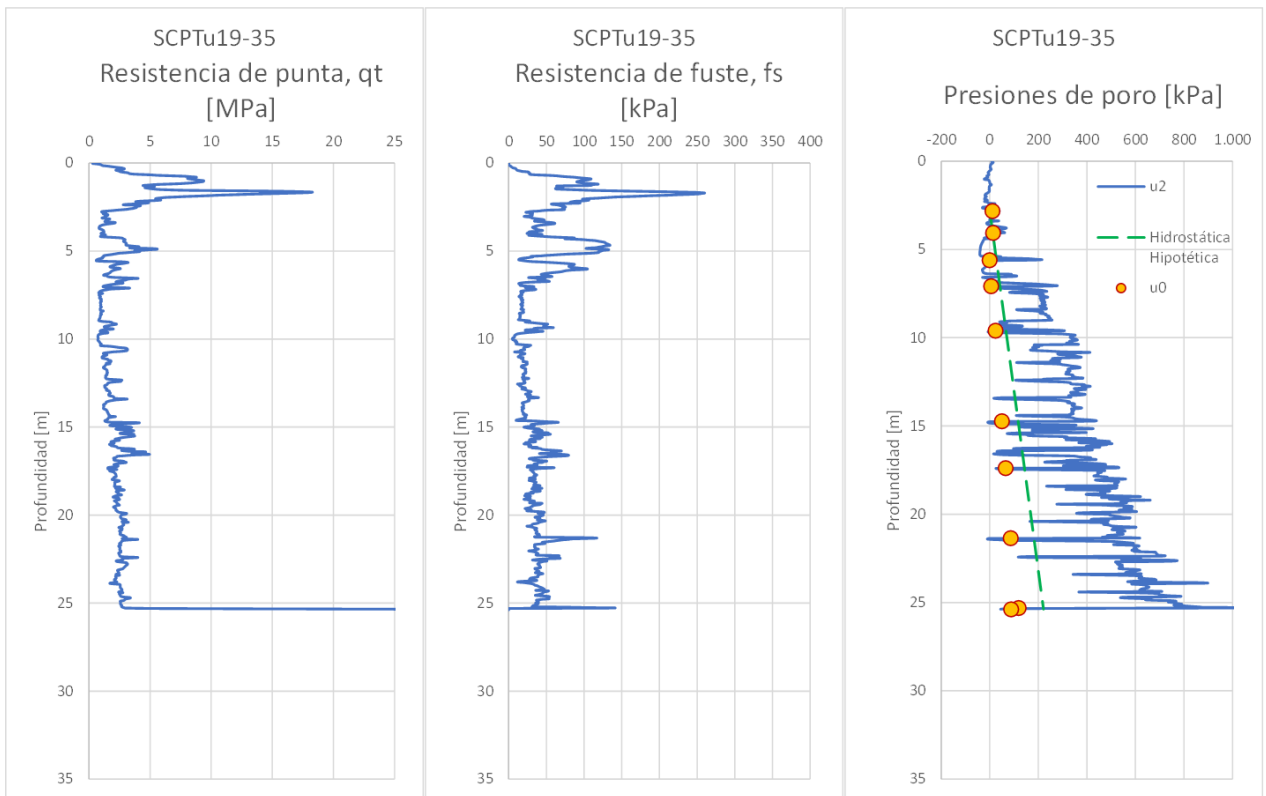
Anexo A Figura 134. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-34.



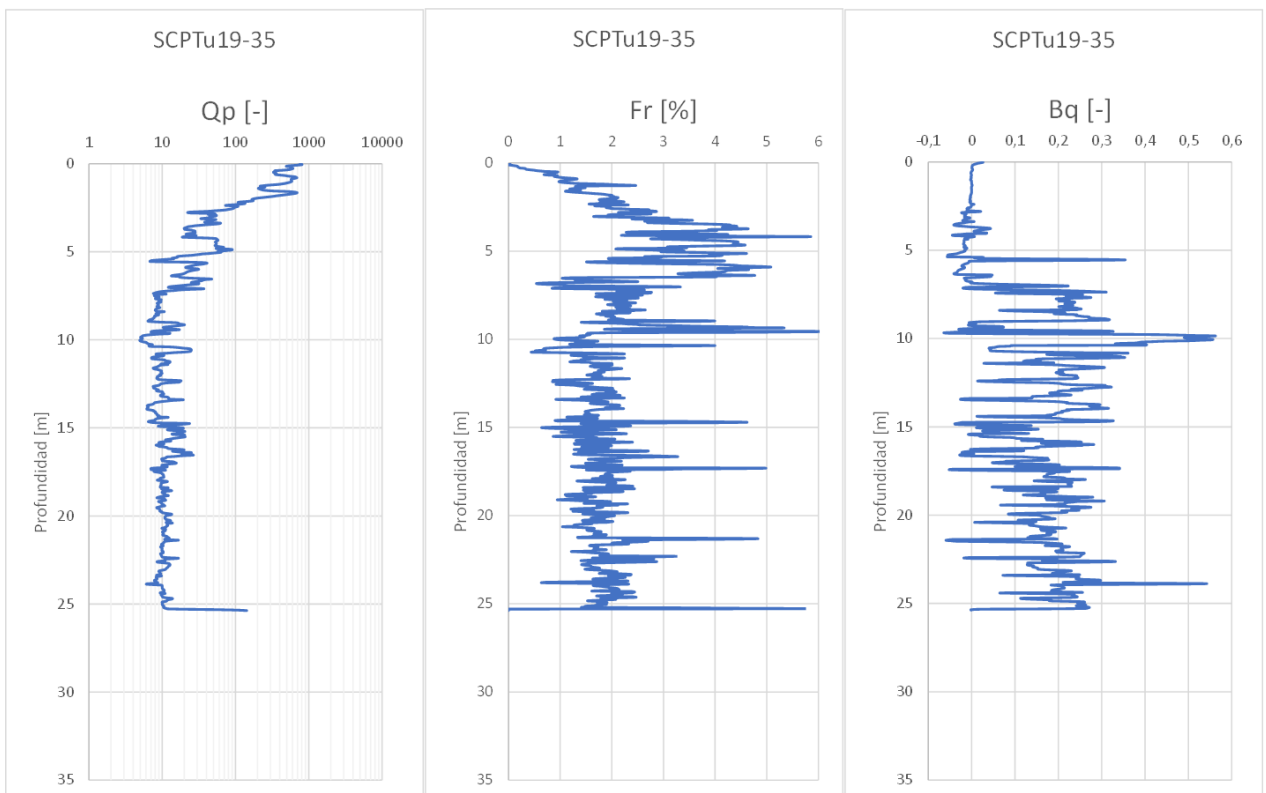
Anexo A Figura 135. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-34.



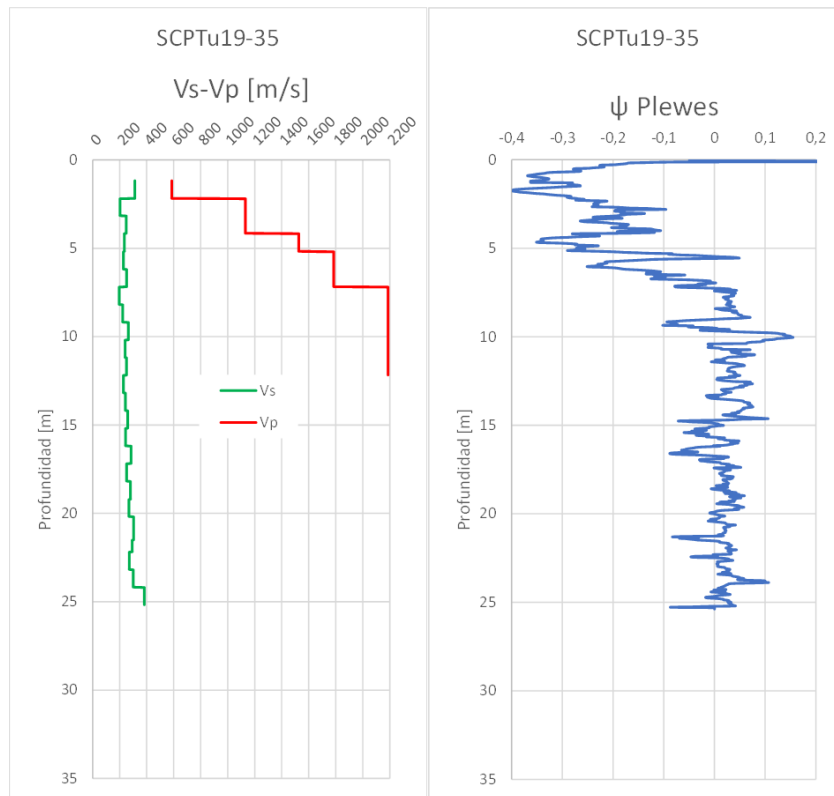
Anexo A Figura 136. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-34.



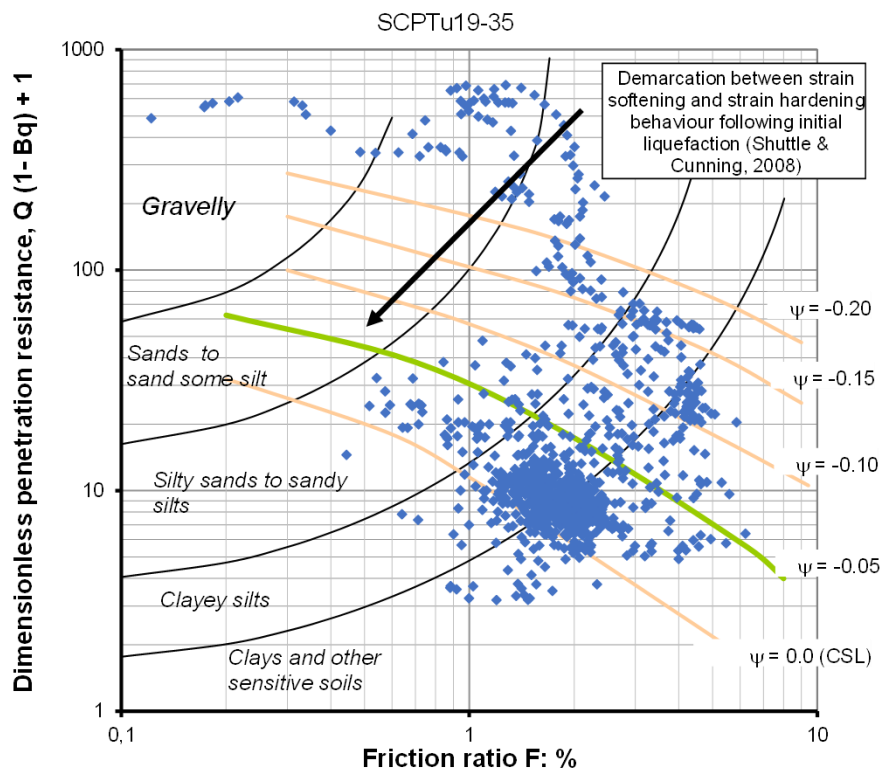
Anexo A Figura 137. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-35.



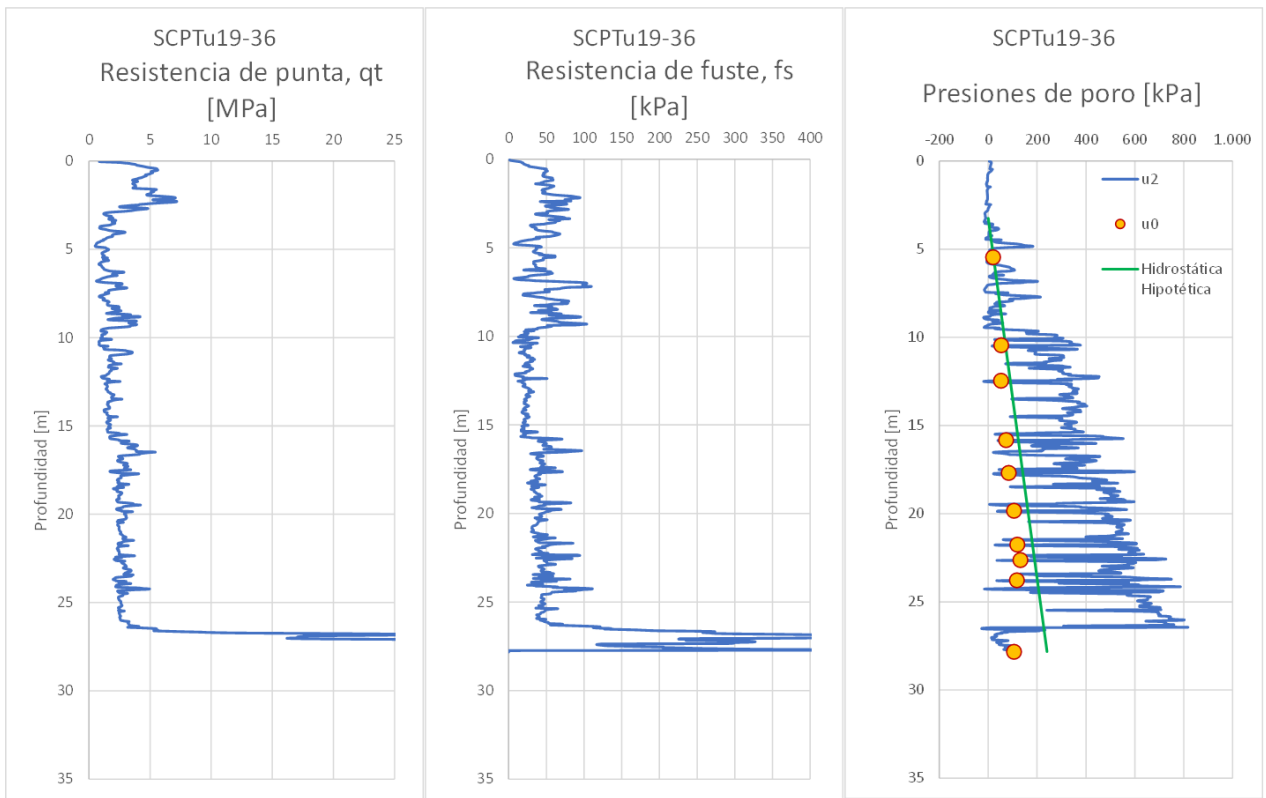
Anexo A Figura 138. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-35.



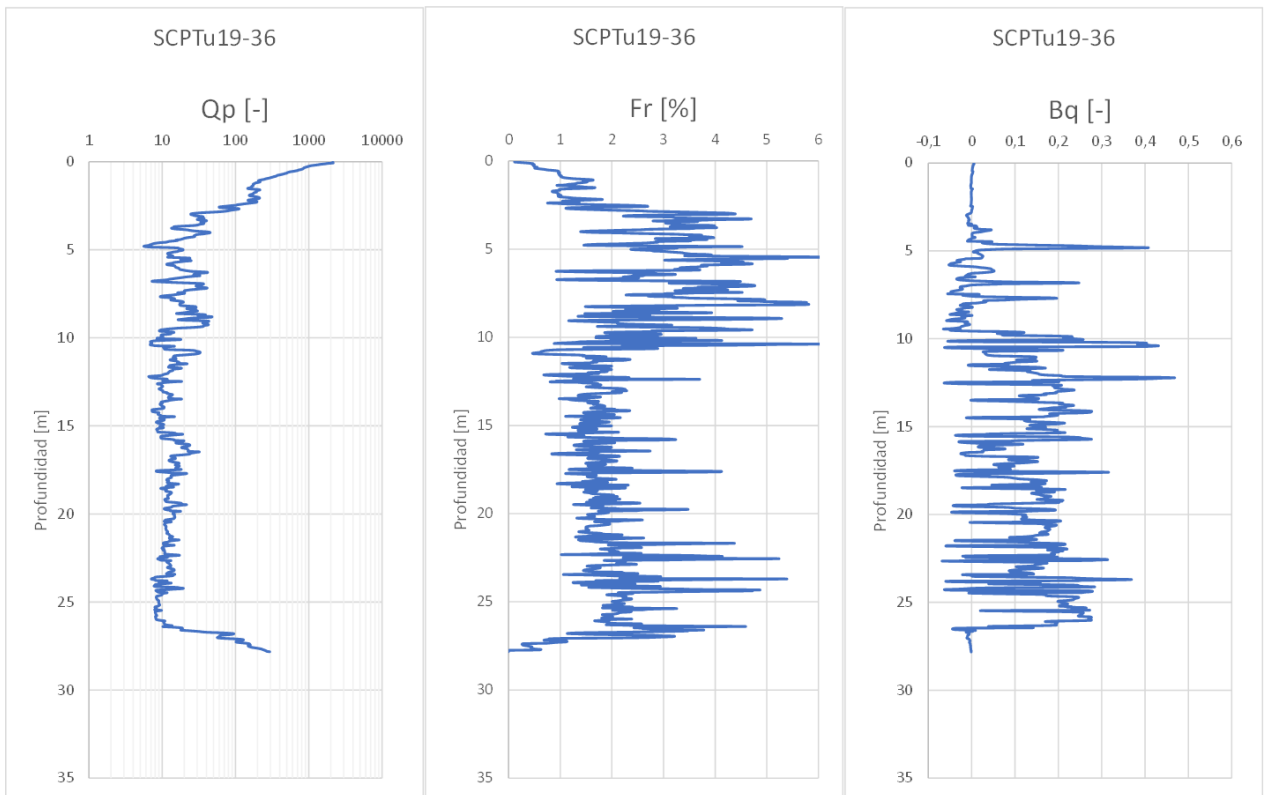
Anexo A Figura 139. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-35.



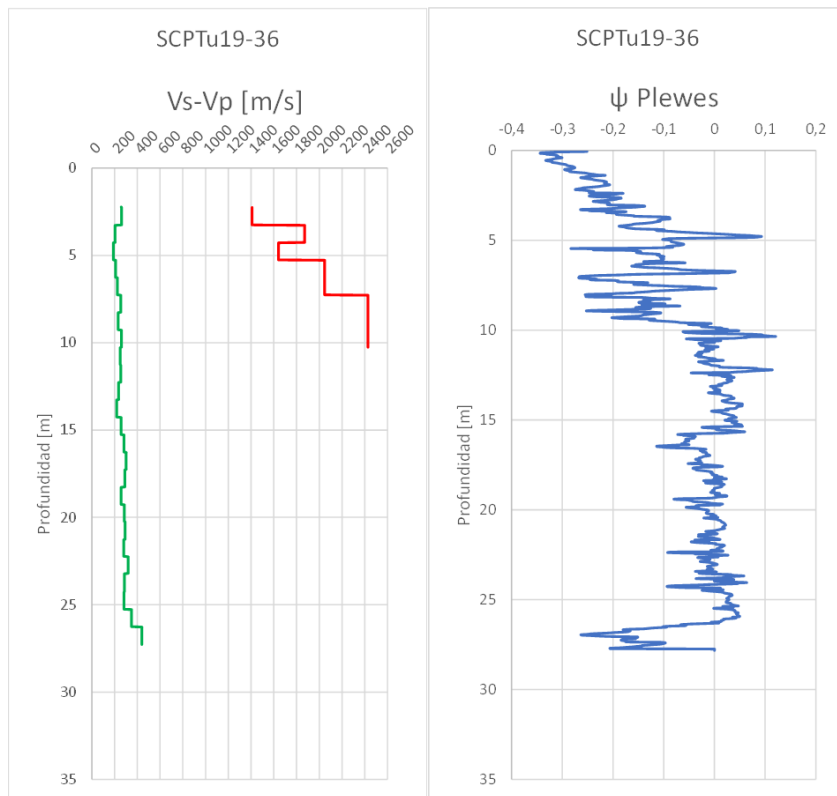
Anexo A Figura 140. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-35.



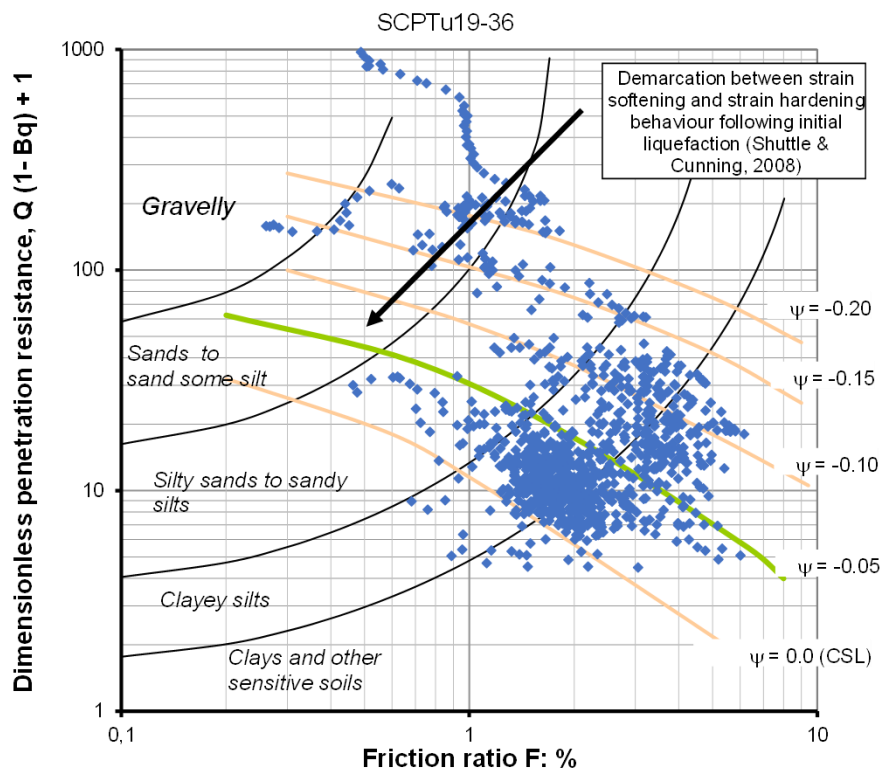
Anexo A Figura 141. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-36.



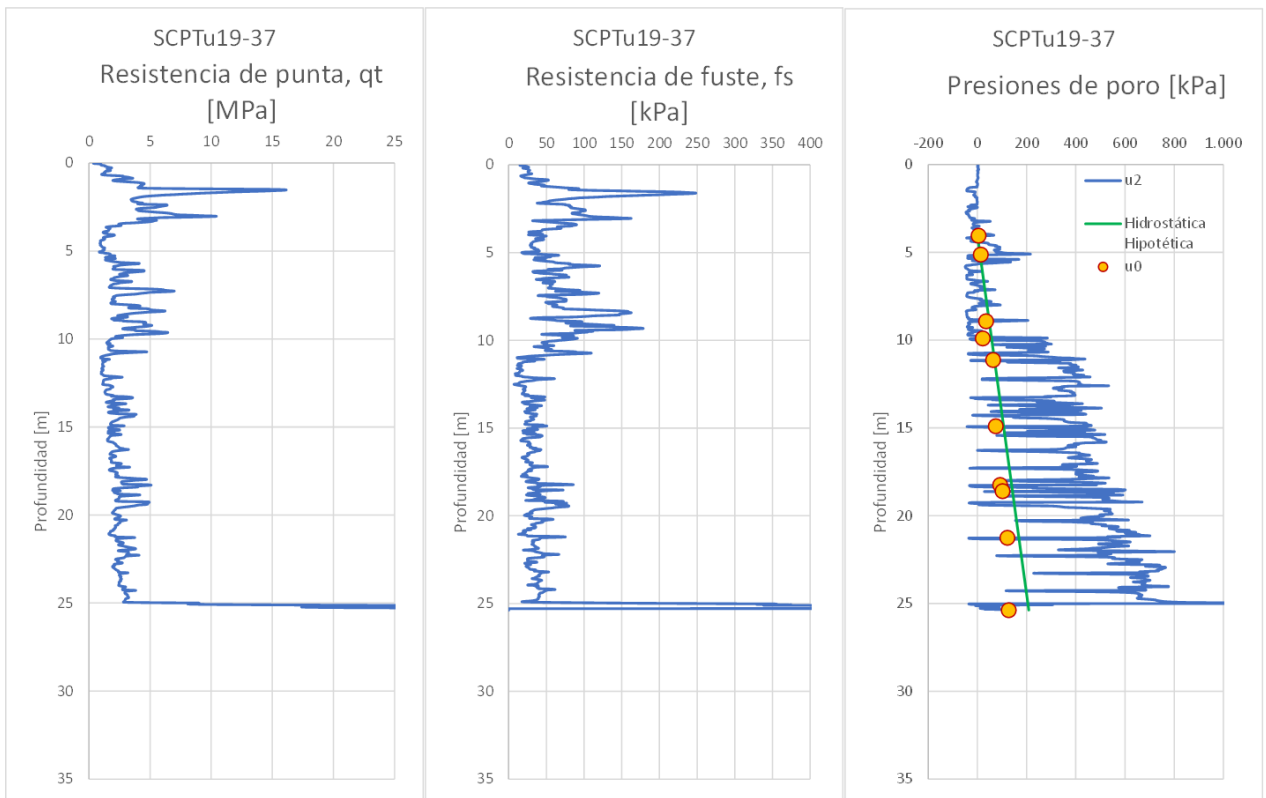
Anexo A Figura 142. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-36.



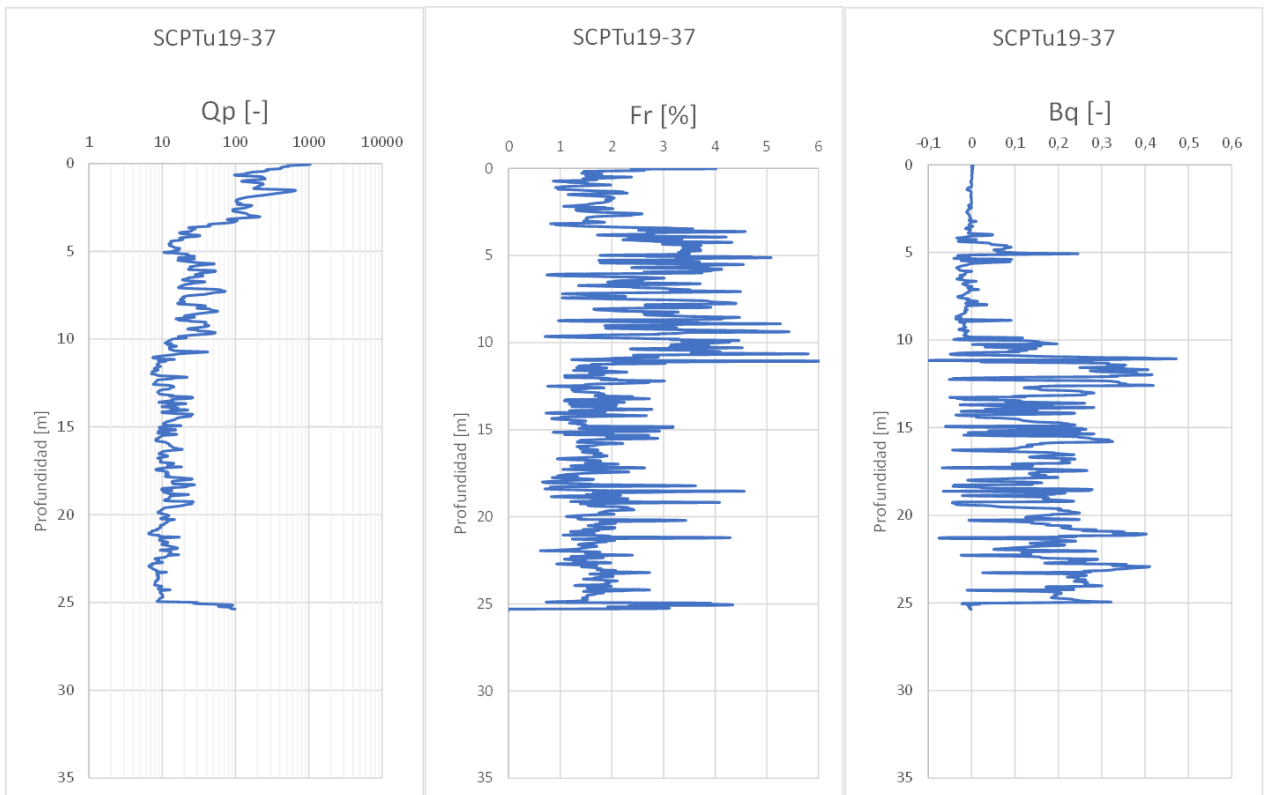
Anexo A Figura 143. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-36.



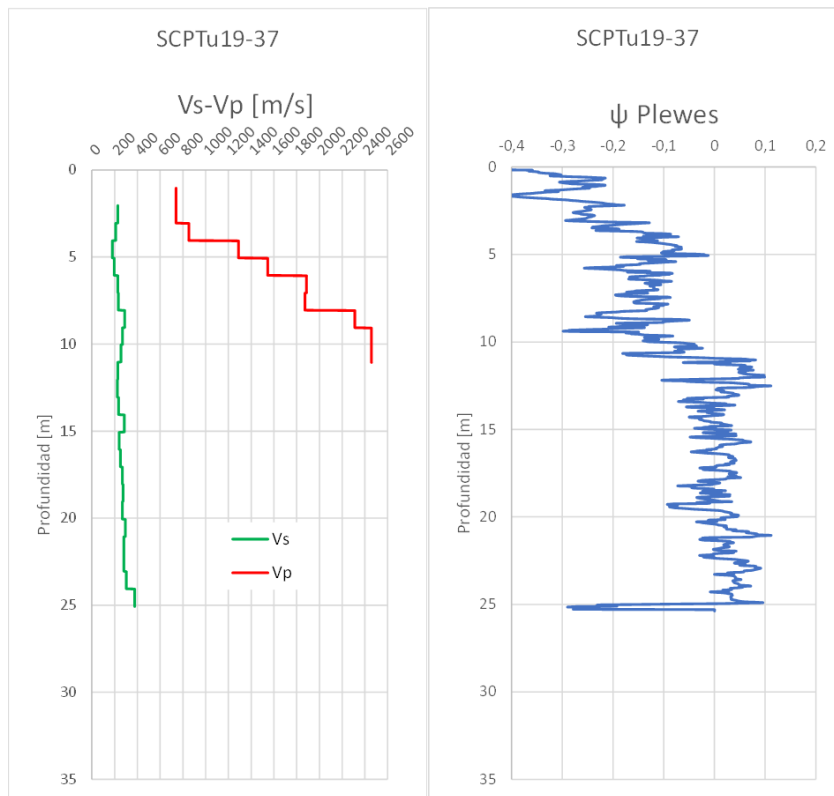
Anexo A Figura 144. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-36.



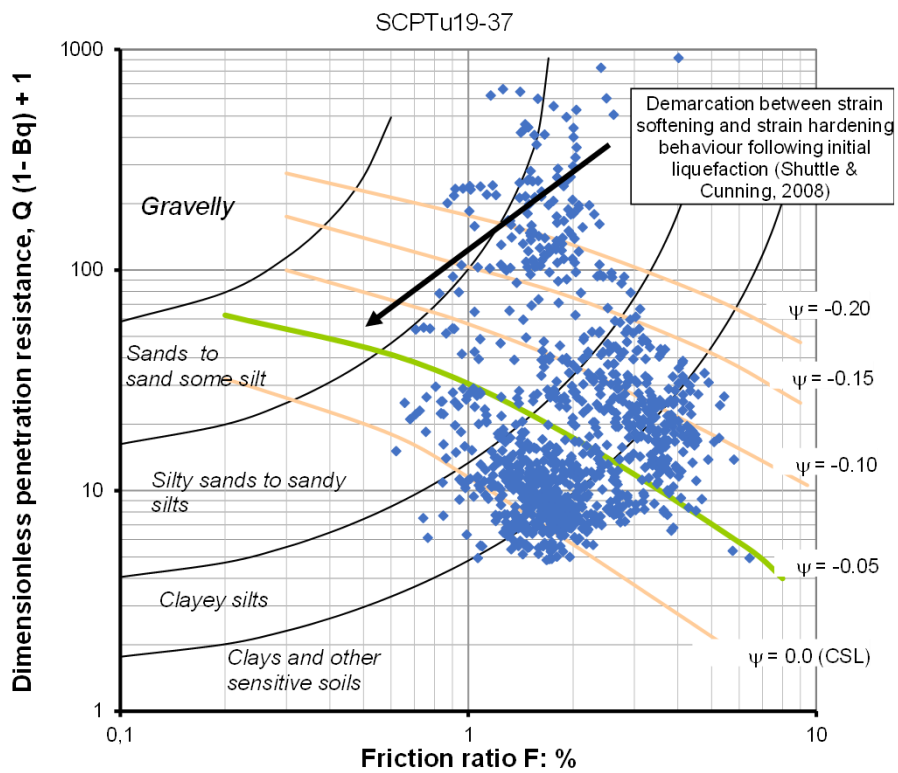
Anexo A Figura 145. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-37.



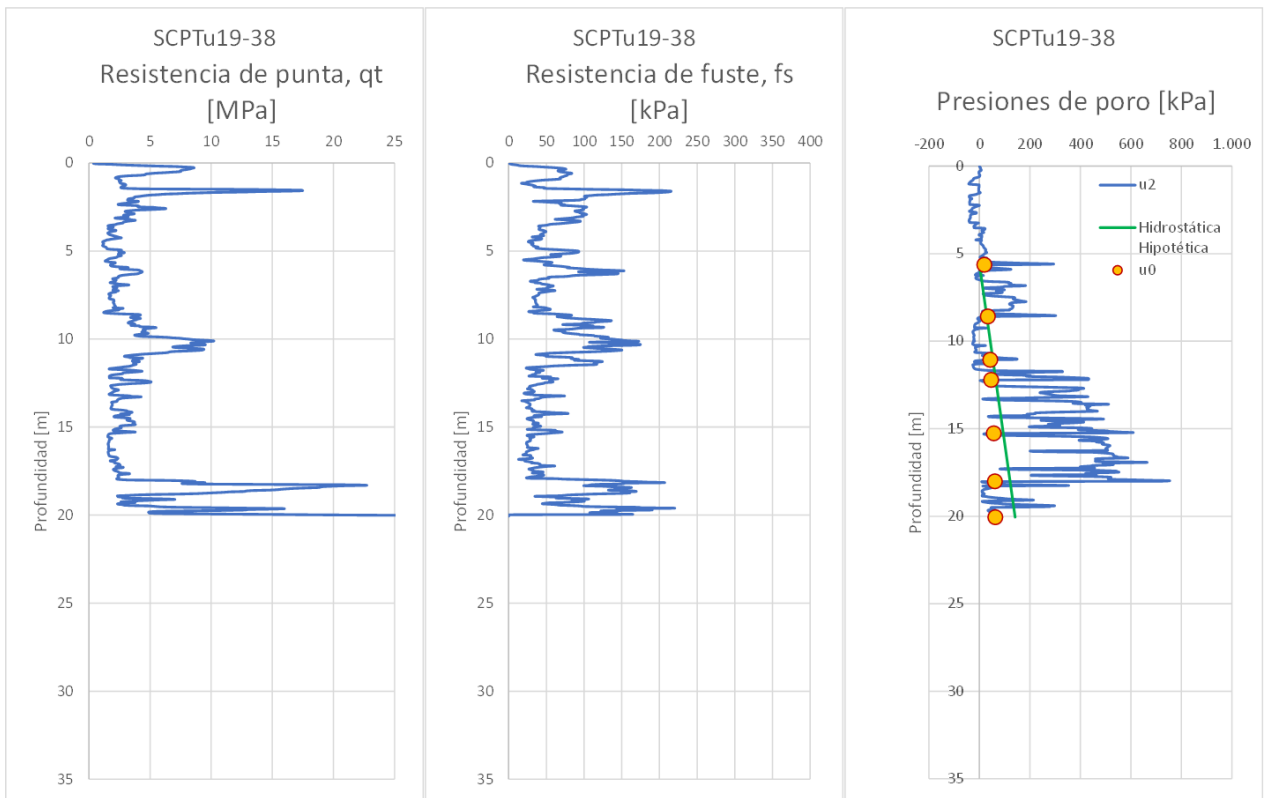
Anexo A Figura 146. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-37.



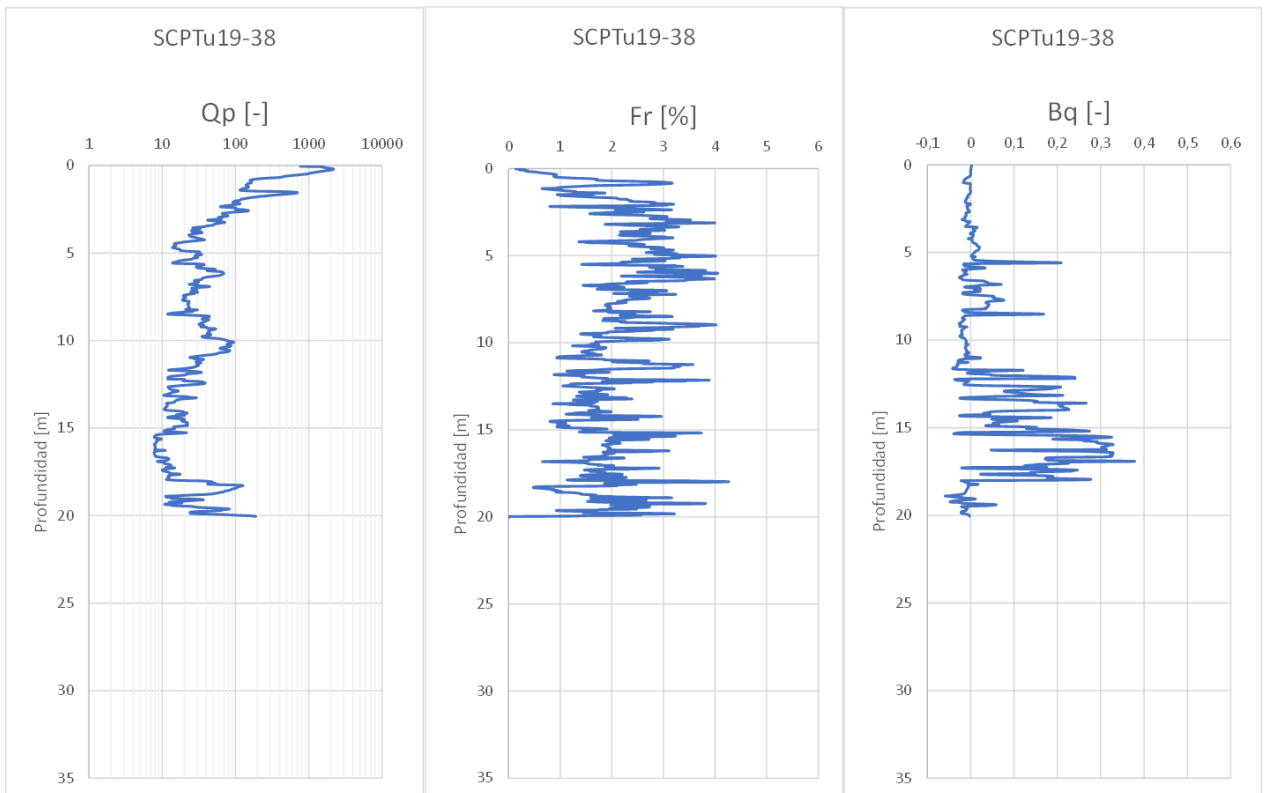
Anexo A Figura 147. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-37.



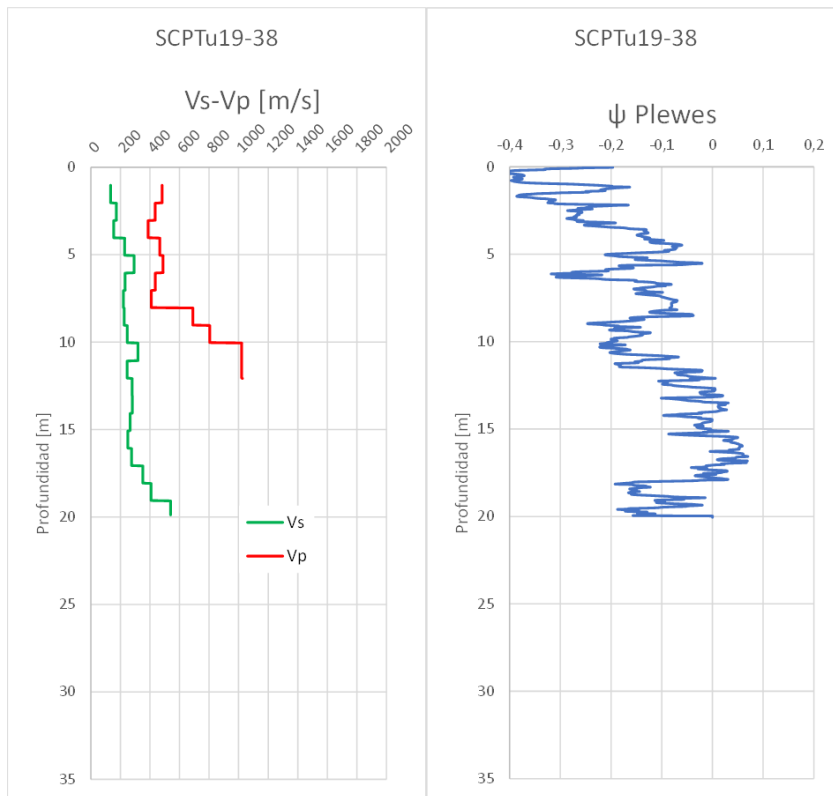
Anexo A Figura 148. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-37.



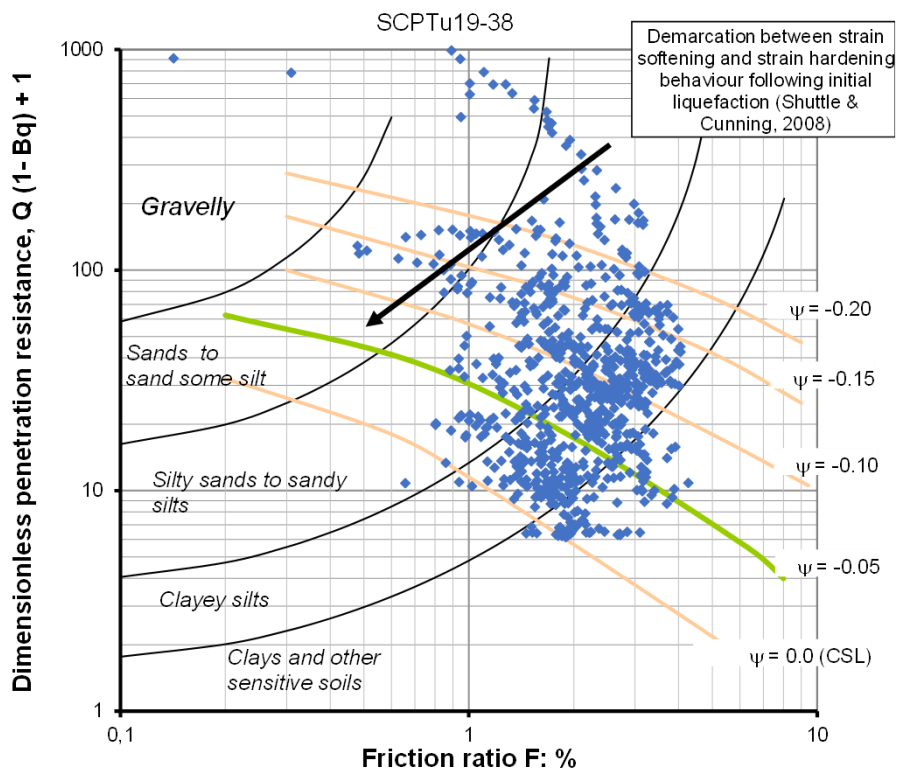
Anexo A Figura 149. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-38.



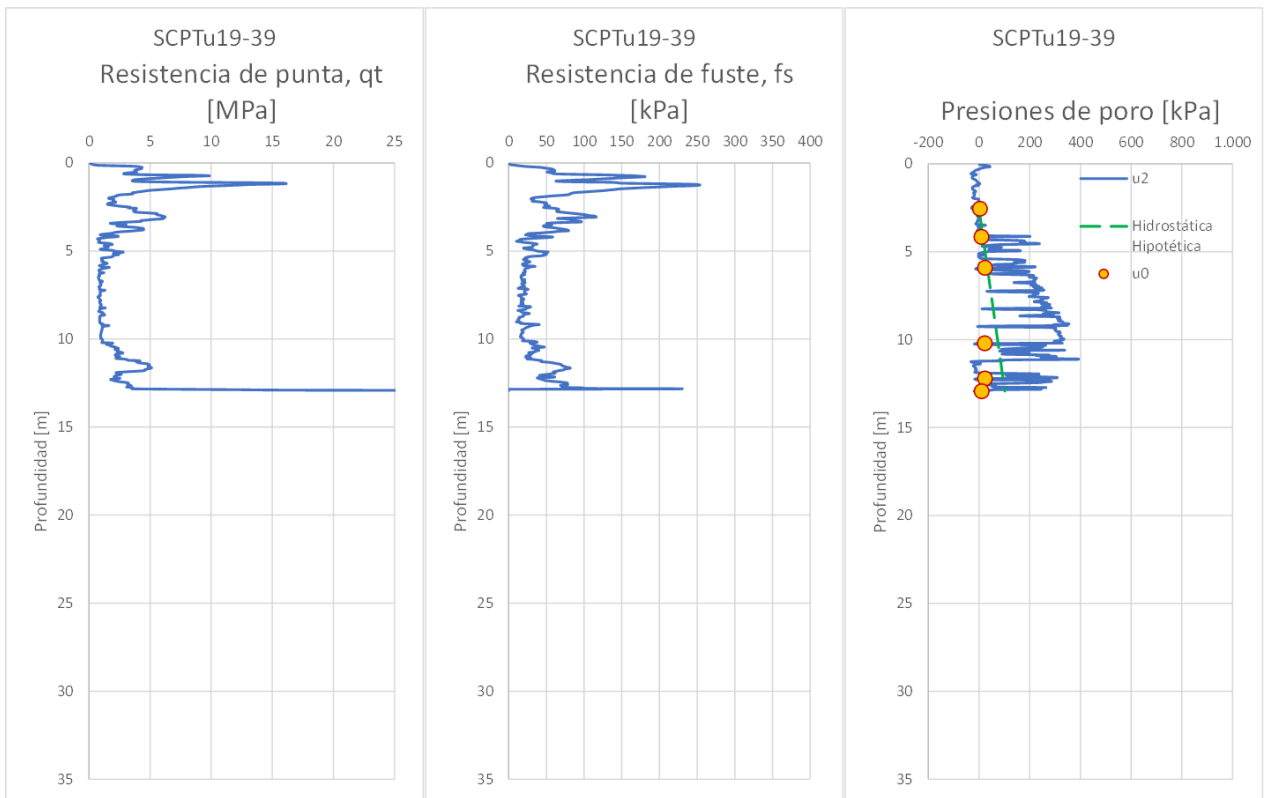
Anexo A Figura 150. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-38.



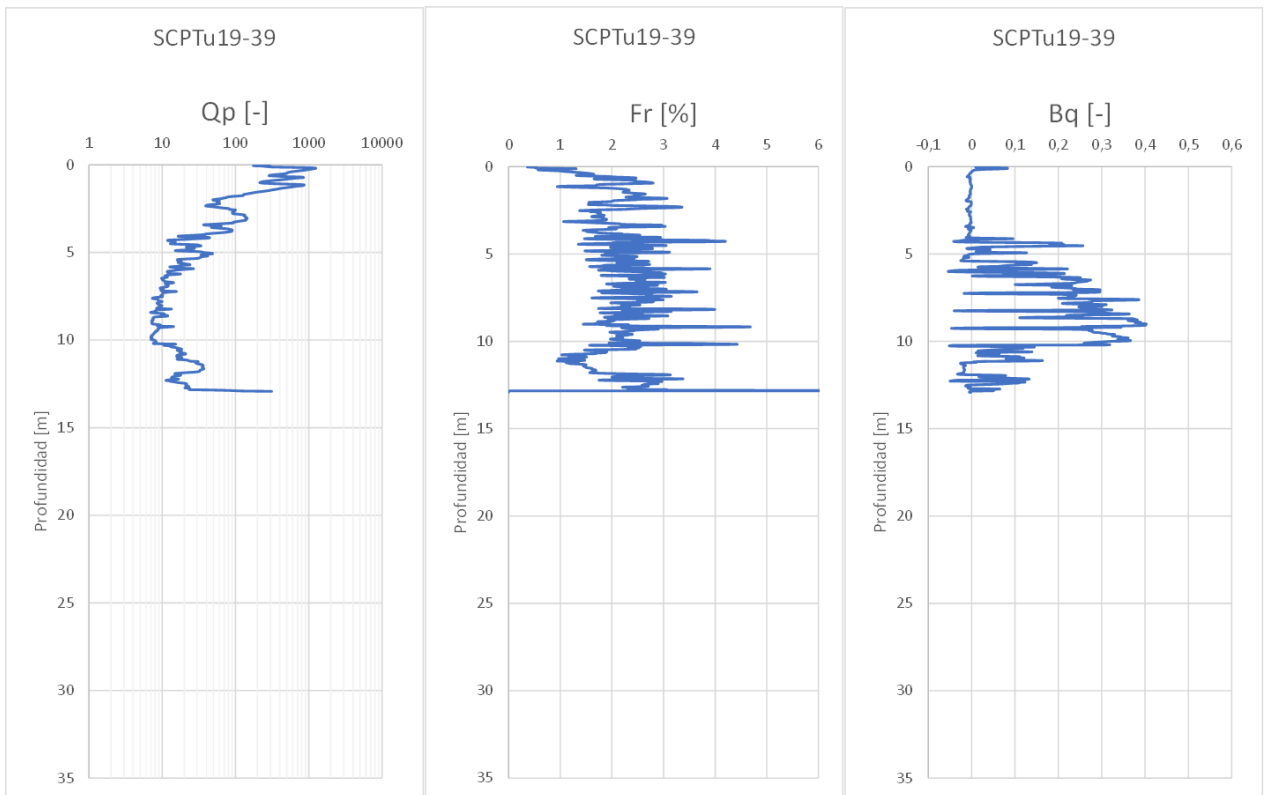
Anexo A Figura 151. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-38.



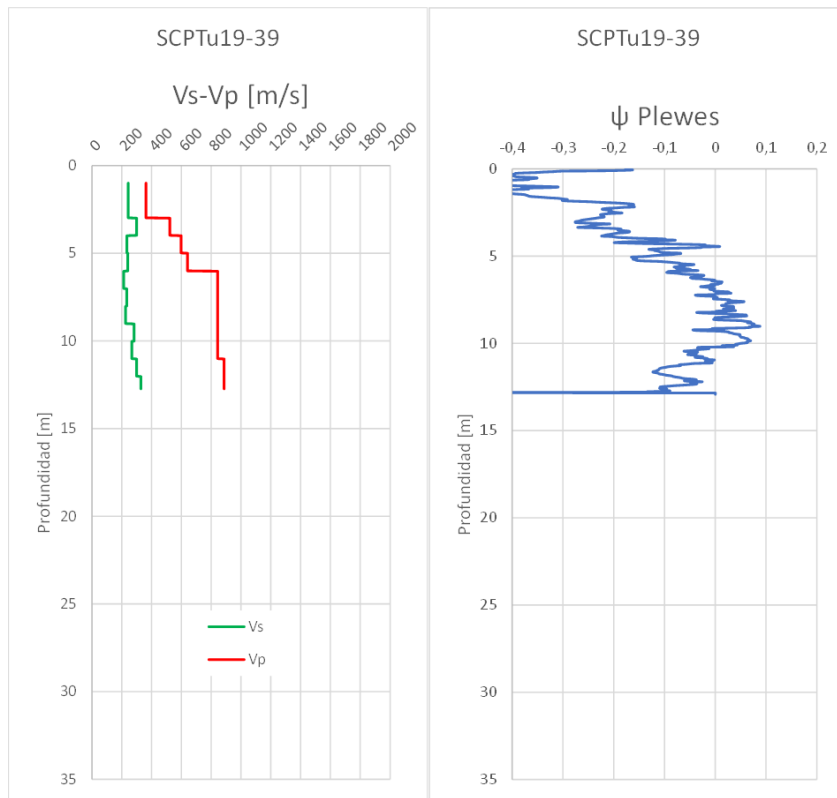
Anexo A Figura 152. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-38.



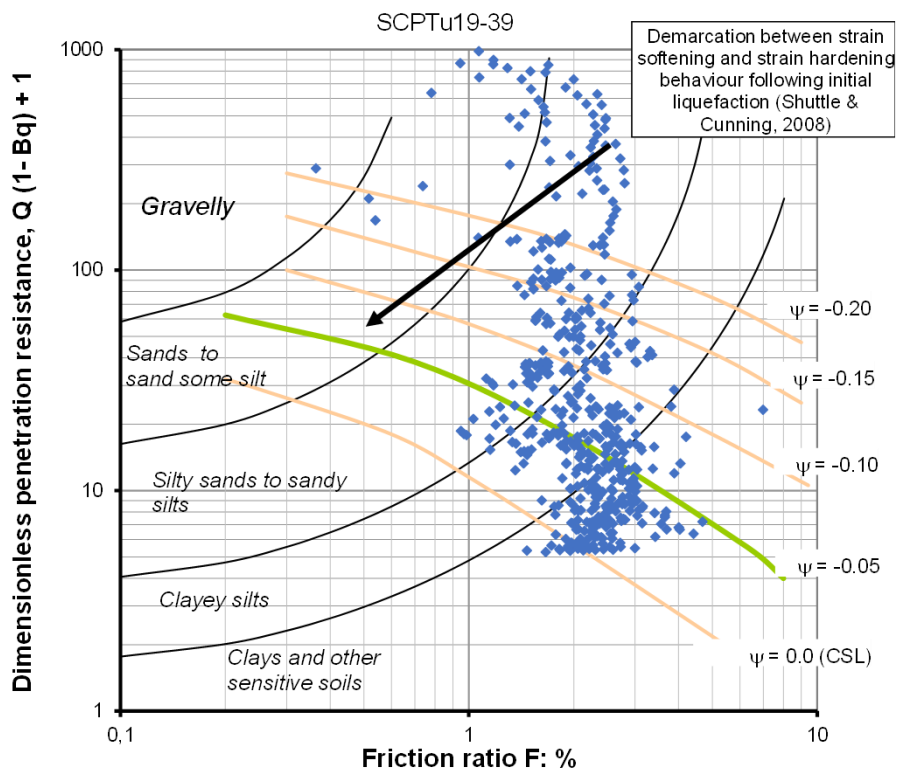
Anexo A Figura 153. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-39.



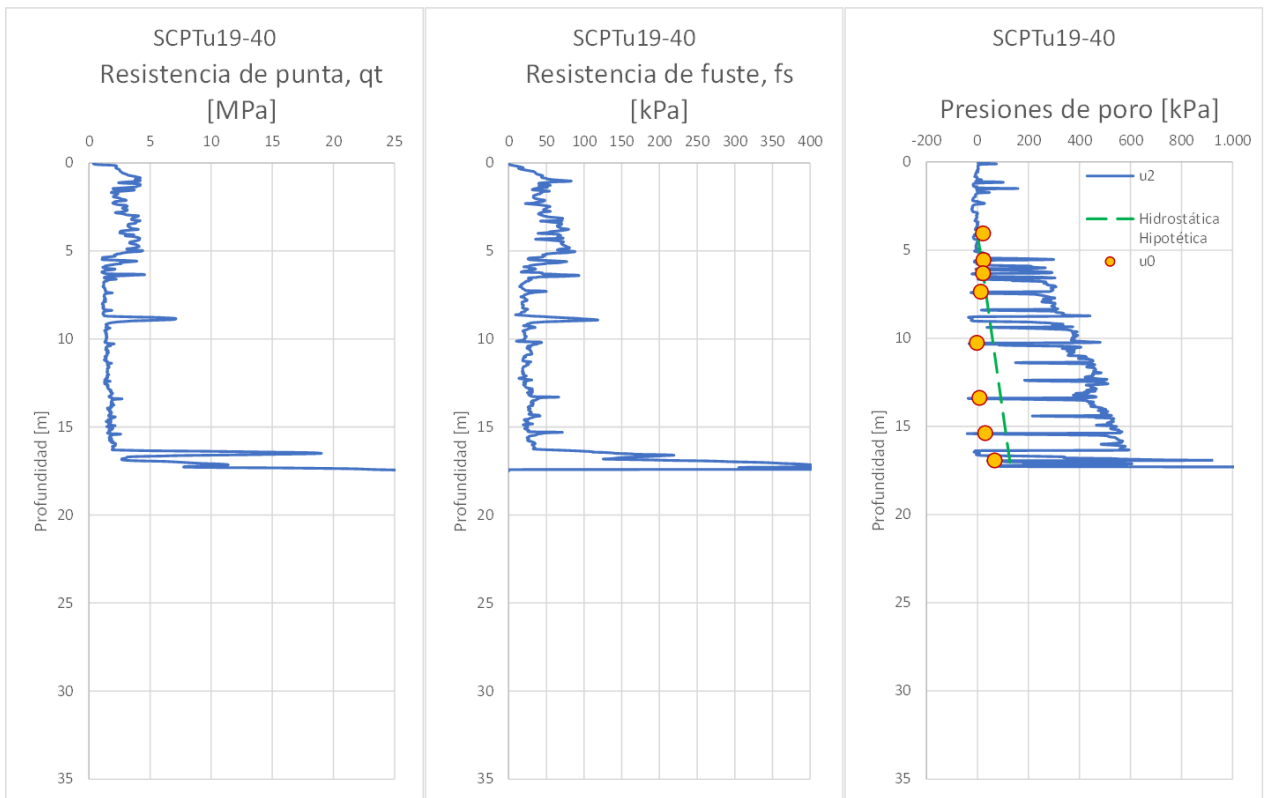
Anexo A Figura 154. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-39.



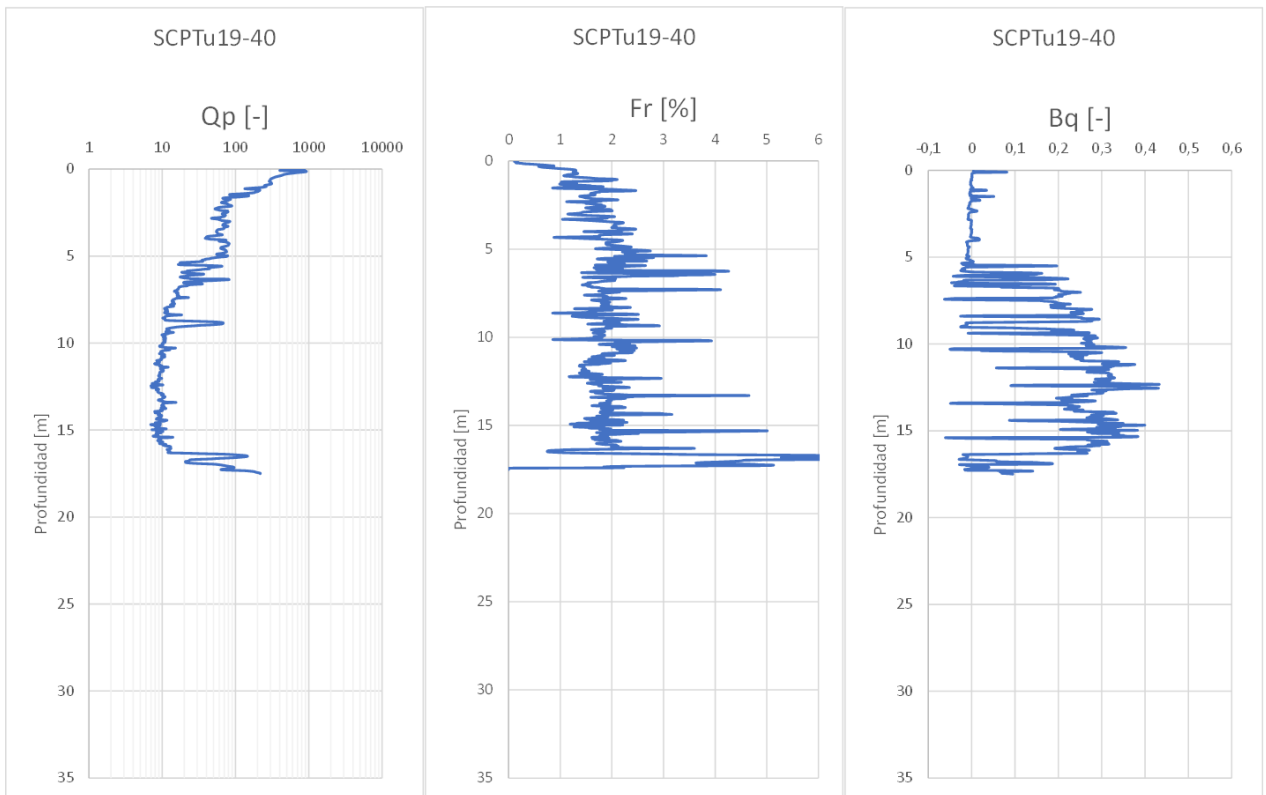
Anexo A Figura 155. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-39.



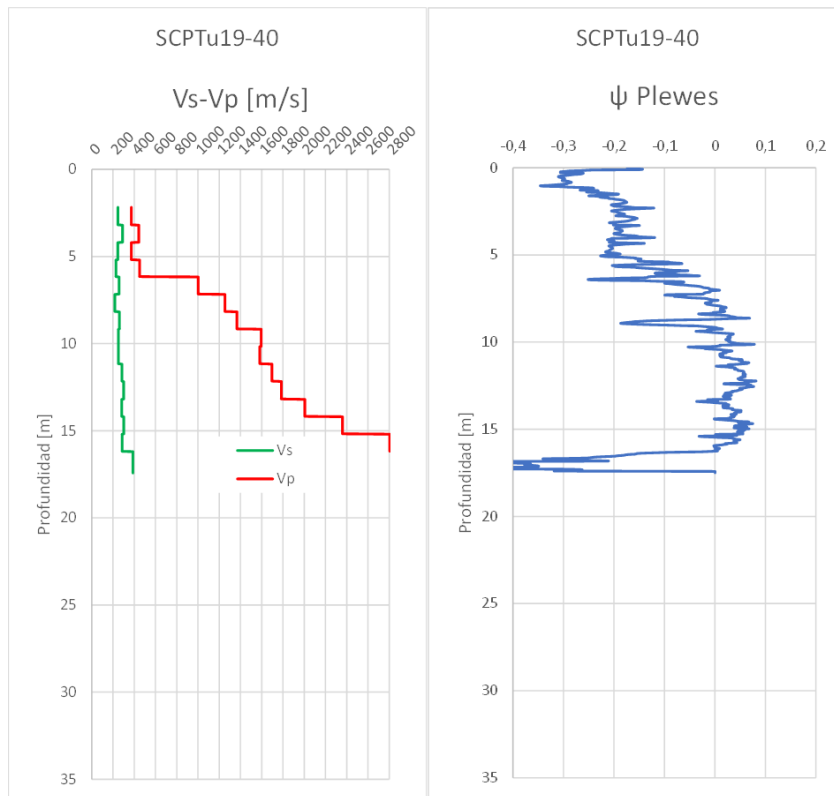
Anexo A Figura 156. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-39.



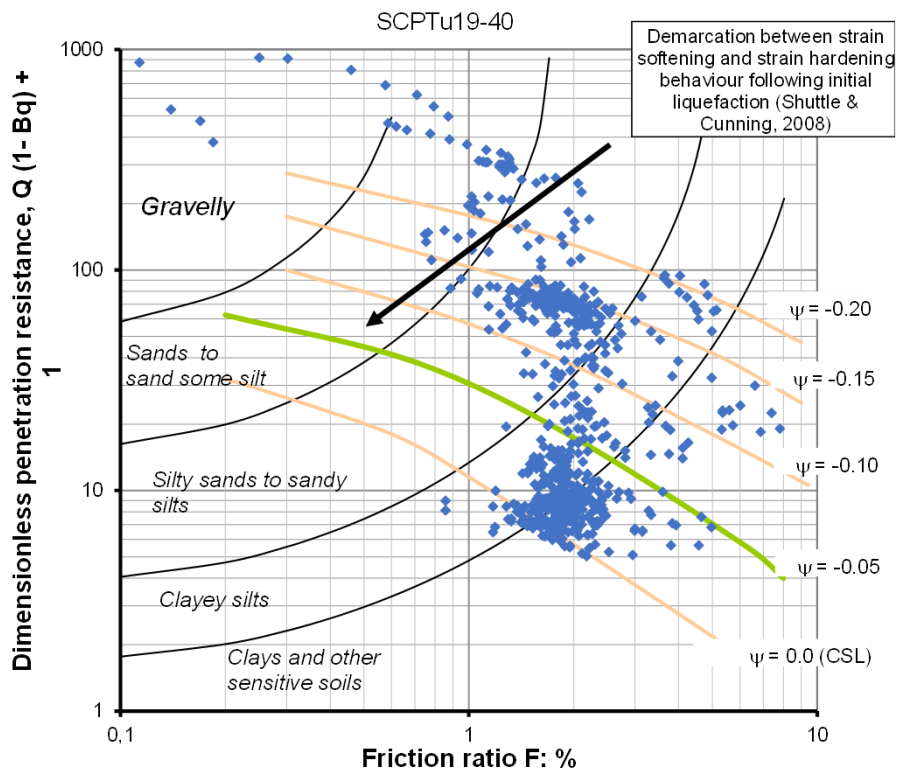
Anexo A Figura 157. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-40.



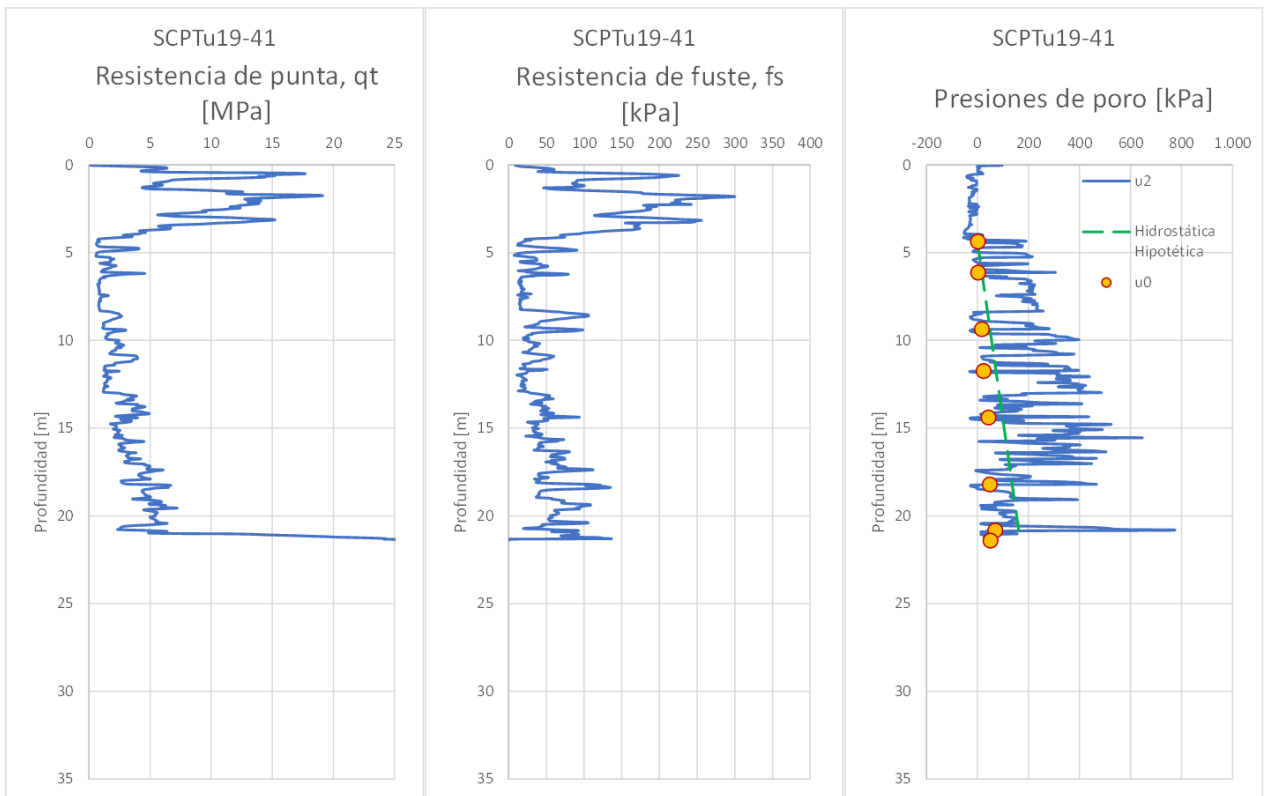
Anexo A Figura 158. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-40.



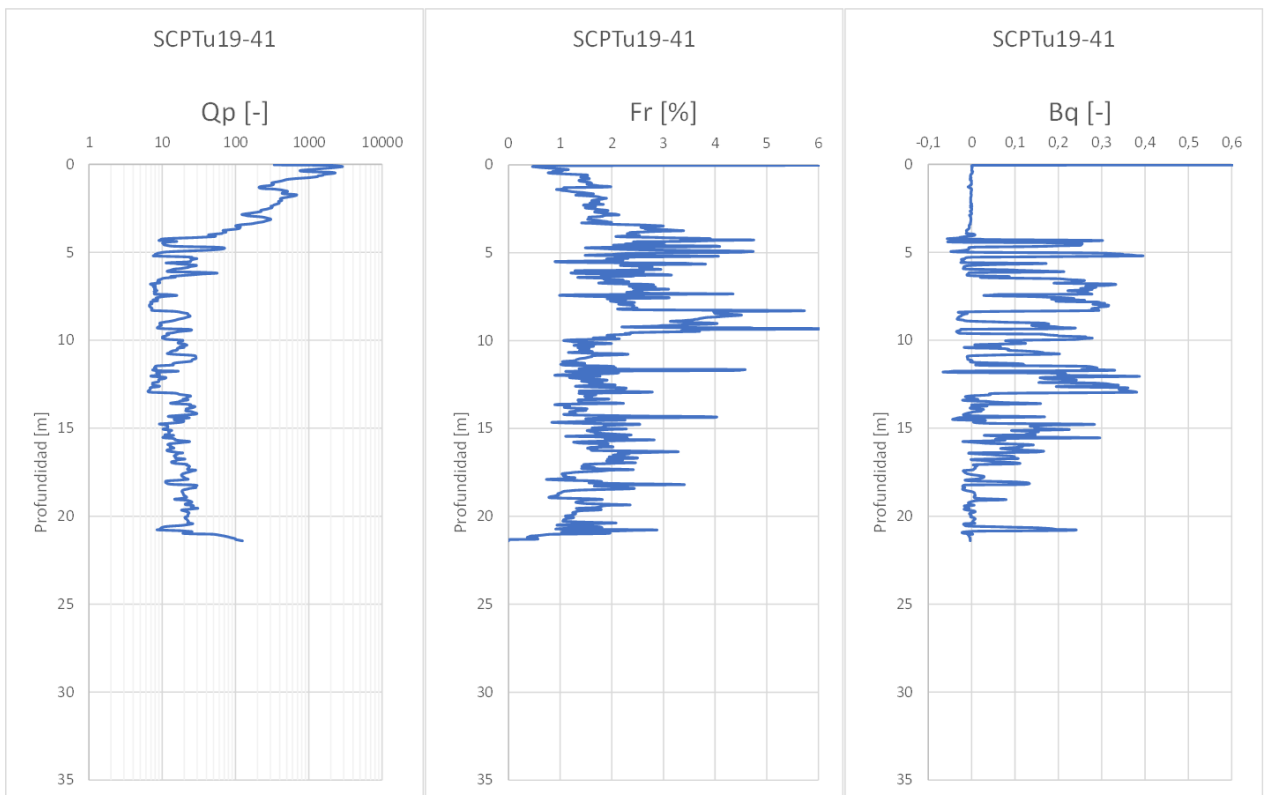
Anexo A Figura 159. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-40.



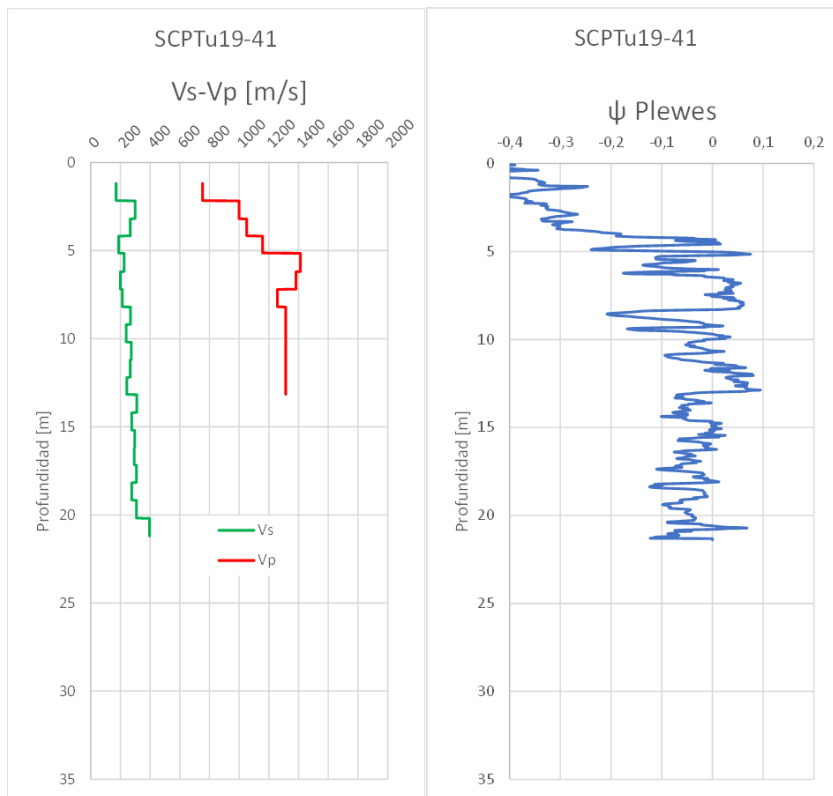
Anexo A Figura 160. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-40.



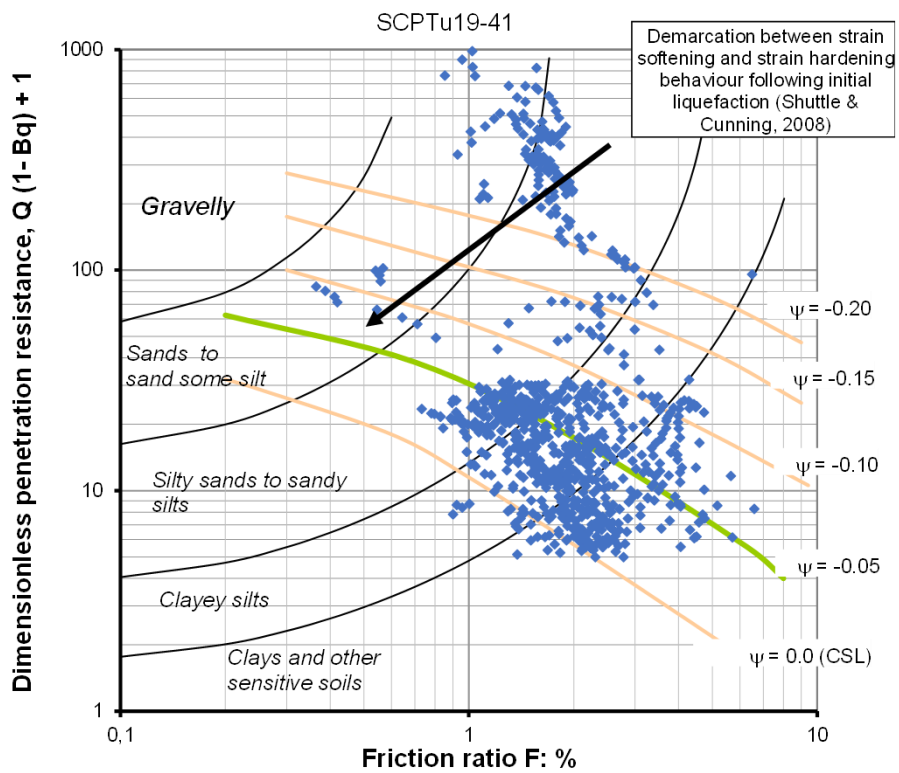
Anexo A Figura 161. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-41.



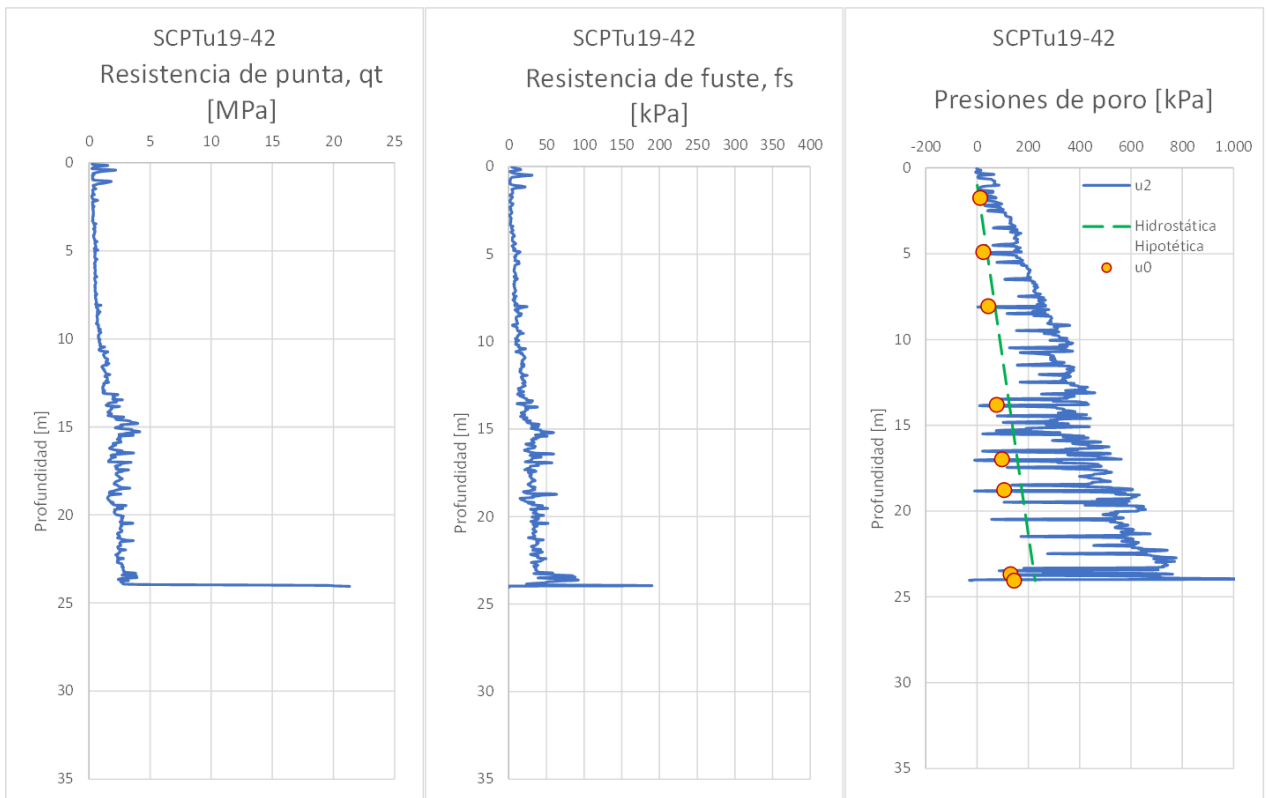
Anexo A Figura 162. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-41.



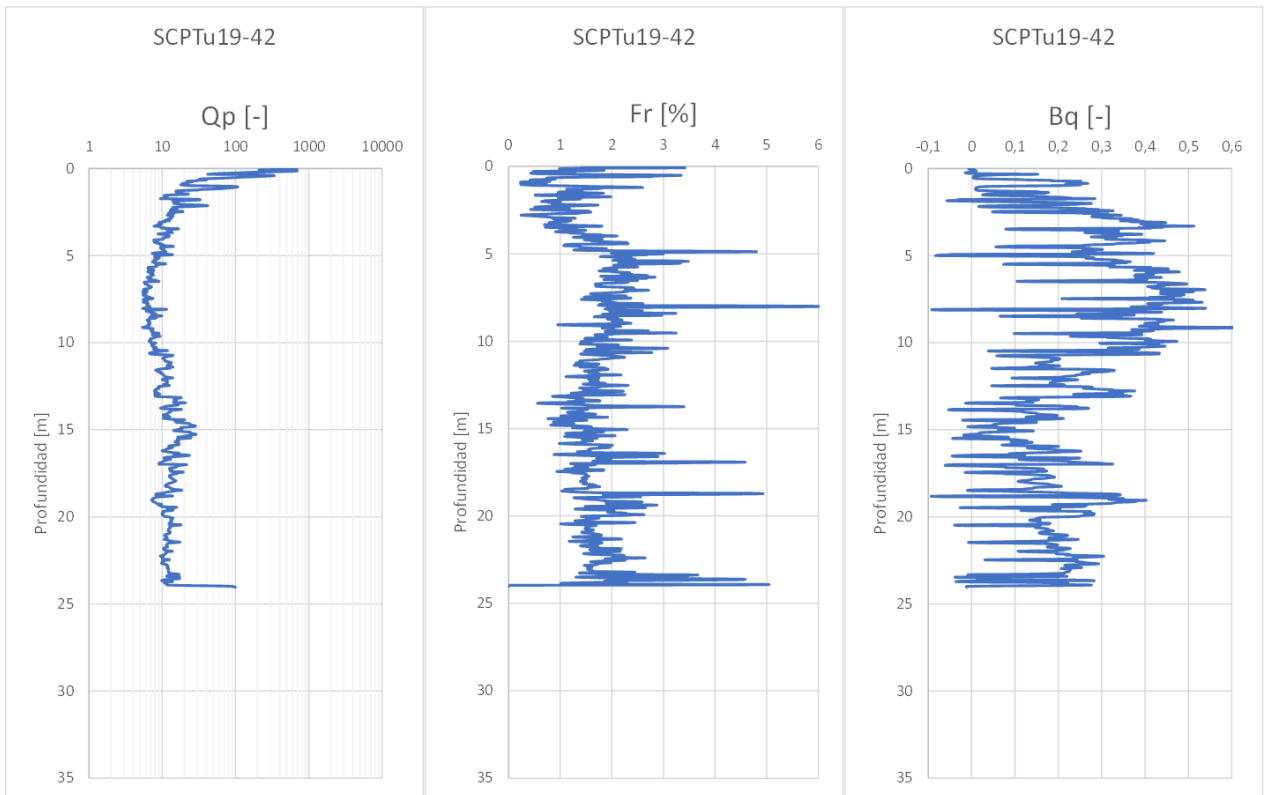
Anexo A Figura 163. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-41.



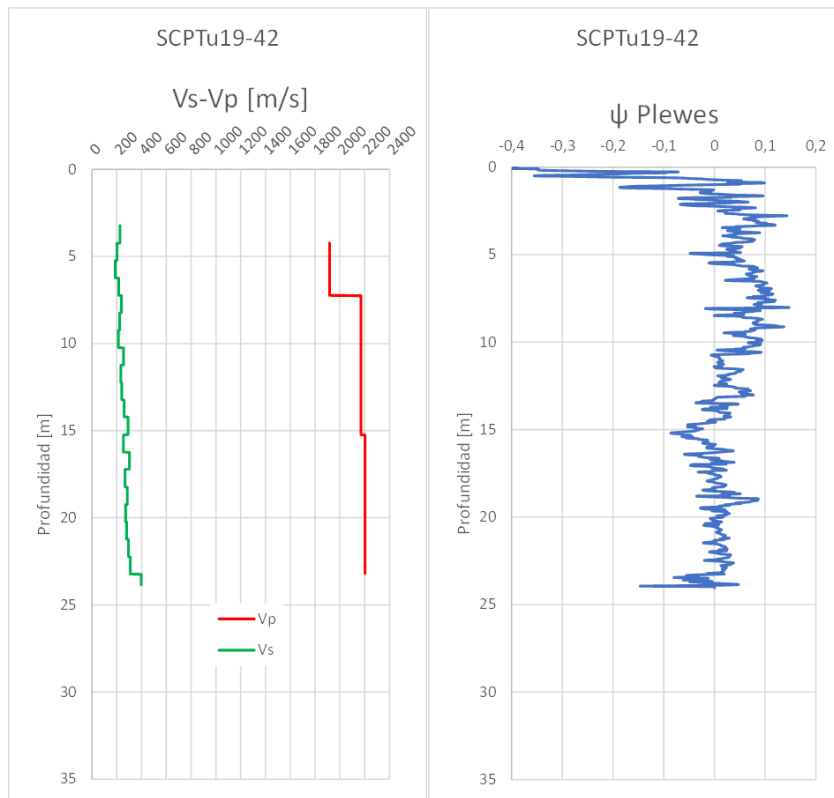
Anexo A Figura 164. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-41.



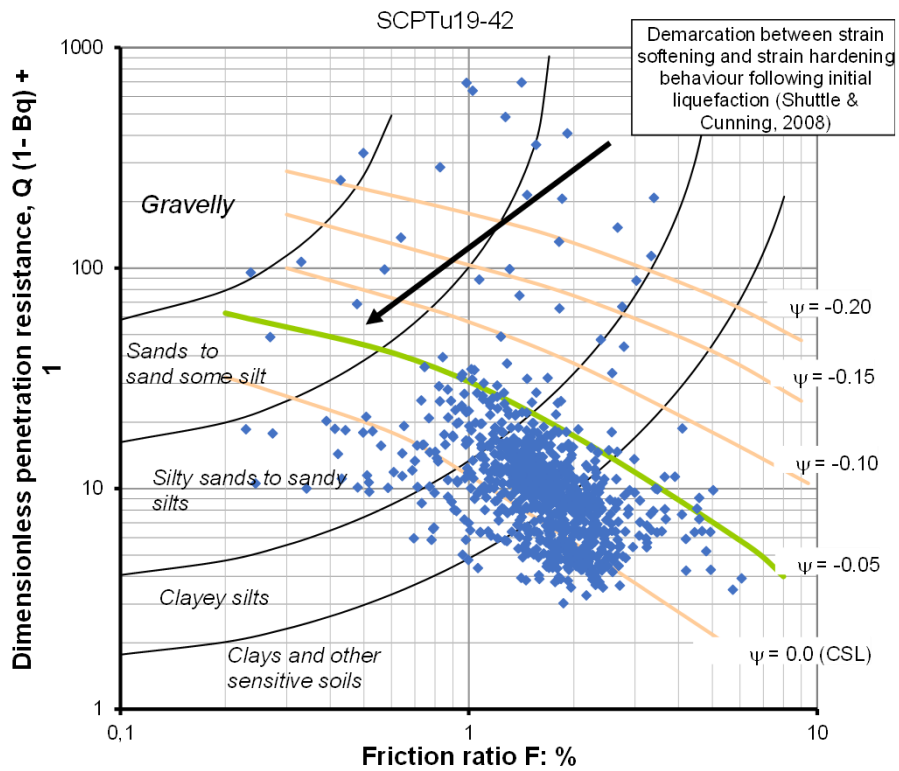
Anexo A Figura 165. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-42.



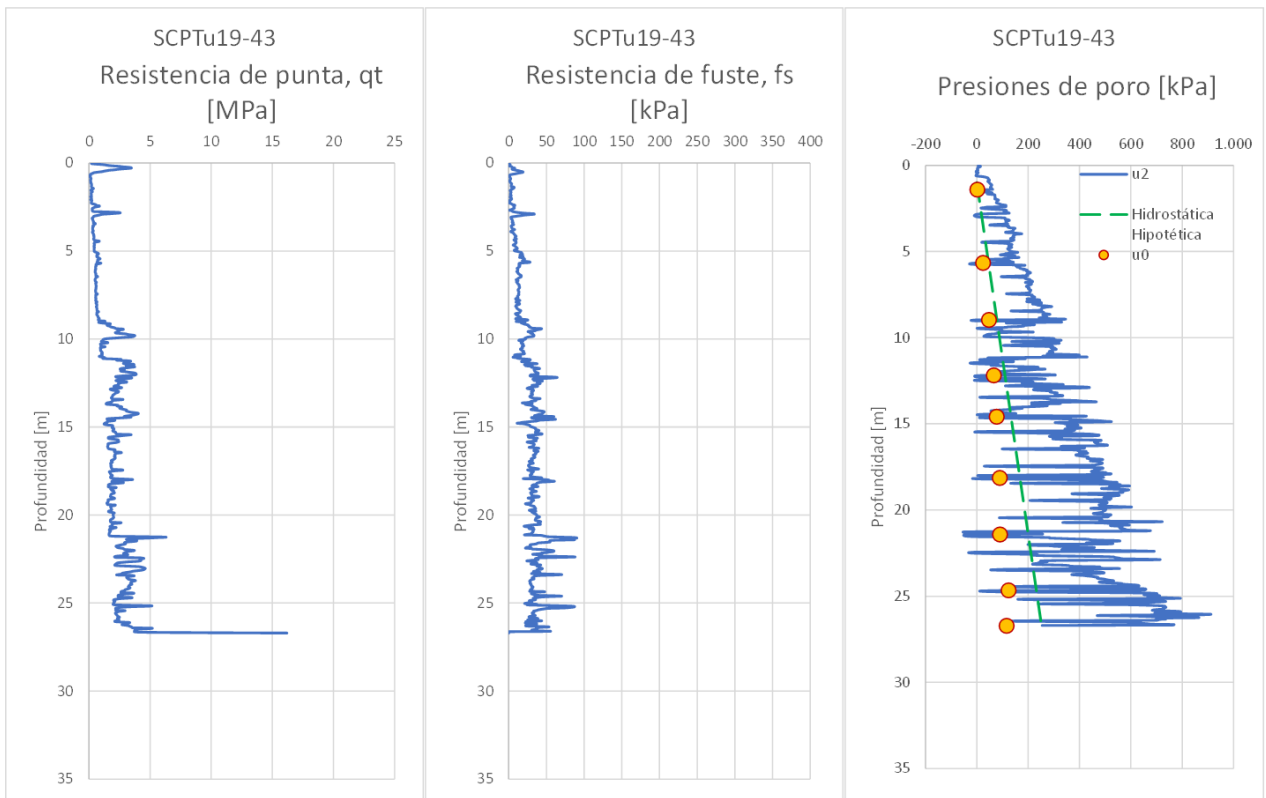
Anexo A Figura 166. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-42.



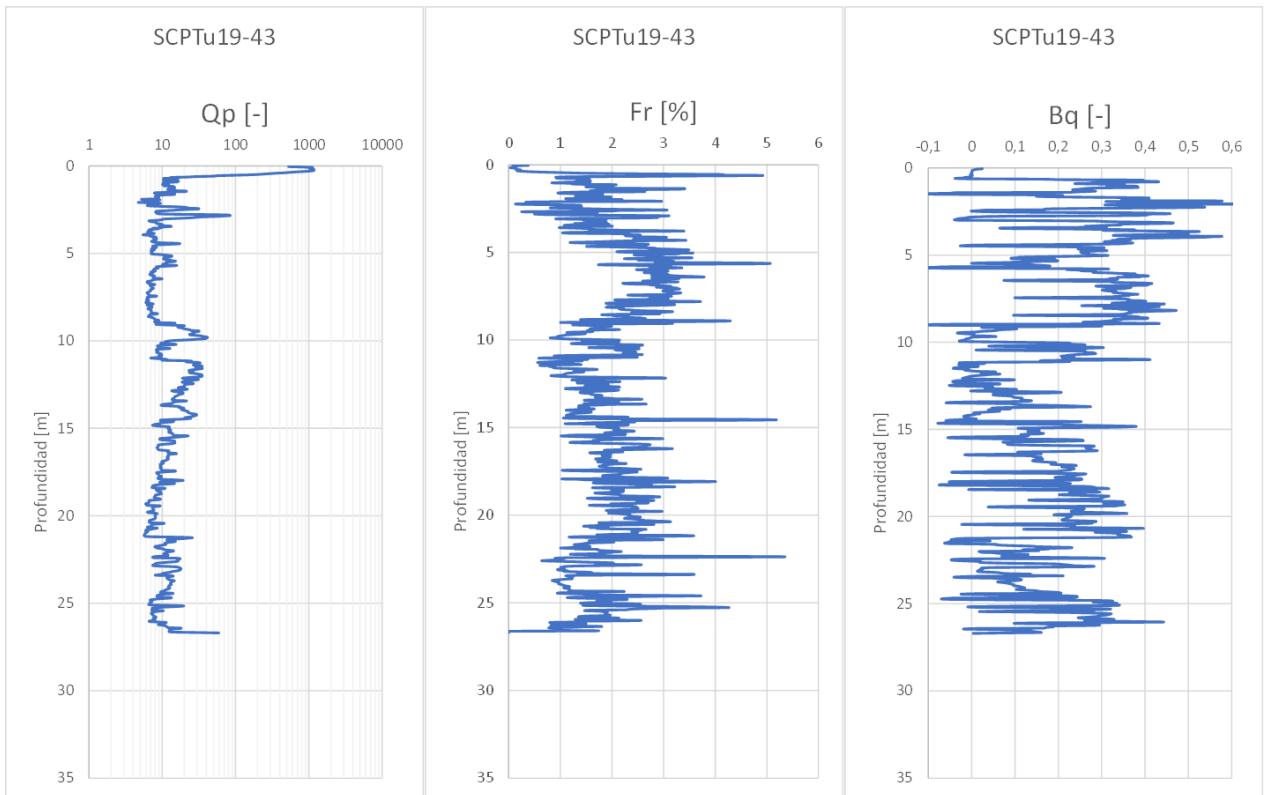
Anexo A Figura 167. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-42.



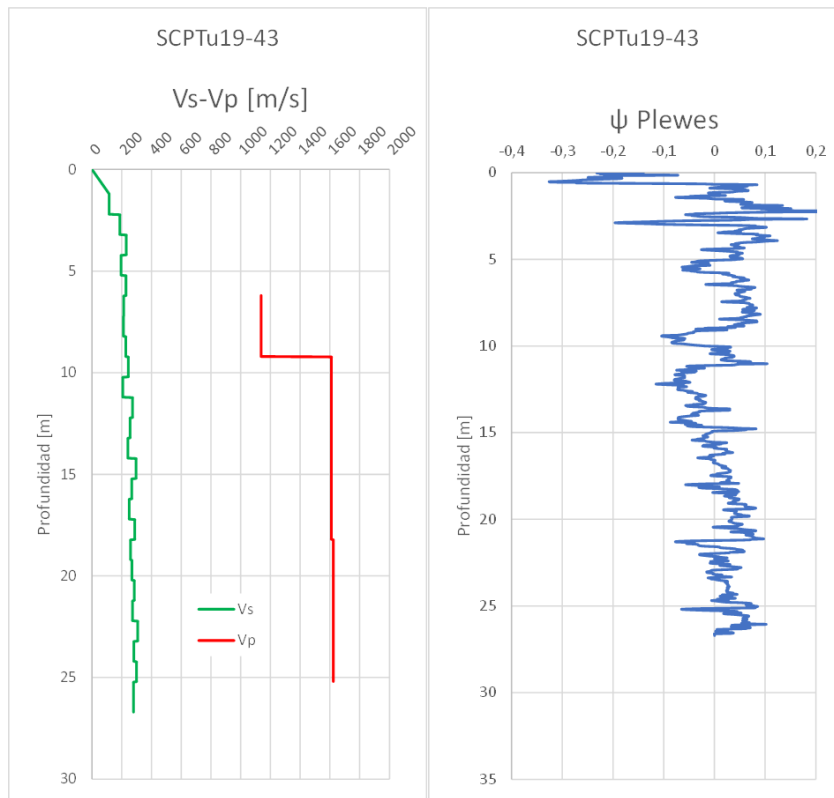
Anexo A Figura 168. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-42.



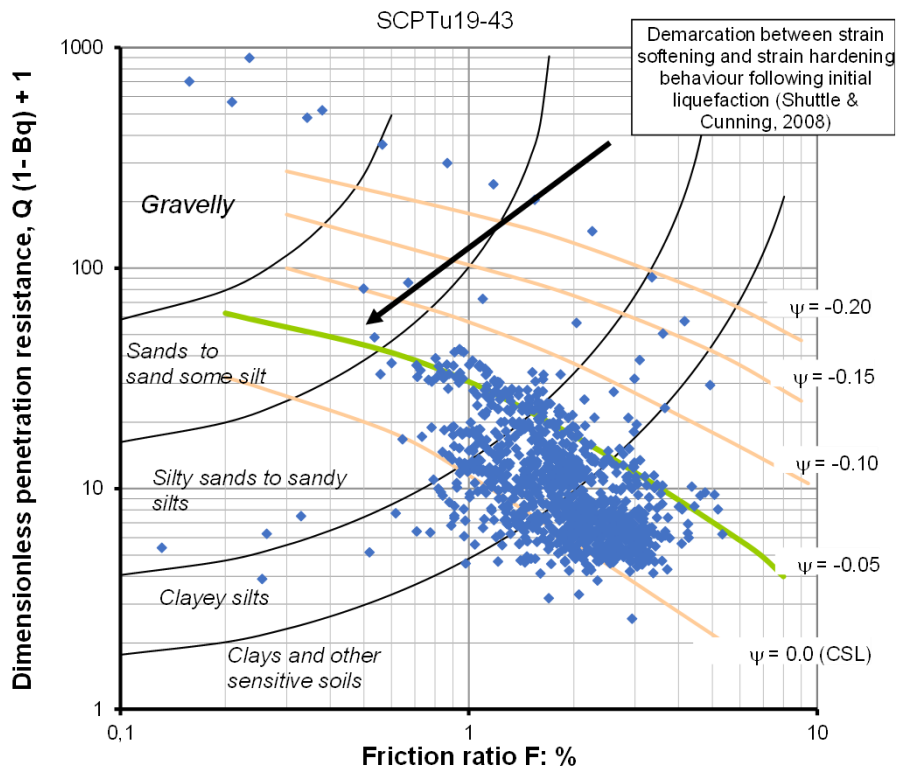
Anexo A Figura 169. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-43.



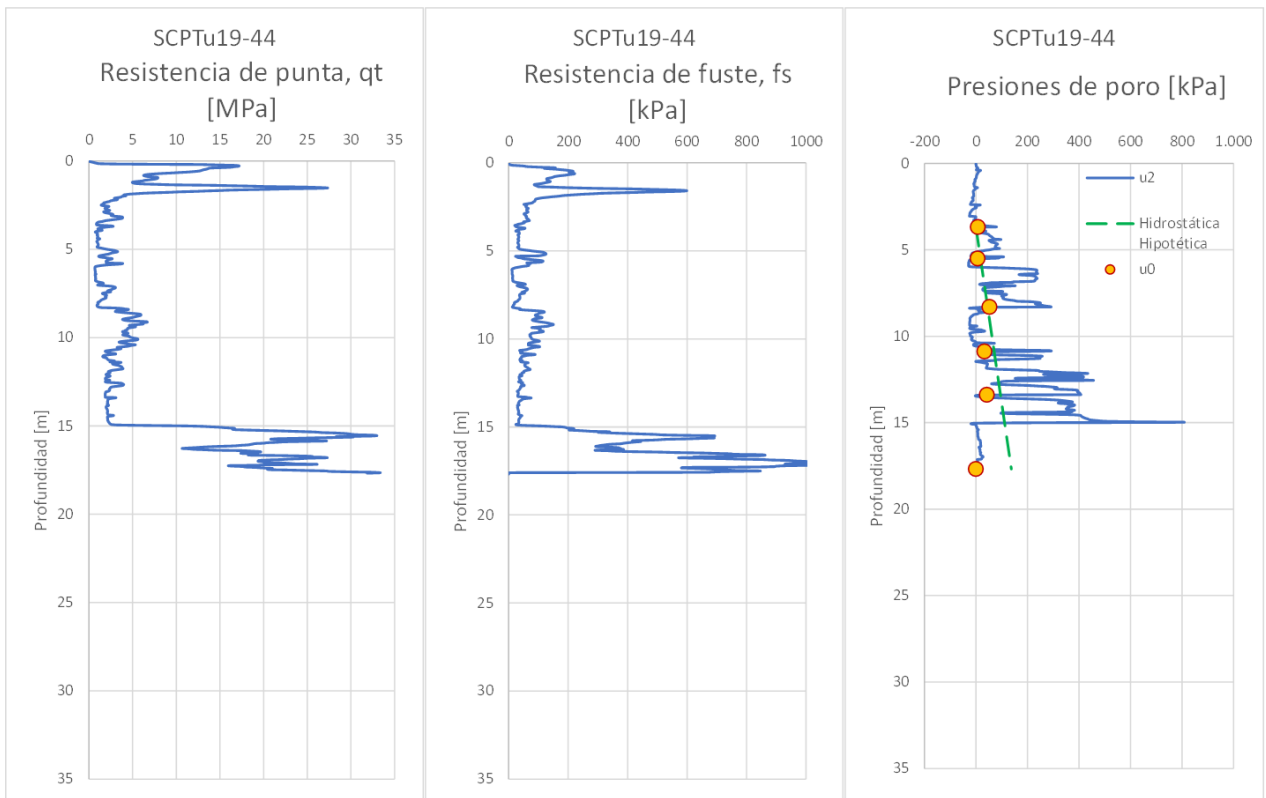
Anexo A Figura 170. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-43.



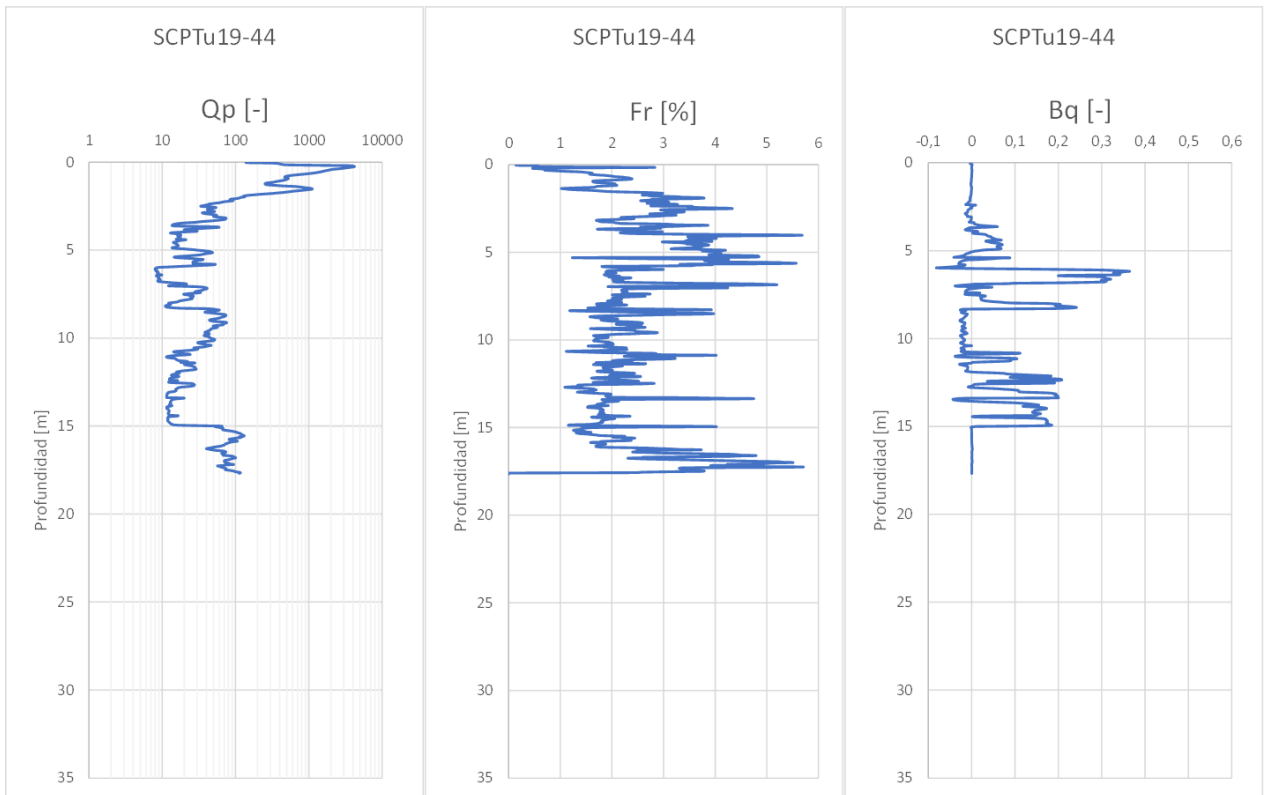
Anexo A Figura 171. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-43.



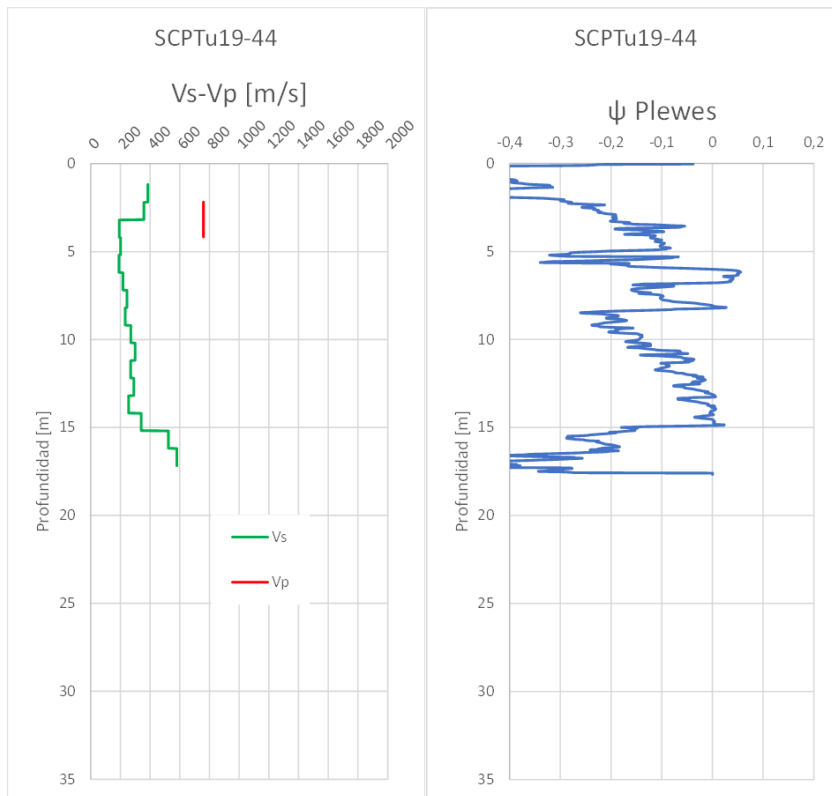
Anexo A Figura 172. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-43.



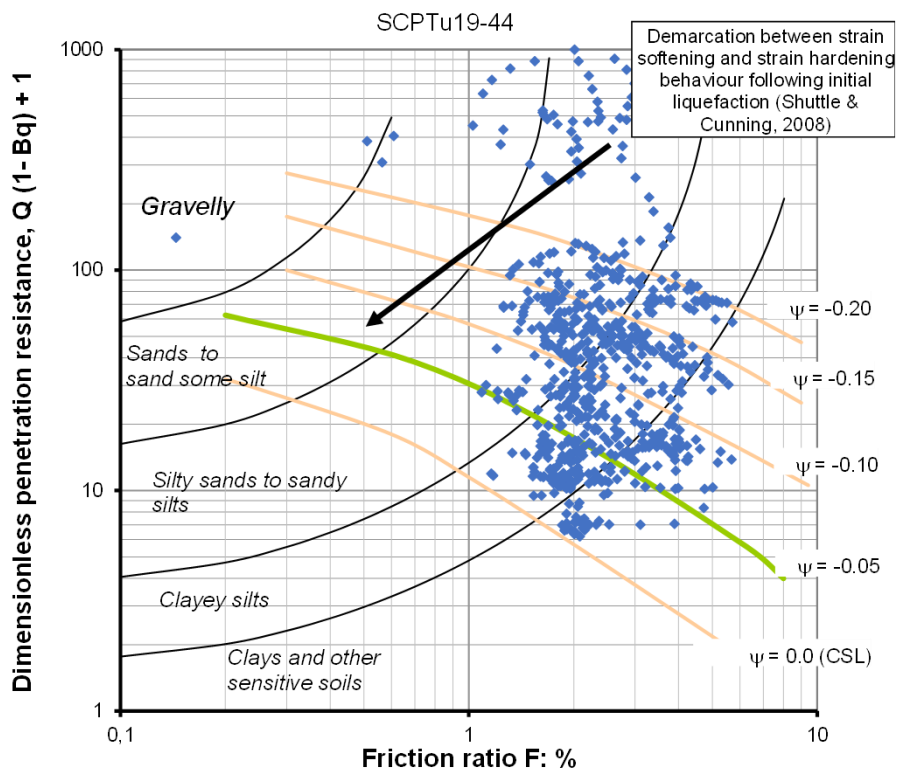
Anexo A Figura 173. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-44.



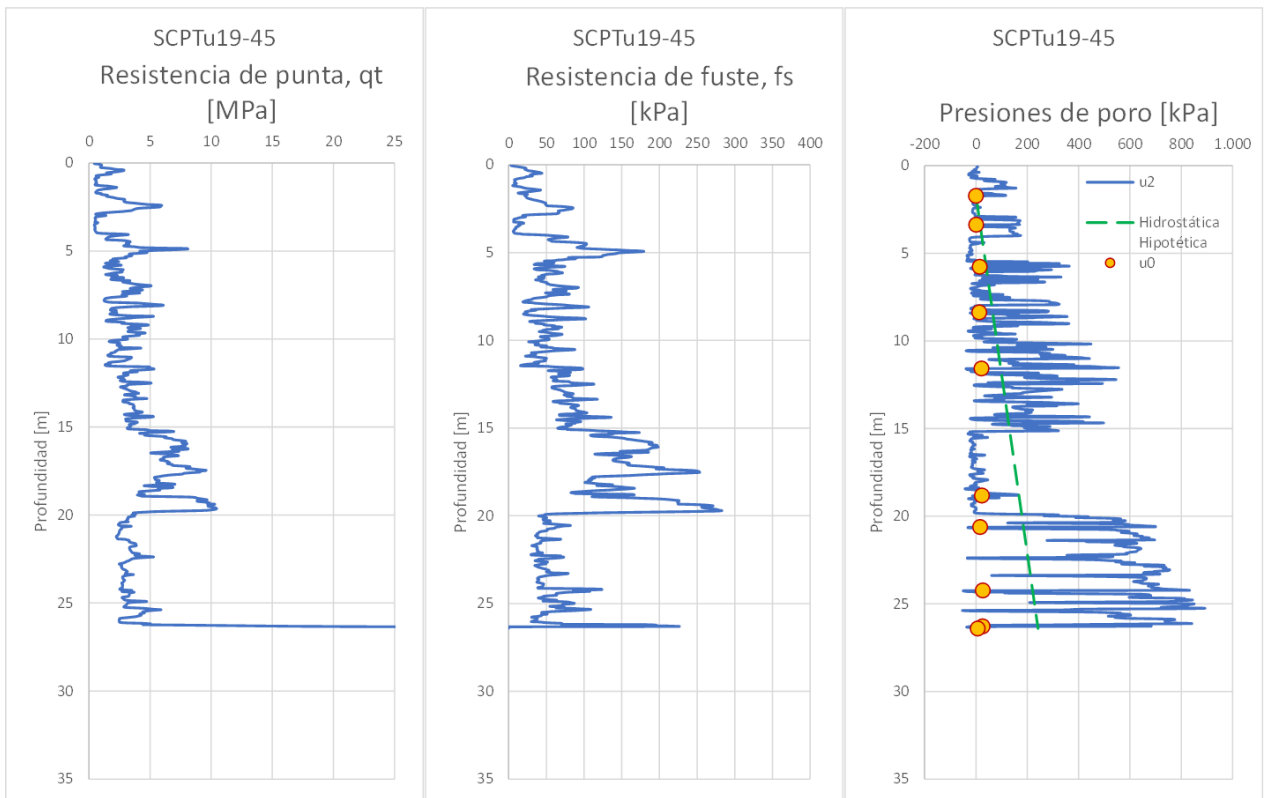
Anexo A Figura 174. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-44.



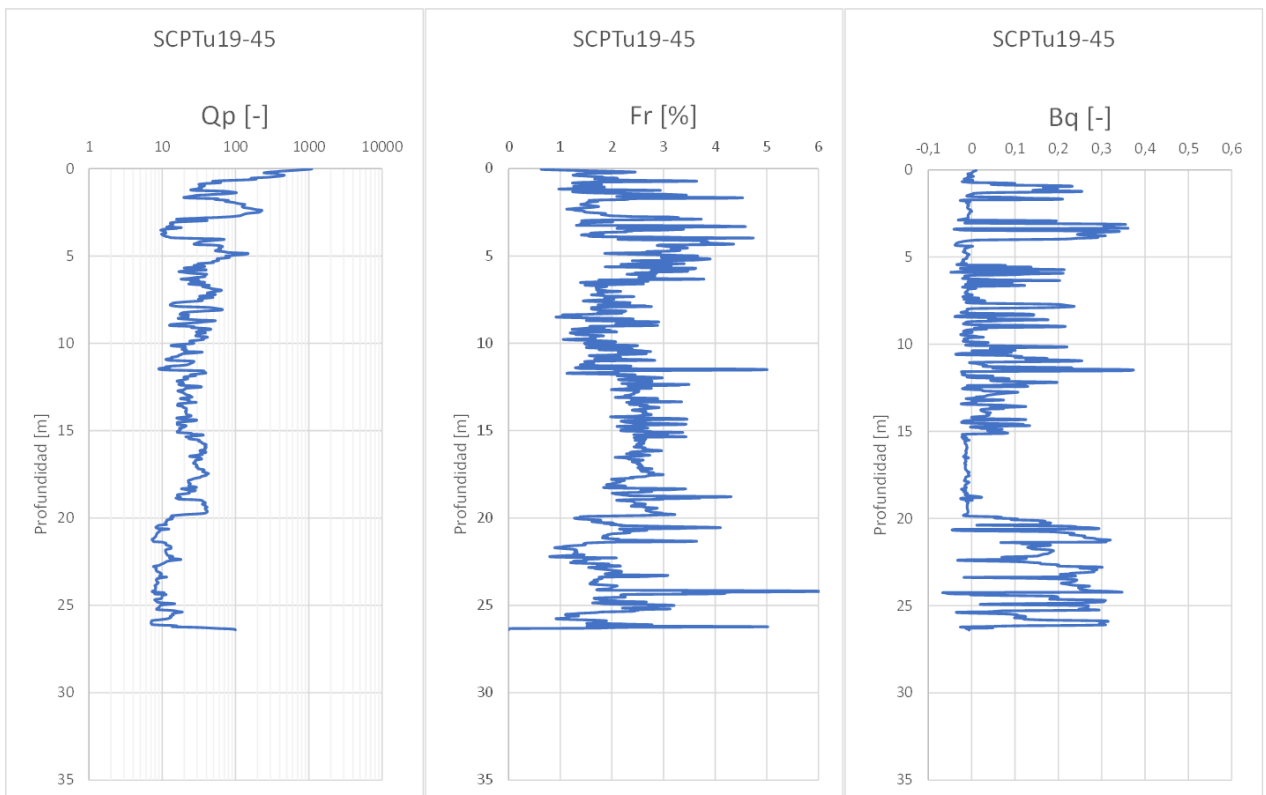
Anexo A Figura 175. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-44.



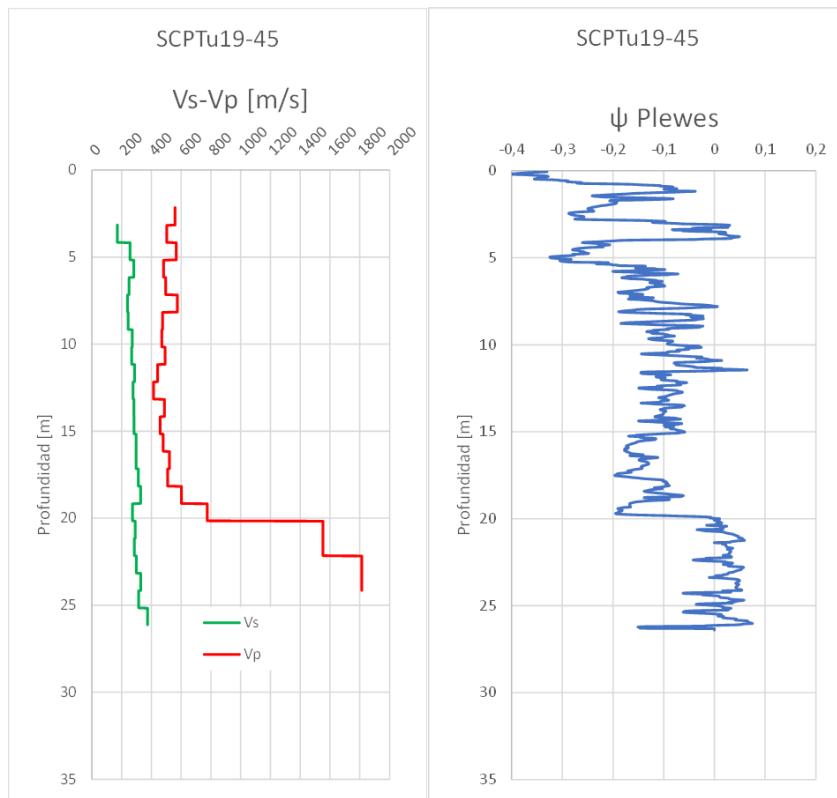
Anexo A Figura 176. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-44.



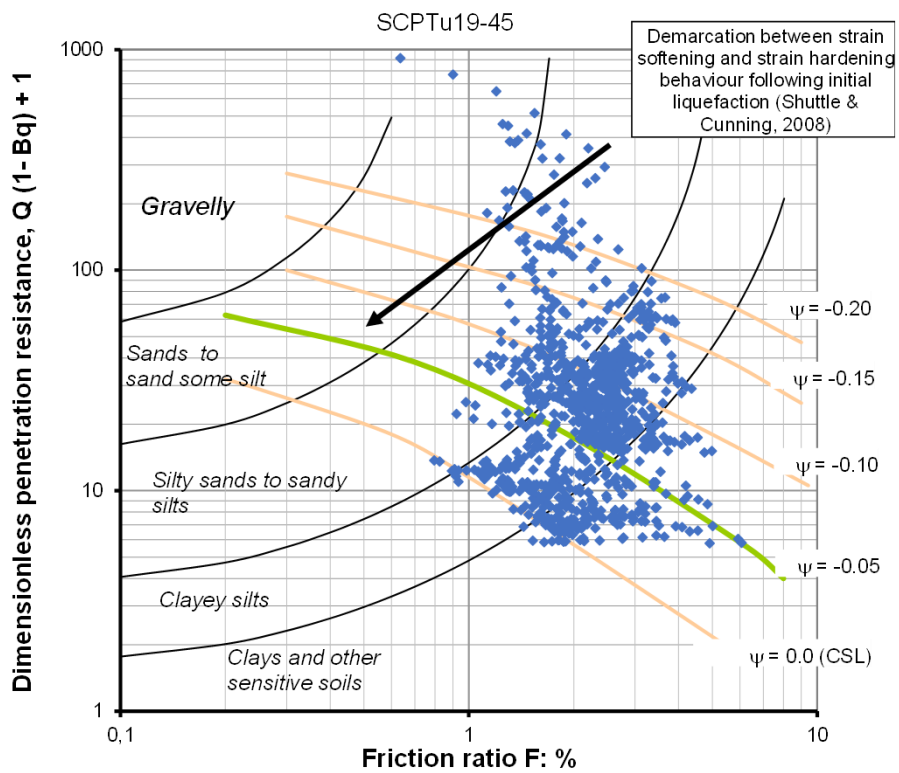
Anexo A Figura 177. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-45.



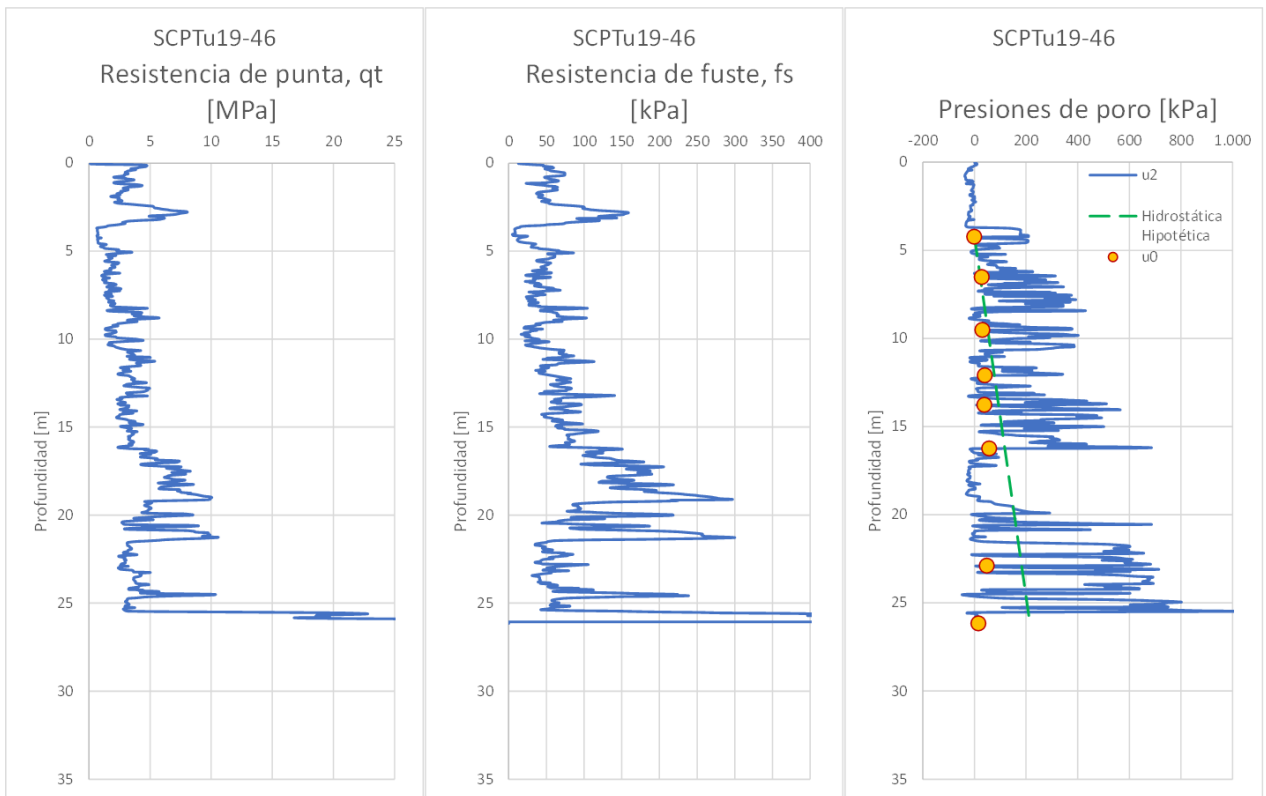
Anexo A Figura 178. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-45.



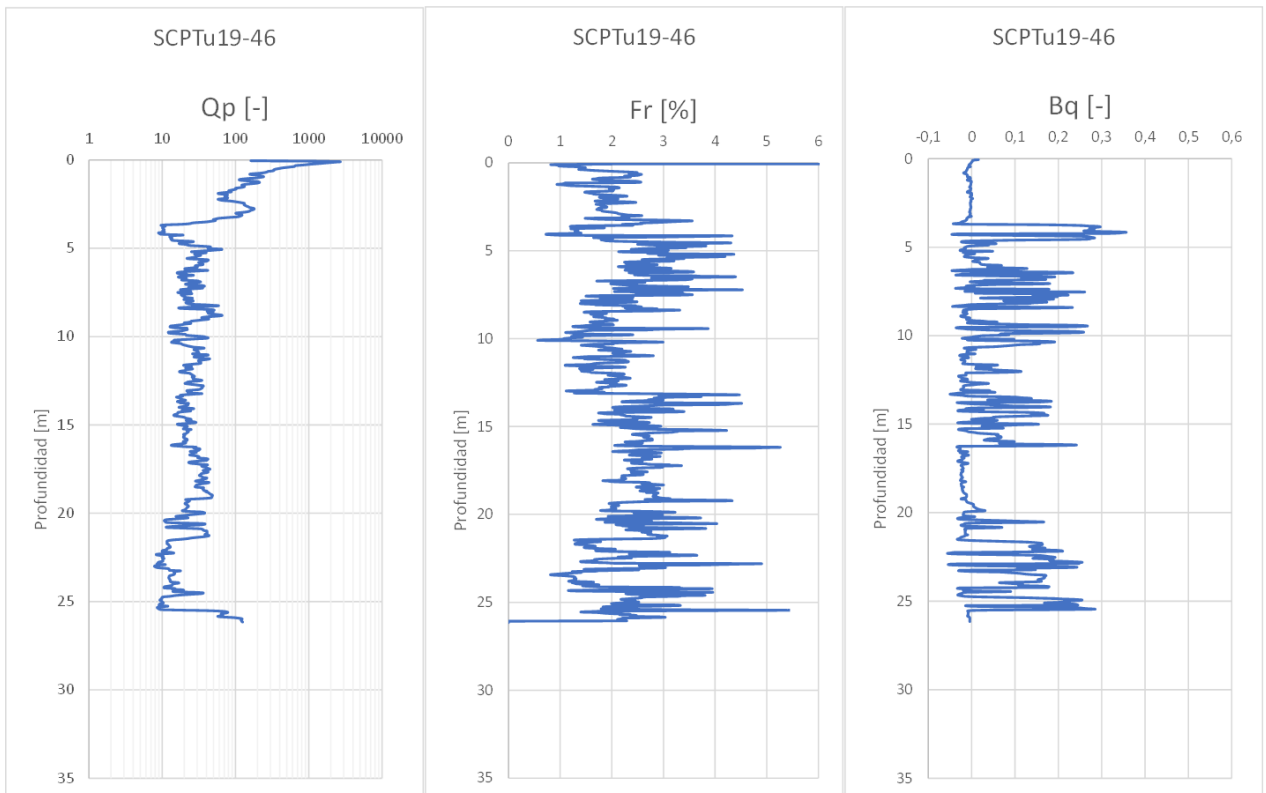
Anexo A Figura 179. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-45.



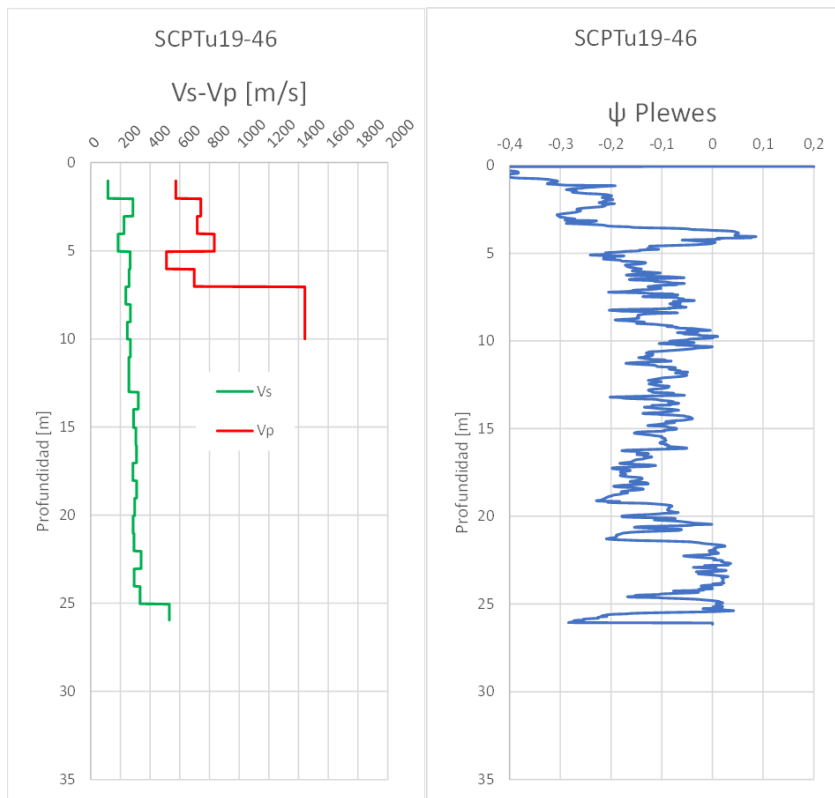
Anexo A Figura 180. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-45.



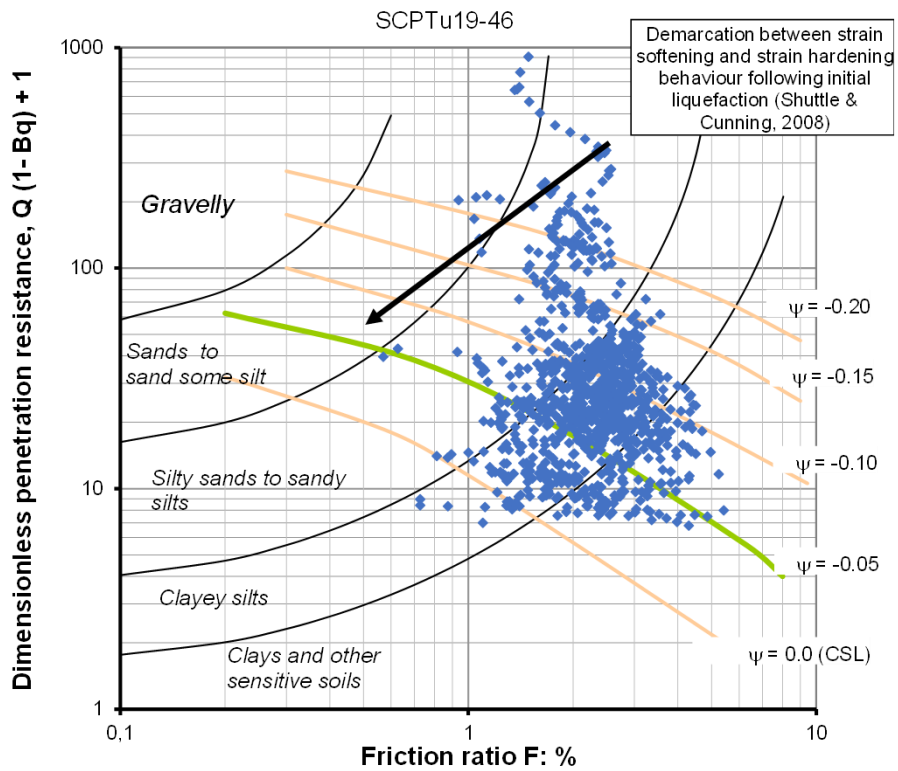
Anexo A Figura 181. Resistencia de punta, fuste y presiones de poro. SCPTu19-46.



Anexo A Figura 182. Resistencia de punta, fuste y exceso de presión de poros normalizados. SCPTu19-46.



Anexo A Figura 183. Velocidades de onda y Parámetro de estado (Plewes). SCPTu19-46.

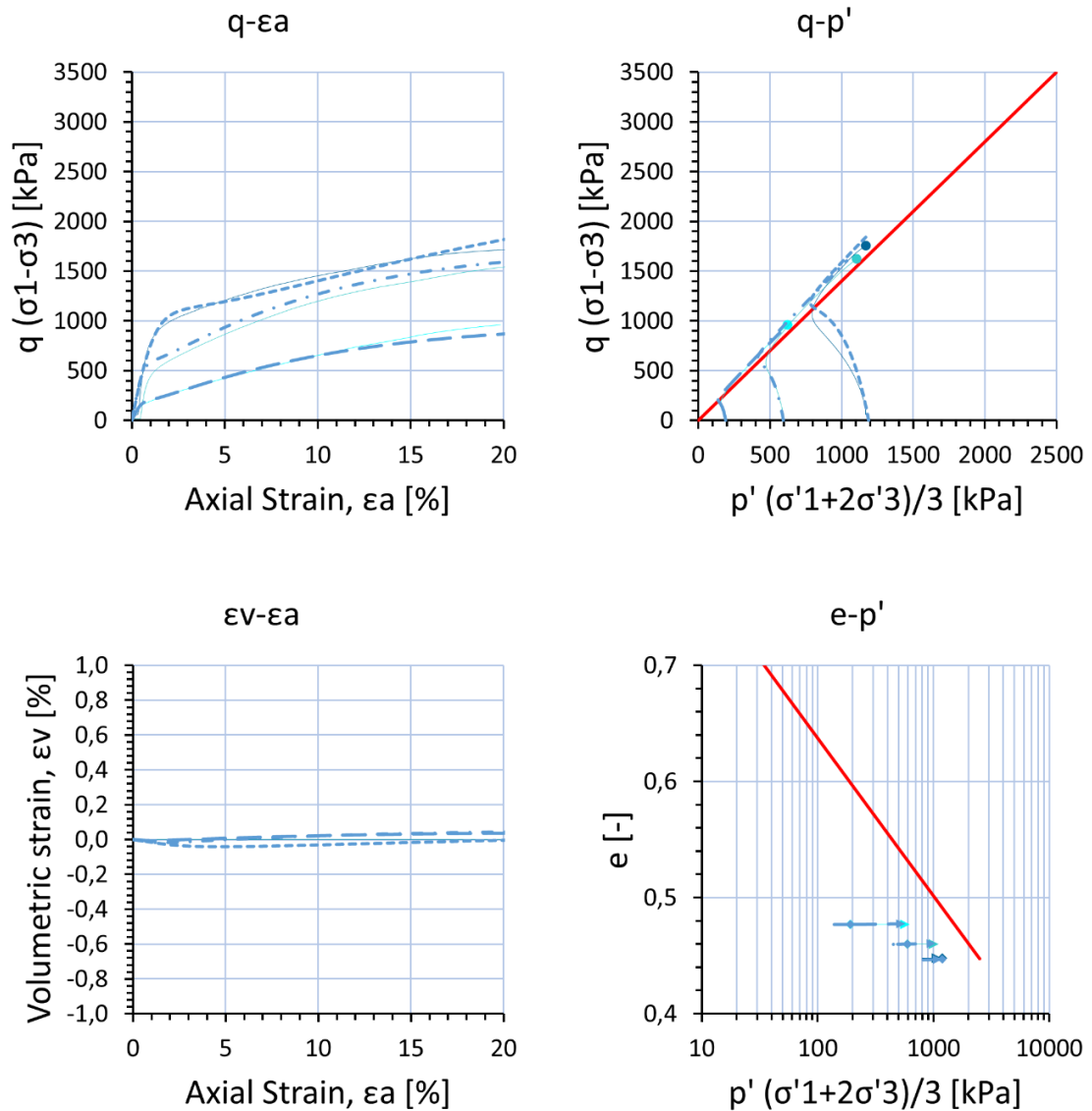


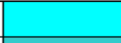




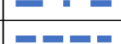
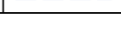
Anexo A Figura 184. Tipo de Comportamiento de Suelo. SCPTu19-46.

Anexo B: NorSand

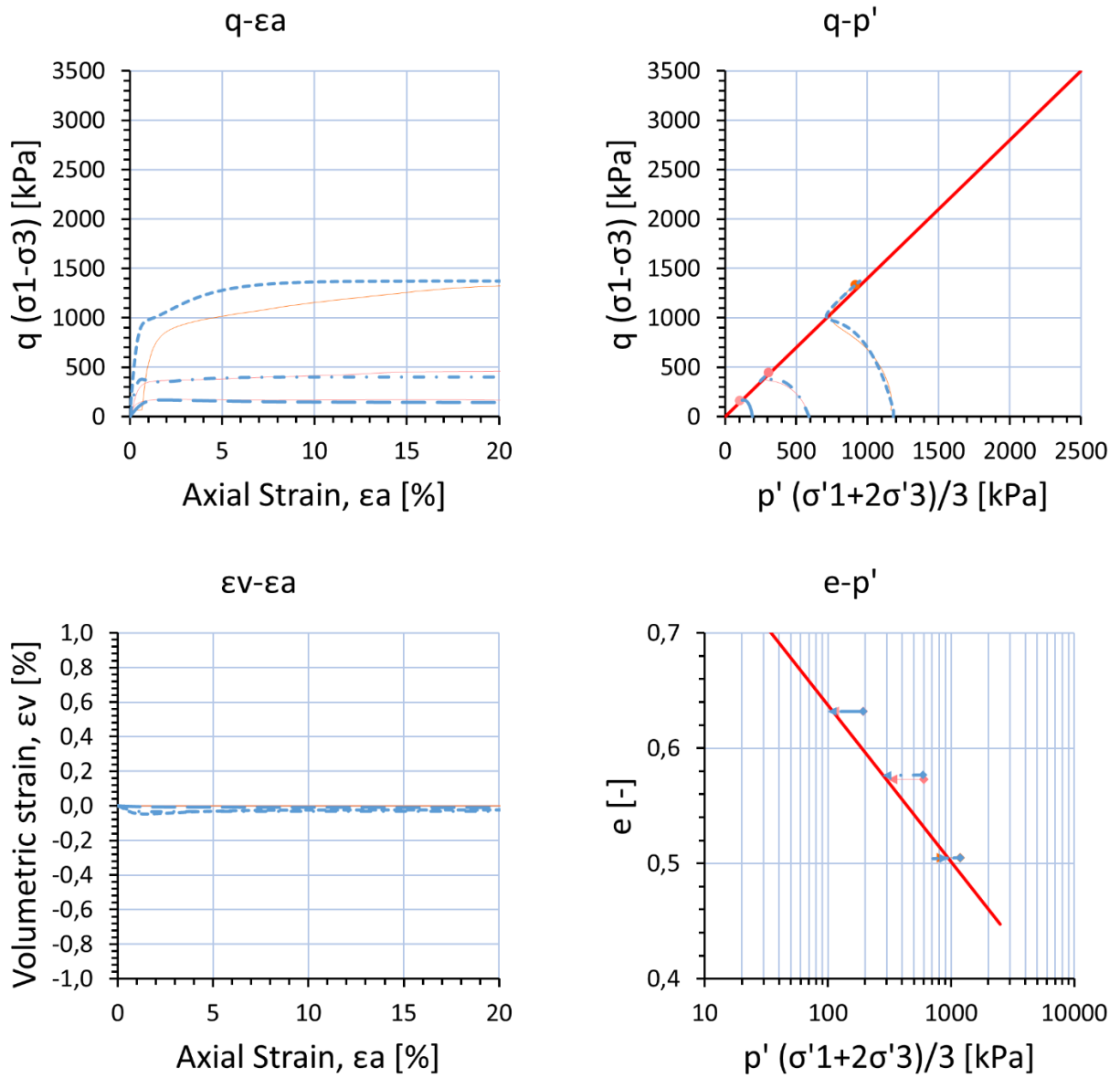
Comportamientos NorSand

Los comportamientos de los ensayos triaxiales CIU2, CIU3 y CIU4 se presentan para complementar los resultados del Capítulo 4.



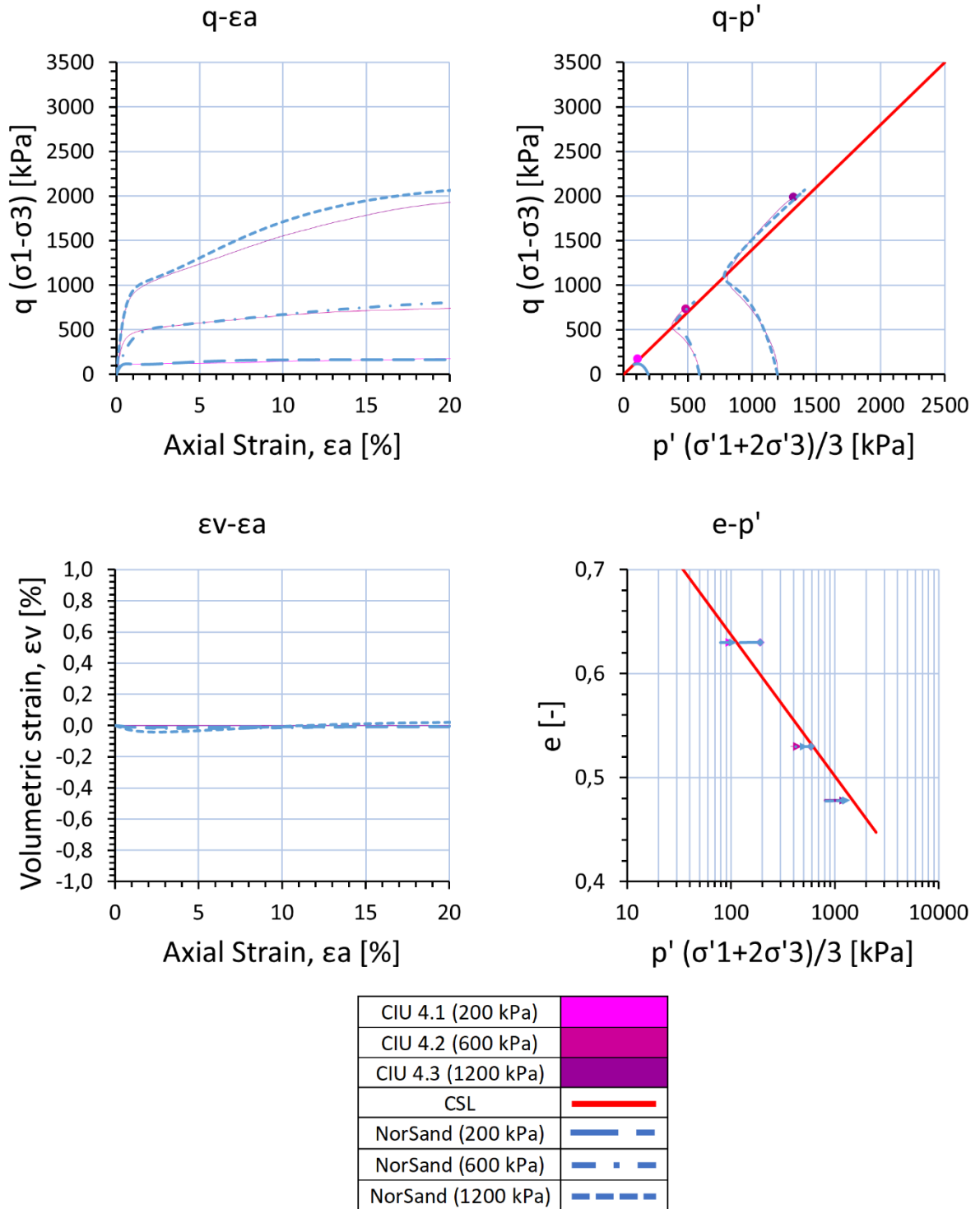
CIU 2.1 (200 kPa)	
CIU 2.2 (600 kPa)	
CIU 2.3 (1200 kPa)	
CSL	
NorSand (200 kPa)	
NorSand (600 kPa)	
NorSand (1200 kPa)	

Anexo B Figura 1. Ensayo triaxial CIU2 v/s comportamiento modelo NorSand.



CIU 3.1 (200 kPa)	■
CIU 3.2 (600 kPa)	■
CIU 3.3 (1200 kPa)	■
CSL	—
NorSand (200 kPa)	— —
NorSand (600 kPa)	- . -
NorSand (1200 kPa)	- - -

Anexo B Figura 2. Ensayo triaxial CIU3 v/s comportamiento modelo NorSand.



Anexo B Figura 3. Ensayo triaxial CIU4 v/s comportamiento modelo NorSand.

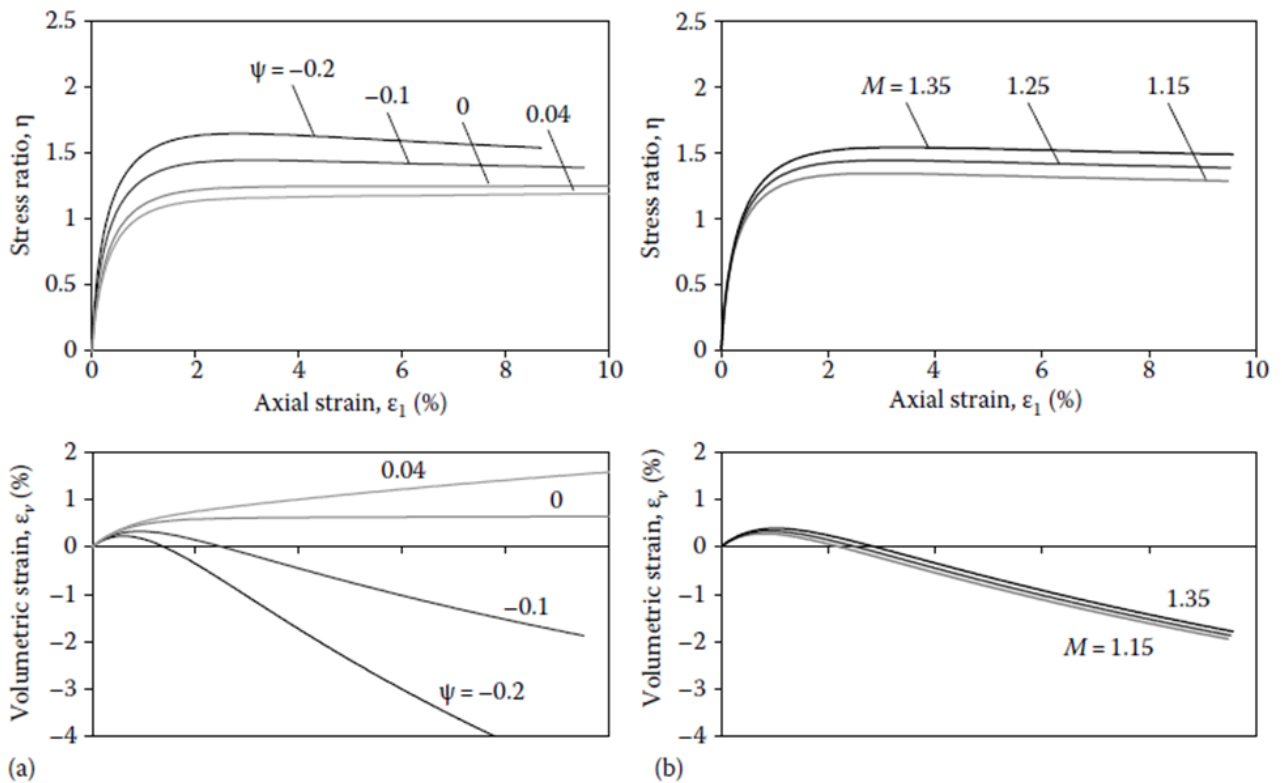
Efecto de los parámetros del modelo en el comportamiento

En el capítulo 3.6 del libro de Jefferies y Been (2016) se examina sistemáticamente los efectos de los parámetros del modelo en el comportamiento calculado. Se presenta en particular las variaciones de las razones de esfuerzo y de las deformaciones volumétricas de un material como la arena de cuarzo al cambiar propiedades como el parámetro de estado (ψ), razón de fricción crítica (M), parámetro de endurecimiento (H), línea de estado crítico (λ), parámetro de dilatación (χ) e índice de rigidez ($I_r = \frac{G}{p'_0}$).

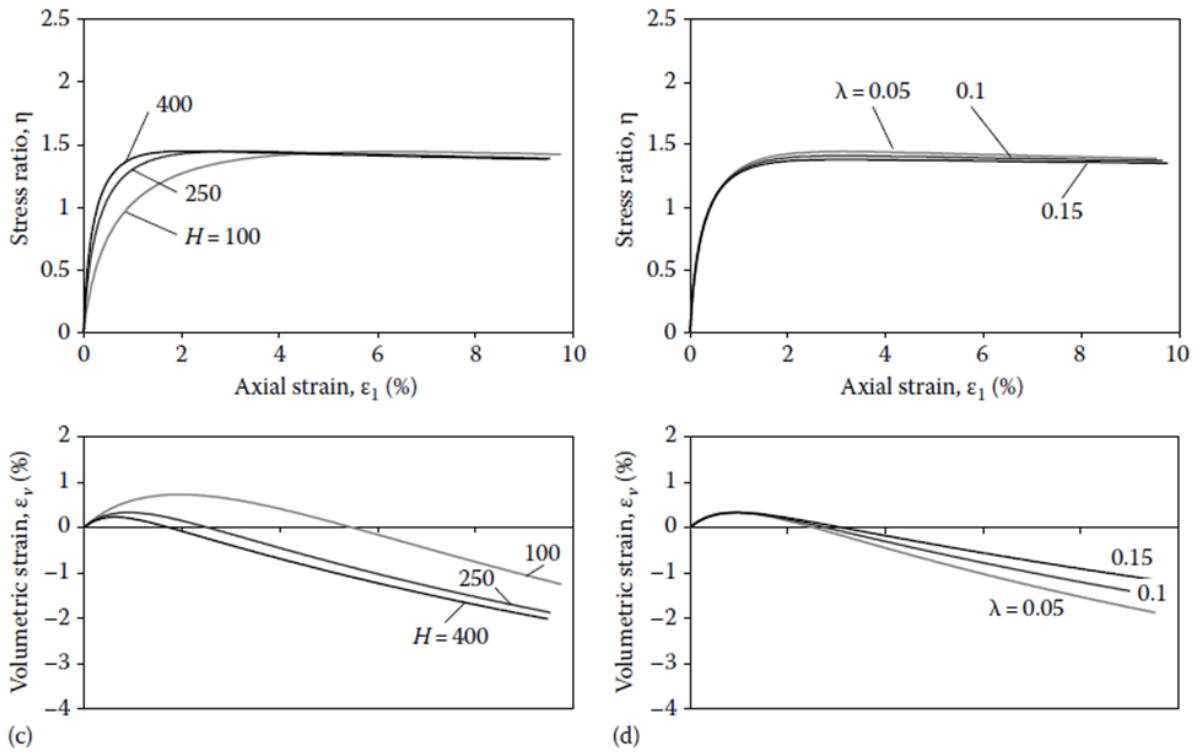
Anexo B Tabla 1. Parámetros base representativos de las arenas de cuarzo.

Parámetros base típicos de una arena de cuarzo	
Γ	0,8
λ_{10}	0,05
M	1,25
N	0,3
χ	3,5
H	250
I_r	600
ν	0,25

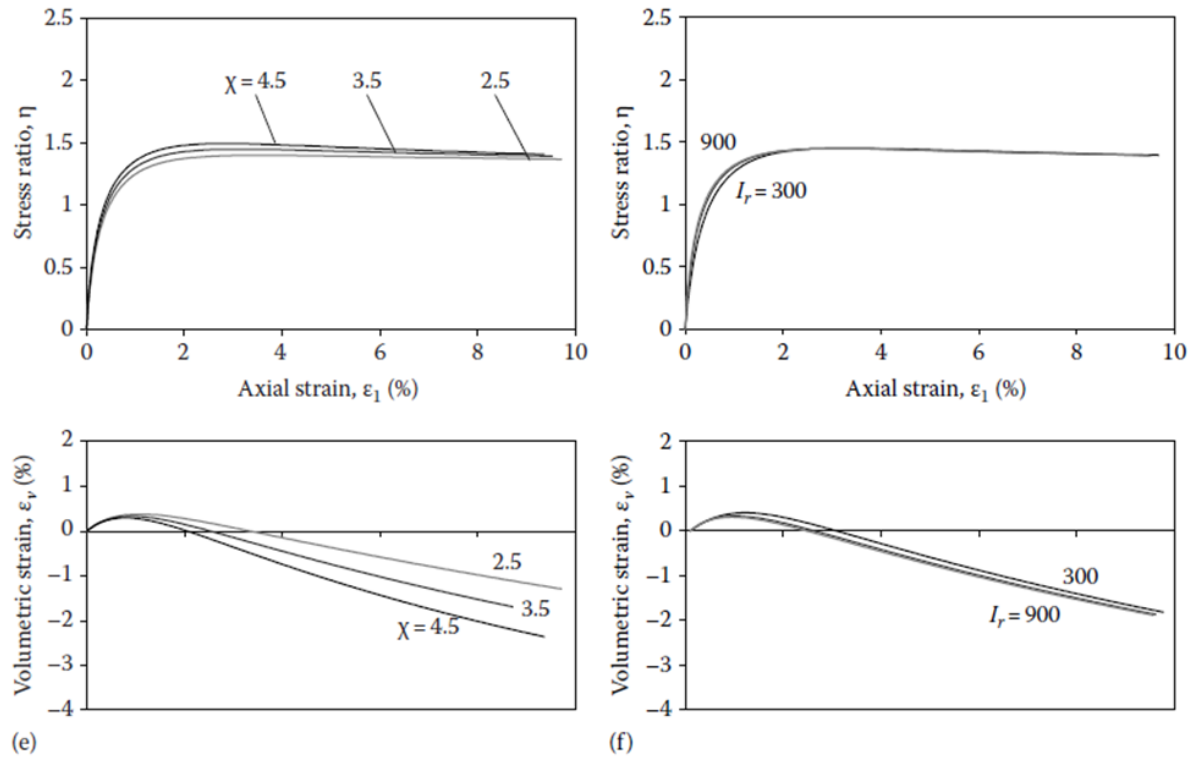
Las variaciones gráficas se presentan a continuación.



Anexo B Figura 4. Efecto de parámetros del modelo NorSand en el comportamiento a compresión triaxial drenado. (a) Efecto del estado inicial ψ_0 y (b) Efecto de la razón de esfuerzo crítica M . (Jefferies y Been, 2015).



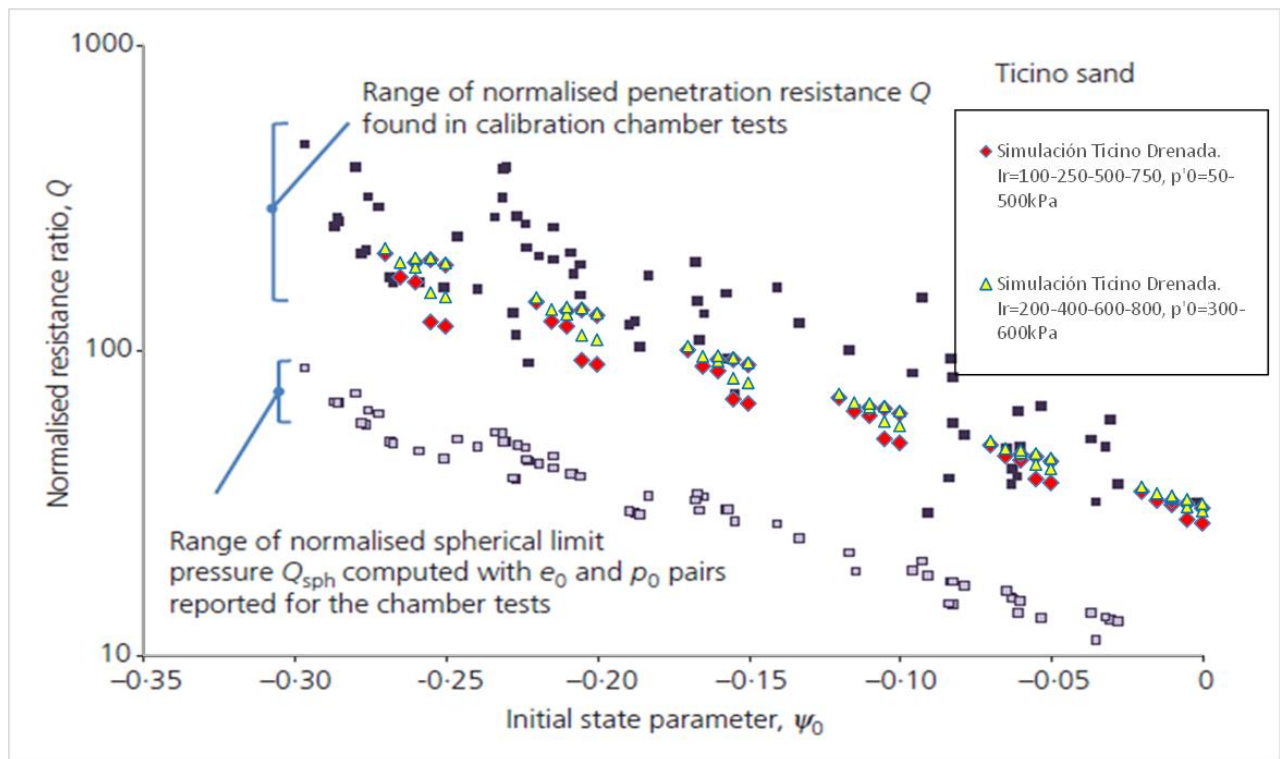
Anexo B Figura 5. Efecto de parámetros del modelo NorSand en el comportamiento a compresión triaxial drenado. (c) Efecto del endurecimiento plástico H y (d) Efecto de la pendiente de la línea de estado crítico λ . (Jefferies y Been, 2015).



Anexo B Figura 6. Efecto de parámetros del modelo NorSand en el comportamiento a compresión triaxial drenado. (e) Efecto del parámetro de dilatación χ y (f) Efecto de la rigidez elástica o índice de rigidez (I_r). (Jefferies y Been, 2015).

Anexo C: Expansión de Cavidad Esférica

La figura siguiente muestra la respuesta de CPT-Widget al ejecutar simulaciones para arena de Ticino con distintos rangos de índices de rigidez y confinamientos. La finalidad es mostrar que el software ya viene calibrado internamente con un factor de forma que permite obtener resultados similares a los que se obtendría en pruebas de cámara de calibración (*calibration chamber tests*). Las tendencias inferiores de la gráfica corresponden a simulaciones sin correcciones de factor de forma (es decir, que generan directamente la expansión esférica y no una expansión análoga al CPT).



Anexo C Figura 1. Simulaciones numéricas para arena de Ticino con CPT-Widget. Similitud con respuesta de pruebas de cámara de calibración.

Procedimiento práctico de ejecución de CPT-Widget

El procedimiento práctico de ejecución puede explicarse de la siguiente manera:

En primer lugar, se utiliza el modelo constitutivo NorSand (Jefferies, 1993) para calcular el esfuerzo efectivo límite de la cavidad radial (p'_{lim}) para diferentes combinaciones de esfuerzo medio efectivo (p'_0), parámetro de estado (ψ) e índice de rigidez ($I_r = \frac{G}{p'_0}$) mediante la herramienta CPT-Widget. Así, se obtiene una presión límite efectiva para cada combinación de $p'_0 - \psi - I_r$.

Las combinaciones $p'_0 - \psi - I_r$ se ingresan en un archivo de entrada de texto con extensión “.val” de CPT-Widget. Este archivo consta de tres columnas. La primera corresponde a los valores de esfuerzo medio efectivo (p'_0), la segunda a los valores de parámetro de estado (ψ) y la tercera a los valores de índice de rigidez (I_r). Como son elementos de entrada, es necesario tener un marco referencial sobre los posibles valores a ingresar. Por ejemplo, las tensiones efectivas medias pueden

estimarse a partir de la profundidad donde se desea evaluar y sus presiones de poros correspondientes; el índice de rigidez puede estimarse a partir del módulo de corte en profundidad dividido por las tensiones efectivas medias, y por último, se puede tener una referencia del parámetro de estado en profundidad a partir de la respuesta del “*screening method*” de Plewes revisado en la sección 5.1.1. de este trabajo o bien considerar los escenarios de evaluación de parámetros de estado para arenas o limos indicados en la guía de CPT-Widget de Shuttle (2016).

Las combinaciones establecidas para las simulaciones contemplan combinaciones con 2 confinamientos, 7 valores de parámetro de estado y 4 índices de rigidez diferentes para una misma evaluación, lo cual significa tener 56 combinaciones distintas en una simulación (análogo a tener 56 pruebas de cámara de calibración). La siguiente figura muestra la mitad de las combinaciones utilizadas para una simulación.

ψ

	ψ	
137	-0.2	1030
137	-0.15	1030
137	-0.1	1030
137	-0.05	1030
137	0.0	1030
137	0.05	1030
137	0.1	1030
137	-0.2	1050
137	-0.15	1050
137	-0.1	1050
137	-0.05	1050
137	0.0	1050
137	0.05	1050
137	0.1	1050
137	-0.2	1070
137	-0.15	1070
137	-0.1	1070
137	-0.05	1070
137	0.0	1070
137	0.05	1070
137	0.1	1070
137	-0.2	1080
137	-0.15	1080
137	-0.1	1080
137	-0.05	1080
137	0.0	1080
137	0.05	1080
137	0.1	1080

p'_0

Anexo C Figura 2. 28 combinaciones para simulación de Expansión de Cavidad con parámetros NorSand de muestra CIU3, recuperada de la profundidad 8.90-9.53m en cercanías de sondaje SCPTu19-10.

En segundo lugar, se ingresan los parámetros calibrados del modelo constitutivo NorSand al archivo de entrada de extensión “.dat” para generar la malla de elementos finitos que represente un volumen de control de relave. Además de estos parámetros, el archivo “.dat” solicita características como número de nodos (en la malla esférica 1D), deformación (en este caso, Shuttle (2016) recomienda una deformación radial de 500%), valor de incremento en desplazamientos (utilizado para calcular el número de pasos requeridos), medida de tolerancia de cambios en desplazamientos (criterios de convergencia), medidas de tolerancia para excedencia de la fluencia, factores de escala para pasos de tiempo viscoplástico y el radio exterior de la malla (normalmente 250). De igual

manera, el archivo solicita un “módulo de fluido de poros”, para ejecutar la simulación bajo condición drenada (poremod = 0.0 GPa) o no drenada (poremod = 1 GPa), donde se debe tener en cuenta la recomendación que se debe ejecutar la condición no drenada para limos (siempre y cuando se encuentren condiciones saturadas).

Los parámetros de NorSand y la condición de drenaje son impuestos por el usuario, mientras que los demás valores generalmente se mantienen preestablecidos en la guía de CPT-Widget.

```

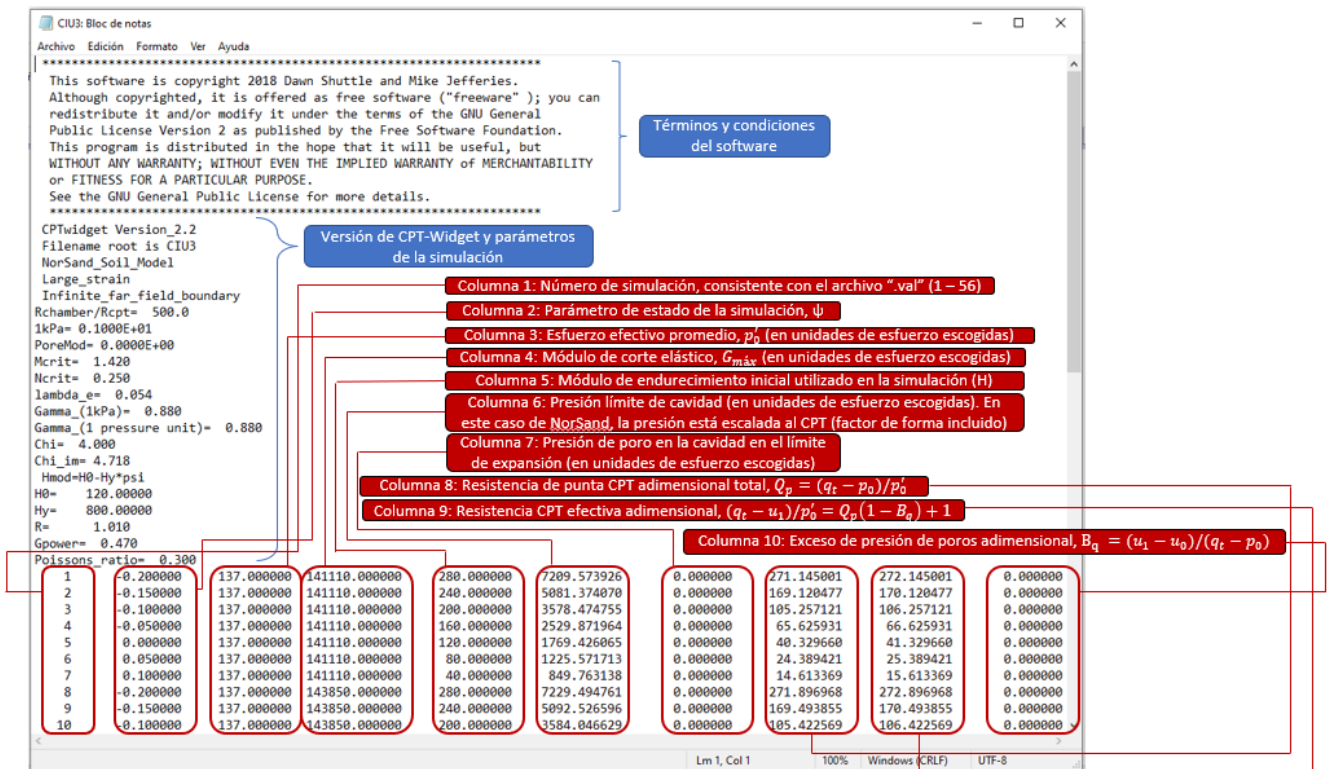
Soil Model -  $\theta$ =Mohr-Coulomb, 1=NorSand
1
NumNodes, Strain(%), incU
121      500.      4.0e-5
toler, fmaxtol, tstepfac
2.e-5    0.1      0.05
MaxRadius
500.
Mcrit Ncrit lambda(log_e) Gamma(@1kPa) Pref(1kPa) chi
1.42  0.25  0.054  0.88  1.0  4.0
H0     Hy
120  800
OCR
1.0
Gpower Poisson's ratio
0.47  0.30
poremod
0.0
istart istop
1      56
  
```

Anexo C Figura 3. Archivo “.dat” con parámetros de NorSand de muestra CIU3, parámetros de la malla de la simulación y tolerancias. Los valores de “istart” e “istop” corresponden a las simulaciones a ejecutar (combinaciones 1 a 56).

En tercer lugar, se debe ejecutar el archivo “.exe” de CPT-Widget para iniciar la simulación, el cual entregará un archivo de texto con extensión “.out” una vez finalizada, como el que se presenta en la siguiente figura. Con ello, es posible graficar la resistencia CPT efectiva adimensional (columna 9 del archivo “.out”) en función del parámetro de estado (columna 2 del mismo archivo) y mostrar la tendencia exponencial de la curva para calibrar los parámetros k y m de la ecuación $Q_p(1 - B_q) + 1 = k \cdot e^{-m\psi}$.

Es importante notar que la resistencia CPT efectiva adimensional que calcula CPT-Widget utiliza mediciones numéricas de presión de poros en la zona de medición u_1 (punta del cono), mientras que la sonda real mide las presiones en la posición u_2 del sensor (comienzo de la manga de fricción). Para corregir este aspecto, que afectará únicamente las simulaciones en condición no drenada, se utilizan relaciones de Peuchen (2010) para transformar mediciones en u_1 a mediciones en u_2 , y, por consiguiente, corregir los valores de B_q .

Una forma de verificar que los parámetros de estado impuestos en el archivo de entrada “. val” tienen sentido, es observando si las resistencias CPT efectivas adimensionales obtenidas en la simulación concuerdan con el rango de resistencias CPT efectivas adimensionales calculadas en los sondeos SCPTu.

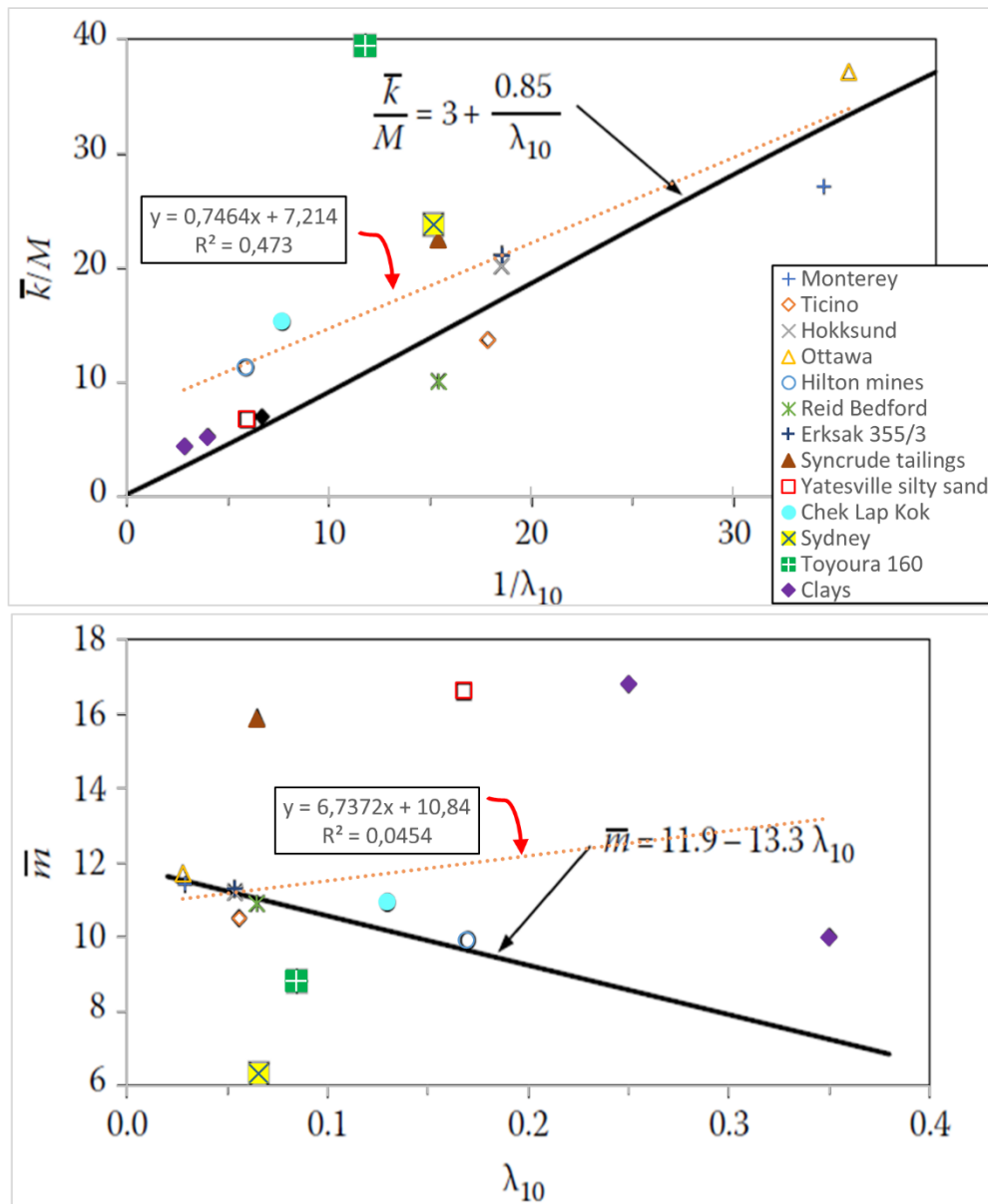


Anexo C Figura 4. Archivo de salida con extensión “.out” de la simulación de Expansión de Cavidad Esférica. Primeras 10 de 56 simulaciones con calibración *NorSand* de la muestra CIU3. Las columnas son rotuladas.

La simulación es ejecutada con parámetros calibrados de *NorSand* para una muestra en una profundidad particular (caso puntual), lo que implica evaluar la expansión de cavidad en un rango particular de confinamientos, rigideces y estado, y con ello, encontrar el parámetro de estado in-situ en esa localidad en virtud de las resistencias CPT de terreno. Lo ideal es obtener los parámetros k y m de varias profundidades (por lo tanto, de varias muestras de relave que han sido ensayadas en triaxiales y posteriormente realizadas sus calibraciones en *NorSand*). De esta manera es posible encontrar una tendencia de los parámetros k y m en función de parámetros de estado crítico (análogas a las tendencias de Plewes (1992), pero con el material de estudio calibrado) y generar representaciones gráficas para estimar el parámetro de estado del relave en toda la extensión del sondeaje SCPTu en evaluación. En el cuerpo de la tesis se presentan los dos casos: (1) la simulación numérica en muestras puntuales y (2) La propagación de las tendencias de k , m en el perfil para la ejecución de una interpretación modificada de Plewes mediante Expansión de Cavidad.

Anexo D: Tendencias de k y m en la Interpretación de Plewes (1992)

Como se menciona en la sección 5.1.1, se graficaron los 13 materiales de la Figura 34, obteniendo los siguientes resultados. Se espera algún tipo de sesgo por parte de los autores de la gráfica original.



Anexo D Figura 1. Tendencias de k y m .