

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL DEPÓSITO
DE ARCILLAS EN PLANICIE DE INUNDACIÓN DE
SAMBORONDÓN MEDIANTE LA INTEGRACIÓN DE
ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO**

Previo la obtención del Título de:

MAGÍSTER EN GEOTECNIA

Presentado por:

Lindao Farías Álvaro Mauricio

Zambrano Loor Henry Patricio

Tutor

Ing. Daniel Falquez Torres MSc.

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2026

Dedicatoria

A mi familia, por ser mi ejemplo de vida, por su amor incondicional, sacrificios y apoyo constante en cada paso de este camino. Este logro es el fruto de sus valores y enseñanzas, y se los dedico con todo mi amor y gratitud.

Linda Farías Álvaro Mauricio

Para mi familia, mi mayor fuente de inspiración, por ese apoyo constante y firme que me ha sostenido en cada etapa. Cada paso en este camino ha sido posible gracias a ustedes.

Zambrano Loo Henry Patricio

Agradecimientos

En primer lugar, agradezco a Dios y a la Virgen María por ser mi guía en este camino y permitirme culminar este logro con fe y confianza.

A mi tutor, Ing. Daniel Falquez Torres MSc. e Ing. Davide Besenzon Venegas. PhD. MSc., por su paciencia, guía y conocimientos compartidos. Su orientación fue clave para culminar este trabajo con éxito y también a mi compañero de tesis, Henry Zambrano, por su dedicación, compromiso y trabajo en equipo.

Lindao Farías Álvaro Mauricio

A Dios, por darme la fuerza, salud y claridad necesaria para no rendirme. Su presencia ha sido mi guía constante a lo largo del camino.

A mi familia, por ser mi apoyo incondicional, su fortaleza y compañía han sido esenciales para alcanzar la meta.

Al Ing. Daniel Falquez Torres MSc. e Ing. Davide Besenzon Venegas. PhD. MSc., mi tutor, por su valiosa orientación e impulsarnos siempre a dar lo mejor de nosotros.

A mi compañero de Tesis, Alvaro Lindao, por compartir este desafío con responsabilidad y compañerismo en cada etapa.

Henry Patricio Zambrano Loo

Declaración Expresa

Nosotros Alvaro Mauricio Lindao Farías y Henry Patricio Zambrano Loor acordamos y reconocemos que:

La titularidad de los derechos patrimoniales de autor (derechos de autor) del proyecto de graduación corresponderá al autor o autores, sin perjuicio de lo cual la ESPOL recibe en este acto una licencia gratuita de plazo indefinido para el uso no comercial y comercial de la obra con facultad de sub licenciar, incluyendo la autorización para su divulgación, así como para la creación y uso de obras derivadas. En el caso de usos comerciales se respetará el porcentaje de participación en beneficios que corresponda a favor del autor o autores.

La titularidad total y exclusiva sobre los derechos patrimoniales de patente de invención, modelo de utilidad, diseño industrial, secreto industrial, software o información no divulgada que corresponda o pueda corresponder respecto de cualquier investigación, desarrollo tecnológico o invención realizada por nosotros durante el desarrollo del proyecto de graduación, pertenecerán de forma total, exclusiva e indivisible a la ESPOL, sin perjuicio del porcentaje que me/nos corresponda de los beneficios económicos que la ESPOL reciba por la explotación de nuestra innovación, de ser el caso.

En los casos donde la Oficina de Transferencia de Resultados de Investigación (OTRI) de la ESPOL comunique los autores que existe una innovación potencialmente patentable sobre los resultados del proyecto de graduación, no se realizará publicación o divulgación alguna, sin la autorización expresa y previa de la ESPOL.

Guayaquil, 14 de abril de 2026

Lindao Farias Alvaro Mauricio

Zambrano Loor Henry Patricio

EVALUADORES

Ph. D. Davide Besenzon Venegas

Profesor de Materia

Ph. D. Samantha Jiménez Oyola

Profesor de Materia

M. Sc. Daniel Falquez Torres

Tutor de proyecto

RESUMEN

Las arcillas ubicadas permanentemente bajo nivel freático cuya humedad natural supera el límite líquido representan un desafío para la correcta cimentación de proyectos de cualquier índole y si adicional a este estado de saturación se agrega un comportamiento sensitivo, el caso representa un caso de estudio interesante. Dada la gran extensión de la planicie donde se encuentran estas arcillas, se propone caracterizar parte del depósito implementando métodos de campo usuales como el sondeo mecánico SPT, geofísica MASW y la determinación de las propiedades índice mediante ensayos rutinarios de laboratorio, haciendo especial énfasis en la determinación del límite líquido mediante el equipo de caída de cono según la norma BS 1377: Part 2 : 1990 (British Standards Institution, 1990). Dicha norma también nos permite tomar la medida indirecta de resistencia al corte en muestras inalteradas y alteradas de arcilla. Finalmente se detectó un grado de sensibilidad de al menos un 23% y variaciones entre el límite líquido determinado mediante el dispositivo de límite líquido y el aparato de caída de cono.

Palabras Clave: Arcilla, sensibilidad, límite líquido, caída de cono.

Abstract

Clays permanently located below the groundwater table, whose natural water content exceeds the liquid limit, represent a challenge for the proper foundation of engineering projects of any kind. When this saturated condition is combined with sensitive behavior, the situation becomes an interesting case study. Given the large extent of the floodplain where these clays are found, it is proposed to characterize part of the deposit by implementing common field methods such as mechanical drilling with the Standard Penetration Test (SPT), MASW geophysical surveys, and the determination of index properties through routine laboratory tests. Special emphasis is placed on the determination of the liquid limit using the fall cone apparatus in accordance with BS 1377: Part 2: 1990 (British Standards Institution, 1990). This standard also allows for the indirect measurement of undrained shear strength in both undisturbed and remolded clay samples. Finally, a degree of sensitivity of at least 23% was identified, along with variations between the liquid limit values obtained using the Casagrande device and the fall cone apparatus.

Keywords: Clay, sensitivity, liquid limit, fall cone.

Índice general

Resumen	I
Abstract	II
Índice general	III
Índice de tablas.....	VI
Índice de Figuras	VIII
Abreviaturas.....	XI
Simbología.....	XII
Capítulo 1	1
1. Introducción	2
1.1 Antecedentes.....	2
1.2 Descripción del problema.....	3
1.3 Justificación	4
1.4 Objetivos.....	6
1.4.1 Objetivo general	6
1.4.2 Objetivos específicos	6
Capítulo 2	7
2. Marco teórico	8
2.1 Zonificación sísmica.....	8
2.1.1 Tipos de perfiles de suelo.....	9
2.2 Características de las arcillas blandas	10
2.3 Diatomeas y sus efectos en arcillas	11
2.4 Resistencia al corte.....	12
2.4.1 Análisis en esfuerzos totales y en esfuerzos efectivos	12
2.4.2 Ensayos de laboratorio: triaxiales UU, CIU, CID – condiciones de drenaje en cada ensayo, obtención de los parámetros S_u , c' y ϕ'	14
2.4.3 Discusión de los ensayos de resistencia al corte.....	18
2.4.4 Método SHANSEP	19

2.5	Sensibilidad en arcillas.....	23
2.6	Índice de liquidez, consistencia y grado de consolidación histórico.....	24
2.6.1	IL como indicador de consistencia en arcillas.....	24
2.6.2	Relación entre el IL y OCR.....	25
2.7	Ensayos geotécnicos.....	26
2.7.1	Ensayos de campo.....	26
2.7.2	Ensayos de laboratorio.....	28
	Capítulo 3.....	39
	3. Metodología.....	40
3.1	Área de estudio.....	40
3.2	Marco geológico.....	40
3.2.1	Marco geológico regional.....	41
3.2.2	Marco geológico local.....	48
3.3	Procedimiento general.....	52
3.4	Trabajo de campo previo.....	55
3.5	Trabajo de campo realizado.....	56
3.6	Trabajo de laboratorio realizado.....	59
3.6.1	Ensayo de caída de cono: Verificación del cono.....	59
3.6.2	Método de caída de cono.....	61
3.7	Estimación de V_s a partir de SPT.....	62
	Capítulo 4.....	64
	4. Resultados.....	65
4.1	Caracterización de suelos mediante SPT.....	65
4.2	Caracterización de suelos mediante MASW.....	68
4.3	Resultados de penetración de cono.....	73
4.3.1	Verificación.....	73
4.3.2	Resultados de límite líquido por penetración de caída de cono.....	74
4.3.3	Resultados de muestra alterada e inalterada.....	76
4.3.4	Resistencia al corte no drenado a partir de penetración de cono.....	79

4.4	Resultados de UCS	80
4.5	Resultados de Consolidación.....	81
4.5.1	Presión de consolidación.....	81
4.6	Perfil de suelo	89
	Capítulo 5	90
5.	Conclusiones y Recomendaciones.....	91
5.1	Conclusiones	91
5.2	Recomendaciones	92

REFERENCIAS

Índice de tablas

Tabla 1. Valor del factor Z	9
Tabla 2. Clasificación de perfiles de suelo.....	9
Tabla 3. Clasificación de perfiles de suelo (continuación).....	10
Tabla 4. Condiciones de drenaje, efecto y resultado de triaxiales	16
Tabla 5. Valores de S y m según algunas fuentes.....	22
Tabla 6. Interpretación típica de sensibilidad, St	23
Tabla 7. Interpretación de IL	25
Tabla 8. Ubicación de sondeos SPT.....	55
Tabla 9. Ubicación del tendido geofísico	56
Tabla 10. Ensayos de laboratorio realizados	59
Tabla 11. Principales ecuaciones disponibles para estimar V_s a partir de SPT	63
Tabla 12. Datos de V_s y V_s ponderad del tendido 1	70
Tabla 13. Datos de V_s y V_s ponderad del tendido 2	70
Tabla 14. Resultados de calibración.....	73
Tabla 15. Datos depurados LL-CC.....	74
Tabla 16. Datos depurados LL-CC (continuación).....	75
Tabla 17. Datos errados.....	75
Tabla 18. Resultados de penetración en muestra inalterada	77
Tabla 19. Resultados de penetración en muestra remoldeada	77
Tabla 20. Resultados de sensibilidad	80
Tabla 21. S_u a partir de UCS.....	80
Tabla 22. S_u a partir de UCS (continuación).....	81
Tabla 23. Coeficientes C_v y C_a , consolidación 1	86
Tabla 24. Coeficientes C_v y C_a , consolidación 2	86
Tabla 25. Coeficientes C_v y C_a , consolidación 3	86
Tabla 26. Coeficientes C_v y C_a , consolidación 4	86

Tabla 27. <i>Resumen de consolidación 1</i>	87
Tabla 28. <i>Resumen de consolidación 2</i>	87
Tabla 29. <i>Resumen de consolidación 3</i>	88

Índice de Figuras

Figura 1. <i>Mapa de zonas sísmicas</i>	8
Figura 2. <i>Círculos de Mohr para un suelo saturado</i>	15
Figura 3. <i>Resultados de pruebas triaxiales UU a diferentes confinamientos en términos de círculos de Mohr para condición de fallas</i>	17
Figura 4. <i>Resultados de pruebas triaxiales CU en arcillas de Ciudad de México a diferentes confinamientos en términos de a) círculos de Mohr b) trayectoria de esfuerzos</i>	18
Figura 5. <i>Ejemplo de comportamiento de esfuerzo-deformación en ensayos triaxiales en arcillas homogéneas</i>	20
Figura 6. <i>Resistencia al corte normalizada vs OCR</i>	21
Figura 7. <i>Muestreador tipo cuchara partida</i>	27
Figura 8. <i>Ejemplo de gráfico w vs. P para determinar LL</i>	29
Figura 9. <i>Partes básicas de un penetrómetro</i>	30
Figura 10. <i>Dimensiones del cono</i>	31
Figura 11. <i>Prueba de límite líquido: (a) dispositivo para límite líquido; (b) ranurador; (c) pasta de suelo antes de la prueba; (d) pasta de suelo después de la prueba</i>	33
Figura 12. <i>Dispositivo para límite líquido</i>	34
Figura 13. <i>Equipo de compresión simple</i>	35
Figura 14. <i>Ensayo de Consolidación</i>	38
Figura 15. <i>Mapa geológico Babahoyo – hoja 32</i>	41
Figura 16. <i>Ubicación en el mapa geológico</i>	48
Figura 17. <i>Seccionado de la muestra</i>	53
Figura 18. <i>Penetración en muestra inalterada</i>	53
Figura 19. <i>Ejecución del ensayo Caída de Cono</i>	55
Figura 20. <i>Ubicación de los ensayos de campo previos</i>	56
Figura 21. <i>Muestreo con tubos Shelby</i>	57

Figura 22. <i>Extracción de la muestra de suelo del tubo Shelby</i>	58
Figura 23. <i>Peso del cono y vástago calibrado</i>	59
Figura 24. <i>Cono calibrado</i>	60
Figura 25. <i>Resultados SPT 1</i>	67
Figura 26. <i>Resultados SPT 2</i>	68
Figura 27. <i>Tendido 1</i>	69
Figura 28. <i>Tendido 2</i>	69
Figura 29. <i>Vs tendido 1</i>	71
Figura 30. <i>Vs tendido 2</i>	71
Figura 31. <i>Algunas correlaciones Vs a partir de NSPT en tendido 1</i>	72
Figura 32. <i>Algunas correlaciones Vs a partir de NSPT en tendido 2</i>	72
Figura 33. <i>Regresión lineal de los puntos de calibración</i>	73
Figura 34. <i>Puntos depurados y errados</i>	76
Figura 35. <i>Puntos penetración inalterada y remoldeada</i>	78
Figura 36. <i>Resistencia S_{ucorr} a partir de penetración de cono</i>	79
Figura 36. <i>Presión de consolidación</i>	82
Figura 38. <i>Curva δ vs. t, método logaritmo del tiempo - 0.12Kg/cm²</i>	82
Figura 39. <i>Curva δ vs. t, método logaritmo del tiempo - 0.25Kg/cm²</i>	82
Figura 40. <i>Curva δ vs. t, método logaritmo del tiempo - 0.50Kg/cm²</i>	83
Figura 41. <i>Curva δ vs. t, método logaritmo del tiempo – 1.00Kg/cm²</i>	83
Figura 42. <i>Curva δ vs. t, método logaritmo del tiempo – 2.00Kg/cm²</i>	83
Figura 43. <i>Curva de e vs. $\log t$ – método del logaritmo del tiempo para 0.12 kg/cm²</i>	83
Figura 44. <i>Curva de e vs. $\log t$ – método del logaritmo del tiempo para 0.25 kg/cm²</i>	83
Figura 45. <i>Curva de e vs. $\log t$ método del logaritmo del tiempo para 0.50 kg/cm²</i>	83
Figura 46. <i>Curva de e vs. $\log t$ – método del logaritmo del tiempo para 1.00 kg/cm²</i>	84
Figura 47. <i>Curva de e vs. $\log t$ – método del logaritmo del tiempo para 2.00 kg/cm</i>	84
Figura 48. <i>Curva δ vs. t, método logaritmo del tiempo - 0.12Kg/cm²</i>	84

Figura 49. Curva δ vs. t , método logaritmo del tiempo - 0.25Kg/cm^2	84
Figura 50. Curva δ vs. t , método logaritmo del tiempo - 0.50Kg/cm^2	84
Figura 51. Curva δ vs. t , método logaritmo del tiempo – 1.00Kg/cm^2	84
Figura 52. Curva δ vs. t , método logaritmo del tiempo – 2.00Kg/cm^2	85
Figura 53. Curva de e vs. $\log t$ – método del logaritmo del tiempo para 0.12 kg/cm^2	85
Figura 54. Curva de e vs. $\log t$ – método del logaritmo del tiempo para 0.25 kg/cm^2	85
Figura 55. Curva de e vs. $\log t$ – método del logaritmo del tiempo para 0.50 kg/cm^2	85
Figura 56. Curva de e vs. $\log t$ – método del logaritmo del tiempo para 1.00 kg/cm^2	85
Figura 57. Curva de e vs. $\log t$ – método del logaritmo del tiempo para 2.00 kg/cm^2	85
Figura 58. Coeficientes de consolidación C_v, C_α en función del esfuerzo (σ) en consolidación 1.....	86
Figura 59. Coeficientes de consolidación C_v, C_α en función del esfuerzo (σ) en consolidación 2.....	86
Figura 60. Coeficientes de consolidación	87
Figura 61. Coeficientes de consolidación C_v, C_α en función del esfuerzo (σ) en consolidación 3.....	87
Figura 62. Variación del M para cada ciclo de carga en consolidación 1.....	88
Figura 63. Variación del M para cada ciclo de carga en consolidación 2.....	88
Figura 64. Variación del M para cada ciclo de carga en consolidación 3.....	89

Abreviaturas

ASTM	American Society for Testing and Materials
CC	Caída de cono
CD	Consolidado drenado
CU	Consolidado no drenado
UCS	Resistencia a la compresión no confinada
ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
HWL	High Water Level
IL	Índice de liquidez
IP	Índice de plasticidad
LL	Límite líquido
LL-CC	Límite líquido obtenido por equipo de caída de cono
LL-MC	Límite líquido obtenido por método de Casagrande
LP	Límite plástico
MC	Método de Casagrande
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
OCR	Overconsolidation Ratio, relación de sobreconsolidación
P	Penetración de caída de cono
SHANSEP	Stress History and Normalized Soil Engineering Properties
SMIG	Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica
UU	No consolidado, no drenado

Simbología

C _c	Índice de compresión
C _r	Índice de expansión
C _v	Coefficiente de consolidación
q _u	Resistencia a la compresión no confinada
S _u	Resistencia al corte no drenado
S _{u_Esperado}	Resistencia al corte no drenado ajustado por método por SHANSEP
σ'_0	Presión de consolidación
σ'_V	Esfuerzo efectivo vertical

Capítulo 1

1. Introducción

1.1 Antecedentes

Las arcillas blandas sensitivas representan un desafío importante en el campo de la ingeniería geotécnica debido a sus propiedades mecánicas particulares, entre las cuales destacan su baja resistencia al corte y elevada deformabilidad. En este tipo de depósitos en zonas de planicie, una adecuada caracterización de las propiedades mecánicas del suelo es fundamental para el diseño seguro y eficiente de obras de ingeniería civil.

En suelos cuyo comportamiento bajo carga impuesta se considera no drenado, la resistencia al corte constituye uno de los parámetros clave para evaluar su capacidad de soportar cargas sin alcanzar la falla. Esta propiedad puede determinarse mediante ensayos de laboratorio, como compresión simple (ASTM-D2166/D2166M, 2016), o a través de ensayos *in situ*, entre los cuales destaca, por su popularidad, el ensayo de penetración estándar (SPT) con el que se determina el N_{60} (ASTM-D1586/D1586M-18e1, 2022). Existen correlaciones empíricas que vinculan la resistencia al corte no drenado con propiedades índice del suelo, como el N_{60} . Por otro lado, el ensayo de caída de cono, es un método rápido en el que una punta estandarizada (cono) penetra una muestra de suelo al caer libremente por su propio peso, permitiendo estimar de forma indirecta la resistencia al corte no drenado en laboratorio. Estas herramientas han demostrado ser eficaces para la caracterización preliminar de suelos cohesivos, en particular arcillas blandas. Si bien, investigaciones previas han explorado estas relaciones, sigue existiendo la necesidad de establecer correlaciones más precisas y representativas que reflejen las condiciones específicas del sitio (Mitchell J. K., 2005).

El objetivo central de esta investigación es ejecutar una adecuada caracterización geotécnica consiguiendo datos de ensayos de campo, SPT y MASW; y de laboratorio, resistencia al corte no drenado, índice de plasticidad y deformabilidad. La investigación busca identificar las propiedades geomecánicas e ingenieriles predominantes del depósito que permitan calibrar modelos predictivos, con el objetivo de optimizar futuros diseños o procesos

constructivos en esta área. La metodología contempla recolección y análisis de datos experimentales derivados de muestras representativas de la planicie. Se pondrá especial interés en ensayos de laboratorio como el ensayo de resistencia a la compresión no confinada, caída de cono (ISO 17892-6:2017, 2017) y la determinación del límite líquido por el dispositivo de caída de cono (British Standards Institution, 1990) y por el dispositivo de límite líquido (ASTM-D4318-17e1, 2023) para determinar el grado de sensibilidad.

1.2 Descripción del problema

La zona de análisis se encuentra ubicada en la Parroquia Tarifa del Cantón Samborondón de la Provincia del Guayas en el interior del denominado Recinto Río Seco, pequeño poblado de agricultores rodeado de parcelas irrigadas por canales artificiales que transportan el agua desde el Río Seco y desde el Río Los Tintos. En el apartado 3.4 se encuentra un mapa de ubicación detallado, ver Figura 20.

La zona de estudio ha sido históricamente explotada por agricultores de arroz, los cuales aprovechan el incremento del caudal de los ríos para inundar sus parcelas creando condiciones óptimas para cultivo. La cuenca del Río Guayas se extiende por 34.500 km² y los suelos subyacentes se depositaron bajo el agua (Vera-Grunauer, 2014). Para entender el fenómeno es necesario tomar momentáneamente un enfoque hidráulico del proceso. Durante cada invierno, en la cuenca baja del Río Guayas, el agua desborda el cauce de los ríos y canales cubriendo con un espejo de agua toda la planicie dejándola anegada. Esta dinámica sumada a la actividad agrícola produce que el suelo de la zona esté constantemente en contacto con el agua, es decir, en un permanente estado de saturación.

En el sitio predominan grandes potencias de arcillas y limos de alta plasticidad que están persistentemente bajo el agua, si bien la capacidad de absorción de agua está relacionada con la estructura laminar y la superficie específica de cada tipo de arcilla (Lehmann, y otros, 2021), en este caso de estudio se comprobó que el porcentaje de agua

contenido naturalmente supera al límite líquido, por lo que el suelo tendería a comportarse más como una suspensión viscosa.

El diseño de proyectos de infraestructura en estos suelos resulta complejo debido a su baja resistencia al corte y a las elevadas deformaciones previstas; por lo que una adecuada caracterización geotécnica del sitio, reduce la incertidumbre en la selección de los parámetros físicos y resistentes del suelo de fundación.

1.3 Justificación

En el Ecuador, el déficit habitacional representa un desafío crítico para mejorar la calidad de vida de la población. Según el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos en su censo habitacional efectuado en el año 2022, en la provincia del Guayas este déficit se situó en aproximadamente el 25%. Para satisfacer la creciente demanda de viviendas, la provincia ha experimentado un notable incremento en el desarrollo de urbanizaciones, siendo el cantón Samborondón una de las zonas con mayor actividad de este tipo. Entre 2018 y 2022, la expansión demográfica en esta región generó un aumento del 18% en la construcción de viviendas (Instituto Nacional de Estadística y Censo, 2022).

La mayoría de estas edificaciones se llevan a cabo en proyectos habitacionales bajo la modalidad de urbanizaciones cerradas, ubicadas sobre terrenos inundables que previamente se utilizaban para el cultivo de arroz, tal como se describió en el problema.

En las zonas de mayor crecimiento demográfico de Samborondón predominan suelos arcillosos blandos, caracterizados por encontrarse bajo el nivel freático y presentar una capa de turba residual como consecuencia de su otrora uso agrícola.

Determinar las propiedades geotécnicas y el comportamiento de estos suelos arcillosos es esencial para garantizar la seguridad y sostenibilidad de las áreas en expansión habitacional. En este contexto, esta investigación tiene como propósito establecer una adecuada caracterización geotécnica, determinando el valor índice del suelo (LL, LP y IP) y los parámetros de resistencia al corte. Dichos parámetros se obtendrán directamente

mediante ensayos de resistencia a la compresión no confinada e indirectamente a través de ensayos de caída de cono (CC). Los resultados de este estudio contribuirán con datos fundamentales para el diseño y construcción de proyectos habitacionales en las extensas zonas de inundación del Cantón Samborondón, en el área de la Parroquia Tarifa promoviendo un desarrollo urbano más eficiente y seguro.

Otra particularidad de esta investigación es implementar métodos poco usados en el medio que combinen información obtenida de ensayos tradicionales con datos de pruebas más rápidas, como el ensayo de caída de cono (CC) y correlaciones empíricas empleadas en condiciones locales, estas incrementan notablemente la confiabilidad de las estimaciones geotécnicas (Lemos & Pires, 2017). Además, estudios recientes han demostrado que la combinación del índice de plasticidad y la caída de cono puede predecir con mayor precisión la resistencia al corte en suelos de baja consistencia (Escalaya Advíncula, 2023).

Finalmente, esta tesis busca resaltar la relevancia de implementar métodos poco conocidos para determinar propiedades índices y como éstos aportan datos de resistencia al corte no drenado de arcillas blandas sensitivas, con un enfoque contextualizado en la práctica de ensayos comunes en la región de estudio. Esto permitirá avanzar hacia soluciones más sostenibles y ajustadas a las necesidades de la región, facilitando la implementación de los resultados en la práctica profesional y la obtención de datos para los diseños de cimentaciones en áreas de planicies de inundación. Alineado con los Objetivos de Desarrollo Sostenible 9.5 podemos incentivar la investigación de nuestro país y aplicar un método novedoso con su respectivo entorno normativo fomenta el ODS 9.b para promover las buenas prácticas profesionales 11 ciudades y comunidades sostenibles.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Elaborar una caracterización geotécnica de un depósito de arcillas blandas sensitivas mediante ensayos de campo y laboratorio como el SPT, UCS, MASW, consolidación unidimensional y caída de cono para determinar sus propiedades índice y geomecánicas.

1.4.2 Objetivos específicos

1. Realizar la caracterización geotécnica del subsuelo empleando ensayos de campo y de laboratorio.
2. Determinar el límite líquido de las muestras mediante los ensayos de caída de cono empleando la normativa británica, BT 1377-2, y la normativa estadounidense, ASTM D4318; para realizar una comparación de los resultados con ambos métodos.
3. Determinar valores de S_u a partir de la penetración de caída de cono de muestras inalteradas y alteradas de arcillas blandas para determinar su sensibilidad.

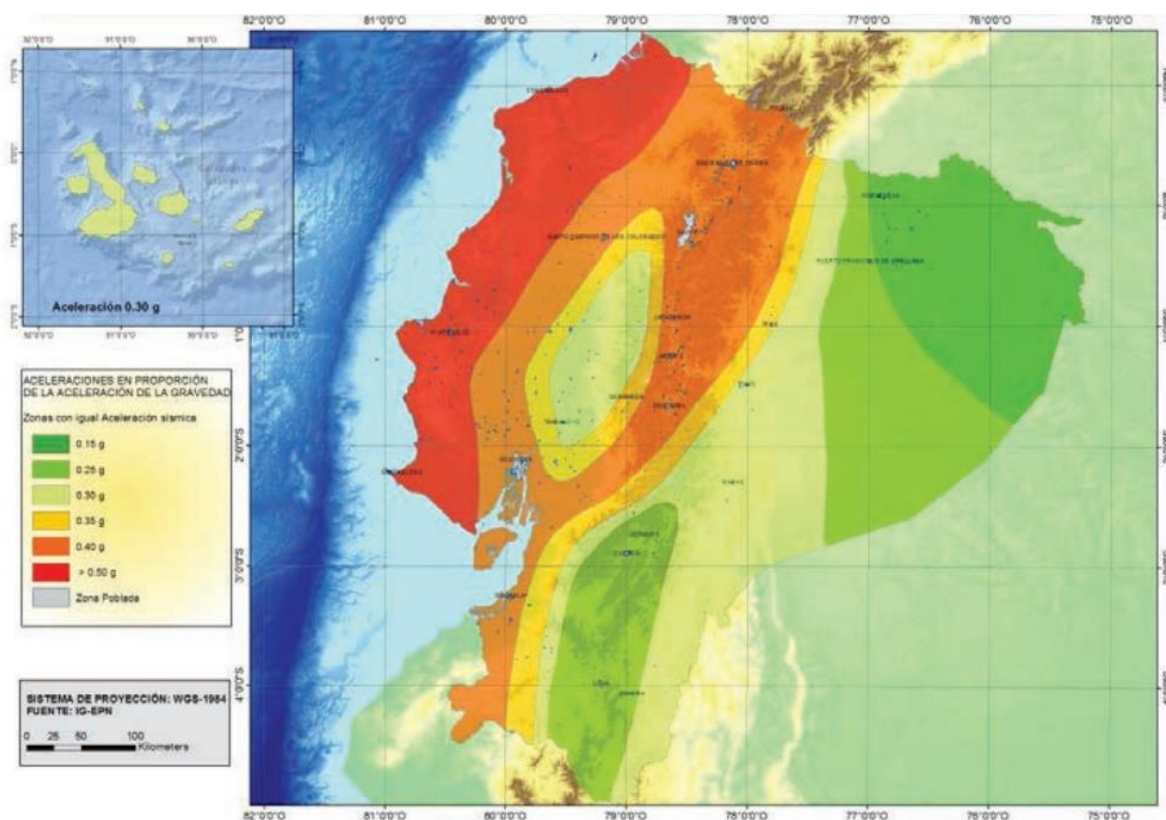
Capítulo 2

2. Marco teórico

2.1 Zonificación sísmica

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su código NEC – SE – DS de Peligro Sísmico establece un mapa con siete zonas sísmicas (ver Figura 1) con su respectivo valor Z (ver), que representa la aceleración máxima en roca esperada para un sismo de diseño y se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad (MIDUVI, 2015).

Figura 1. Mapa de zonas sísmicas



Nota. Gráfico tomado de (MIDUVI, 2015)

El mapa de zonas sísmicas se origina del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años, es decir, un periodo de retorno de 475 años. Considera una saturación a 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI (MIDUVI, 2015).

Tabla 1. Valor del factor Z

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Nota. Tabla tomada de (MIDUVI, 2015)

2.1.1 Tipos de perfiles de suelo

La NEC (2015) define seis tipos de perfiles de suelo (ver Tabla 2 y Tabla 3) y los parámetros de clasificación corresponden a los 30 m. superiores del suelo estudiado.

Tabla 2. Clasificación de perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumpla con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumpla cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 KPa > $S_u \geq 50$ KPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor que 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $S_u < 50$ KPa

Tabla 3. *Clasificación de perfiles de suelo (continuación)*

Tipo de perfil	Descripción
F	<p>Los perfiles de suelos F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F1 – Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas suelos dispersivos o débiles cementados, etc.</p> <p>F2 – Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H>3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3 – Arcillas de muy alta plasticidad (H>7.5 m con índice de plasticidad IP > 75)</p> <p>F4 – Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)</p> <p>F5 – Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p>F6 – Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>

2.2 Características de las arcillas blandas

Las arcillas blandas, que se caracterizan por su baja resistencia y alta plasticidad, son frecuentes en regiones donde predominan planicies de inundación o amplias zonas estuarinas. Otra característica es la sensibilidad a la humedad, donde pequeñas variaciones de contenido de agua producen cambios bruscos de consistencia lo que propicia que el material alcance deformaciones considerables en un amplio rango de cargas o esfuerzos inducidos.

La resistencia al corte no drenado de estos materiales puede determinarse directamente en laboratorio mediante ensayos triaxiales del tipo CIU (consolidado

isotrópicamente no drenado) o UU (no consolidado no drenado), o bien a través de correlaciones empíricas con ensayos in situ. Entre estos, destacan el ensayo CPT (Cone Penetration Test) y el DMT (Flat Dilatometer Test). Aunque el ensayo SPT (Standard Penetration Test) es utilizado principalmente en suelos granulares, también se ha empleado extensamente para estimar la resistencia en arcillas a través de correlaciones, a pesar de ello, los resultados de correlaciones deben considerarse únicamente como orientativas y específicas del sitio donde fueron desarrolladas.

Este marco teórico revisa los principios básicos de la prueba de campo y de laboratorio aplicables a arcillas blandas y algunas correlaciones empíricas que se han desarrollado en la literatura reciente. Mediante un análisis de estudios publicados en los últimos años, se exploran las metodologías utilizadas para establecer estas correlaciones, así como sus limitaciones y su aplicabilidad en el contexto geotécnico contemporáneo.

2.3 Diatomeas y sus efectos en arcillas

Las diatomeas son un tipo de alga fosilizada, cuya estructura unicelular posee una pared compuesta por frústulas de dióxido de silicio que, al estar mezcladas con las arcillas, les aportan una alta capacidad de retención de agua. Al incorporar de manera artificial diferentes porciones de diatomitas en muestras de caolitas para simular sedimentos naturales, se obtuvo como resultado un aumento significativo de retención de agua, límites de consistencia, actividad del suelo y la superficie específica (Xu, y otros, 2023).

Vera-Grunauer (2014) comprobó que en las arcillas de la zona geotécnica deltaica estuarina de la zona urbana de Guayaquil existe la presencia de diatomeas, lo que tiene una gran relevancia en el comportamiento de dicho yacimiento.

El contenido de diatomeas provoca un aumento de la porosidad y compresibilidad, además un contenido mayor al 20% incide en los límites líquidos y plástico produciendo también, que el material tenga un comportamiento dilatante. Las arcillas con presencia de diatomeas tienden a sufrir grandes deformaciones antes de llegar a la resistencia pico. En los

suelos aluviales y deltaicos estuarinos de Guayaquil, Durán y Samborondón, existe la presencia constante de diversos géneros y especies de diatomeas centrales, polares y pennales como la *Paralia Sulcata*, *Melosira*, *Gomphoneis* y *Actinoptychus* (Paredes, 2020).

2.4 Resistencia al corte

La resistencia al corte de un suelo puede definirse como la máxima tensión cortante que es capaz de soportar antes de experimentar una falla por deslizamiento interno entre sus partículas bajo la combinación de tensiones normales y cortantes que actúan sobre un plano de falla potencial. En la mecánica de suelos clásica esta definición tiene sustento en el criterio de falla Mohr – Coulomb donde la rotura se representa gráficamente mediante la envolvente de falla trazada tangente a los círculos de Mohr correspondientes bajo diferentes cargas (esfuerzos principales).

Para suelos arcillosos, al interpretar ensayos triaxiales en tensiones totales (sin medición de presión de poros) frente a tensiones efectivas (con medición de presión de poros), se generan aparentes contradicciones en los valores de c y φ que se resuelven al reconocer que en esfuerzos totales la ordenada “ c ” suele ser la resistencia al corte no drenado del suelo S_u y no el verdadero valor de cohesión intrínseca. Por tal motivo, es esencial distinguir entre análisis bajo esfuerzos totales y bajo esfuerzos efectivos, y tener presente las condiciones de drenaje que domina el comportamiento al corte del suelo (SMIG, 2024).

2.4.1 Análisis en esfuerzos totales y en esfuerzos efectivos

La resistencia al corte no drenado (S_u) se define como la capacidad que tiene un suelo para resistir esfuerzos cortantes sin que ocurra disipación del exceso de presión de poros. Este parámetro es esencial en el análisis de la estabilidad de taludes, cimentaciones y excavaciones, sobre todo en suelos saturados donde las variaciones de carga se producen de forma rápida y el agua no puede disiparse con la rapidez necesaria (Karl Terzaghi, 1996).

En ingeniería geotécnica, es habitual clasificar a los suelos de manera muy simplificada como gruesos y finos según su tamaño de partícula, y se suele asociar esta clasificación con mecanismos de resistencia al corte distintos. Tradicionalmente, los suelos gruesos (arenas y gravas) se han descrito como friccionantes, mientras que, a los suelos finos, como las arcillas, se les ha atribuido un comportamiento cohesivo. Sin embargo, esta diferenciación conceptual es en gran medida informal y puede inducir a confusión.

La mayoría de las arcillas saturadas no presentan cohesión real entre sus partículas, a menos que exista cementación u otro mecanismo estructural que las una. Karl Terzagui observó que las arcillas pueden sostenerse en excavaciones verticales sin soporte gracias a una aparente “cohesión” entre sus partículas (Terzaghi, 1996).

Sin embargo, esta “cohesión” no siempre implica una unión real entre sus partículas, especialmente en arcillas blandas saturadas, en estos casos la estabilidad temporal observada en excavaciones es atribuible a la resistencia al corte no drenado (S_u), y no a una cohesión efectiva. Siguiendo con el ejemplo de la excavación, con el tiempo los cambios de régimen hidráulico inducidos por la excavación modifican el estado de esfuerzos efectivos y, por lo tanto, reducen la resistencia del suelo a mantener la forma vertical.

Este comportamiento se ha explicado y sustentado ampliamente mediante la teoría del estado crítico, no obstante, aún persiste confusión sobre el concepto de S_u , lo que pueden conducir a errores en el análisis o diseños geotécnicos (SMIG, 2024).

En el análisis de esfuerzos totales, es decir, cuando no se considera la presión de poro o no se mide, se emplea típicamente el parámetro de resistencia al corte no drenado del suelo, S_u . en suelos saturados, de baja permeabilidad y sometidos a cargas de forma rápida (sin tiempo a disipar la presión de poro), es habitual emplear un ángulo de fricción $\varphi = 0^\circ$.

La resistencia al corte no drenado es la capacidad de un suelo cohesivo saturado para resistir esfuerzos cortantes cuando se aplica una carga rápida, sin permitir el drenaje del agua intersticial ($\Delta\mu \neq 0$). En estas condiciones, el agua contenida en los poros no tiene tiempo para

drenar (no hay cambio de volumen) por lo que se genera un incremento en la presión de agua de los poros que afecta al comportamiento mecánico del suelo.

Por otro lado, en el análisis bajo esfuerzos efectivos, se considera la tensión normal efectiva σ'_N , menos la presión de poro u y los parámetros de resistencia efectivo del suelo.

Este concepto tiene sustento en la definición del criterio de falla Mohr-Coulomb que se expresa así:

$$\tau'_{max} = c' + \sigma'_N \tan \varphi' \quad (1)$$

Donde:

τ'_{max}	esfuerzo cortante máximo en el plano de falla
c'	cohesión efectiva
σ'_N	esfuerzo normal efectivo
φ'	ángulo de fricción interna relacionado al esfuerzo efectivo

En los análisis basados en esfuerzos totales, se utiliza S_u y $\varphi = 0^\circ$, para condiciones no drenadas, es decir para cargas rápidas en suelos saturados de baja permeabilidad.

En los análisis basados en esfuerzos efectivos, se usa c' , φ' , y σ'_N , para condiciones drenadas o cuando el control de presión de poro es viable. La elección entre uno u otro depende del problema de ingeniería, corto plazo vs largo plazo, drenaje o no, permeabilidad del suelo, velocidad de carga, etc. (SMIG, 2024).

2.4.2 Ensayos de laboratorio: triaxiales UU, CIU, CID – condiciones de drenaje en cada ensayo, obtención de los parámetros S_u , c' y φ'

En laboratorio se emplean típicamente ensayos triaxiales para determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo. En el ensayo triaxial no consolidado – no drenado (UU) la muestra no se consolida previamente y durante la aplicación de esfuerzo desviador no se permite el drenaje del agua contenida en los poros. Por lo tanto, la presión de poro

aumenta y no se mide, lo que no permite una interpretación directa en términos de esfuerzos efectivos. En este ensayo se obtiene usualmente la resistencia al corte no drenado, S_u . En el caso de ensayar tres probetas exactamente iguales en condiciones de carga no drenada, cualquier incremento en la presión de confinamiento resulta en un incremento igual en la presión de poros; por lo que el esfuerzo efectivo permanece sin variación a pesar del incremento en las presiones de confinamiento. Al graficar los círculos de Mohr, éstos tienen igual diámetro y generan una envolvente horizontal, correspondiente a $\phi = 0^\circ$ (comúnmente llamado el concepto $\phi = 0^\circ$), ver Figura 2. La resistencia al corte no drenado, es el radio de estos círculos. Cuando $\phi = 0^\circ$, la ecuación del criterio de falla de Mohr – Coulomb se reescribe así, y la resistencia al corte del suelo arcillo saturado es la resistencia al corte no drenado (Head & Epps, 2008) (Head & Epps, 2008).

$$\tau_{max} = S_u$$

Figura 2. Círculos de Mohr para un suelo saturado

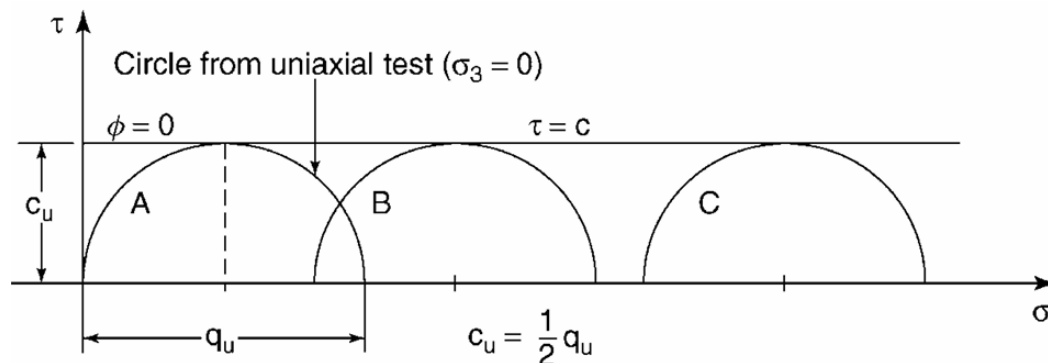


Figure 13.14 Mohr circles for saturated clay ($\phi = 0$)

Nota. Tomado de la figura 13.14 de (Head & Epps, 2008)

En el ensayo triaxial consolidado – no drenado (CU) la muestra primero se consolida al esfuerzo efectivo deseado, bajo un confinamiento isotrópico o anisotrópico (con posibilidad de drenaje durante la consolidación), antes de la aplicación del esfuerzo desviador en condiciones no drenadas, el volumen permanece constante pero la presión de poros se eleva y el esfuerzo efectivo disminuye. La compresión al espécimen se aplica hasta que la presión

de poros se estabilice. Se obtienen S_u (en términos de esfuerzos totales), c' y φ' bajo las condiciones de carga del ensayo.

En el ensayo triaxial consolidado – drenado (CD) la muestra se consolida y durante el corte se permite el drenaje, permitiendo la disipación del exceso de presión de poros. Tiene como particularidad ser el más lento durante el corte, especialmente en arcillas de baja permeabilidad, para impedir un incremento significativo de la presión de poros. Permite medir directamente los esfuerzos y determinar c' y φ' bajo las condiciones de aplicación de carga del ensayo.

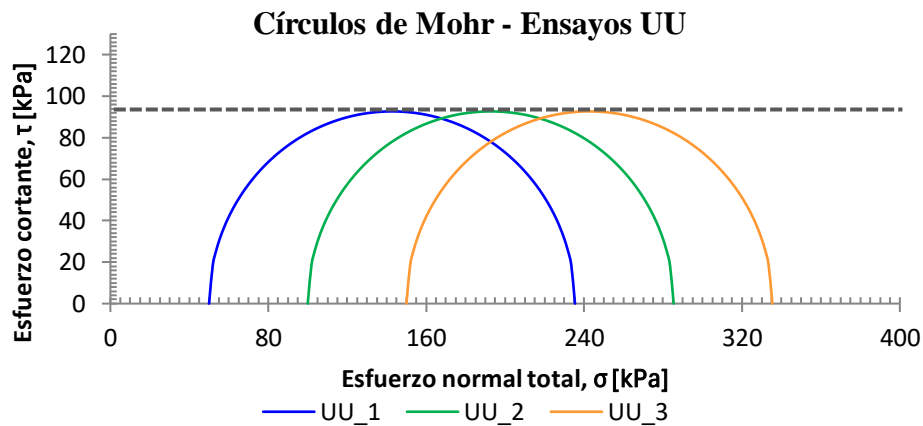
Tabla 4. Condiciones de drenaje, efecto y resultado de triaxiales

Triaxial	Condición	Mediciones	Parámetros resistentes
UU	No consolidado, corte no drenado.	Presión de cámara, desviador, deformación axial.	En esfuerzos totales, S_u .
CU	Consolidación a un esfuerzo efectivo deseado, corte no drenado.	Presión de cámara, desviador, deformación axial, presión de poros.	En esfuerzos efectivos, c' y φ' . En esfuerzos totales, S_u .
CD	Consolidación a un esfuerzo efectivo deseado, corte en condiciones drenadas.	Presión de cámara, desviador, deformación axial, deformación volumétrica.	En esfuerzos efectivos, c' y φ' .

Otra forma de evaluar S_u es mediante el ensayo de resistencia a la compresión no confinada (UCS), que consiste en aplicar una carga axial creciente a una muestra sin confinamiento lateral en el que el valor de S_u se define como la mitad de la resistencia última del suelo, $S_u \approx 0.5q_u$ (ASTM-D2166/D2166M, 2016). El ensayo UU, es representativo únicamente de condiciones a corto plazo, antes de que ocurra la consolidación. En la Figura 3 se muestra el resultado típico de UU donde se observan tres círculos de Mohr producto de variar la presión de confinamiento de la recámara del triaxial, no obstante, el esfuerzo cortante

alcanzado es el mismo para todos los confinamientos, obteniendo una envolvente de falla horizontal, $\varphi = 0^\circ$.

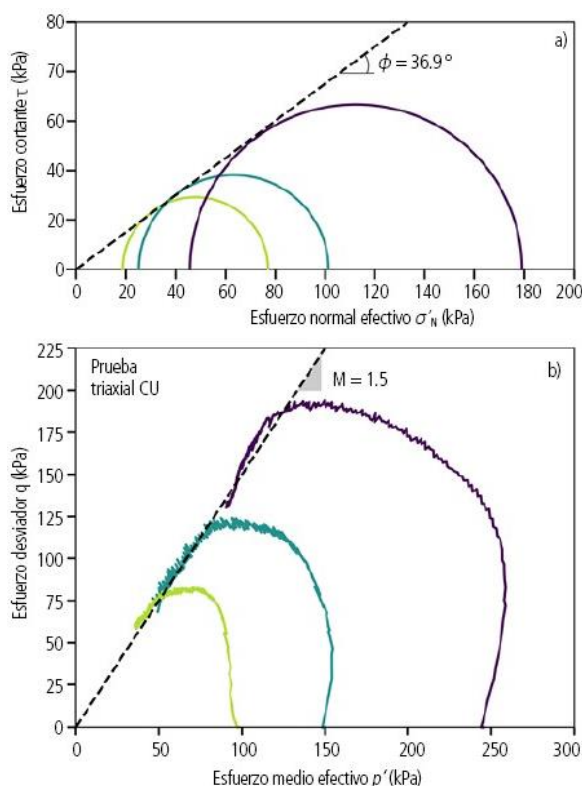
Figura 3. Resultados de pruebas triaxiales UU a diferentes confinamientos en términos de círculos de Mohr para condición de fallas



Nota. Gráfico generado a partir de smig.org.mx

Cuando se realiza el análisis en términos de esfuerzos efectivo la resistencia se expresa como la envolvente de falla en términos de c' y φ' . Según la Figura 4, cuando el suelo se somete a diferentes presiones de cámara, se mide la presión de poros y se obtiene el esfuerzo efectivo desviador, los círculos de Mohr tienen una envolvente de falla con un ángulo de inclinación ($\varphi \neq 0^\circ$). También se sabe que c' depende del estado tensional previo del suelo, es decir, de su grado de consolidación OCR, este comportamiento se abordará más adelante en la metodología SHANSEP.

Figura 4. Resultados de pruebas triaxiales CU en arcillas de Ciudad de México a diferentes confinamientos en términos de a) círculos de Mohr b) trayectoria de esfuerzos



Nota. Captura de smig.org.mx

2.4.3 Discusión de los ensayos de resistencia al corte

El artículo publicado por Mánica et al. (2024) en la revista Geotecnia de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG) describe con claridad el fundamento, las aplicaciones y especialmente las limitaciones del ensayo UU para determinar la resistencia al corte no drenado del suelo S_u no es un parámetro "fijo" del suelo, es dependiente del grado de consolidación, arcillas sobreconsolidadas pueden desarrollar una componente de fricción interna significativa, incluso en condiciones no drenadas, lo que supondría una contradicción a la presuposición de que $\phi = 0^\circ$ (SMIG, 2024). En este punto es necesario aclarar que dicha aparente contradicción se origina por el mal uso del concepto ya que, como se explicó anteriormente, el parámetro S_u está en función de los esfuerzos totales ya que, al ser un

ensayo rápido, que impide la salida del agua, o en su defecto, no mide la presión de poro intersticial, dicho aumento de presión condiciona el comportamiento del suelo.

La diferencia entre cohesión efectiva c' y resistencia al cortante no drenado, S_u es fundamental y radica en el método de obtención del parámetro (ensayo de laboratorio) y la comprensión de los efectos físicos que la configuración del ensayo produce en la muestra de suelo. La S_u se obtiene a partir del ensayo UU o UCS, se obtiene en términos de esfuerzos totales y solo refleja el comportamiento del suelo sometido a cargas rápidas y tiende a subestimar la resistencia. La cohesión efectiva c' , se obtiene a partir de los ensayos CU y CD, que tienen como principal característica poder medir la presión de poros, logrando obtener un resultado en términos de esfuerzo efectivos, esto refleja de mejor manera el comportamiento del suelo cuando está sometido a cargas a largo plazo y mide la resistencia de la estructura mineral del suelo. También se puede obtener S_u en términos de esfuerzos efectivos, en Figura 4 (a) encontraremos que el radio de cada uno de los tres círculos corresponde a S_u efectivo para cada presión de cámara σ_3 (Mánica, Gens, & Ovando, 2024).

2.4.4 Método SHANSEP

En 1974, Foott desarrolló una metodología para predecir y caracterizar la resistencia al corte no drenado de suelos cohesivos. Este enfoque, conocido como SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties), permite establecer correlaciones a partir de un conjunto representativo de ensayos (Foott, 1974). Dichas correlaciones son fundamentales para caracterizar con precisión el perfil de los suelos arcillosos a distintas profundidades y para prever su comportamiento bajo diferentes niveles de esfuerzo vertical.

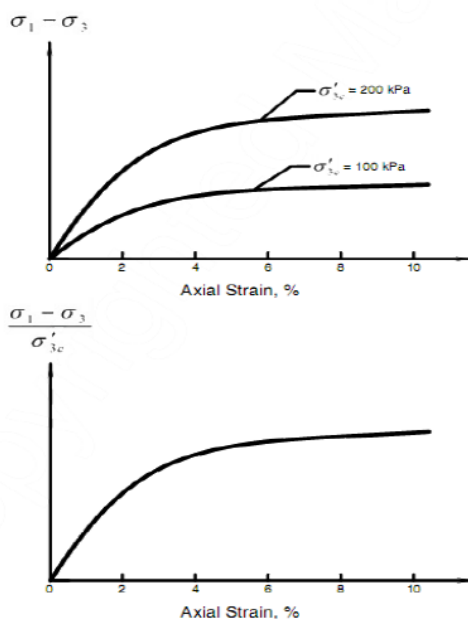
La metodología SHANSEP se fundamenta en el concepto de "comportamiento normalizable de las arcillas", S_u / σ'_{v0} , el cual tiene como finalidad normalizar la variación de S_u con respecto a la profundidad y a un nivel de esfuerzo efectivo. El modelo SHANSEP surge de la observación empírica de numerosos ensayos triaxiales no drenados con consolidación

isotrópica (CIU) realizados en arcillas con la misma relación de sobreconsolidación (OCR), pero consolidadas a distintas presiones de confinamiento. A partir de estos ensayos, se determinó que, para arcillas con comportamiento normalizable, la resistencia al corte no drenado (S_u) dividida entre la presión de confinamiento efectiva (σ'_{vc}) mantiene un valor prácticamente constante.

Esto implica que la resistencia al corte no drenado presenta un comportamiento predecible cuando se normaliza respecto a la presión de confinamiento aplicada a la muestra, lo que permite obtener un valor adimensional uniforme para todas las muestras.

En la Figura 5 se ilustra este concepto donde representa la relación entre la deformación axial y el esfuerzo desviador ($q = \sigma_1 - \sigma_3$), mientras que la segunda gráfica muestra la misma relación, pero con el esfuerzo desviador normalizado respecto a la presión de confinamiento ($q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3}$). La normalización de los datos permite identificar tendencias consistentes en el comportamiento de las arcillas, lo que facilita la extrapolación de resultados y la predicción de su respuesta ante diferentes condiciones de carga.

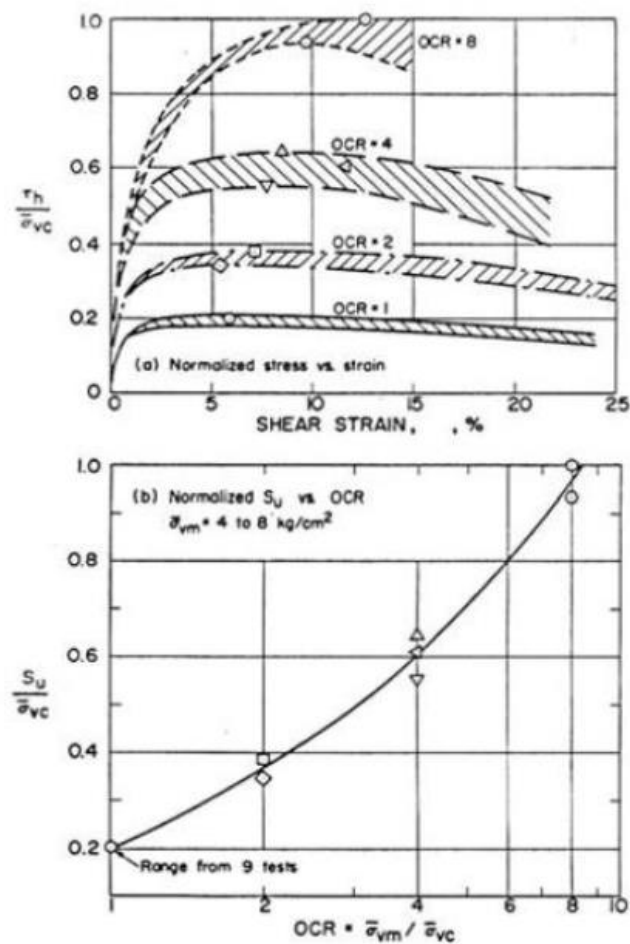
Figura 5. Ejemplo de comportamiento de esfuerzo-deformación en ensayos triaxiales en arcillas homogéneas



Nota. Fuente (Foott, 1974)

La historia de esfuerzos en un suelo se encuentra representada por la relación de sobreconsolidación (OCR), la cual desempeña un papel fundamental en el análisis de su comportamiento mecánico. La metodología SHANSEP permite determinar rangos de OCR y de resistencia al corte normalizada, lo que facilita el desarrollo de correlaciones predictivas para la resistencia al corte bajo diferentes condiciones de confinamiento (σ'_3). Esto permite estimar con mayor precisión la respuesta del suelo frente a esfuerzos aplicados, optimizando así los análisis geotécnicos y el diseño de cimentaciones.

Figura 6. Resistencia al corte normalizada vs OCR



Nota. Fuente (Foott, 1974)

En la metodología SHANSEP, Ladd y Foott propusieron una expresión empírica para estimar la resistencia al corte no drenado (S_u) de suelos cohesivos, considerando la historia de esfuerzos del suelo.

La ecuación general es la siguiente:

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vc}} = S \cdot (OCR)^m \quad (2)$$

Donde:

S_u resistencia al corte no drenado

σ'_{vc} esfuerzo vertical efectivo en el sitio

S parámetro empírico que depende del tipo de suelo (constante de normalización)

OCR relación de sobreconsolidación

m exponente que describe la sensibilidad de la resistencia con respecto al OCR

Esta ecuación refleja cómo la resistencia al corte no drenado puede predecirse a partir del esfuerzo vertical efectivo en el sitio y el estado de sobreconsolidación del suelo. La metodología SHANSEP, al normalizar la resistencia con la presión de consolidación y ajustarla según el OCR, permite capturar de forma precisa el efecto de la historia de esfuerzos en la resistencia de suelos arcillosos.

En la Tabla 5 se muestran algunos valores típicos de S y m según algunos autores consultados:

Tabla 5. Valores de S y m según algunas fuentes

Tipo de arcilla	S	m	Fuente
Inorgánicas	0.20 – 0.25	0.7 – 0.9	(Ladd & DeGroot, Recommended practice for soft ground site characterization, 2003)
Orgánicas	≈ 0.22 – 0.30	0.7 – 0.9	
Sedimentarias	0.16 – 0.22	≈ 0.75 – 0.88	(Ameratunga, Sivakigan, & Das, 2016)
Sensibles	≈ 0.10 – 0.20	0.4 – 1.0	

2.5 Sensitividad en arcillas

La sensitividad se define como la relación que existe entre la S_u de un suelo en su estado inalterado (natural) y la S_u del mismo suelo una vez alterado (remoldeado), manteniendo constante su contenido de humedad. La sensitividad refleja la pérdida de resistencia que experimenta una muestra de arcilla cuando su estructura original se altera debido a disturbios mecánicos. El comportamiento se debe a la estructura y disposición de las partículas arcillosas, además, al equilibrio físico-químico que mantienen unidas dichas partículas. En arcillas altamente sensibles, una vez alterada la microestructura, la resistencia remanente depende casi exclusivamente de las interacciones electroquímicas entre partículas, reflejando una pérdida significativa de la resistencia inicial. La sensitividad está asociada a factores como el grado de dispersión, la salinidad del agua intersticial, la forma geológica de sedimentación y consolidación (Skempton & Northey, 1952). La sensitividad se define como:

$$St = \frac{Su_{Inalterado}}{Su_{Remoldeado}} \quad (3)$$

Donde:

St sensitividad

$Su_{Inalterado}$ resistencia al corte no drenado inalterado

$Su_{Remoldeado}$ resistencia al corte no drenado remoldeado

Tabla 6. Interpretación típica de sensitividad, St

Grado de sensitividad	Rango de St	Descripción del comportamiento
Muy baja	1 – 2	Arcilla normal, sin estructura significativa
Baja	2 – 4	Ligera pérdida de resistencia al remoldear
Media	4 – 8	Pérdida notable de resistencia
Alta	8 – 16	Arcilla estructurada, frágil al disturbio
Muy alta	16 – 32	Arcilla muy sensible
Extrema – “Quick clay”	>32	Se licúa al remoldear

Nota. Tabla tomada de (Skempton & Northey, 1952).

2.6 Índice de liquidez, consistencia y grado de consolidación histórico

El Índice de Liquidez (IL) es un parámetro adimensional que describe el estado físico de una arcilla en función de su humedad natural y sus límites de Atterberg. Este parámetro fue descrito inicialmente por Casagrande y posteriormente normalizado por Skempton que demostró que IL permite caracterizar el estado de consistencia, la rigidez y la estructura físico química de arcillas naturales proporcionando una herramienta para interpretar el comportamiento mecánico de arcillas en condición no drenada. (Skempton, 1953). Se expresa como:

$$IL = \frac{w_n - w_p}{IP} \quad (4)$$

Donde:

w_n contenido de humedad natural

w_p límite plástico

IP índice de plasticidad

2.6.1 IL como indicador de consistencia en arcillas

El IL cuantifica la posición del contenido de agua natural dentro del intervalo definido por los límites de Atterberg, el contenido de agua relativo a los estados de plasticidad controlan el potencial de repulsión entre partículas, las transición entre estructuras floculadas y dispersas y la rigidez aparente del esqueleto arcilloso; por ello IL constituye un indicador de consistencia, capacidad de deformación y sensibilidad al esfuerzo efectivo (Mitchell & Soga, 2005).

El estado del arte actual coincide en que IL se correlaciona directamente con la consistencia. En la Tabla 7 observamos los rangos de IL para cada estado de consistencia con su interpretación mecánica (Casagrande, 1932).

Tabla 7. Interpretación de IL

Intervalo IL	Consistencia	Interpretación
IL < 0	Semisólido – sobreconsolidado.	Alta rigidez, estructura densa, S_u elevada.
$0 \leq IL \leq 1$	Plástico – normalmente consolidado.	Resistencia moderada, compresibilidad normal.
IL > 1	Líquido – arcilla blanda.	S_u muy baja, alta compresibilidad.

2.6.2 Relación entre el IL y OCR

IL no es un parámetro de consolidación, pero investigaciones geotécnicas han establecido que está asociado a características macroscópicas derivadas del historial tensional del suelo y a su comprobada relación con la consistencia y facilidad de deformación de arcillas. Cuando $IL < 0$ el contenido de humedad es menor que el límite plástico, indica un material sobreconsolidado, generalmente por cargas históricas mayores que las actuales (Burland, 1990). Su estructura está endurecida por procesos de descarga, arcillas con alto OCR presentan menor IL y mayor S_u (Ladd & Foott, 1974).

Cuando $0 \leq IL \leq 1$ se considera que la arcilla es normalmente consolidada indicando que existe equilibrio entre σ'_0 y σ'_V existiendo una buena correlación entre IL, S_u y OCR (Skempton, 1953). Un valor de $IL > 1$ indica que la humedad natural se encuentra por encima del límite líquido, esta condición es típica de arcillas blandas de ambientes sedimentarios recientes con tendencia a alta compresibilidad y valores de S_u reducidos. Mesri (1975) muestra que estos suelos presentan $OCR < 1.3$ y sensibilidad elevada.

2.7 Ensayos geotécnicos

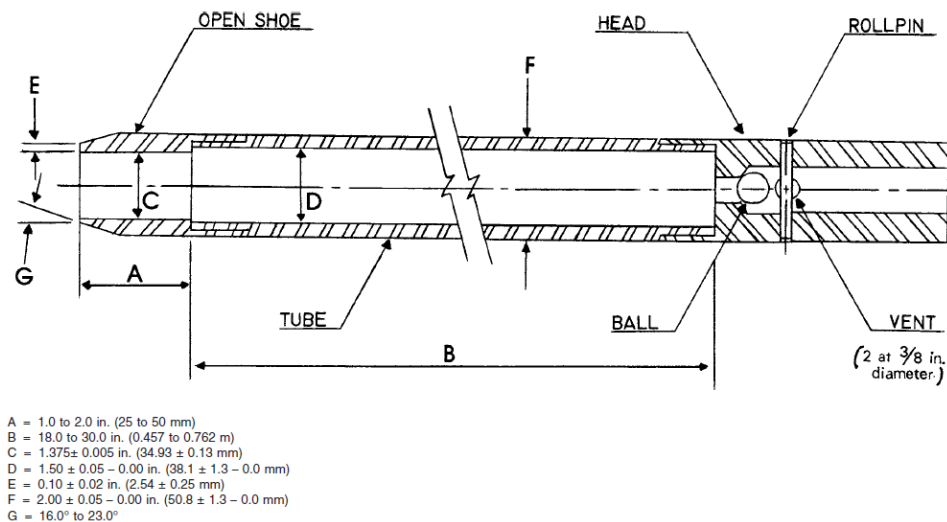
2.7.1 Ensayos de campo

2.7.1.1 Ensayo de penetración estándar SPT

El ensayo de penetración estándar (SPT) es uno de los ensayos de campo más utilizados en las campañas de exploración geotécnica para determinar las propiedades mecánicas del suelo. El ensayo SPT consiste en introducir a golpes un muestreador y determinar qué tan resistente es el suelo llevando la cuenta de cuantos golpes son necesarios para que el muestreador penetre 45 cm en el suelo. Se realiza técnicamente, mediante la hincada de un muestreador de forma tubular hueco, sobre el muestreador se deja caer una masa de 63.5Kg en caída libre desde una altura aproximada de 762 mm. (ASTM-D1586/D1586M-18e1, 2022). El muestreador o cuchara partida tiene unas medidas estándar de 38.1 mm de diámetro interior y 457 mm de longitud efectiva, como se puede observar en la Figura 7. La resistencia del suelo se determina registrando el número de golpes necesarios para introducir el muestreador 45 cm en el suelo, contando los golpes necesarios cada 15 cm. A este número de golpes lo denominamos resistencia a la penetración N y se obtiene sumando los golpes necesarios para introducir los dos últimos tramos del muestreador (30 últimos cm), descartando el primer tramo para evitar posibles alteraciones. Si se requieren más de 50 golpes para que el muestreador se introduzca 15 cm se considera rechazo. Si el muestreador penetra sin necesidad de golpes se considera $N=0$ indicando un suelo de consistencia muy blanda. N puede estar influenciado por factores como equipo, operador, tipo de varillaje y la eficiencia del golpe, por lo que es necesario efectuar la corrección al denominado N_{60} ajustado a una energía de golpes estándar del 60% de la energía teórica de caída de la maza. El valor N_{60} es utilizado para comparar resultados de diferentes equipos y condiciones, este valor constituye una medida indirecta de la resistencia del suelo al corte y sirve como base para correlaciones empíricas que permiten estimar propiedades geotécnicas como resistencia al corte no drenado, módulo de deformación, densidad relativa, entre otros.

El ensayo SPT tiene una amplia gama de aplicaciones en la ingeniería civil, como el diseño de cimentaciones, pavimentos o investigación de suelos en general. A pesar de limitaciones como su carácter empírico y la perturbación que genera en los suelos sensibles, el SPT es una herramienta fundamental para la ingeniería geotécnica que proporciona datos de manera relativamente simple, rápida y a bajo costo.

Figura 7. Muestreador tipo cuchara partida



2.7.1.2 Geofísica de refracción MASW

La evolución de los métodos de exploración geofísica ha permitido la clasificación precisa del perfil de suelos de un sitio específico basada en su perfil de velocidades de once de corte V_s . La normativa ecuatoriana NEC-15 establece rangos para los valores de V_{s30} (velocidad de onda de corte en los treinta primeros metros más superficiales), a partir de los cuales se puede determinar el perfil al que pertenece.

La velocidad de onda de corte V_s está directamente relacionada con la rigidez del suelo, lo que convierte a este parámetro en una herramienta esencial para la comprensión del comportamiento del suelo a bajas deformaciones.

El análisis multicanal de ondas superficiales MASW es una técnica geofísica no destructiva que permite la caracterización de perfiles de velocidad de onda de corte V_s en el subsuelo a partir del análisis de ondas superficiales generadas de manera activa.

En un ensayo MASW activo, se genera una perturbación controlada en el suelo mediante una fuente de energía impulsiva, como un martillo de impacto. Esta perturbación produce ondas superficiales, principalmente ondas Rayleigh, las cuales son registradas a través de un arreglo de geófonos conectados a un cable multicanal que posteriormente son transformados al dominio de la frecuencia y el número de onda mediante un análisis de dispersión (ASTM-D7858-17, 2017).

El procesamiento de los datos permite construir una curva de dispersión experimental, la cual es invertida para obtener un perfil de variación Vs con la profundidad.

La sísmica de micro temblores se emplea para la medición de ondas superficiales tipo Rayleigh, estas mediciones pueden realizarse utilizando el ruido ambiente como fuente pasiva o mediante una fuente activa, como golpes con un martillo pesado. Se utilizará el método activo de análisis multicanal de ondas superficiales MASW.

Para la adquisición de la data se emplearon los siguientes equipos:

- Sismógrafo de 24 canales.
- Cable principal de 115 m.
- Geófonos de 4.5 Hz.
- Martillo de 12 libras.

2.7.2 Ensayos de laboratorio

2.7.2.1 Determinación del límite líquido empleando la caída de cono, BS 1377-2

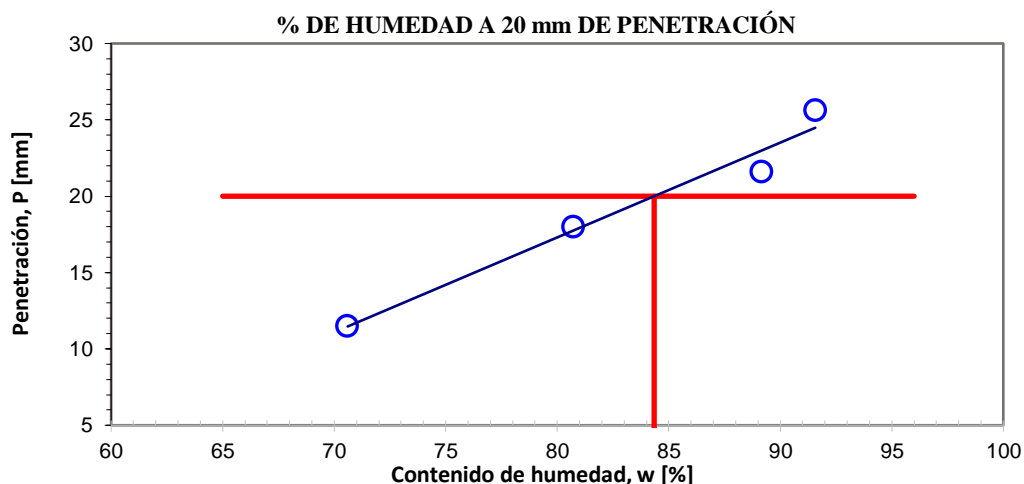
La prueba de caída de cono CC descrita en el BS 1377: Part 2 : 1990 es un método estandarizado para la determinación del límite líquido de un suelo fino y es utilizado como método alternativo a método de Casagrande que utiliza un dispositivo para límite líquido o cuchara de Casagrande (British Standards Institution, 1990). En la norma se lo nombra

método definitivo y se lo considera más objetivo debido a la menor intervención de las subjetividades del operador.

El objetivo del ensayo es determinar el LL del suelo, que es el contenido de humedad necesario para que el suelo pase de estado plástico al estado "líquido", más bien, el contenido de agua con el cual el suelo comienza a comportarse como un fluido viscoplastico.

Consiste en dejar caer un cono de dimensiones y peso normado durante cinco segundos exactos sobre una muestra de arcilla blanda contenida en un recipiente. El cono cae libremente por acción de la gravedad penetrando la muestra humedecida, se mide la penetración bajando la punta de un dial de deformación de tolerancia 0.001" y se toma una muestra para determinar la humedad. El proceso se repite cuatro veces en la misma muestra a la que solamente se le agrega agua manualmente cada vez hasta obtener cuatro puntos para ser colocados en una gráfica contenido de humedad vs. Penetración como se puede observar en la Figura 8. El contenido de humedad correspondiente a una penetración de 20 mm se define como el límite líquido.

Figura 8. Ejemplo de gráfico w vs. P para determinar LL



Para construir la gráfica se agrega agua a la muestra de suelo para conseguir cuatro puntos de humedad en un intervalo de 10 mm a 25 mm de penetración para asegurar dibujar una correcta línea de tendencia.

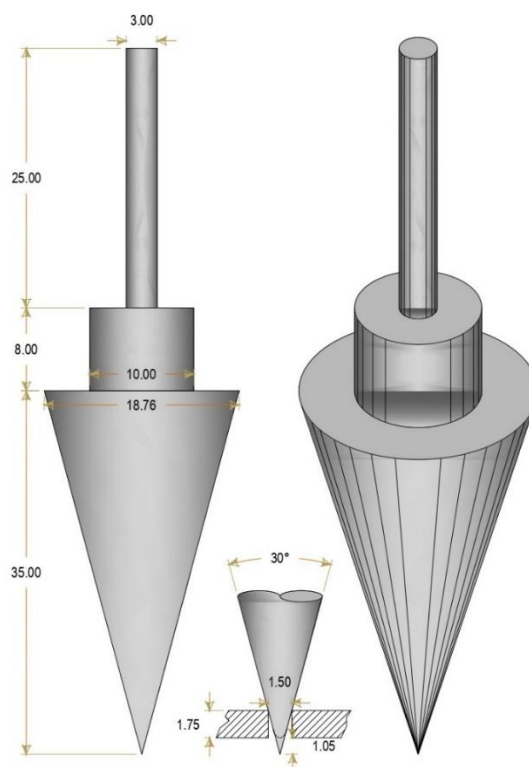
El equipo de penetración de cono consiste en un penetrómetro estándar provisto de un dial, que permita medir la longitud que el vástago se desplazó hacia abajo y dentro de la muestra en caída libre, desde su posición inicial. En la Figura 9 se pueden observar las partes principales que forman parte de un penetrómetro utilizado en este estudio.

Figura 9. *Partes básicas de un penetrómetro*



En la Figura 10 se observan las dimensiones del cono utilizado en esta investigación, las características del equipo, así como el procedimiento de ejecución se mencionan en el apartado 3.6.1.

Figura 10. Dimensiones del cono



Nota. Dimensiones tomadas del **(British Standards Institution, 1990)**.

En un estudio comparativo de los resultados de límite líquido obtenido mediante el método de Casagrande (LL-MC) y el método de caída de cono (LL-CC) en margas de Creta, se obtuvieron resultados similares, especialmente en suelos de grano fino. Sin embargo, se destaca que el método de caída de cono mostró mejores características de repetibilidad y menor dispersión de resultados, lo que sugiere que el método CC proporciona estimaciones más consistentes (Christaras, 1991). Por otro lado, en un estudio similar ejecutado en arcillas de diversas mineralogías, se observó que el LL-CC en arcillas de tipo caolita o illita de bajo LL, los valores de CC tendían a ser ligeramente mayores que los de Casagrande; en cambio, para arcillas de tipo esmectita o con LL muy alto, los valores obtenidos por MC eran mayores que los del cono y con una mayor variabilidad. Esto sugiere que el método de CC podría ofrecer mayor fiabilidad, especialmente en suelos finos para reducir la variabilidad entre operarios (Crevelin & Bicalho, 2019).

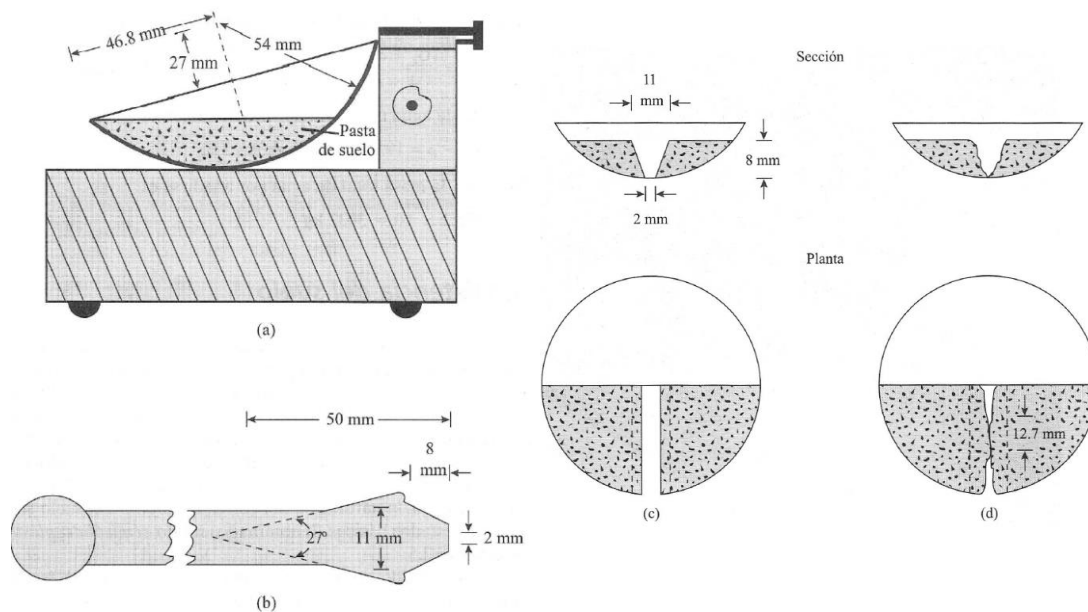
2.7.2.2 Determinación del límite líquido empleando el método de Casagrande, ASTM D 4318

Uno de los objetivos de esta publicación es determinar las propiedades índice de las arcillas, siendo el Método de Casagrande (MC) el más utilizado para determinar el límite líquido debido a su practicidad y popularidad. Este método fue desarrollado por Arthur Casagrande en 1932 y para nuestro estudio, se toman en consideración las normas ASTM D4318-17e1 y la BT1377:Part2:1990 como guía para la ejecución del procedimiento.

Consiste en una copa de bronce que se eleva por una manivela para luego dejarla caer sobre una base de hule duro. Dentro de la copa se coloca una mezcla de suelo pasante del tamiz N°40 con agua (pasta) a la que previamente se le hizo una ranura en el centro (ver Figura 11 (c)). La ranura se realiza usando un acanalador de medidas estándar como se puede observar en la Figura 11(b). Luego, con la manivela, se eleva la copa y se la deja caer repetidas veces desde una altura de 10 mm. hasta provocar que la ranura en la pasta se cierre 12.7 mm según la Figura 11 (d). El porcentaje de humedad requerido para que los lados de la ranura se junten una longitud de 12.7 mm. a lo largo del fondo de la copa con 25 golpes se define como el Límite Líquido. Según el estándar, se recomienda repetir el ensayo para que el cierre de la ranura se produzca entre los 25 a 35 golpes, luego otro donde el cierre se produzca entre los 20 a 30 golpes y finalmente una repetición donde el cierre se logre entre los 15 a 25 golpes. Cada golpe en el dispositivo MC corresponde a una resistencia cortante del suelo de aproximadamente 1 g/cm^2 , por lo tanto, el LL es el contenido de agua para el cual la resistencia cortante del suelo es aproximadamente de 25 g/cm^2 (Das, 2001)

Con los datos obtenidos, se grafica el número de golpes (en escala logarítmica) frente al contenido de humedad. La curva resultante permite interpolar el contenido de humedad correspondiente a 25 golpes, que define el límite líquido del suelo. Este cálculo se realiza utilizando la ecuación ajustada de la recta en la gráfica.

Figura 11. Prueba de límite líquido: (a) dispositivo para límite líquido; (b) ranurador; (c) pasta de suelo antes de la prueba; (d) pasta de suelo después de la prueba.



Nota. Fuente (Das, 2001)

Entre las ventajas del límite líquido por el método de Casagrande (LL-MC) tenemos su capacidad para proporcionar resultados precisos en suelos cohesivos y su amplia aceptación en estudios geotécnicos, sin embargo, su precisión depende de la calibración del equipo y la experiencia del operador. Este ensayo se implementará en el presente estudio dado su extendido uso en los laboratorios de suelos de esta región con miras a comparar resultados con los de límite líquido obtenidos con el dispositivo de caída de cono (LL-CC).

Figura 12. *Dispositivo para límite líquido*



2.7.2.3 Resistencia a la compresión no confinada

El ensayo UCS es un método estandarizado empleado para determinar la resistencia no confinada (q_u) y, por ende, la resistencia al corte no drenado (S_u) de suelos cohesivos. Este ensayo resulta fundamental para evaluar el comportamiento reológico de las arcillas blandas sensitivas presentes en las planicies de inundación de Samborondón, permitiendo caracterizar parámetros cruciales para el diseño geotécnico.

Para la realización del ensayo se utilizó el equipo estandarizado según las especificaciones de la norma ASTM (ASTM-D2166/D2166M, 2016). El equipo incluye una prensa de carga capaz de aplicar una velocidad de deformación controlada entre 1% y 2% por minuto, celdas de carga y transductores para la medición precisa del esfuerzo y la deformación, moldes para preparar muestras cilíndricas con una relación altura-diámetro de 2:1, y un horno para determinar el contenido de humedad de las muestras después del ensayo.

La muestra de suelo inalterada se extrajo mediante un tubo Shelby y se talló cuidadosamente para obtener un cilindro con dimensiones estandarizadas de 38 mm de diámetro y 76 mm de altura. Tras comprobar las dimensiones y la masa inicial de la muestra, se posicionó en la prensa de carga entre dos placas para asegurar su alineación. Durante el ensayo, se aplicó una carga axial de forma continua a velocidad constante, registrando los

esfuerzos y deformaciones en intervalos regulares. El ensayo concluyó cuando la muestra alcanzó su esfuerzo axial máximo o una deformación axial del 15%.

Posteriormente, se realizó el análisis de los datos para determinar la resistencia no confinada (q_u) utilizando la relación entre la carga axial máxima y el área inicial de la muestra. La resistencia al corte no drenado (S_u) se obtuvo como la mitad de la resistencia no confinada, $S_u = 0.5q_u$. Este procedimiento permitió evaluar las propiedades mecánicas del suelo con alta precisión, proporcionando información clave para los objetivos del estudio.

Figura 13. *Equipo de compresión simple*



Este es el ensayo con el que se determinará de manera directa S_u considerando las siguientes ventajas

- Procedimiento rápido y sencillo que no requiere sistemas de presión confinante.
- Es económico.
- Proporciona una estimación razonable de la resistencia al corte no drenado para suelos de baja a media plasticidad, en condiciones de carga rápida donde el drenaje es nulo.

Como desventajas tenemos:

- En suelos sensibles o de alta estructura natural, la falta de confinamiento puede provocar fallas prematuras o mecanismos de fallas poco representativos.
- Al ser una prueba rápida, no captura el comportamiento drenado, no proporciona información sobre el comportamiento drenado ni parámetros como el ángulo de fricción.
- No se pueden controlar las condiciones internas del suelo, como la presión de agua de los poros y los efectos de alteración del grado de saturación.
- Sus resultados tienen una interpretación empírica y no permite evaluar aspectos complejos del comportamiento.

Sus principales limitaciones son:

- Solo es aplicable a suelos cohesivos que poseen suficiente resistencia para mantenerse sin confinamiento lateral.
- La exactitud de los resultados depende de la calidad de las muestras, cualquier perturbación durante la extracción, manipulación, transporte y almacenamiento, puede afectar negativamente los resultados.
- Durante el ensayo se asume que la muestra está saturada o casi saturada, por lo que en suelos parcialmente saturados los resultados pueden ser poco representativos.
- La falta de confinamiento implica que las condiciones de esfuerzo durante el ensayo difieren significativamente de las existentes en el terreno, especialmente en grandes profundidades donde las presiones efectivas son elevadas.

2.7.2.4 Consolidación

El ensayo de consolidación unidimensional, realizado de acuerdo con la norma ASTM (ASTM-D2435, 2011), se emplea para determinar las propiedades de compresibilidad y consolidación de los suelos cohesivos bajo condiciones de carga controlada, con restricción lateral y doble drenaje. Este procedimiento permite evaluar parámetros clave como el coeficiente de consolidación vertical (C_v), el índice de compresión (C_c), el índice de recompresión (C_r) y la presión de preconsolidación.

Para la realización del ensayo, se selecciona una muestra de suelo representativa, generalmente obtenida mediante extracción con tubo Shelby, asegurando que no sufra alteraciones significativas en su estructura o contenido de humedad. La muestra se corta cuidadosamente con las dimensiones requeridas para el edómetro, asegurando superficies planas y uniformes para un contacto adecuado entre el suelo y los anillos del aparato.

La muestra se coloca dentro de un anillo metálico en el edómetro, donde se aplica una presión vertical a través de un pistón, mientras que la deformación lateral está restringida. Antes de iniciar las cargas, se satura la muestra aplicando una presión inicial mínima, permitiendo la disipación gradual de presiones intersticiales a través de una placa porosa ubicada en contacto con el suelo.

El ensayo comienza aplicando una serie de incrementos de carga en una escala logarítmica, duplicando progresivamente el esfuerzo aplicado en cada etapa. Cada incremento se mantiene constante hasta que se ha alcanzado el 100% de la consolidación primaria (disipación del exceso de presión de poros debido al incremento) y visualmente se lo determina con el cambio de pendiente de la curva tiempo asentamiento lo que indica que la mayor parte de la consolidación primaria ha finalizado. Durante el proceso, se registran mediciones de asentamiento en función del tiempo, lo que permite calcular el coeficiente de consolidación (C_v) mediante métodos como el de Casagrande o el de Taylor.

Figura 14. *Ensayo de Consolidación*



Una vez alcanzada la carga máxima, se realiza el proceso inverso conocido como descarga o recompresión, disminuyendo gradualmente los esfuerzos aplicados. Esto permite determinar el comportamiento elástico del suelo y calcular el índice de recompresión (C_r).

Finalmente, los resultados obtenidos del ensayo se analizan para construir la curva de consolidación en un gráfico que relaciona el índice de vacíos con el esfuerzo efectivo aplicado. Este gráfico permite identificar la presión de preconsolidación σ'_0 , la cual es fundamental para determinar si el suelo se encuentra normalmente consolidado o sobreconsolidado.

Capítulo 3

3. Metodología

3.1 Área de estudio

La zona de análisis se encuentra ubicada en la Parroquia Tarifa del Cantón Samborondón de la Provincia del Guayas en el interior del denominado Recinto Río Seco, pequeño poblado de agricultores rodeado de parcelas irrigadas por canales artificiales que transportan el agua desde el Río Seco y desde el Río Los Tintos. En el apartado 3.4 se encuentra un mapa de ubicación detallado.

3.2 Marco geológico

El estudio se emplaza sobre el sector oriental de la unidad morfológica conocida como depresión del Guayas, delimitada naturalmente por la Cordillera de los Andes al este y por la Cordillera Chongón-Colonche y el estuario del río Guayas al oeste. Esta depresión ha sido progresivamente colmatada por sedimentos recientes de origen Holoceno, transportados desde zonas altas por procesos erosivos y actividad volcánica. Los materiales fueron arrastrados por afluentes como los ríos Chimbo, Milagro, Yaguachi, Vinces y Babahoyo, conformando una extensa llanura de inundación que sustenta diversas poblaciones de la cuenca del Guayas.

En esta cuenca se observa una amplia diversidad de suelos en distintas etapas de desarrollo, influenciados significativamente por los fenómenos climáticos estacionales y los eventos recurrentes de El Niño, que producen alternancia entre inundaciones en la estación lluviosa y sequías en la seca.

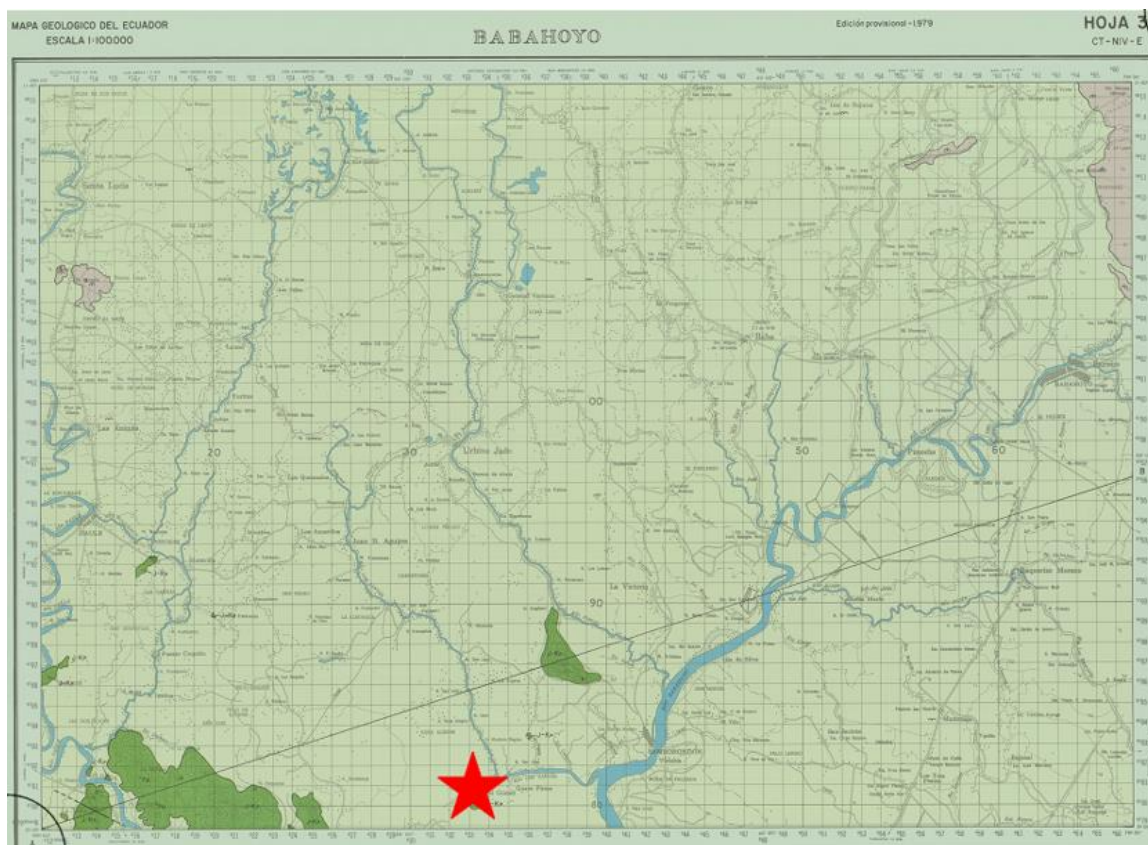
La zona del proyecto se ubica en la llanura oriental, caracterizada por suelos formados principalmente por acumulación de materiales detríticos erosionados y depositados en capas sucesivas desde el terciario. En la porción occidental de esta llanura, los suelos se han desarrollado sobre sedimentos derivados de areniscas y calizas, formando mesetas y cerros bajos al sur y sureste del área. Hacia el este, los suelos se han enriquecido por aportes

fluviales recientes cargados de fragmentos de rocas volcánicas e ígneas, originados en la Cordillera de los Andes. En la franja nororiental de la llanura, predominan materiales feldespáticos y productos de meteorización de minerales ferruginosos, lo que ha favorecido un continuo enriquecimiento del suelo.

3.2.1 Marco geológico regional

El Ecuador se encuentra dividido en cinco principales regiones morfo-estructurales, las cuales reflejan la compleja interacción tectónica y geodinámica que caracteriza al territorio nacional. En la siguiente Figura 15 se podrán observar unidades estructurales se diferencian por su origen geológico, evolución tectónica, tipo de rocas predominantes y la topográfica.

Figura 15. *Mapa geológico Babahoyo – hoja 32*



3.2.1.1 *Región Costa*

La región corresponde a una cuenca sedimentaria del ante-arco, sustentada sobre un basamento de origen oceánico, el cual está compuesto por secuencias volcánicas, vulcano-sedimentarias y sedimentarias que datan del Cretácico al Eoceno. Sobre estas unidades se encuentran depositadas las formaciones neógenas del ante-arco, principalmente de origen sedimentario, resultado de procesos de acumulación en ambientes marino-costeros y fluviales.

Desde el punto de vista geomorfológico, la zona presenta una topografía suavemente alomada, con elevaciones bajas y pendientes suaves, que han sido profundamente disectadas por una red hidrográfica densa. Entre los principales cursos fluviales que atraviesan esta unidad geológica se encuentran los ríos Esmeraldas, Blanco, Portoviejo, Chone, Daule y Guayas, los cuales han contribuido a la evolución morfológica del paisaje mediante procesos de erosión y sedimentación.

Esta configuración geológica y geomorfológica es representativa de los terrenos del ante-arco ecuatoriano, caracterizados por su compleja evolución tectónica y su importancia como zona de acumulación de sedimentos derivados de los sistemas montañosos adyacentes

3.2.1.2 *Cordillera Occidental*

Esta unidad estructural está conformada principalmente por rocas ígneas intrusivas y extrusivas, de composición máfica a intermedia, las cuales se encuentran tectónicamente yuxtapuestas con depósitos predominantemente turbidíticos que datan del Cretácico-Oligoceno. Esta relación indica un alto grado de actividad tectónica y procesos de acreción relacionados con el margen activo del Pacífico.

Callejón Interandino, corresponde a un sistema de valles intermontanos, localizado entre las cordilleras occidental y real, constituido por un basamento cubierto por depósitos volcánicos de variable espesor. En esta región se identifican pequeños cuerpos volcánicos que contienen xenolitos de rocas metamórficas y máficas, lo que evidencia la interacción entre

procesos magmáticos y unidades del basamento. Esta unidad morfoestructural se extiende hacia el norte, hasta alcanzar territorio colombiano.

Cordillera Real, está compuesta principalmente por rocas metamórficas y granitoides de edad mesozoica, separadas del valle Interandino por la sutura geológica de Peltetec. Sobre esta base cristalina se emplazan formaciones volcánicas post-miocénicas, correspondientes al arco volcánico activo, lo que resalta la continuidad de procesos orogénicos recientes.

Región Amazónica (Oriente), comprende dos dominios estructurales diferenciados: la cuenca oriente y la zona subandina. Ambas se formaron durante el cretácico tardío como parte de una cuenca de tras-arco, en respuesta al levantamiento de la cordillera real.

El sustrato geológico de esta región está constituido por rocas del paleozoico y mesozoico, cubiertas por formaciones sedimentarias marinas y continentales pre-eocénicas, sobre las cuales se superponen depósitos del tras-arco post-oligocénico.

A lo largo del cuaternario, esta cuenca ha sido rellenada con sedimentos aluviales y clásticos derivados de la Sierra, permitiendo el desarrollo de amplios sistemas fluviales, que actualmente configuran la red hidrográfica amazónica.

La zona en estudio se encuentra ubicada dentro de la región morfo-estructural denominada Costa.

Desde el punto de vista tectónico, el Ecuador comparte una geodinámica similar a la de otros países del margen occidental de Sudamérica, donde la Placa Oceánica de Nazca subduce bajo la Placa Continental Sudamericana. Esta interacción ha generado el levantamiento de la Cordillera de los Andes y la fusión parcial del manto superior, dando lugar al ascenso de magmas que intruyen la corteza a través de fracturas y zonas de debilidad, contribuyendo a la configuración del relieve actual.

Uno de los eventos geológicos es el levantamiento de la Sierra Andina, iniciado aproximadamente hace 230 millones de años, el cual originó la diferenciación entre la Cuenca del Ante-arco (Occidente) y la Cuenca del Tras-arco (Oriente).

La región costera del Ecuador, unidad litoestructural donde se localiza la zona en estudio, se extiende al oeste del sistema andino y forma parte de la Cuenca Sedimentaria del Ante-arco.

El Ecuador se sitúa en el borde noroccidental del continente Sudamericano y forma parte del Cinturón de Fuego del Pacífico, lo que lo convierte en un territorio altamente activo desde el punto de vista sísmico y volcánico. La subducción de la Placa de Nazca genera una zona sísmica profunda inclinada (Zona de Benioff), que produce eventos sísmicos de profundidad creciente hacia el interior del continente, alcanzando más de 200 km bajo la llanura amazónica. De acuerdo con el Mapa Sismotectónico Nacional, el área del anteproyecto se encuentra en una zona sísmica de intensidad IV, donde predominan los sismos de tipo superficial.

Desde el punto de vista litológico, la región costera se apoya sobre un basamento oceánico correspondiente a la Formación Piñón, compuesto por rocas volcánicas, volcano-sedimentarias y sedimentarias del Cretácico al Eoceno. Sobre este basamento se han depositado secuencias volcano-terrágenas y clásticas marinas y neríticas, correspondientes a las formaciones Zapallo, Pambil, Víche, Angostura, Onzole, Borbón y Balzar. Esta última, presente en el área del estudio, está compuesta por conglomerados, arenas, limos y arcillas bien estratificadas, depositadas en ambientes marinos someros. Litológicamente, la Formación Balzar sobreyace a la Formación Borbón.

Los depósitos cuaternarios presentes en la zona comprenden lahares compuestos por areniscas tobáceas, tobas y brechas, con estratificación horizontal a subhorizontal, además de depósitos de terrazas, materiales aluviales, coluviales y suelos residuales.

Desde el punto de vista geomorfológico, la región costera se caracteriza por una planicie que se extiende al oeste de los Andes, con elevaciones inferiores a los 600 m s.n.m. Su ancho varía desde los 180 km en la latitud de Guayaquil hasta unos 100 km hacia el norte. Esta llanura está bordeada por relieves tabulares y colinados, con inclinación general hacia el este.

En términos hidrogeológicos, la región occidental está cubierta por sedimentos detríticos de origen fluvial y volcánico (arenas, areniscas, conglomerados), provenientes de la Sierra. Estas condiciones han favorecido el desarrollo de acuíferos de amplia extensión, con permeabilidad generalmente alta y buenos rendimientos hidráulicos.

3.2.1.3 Tectónica

De acuerdo con la revisión de documentos cartográficos y mapas geológicos Hoja 32 Babahoyo (escala 1:100.000), no se identifican fracturas geológicas, ni estructuras tectónicas que pudieran afectar el comportamiento de las estructuras de los puentes y terraplenes de la vía.

El sistema principal de fallas en la región está compuesto por fracturas de salto importante, alineadas paralelamente a las estribaciones de la cordillera que delimita la cuenca. Sin embargo, estas estructuras se encuentran fuera del área de influencia del proyecto, por lo que no tendrían influencia directa en la zona de estudio.

La ubicación geográfica del Ecuador en el extremo noroccidental de Sudamérica condiciona su dinámica tectónica, caracterizada por una intensa actividad sísmica y volcánica. Este fenómeno es resultado del proceso de subducción, el cual representa el principal mecanismo que gobierna la sismotectónica del país.

La subducción de la placa oceánica de Nazca por debajo de la placa continental de Sudamérica es el factor determinante en la evolución neodinámica de los Andes del Norte. Entre las principales expresiones fisiográficas de este proceso en Ecuador se destacan la

presencia de una fosa tectónica paralela a la línea de costa con una orientación predominante norte-sur y, en la zona continental, la configuración de la cadena andina, compuesta por las cordilleras Occidental y Real, separadas por la depresión interandina.

Este régimen tectónico activo se inició hace aproximadamente 26 millones de años, cuando la fragmentación de la placa Farallón dio origen a las placas de Cocos y Nazca. Actualmente, la convergencia entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana genera esfuerzos compresionales predominantes en la dirección este-oeste.

Como consecuencia de la subducción de la placa de Nazca, se desarrolla una zona de alta sismicidad con un plano de inclinación hacia el este, conocida como la Zona de Benioff.

Este marco tectónico establece que Ecuador es un área de alta complejidad geodinámica, con importantes implicaciones para la sismicidad y la evolución estructural del territorio.

3.2.1.4 Hidrogeología

La Cuenca del río Guayas se extiende de norte a sur a lo largo de gran parte de la provincia, abarcando una superficie de 1.961,79 km², lo que representa el 45,87% de la subcuenca. Dentro del cantón Samborondón, el sistema de microcuencas y cursos de agua interiores incluye numerosos riachuelos y esteros, entre ellos el estero El Rosario, Buijo, Batán, Paula León y Capacho. Estos cuerpos de agua desempeñan un papel crucial en el desarrollo económico de las comunidades rurales y poseen un potencial turístico en el corredor fluvial del río Los Tintos.

El sistema de cuencas y subcuencas del cantón Samborondón está compuesto por la Cuenca del río Guayas y las subcuencas de los ríos Babahoyo y Yaguachi. Este sistema fluvial está sujeto a la influencia del flujo y reflujo de las mareas del Golfo de Guayaquil.

Los cuerpos de agua más cercanos a la zona del proyecto incluyen los ríos Babahoyo y Daule, ambos afluentes del río Guayas. Estos ríos drenan superficies de aproximadamente 22.442 km² y 12.058 km², respectivamente, aportando grandes volúmenes de agua que fluyen unos 65 km hacia el sur, desembocando en el Golfo de Guayaquil.

El río Babahoyo conforma un sistema hidrológico complejo, con un caudal incrementado por la afluencia de los ríos Yaguachi, Catarama-Zapotal, Vinces y Los Tintos. Este último atraviesa el cantón, constituyendo un corredor fluvial con relevancia económica y turística.

Por su parte, el río Daule, que drena por el sector occidental de la Cuenca del río Guayas, recibe aportes de pequeños afluentes originados en las cordilleras costeras occidentales, tales como los ríos Puca, Colimes y Pedro Carbo. En su margen baja izquierda, el río Pula actúa como tributario, conectándose con el río Vinces antes de desembocar en el Babahoyo.

3.2.2 Marco geológico local

3.2.2.1 Estratigrafía

La zona está compuesta por rocas ígneas y sedimentarias de edad paleozoica, que en algunos sectores afloran en la superficie de la cuenca. El material superficial está conformado por depósitos detríticos con una granulometría amplia, que incluye arcillas, arenas y gravas, con frecuentes variaciones en su composición, estas características geológicas influyen en la respuesta sísmica del terreno.

Figura 16. *Ubicación en el mapa geológico*



Según lo observado en la Figura 16 esta zona se encuentra ubicada sobre depósitos aluviales cuaternarios, compuestos por arenas, gravas, limos y arcillas no consolidadas, ampliamente distribuidos en la zona.

A continuación, se detallan las principales unidades geológicas presentes en el área:

Formación Piñón (Jurásico Superior – Cretácico), constituye parte del basamento oceánico de la región costera, compuesta por rocas volcánicas básicas marinas. Su litología dominante incluye basaltos de grano fino. La potencia no está completamente definida,

aunque se han identificado hasta 42 m de basaltos en el pozo Daule-1. No presenta afloramientos en la zona del proyecto.

Formación Balzar (Plioceno), definida inicialmente en el área entre Balzar y Pichincha, está compuesta por capas de conglomerados subyacentes a arcillas bien laminadas de color café, con intercalaciones de areniscas de grano fino a medio. Contiene fósiles marinos como *Olivella* sp., *Terebra* sp., *Pyramidella* sp. y *Harvella elegans*, lo que confirma su origen marino. Su potencia alcanza los 314 m en el pozo Solano-1.

Miembro Zapotal (Oligoceno Superior), corresponde al miembro basal transgresivo de la Formación Tosagua. Se compone de conglomerados cuarcíferos, areniscas duras y porosas, limolitas y lutitas, depositadas en ambientes marinos someros. Descansa discordantemente sobre la Formación Piñón. Su potencia puede llegar a los 700 m, aunque afloran aproximadamente 100 m en la hoja geológica.

Depósitos Coluviales (Cuaternario), materiales no consolidados acumulados al pie de laderas, principalmente observados en el sector del Cerro Azul. Corresponden a sedimentos arrastrados por gravedad.

Depósitos Aluviales (Holoceno), constituidos por limos y lodos depositados por los sistemas de drenaje del río Guayas. Cubren extensas áreas al este y sur del área de estudio. En la parte noroeste se presentan terrazas con arcillas y arenas flojamente compactadas. Se estima una potencia de hasta 500 m.

Derrumbes, fenómenos de remoción en masa de pequeña magnitud, principalmente localizados en el sureste del área, donde presentan topografía ondulada y cubren superficies promedio de 400 m². Estos eventos están en constante movimiento y asociados a pendientes suaves inestables.

3.2.2.2 Geomorfología

La geomorfología de la zona en análisis se caracteriza por una llanura aluvial reciente, conformada predominantemente por depósitos cuaternarios de origen aluvial. Esta unidad geológica corresponde a la Llanura Aluvial Reciente, asociada a procesos deposicionales fluviales. Históricamente, estos suelos han sido aprovechados para el cultivo de arroz, lo que ha generado modificaciones antrópicas en el paisaje y ha reducido la visibilidad de las formas originales del relieve.

Geográficamente, los bancos aluviales se disponen a lo largo de los principales sistemas hídricos de la región, como los ríos Milagro, Chimbo, Venecia y los estuarios Carrizal, Chirijos y Vinces, entre otros. Al sureste del área se presenta el Piedemonte Andino, reconocido por un cono de deyección asociado a eventos de transporte torrencial. En esta subunidad se observan cultivos como caña de azúcar y parcelas de menor extensión con otros cultivos de ciclo corto.

Un elemento distintivo del paisaje es la presencia de un cerro testigo aislado dentro de la llanura reciente, cuya litología corresponde a la Formación Cayo. Esta elevación resalta sobre el entorno plano y constituye un indicio geológico relevante.

En cuanto a la morfología, la unidad de Llanura Aluvial Reciente ocupa aproximadamente el 85 % de la zona y presenta diversas formas de relieve, entre ellas: relieve ligeramente ondulado, niveles con presencia estacional de agua, diques naturales o bancos aluviales, cauces y meandros abandonados, cerros testigo y zonas de piedemonte.

El relieve predominante corresponde a niveles ligeramente ondulados, con pendientes suaves entre 2 % y 5 %, suelos arcillosos de buena productividad agrícola donde se desarrollan cultivos semipermanentes como banano, cacao y caña de azúcar. En estas áreas es frecuente la presencia de antiguos cauces fluviales actualmente inactivos, visibles como depresiones o remanentes morfológicos.

El área específica del proyecto presenta un relieve plano, también de origen aluvial-deposicional, el cual se mantiene uniforme a lo largo de todo su recorrido. Las cotas altimétricas varían entre los 3 y 6 metros sobre el nivel del mar, con una pendiente promedio de aproximadamente 0.5 %, lo que confirma su carácter de baja energía topográfica.

La cobertura vegetal predominante corresponde a ecosistemas de zonas secas e inundables, incluyendo bosques secos, matorrales secos, vegetación herbácea seca y áreas agrícolas con pasto natural y cultivos de pasto para ganadería.

El cuerpo hídrico más cercano es el Río Los Tintos, ubicado al este del área del proyecto. Este río constituye el afluente de mayor relevancia en la zona debido a su influencia directa en las condiciones hidrológicas del terreno. El área se encuentra parcelada mediante muros o bordillos de contención diseñados para el manejo del nivel freático y la regulación del agua en los cultivos, especialmente en las zonas destinadas al arroz.

El área analizada se encuentra dentro de una llanura aluvial reciente, conformada en su mayoría por sedimentos de origen cuaternario. En la región también se identifican pequeños afloramientos pertenecientes a la Formación Piñón, además de un cerro testigo aislado cuya composición geológica corresponde a la Formación Cayo.

Desde el punto de vista del relieve, la llanura aluvial predomina en aproximadamente el 85% del territorio, presentando distintas variaciones morfológicas como superficies ligeramente onduladas, diques naturales, bancos aluviales y cauces fluviales abandonados. Hacia el sureste, la transición hacia el Piedemonte Andino se hace evidente, caracterizándose por la presencia de depósitos torrenciales derivados de procesos erosivos y sedimentarios que han ocurrido en eventos específicos. La altitud en la zona es relativamente baja, oscilando entre los 0 y 65 metros sobre el nivel del mar, con desniveles que no superan los 5 metros en la mayoría del territorio.

Los suelos predominantes en la llanura aluvial son de naturaleza arcillosa, lo que favorece el desarrollo de cultivos de ciclo largo como el banano, el cacao y la caña de azúcar.

En la zona específica del proyecto, el relieve es esencialmente plano, con pendientes mínimas de alrededor del 0.5% y alturas comprendidas entre los 3 y 6 metros sobre el nivel del mar. La cobertura vegetal está compuesta por bosques secos, matorrales y vegetación herbácea, además de extensiones agrícolas dedicadas al cultivo de pastos naturales. Un aspecto relevante del uso del suelo en esta zona es la segmentación del terreno en parcelas separadas por muros de contención, los cuales ayudan a regular el nivel del agua en los campos destinados al cultivo de arroz.

3.3 Procedimiento general

Se recopilaron los datos de una campaña previa, los resultados de N_{60} de los ensayos de penetración estándar (SPT), clasificación SUCS, resistencia al cortante no drenado y propiedades índice como límite líquido y límite plástico generando un perfil estratigráfico. Paralelamente se realizaron, como parte del presente trabajo, las mediciones Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) para construir el perfil de velocidad de onda de corte V_s , que fue contrastado con el perfil SPT para afinar la zonificación estratigráfica.

Se colocó particular interés en el depósito superior de arcillas, ubicado entre 1.0 m. hasta 1.50 de profundidad, para determinar el LL mediante el ensayo de caída de cono conforme la BS 1377-2; el cual es un método poco común de realizar en nuestro medio. Para este caso, se seleccionaron y extruyeron cuidadosamente secciones representativas de 7 tubos Shelby, preservando la estructura y humedad natural.

Conforme a la ISO 17892-6:2017, se verificó la calibración del equipo de caída de cono (geometría, masa, tiempo de liberación y lectura de penetración), se cortó porciones de 2.5cm de espesor con ayuda de una cortadora de alambre del material extruido del tubo Shelby, tal como se observa en la Figura 17, se niveló la superficie y se ejecutaron al menos cuatro determinaciones de penetración en el tiempo especificado por la norma. La humedad de la porción se tomó de la zona más próxima a las penetraciones

Figura 17. *Seccionado de la muestra*

Sobre la superficie de la muestra inalterada se efectuaron múltiples determinaciones de caída de cono; cada liberación generó una lectura de profundidad de penetración en la muestra. Se consideraron únicamente las lecturas con valores similares, creando un área de lecturas consistentes. Se descartaron las lecturas que variaron ± 0.1 mm entre sí. Luego, se recortó la porción correspondiente al área de lecturas homogéneas (en la Figura 18 se observa como el diámetro de las huellas de penetración del cono son muy similares). Finalmente, con la porción cortada se determinó el contenido de agua natural, el cual se asignó al valor de profundidad de penetración representativo de dicha área.

Figura 18. *Penetración en muestra inalterada*

La resistencia al cortante no drenado S_u se determinó mediante la relación normativa entre la masa del cono, la profundidad de penetración y los factores geométricos del equipo. Posteriormente con el mismo material, se remoldeó la muestra hasta que se obtuvo una pasta homogénea sin estructura ni orientación, manteniendo, en lo posible, la misma humedad natural; se repitió el proceso descrito anteriormente para así obtener el segundo conjunto de penetraciones y el S_u remoldeado. Se compararon las profundidades de penetración y los S_u derivados de la correlación establecida en la normativa, y se calculó la sensibilidad S_t ; un aumento de la penetración tras el remoldeo confirma la reducción de S_u y por ende, es un indicativo de sensibilidad.

Otro objetivo fue determinar el LL-CC, reproduciendo el método estándar de la (British Standards Institution, 1990), con las muestras remoldeadas se obtuvo una data de penetraciones y humedades adecuada para determinar indirectamente la resistencia S_u , es así como todas las medidas de penetración con su respectiva humedad se utilizarán para estimar S_u con la ecuación 3.1 como se verá más adelante. Se conservaron dentro de la data los cuatro puntos que, al formar la recta de regresión lineal, mantenga una pendiente similar entre todas las gráficas. Finalmente se compararon los valores de S_u obtenidos por el método de caída de cono con los valores de S_u medidos directamente de las muestras mediante el ensayo UCS.

Figura 19. *Ejecución del ensayo Caída de Cono*

3.4 Trabajo de campo previo

Como parte del estudio previo, se llevaron a cabo dos sondeos SPT de 20,0 m de profundidad. Las muestras extraídas fueron sometidas a ensayos de laboratorio para determinar la clasificación de suelos y las propiedades índice (LL, LP, IP). Además, se obtuvieron testigos intactos con tubos Shelby para realizar ensayos de UCS en las muestras correspondientes a los primeros 6,0 m de cada sondeo. Los detalles de la ubicación se resumen en la Tabla 8 a continuación:

Tabla 8. *Ubicación de sondeos SPT*

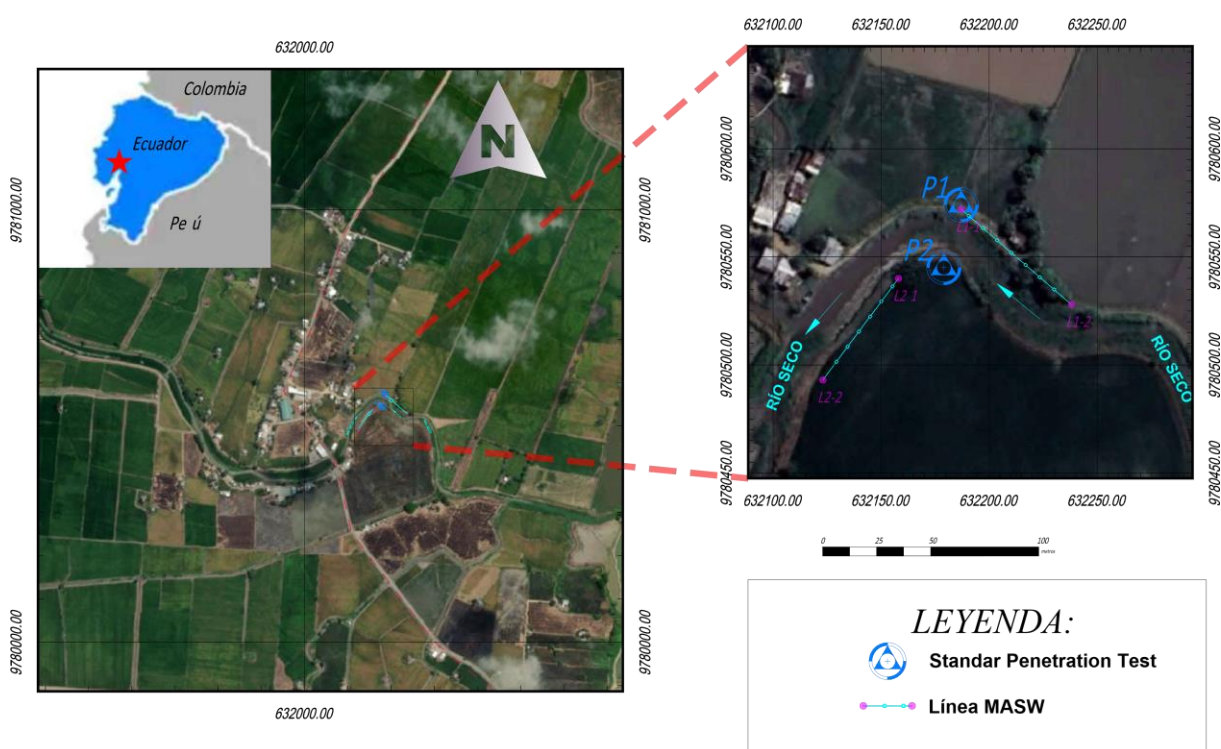
Sondeo SPT	UTM WGS84-17S		Profundidad [m]	Detalle
	Este	Norte		
SPT1	631955	9780582	20.0	Margen derecha
SPT2	632176	9780551	20.0	Margen izquierda

Se obtuvieron los resultados de dos tendidos de geofísica tipo MASW permitiendo determinar el V_s ponderado en los 25 m. de alcance de dicho sondeo. Los detalles de la ubicación de los tendidos MASW se presentan en la Tabla 9 **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**a continuación:

Tabla 9. *Ubicación del tendido geofísico*

Extremo	Tendido N°1		Tendido N°2	
	Coordenada Este [m]	Coordenada Norte [m]	Coordenada Este [m]	Coordenada Norte [m]
Inicio	632187	9780572	632158	9780540
Fin	632238	9780528	632123	9780493

En la Figura 20 se muestra la ubicación de todos los ensayos ejecutados en el estudio previo a esta investigación.

Figura 20. *Ubicación de los ensayos de campo previos*

3.5 Trabajo de campo realizado

Para obtener muestras representativas del depósito a analizar, se procedió con la toma de 7 tubos Shelby a 1.50 m. de profundidad en un área aproximada 1.0 m² en el punto SPT2. En la Figura 20 ilustra la extracción realizada en uno de los laterales del Río Seco. En la Figura 21, se observa el método de muestreo con tubos Shelby que es una técnica recomendada para la extracción de muestras inalteradas de suelos cohesivos, especialmente arcillas blandas. Este procedimiento permite preservar las propiedades naturales del suelo, como la

estructura y el contenido de humedad, esenciales para los ensayos geotécnicos (ASTM-D1587, 2015).

La correcta aplicación del método garantiza la calidad de las muestras obtenidas. Se selecciona un tubo Shelby adecuado, generalmente fabricado en acero inoxidable o aluminio, con un diámetro interno entre 50 mm y 75 mm y una longitud entre 600 mm y 900 mm. Además, se verifica que el borde de corte del tubo esté debidamente afilado para minimizar la perturbación del suelo durante la extracción. También se asegura que el equipo de perforación, como el cabezal hidráulico, esté en condiciones óptimas de funcionamiento.

Figura 21. *Muestreo con tubos Shelby*



El procedimiento de muestreo comienza con la colocación del tubo Shelby, que se conecta al sistema de perforación y se alinea verticalmente sobre el punto de muestreo previamente definido. Una vez posicionado, el tubo se introduce lentamente en el suelo aplicando una presión constante y uniforme, evitando cualquier rotación para reducir alteraciones en la muestra. Cuando se alcanza la profundidad deseada, el tubo se retira

cuidadosamente. Inmediatamente después de la extracción, se sellan ambos extremos del tubo con tapas herméticas para conservar las condiciones naturales del suelo.

El transporte y almacenamiento de las muestras también son etapas fundamentales en el proceso. Cada tubo se etiqueta con información relevante, como la ubicación del punto de muestreo, la profundidad de extracción y la fecha del muestreo. Posteriormente, los tubos se transportan en posición vertical y en condiciones controladas para evitar impactos, vibraciones y alteraciones de las muestras. Este método presenta varias ventajas, como la obtención de muestras inalteradas esenciales para ensayos de laboratorio que evalúan propiedades como la resistencia al corte, la compresibilidad y la permeabilidad.

Como parte de muestreo, fue necesaria recuperar la muestra extrayéndola del tubo, tal como se muestra en la Figura 22. Esto se logró usando un mecanismo de tornillo especialmente adaptado en un banco de trabajo que prensa el tubo en un soporte fijo al tiempo que empuja suavemente un émbolo de caucho de un extremo a otro permitiendo la salida de la muestra. Finalmente, se colocaron las muestras en fundas plásticas para mitigar la pérdida de agua y se etiquetaron por número de extracción y por profundidad.

Figura 22. *Extracción de la muestra de suelo del tubo Shelby*



Los ensayos de laboratorio realizados en el presente trabajo se resumen en la Tabla 10 a continuación:

Tabla 10. *Ensayos de laboratorio realizados*

Ensayo	Norma	Cantidad
Límite líquido por caída de cono	BS 1377 : Part 2 : 1990	50
Límite líquido por copa de Casagrande	ASTM D4318	40
Resistencia a la compresión no confinada	ASTM D2166	10
Consolidación unidireccional	ASTM D2435	4
Resistencia no drenada por método de caída de cono	ISO 17892-6:2017	30

3.6 Trabajo de laboratorio realizado

3.6.1 Ensayo de caída de cono: Verificación del cono

El equipo de penetración corresponde a un penetrómetro de asfalto adaptado con un cono confeccionado utilizando un torno, según las dimensiones de la Figura 10. La pieza se elaboró en acero inoxidable cuidando que el peso total del cono con el vástago sea de 80 ± 0.1 gr. según lo especificado en la norma como se muestra en la Figura 23.

Figura 23. *Peso del cono y vástago calibrado*



El cono fue confeccionado en un torno de precisión por lo que fue necesario verificarlo en laboratorio, para esto se implementó un material que cumpla ciertos requisitos de isotropía, fue seleccionada una arcilla comercializada para uso artesanal, dicho material tiene un comportamiento idéntico al de las arcillas naturales. Si bien es un material artificial, es precisamente esto lo que exime de variables no deseadas como sobre tamaños, contaminación orgánica u otro tipo de agentes desconocidos que puedan alterar su comportamiento al agregar agua y que no sea el de disminuir su consistencia conforme aumenta el contenido de humedad. La arcilla seleccionada para la verificación tenía un color terracota, suave al tacto y de fácil manipulación.

Se procedió a replicar el procedimiento de la BT1377:Part2:1990 las veces hasta que las lecturas de penetración con humedad fueran consistentes y repetitivas entre sí, así también los resultados finales de límite líquido, esto fue fácilmente observado en las respectivas gráficas de humedad vs. penetración de cono.

Se dio por aceptado que el equipo en su conjunto con las partes tiene un comportamiento aceptable, una vez que se observó que los resultados fueron repetitivos sin variación, como se ilustra en la Figura 24.

Figura 24. *Cono calibrado*



3.6.2 Método de caída de cono

El método de la caída del cono es un ensayo utilizado para evaluar el límite líquido y de manera indirecta, la resistencia al corte no drenada (S_u) de suelos cohesivos, a partir de la correlación entre la penetración del cono y dicha resistencia. Consiste en un cono metálico con un ángulo de apertura y una masa determinada, el cual se suspende verticalmente con su punta apenas tocando la superficie de la muestra de suelo que se deja caer libremente para que se hunda en una muestra de suelo. La profundidad que el cono penetra en la muestra permite estimar la resistencia del suelo. Este procedimiento se llevó a cabo siguiendo las especificaciones de la norma (ISO 17892-6:2017).

En 1957, (Hansbo) propuso una ecuación para estimar la resistencia no drenada (S_u) con la masa del cono (Q) y la profundidad de la penetración (P). La norma ISO 17892-6 estandariza el proceso propuesto por Hansbo y establece que la resistencia al corte del suelo es proporcional a la masa del cono (Q) e inversamente proporcional al cuadrado de la profundidad de penetración (P), de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$S_u = K \cdot g \cdot \frac{Q}{P^2} \quad (3.1)$$

donde:

- K** coeficiente que varía según el ángulo del cono, la sensibilidad de las arcillas y los mecanismos de corte,
- g** aceleración gravitatoria (9.819 m/s²),
- Q** representa la masa del cono,
- P** profundidad de penetración en la muestra.

De acuerdo con la norma ISO, el coeficiente **K** depende del ángulo del cono, con valores recomendados de 0.27 para conos de 60° y 0.80 para conos de 30°. En ensayos

realizados en condiciones inalterada con conos de 30°, se considera un valor de $K=1.0$. En el marco de la investigación, la norma ISO se emplea específicamente para establecer los valores normativos de los coeficientes K y μ , que permiten la correlación de la resistencia no drenada (S_u) (ISO 17892-6:2017).

En estos casos, la norma también establece un factor de corrección basado en la experiencia empírica, similar a la utilizada en los ensayos de paleta en campo, lo que permite mejorar la precisión de los resultados.

El factor de corrección μ permite ajustar la resistencia no drenada (S_u), obtenida en el ensayo de caída de cono, teniendo en cuenta el límite de líquido (LL) del suelo (Pereira, 2019). Este factor se calcula con la siguiente ecuación:

$$S_{u \text{ corr}} = S_u \cdot \mu \quad (3.2)$$

$$\mu = \left(\frac{0.43}{w_l} \right)^{0.45} \quad 1.2 \geq \mu \geq 0.5 \quad (3.3)$$

Este ajuste es clave para representar con mayor precisión el comportamiento real del suelo, ya que la resistencia puede variar en función de su contenido de humedad y su estado de consolidación.

3.7 Estimación de V_s a partir de SPT

Dada la disponibilidad de información, se emplearon correlaciones para comprobar y determinar el valor de la velocidad de onda cortante V_s a partir de N_{spt} y N_{60} . En la Tabla 11 se muestran las principales ecuaciones disponibles para estimar V_s a partir de SPT tomadas del resumen publicado por Intriago (2022), algunas de las cuales fueron utilizadas para comparar sus resultados con los datos obtenidos en sitio. Se dio uso a las correlaciones aplicables al tipo de suelo arcilloso.

Tabla 11. Principales ecuaciones disponibles para estimar V_s a partir de SPT

Autor	Tipo de Suelo	Correlación de V_s	Descripción Geológica
Wair et al. (2012)	Todos	$V_s = 26 \cdot N_{60}^{0.215} \cdot \sigma'_{v0}{}^{0.275}$	Holoceno
	Todos	$V_s = 34 \cdot N_{60}^{0.215} \cdot \sigma'_{v0}{}^{0.275}$	Pleistoceno
	Arcillas y limos	$V_s = 23 \cdot N_{60}^{0.17} \cdot \sigma'_{v0}{}^{0.32}$	Holoceno
	Arcillas y limos	$V_s = 29 \cdot N_{60}^{0.17} \cdot \sigma'_{v0}{}^{0.32}$	Pleistoceno
	Arenas	$V_s = 27 \cdot N_{60}^{0.23} \cdot \sigma'_{v0}{}^{0.23}$	Holoceno
	Arenas	$V_s = 35 \cdot N_{60}^{0.23} \cdot \sigma'_{v0}{}^{0.25}$	Pleistoceno
Imai & Yoshimura (1970)	Todos	$V_s = 76 \cdot N_{SPT}{}^{0.33}$	-
Kalteziotis et al. (1992)	Todos	$V_s = 76.2 \cdot N_{SPT}{}^{0.24}$	-
	Arenas y limos	$V_s = 49.1 \cdot N_{SPT}{}^{0.502}$	-
	Arcillas	$V_s = 76.55 \cdot N_{SPT}{}^{0.445}$	-
Ohsaki & Iwasaki (1973)	Todos	$V_s = 81.4 \cdot N_{SPT}{}^{0.39}$	-
	Arenas	$V_s = 59.4 \cdot N_{SPT}{}^{0.47}$	-
Iyisan (1996)	Todos	$V_s = 51.5 \cdot N_{SPT}{}^{0.516}$	Depósito aluvial profundo
Jinan (1987)	Todos	$V_s = 116.10 \cdot (N_{SPT} + 0.32)^{0.202}$	Depósito Holoceno suave
Dikmen (2009)	Todos	$V_s = 58 \cdot N_{SPT}{}^{0.39}$	Aluvión cuaternario
	Arenas	$V_s = 73 \cdot N_{SPT}{}^{0.33}$	Aluvión cuaternario
	Arcillas	$V_s = 44 \cdot N_{SPT}{}^{0.48}$	Aluvión cuaternario
	Limos	$V_s = 60 \cdot N_{SPT}{}^{0.36}$	Aluvión cuaternario

Capítulo 4

4. Resultados

4.1 Caracterización de suelos mediante SPT

La información lograda mediante ensayo SPT se obtuvo de un estudio vial ejecutado en la zona analizada, consistió en dos perforaciones SPT con recuperación de muestra continua hasta una profundidad de veinte metros. Se consideró relevante para este estudio los primeros seis metros, donde se observa la prevalencia de un estrato de suelo cohesivo. Se observaron como referencias las granulometrías, los parámetros índices y sobre todo los resultados de las compresiones simples ejecutadas en los primeros seis metros de profundidad.

Según la recuperación de muestra continua, se observó que en la perforación SPT1 existe un manto superficial de un material granular clasificado por SUCS como GP-GC, grava arcillosa pobremente graduada, con 0,50 m. de espesor. Bajo este estrato superficial, subyace un estrato de una potencia de 19,50 m. de espesor correspondiente a un material cohesivo clasificado según SUCS como limo de alta plasticidad, MH, distribuido en mantos de consistencia variable. Con el N_{SPT} y el S_u se considera que desde 0,50 hasta 11,00 m el manto es de consistencia muy blanda; desde 0.50 a 6.00 m, $0.5 \text{ kPa} < S_u < 8 \text{ kPa}$; desde 7.00 a 11.00, $N_{SPT} = 1$, desde 11,00 hasta 15,50 m. es de consistencia media a firme ($7 \leq N_{SPT} \leq 37$) y finalmente desde 15,50 hasta 20,00 se encuentra un limo de alta plasticidad arenoso de consistencia dura considerándose el número de golpes como rechazo ($N_{SPT} > 60$).

Se observa que en la perforación SPT2 existe un manto superficial de un material granular clasificado por SUCS como grava arcillosa pobremente graduada, GP-GC, con 0,50 m. de espesor. Luego se detectó un estrato de una potencia de 19,50 m. de espesor correspondiente a un limo de alta plasticidad, MH, distribuido en mantos de consistencia variable. Con el N_{SPT} y el S_u se considera que desde 0,50 hasta 11,00 m el manto es de consistencia muy blanda; desde 0.50 a 5.00 m, $0.5 \text{ kPa} < S_u < 8 \text{ kPa}$; desde 8.00 a 11.00, $N_{SPT} = 1$, desde 11,00 hasta 15,50 m. es de consistencia firme ($5 \leq N_{SPT} \leq 35$) y finalmente desde

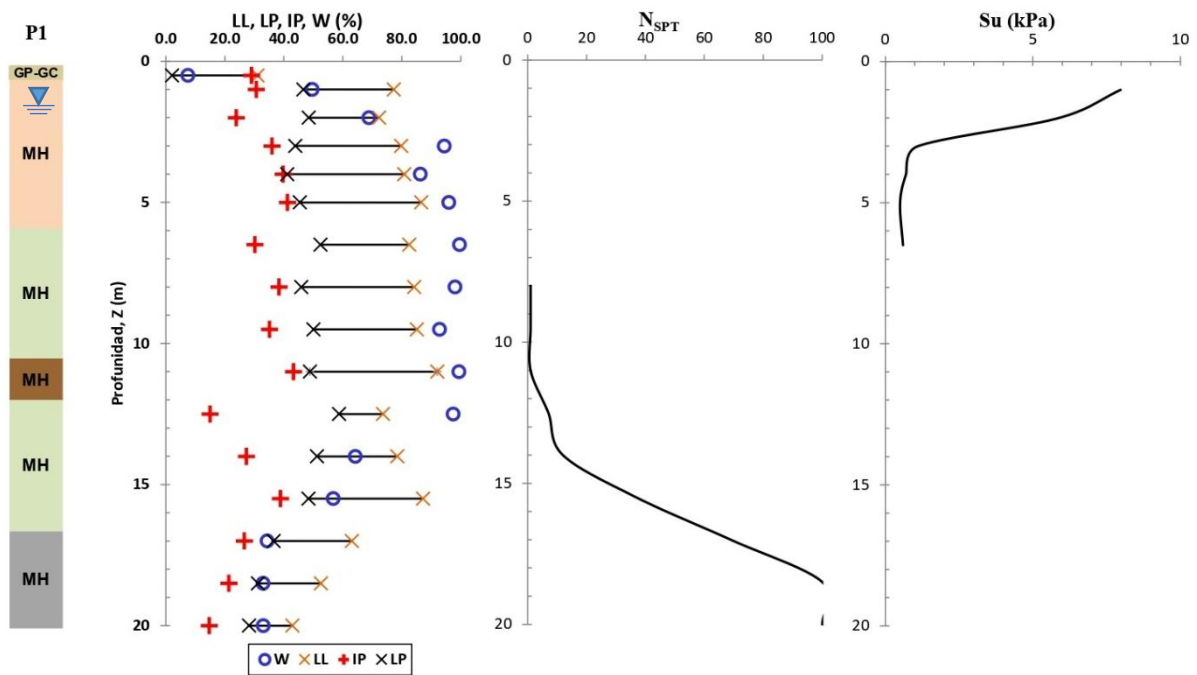
15,50 hasta 20,00 es de consistencia dura considerándose el número de golpes como rechazo ($N_{SPT} > 60$).

En ambos sondeos el nivel freático fue ubicado a 1.50 m. de profundidad medidos a partir del nivel cero de la perforación.

En la Figura 25 y Figura 26 se grafican los valores de límite líquido LL (x) obtenidos por copa de Casagrande junto con el contenido de humedad natural W (o), se observa como este último sobrepasa al primero, por lo que se puede asegurar que el suelo se encuentra saturado al punto de sobrepasar la fase líquida y debería comportarse más bien como un fluido viscoso. La humedad natural varía entre el 49% y 99% desde 1,00 m. hasta los 13,00 m. de profundidad donde comienza a disminuir y es justo donde el N_{SPT} comienza a aumentar. Se evidencia que la consistencia es inversamente proporcional a el contenido de humedad. Esta interacción entre W y LL se manifiesta en ambas perforaciones.

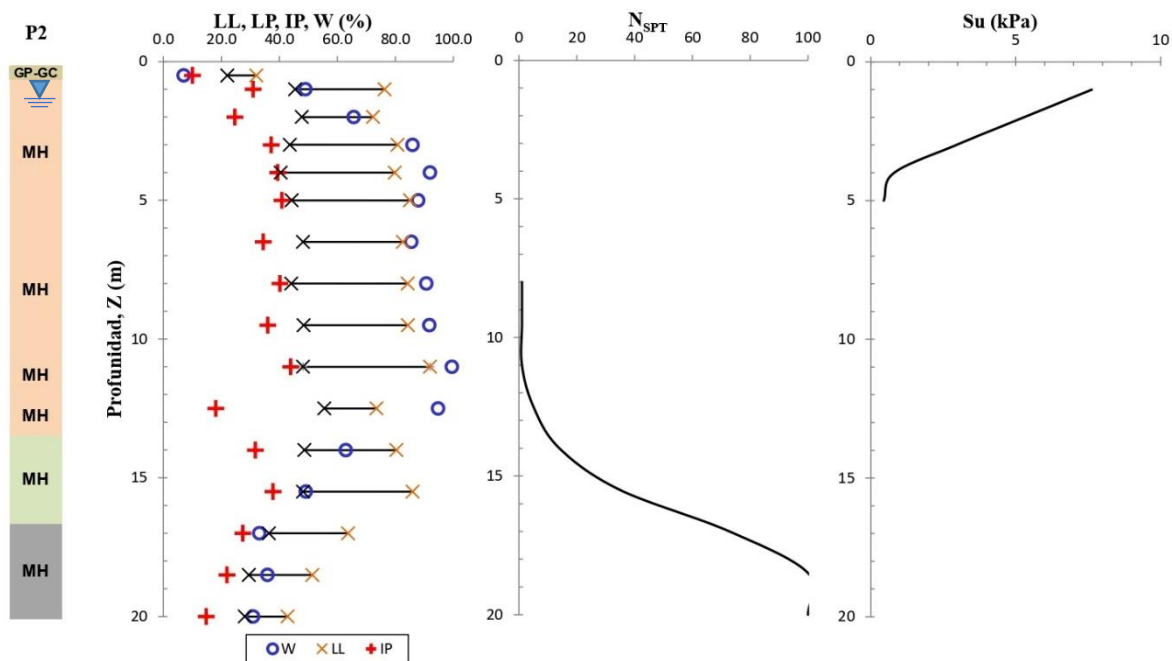
En la perforación SPT1 se extrajeron muestras inalteradas cada metro hasta una profundidad de 6,00 m. utilizando tubo Shelby, consiguiendo un total de seis muestras a las que se sometió a ensayo de UCS. En la perforación SPT2 se extrajeron muestras inalteradas cada metro hasta una profundidad de 5,00 m. utilizando tubo Shelby, consiguiendo un total de cinco muestras a las que se sometió a ensayo de UCS.

Figura 25. Resultados SPT 1



Debido al tipo de muestreo en los primeros metros solo fue posible el registro del número de golpes desde los 6,00 m. de profundidad. Los golpes registrados hasta la profundidad promedio de 13,00 m. fueron inferiores a dos, a partir de esa profundidad los golpes fueron aumentando hasta llegar a los 15,50 m. donde los golpes sobrepasaron el rango necesario para ser considerado rechazo.

Figura 26. Resultados SPT 2



En la gráfica de S_u vs. profundidad se puede apreciar que S_u se reduce conforme se profundiza, al tiempo que el contenido de humedad se mantiene elevado, aquí observamos por segunda vez que la consistencia, ahora observada desde el contenido de humedad, afecta a la resistencia S_u . Los valores reportados de S_u resultados de los ensayos UCS del estudio previo se encuentran en el rango de 0.5 kPa a 8 kPa.

4.2 Caracterización de suelos mediante MASW

Los arreglos lineales quedaron completamente definidos por la separación entre geófonos y la distancia de impacto (ubicación del golpe donde se genera la fuente activa) al último geófono.

En función de dicho espaciamiento, así como de la distancia, se pueden explorar distintos rangos de frecuencias (longitudes de onda) y con ello generar una descripción más completa del perfil de velocidades. Mayores longitudes de ondas permiten explorar satisfactoriamente frecuencias más bajas y por lo tanto los estratos de suelo más profundos.

A la inversa, menores longitudes de ondas se asocian a frecuencias mayores y por lo tanto a los estratos de suelo más superficiales. Dadas las condiciones del sitio se conformaron 2 tendidos lineales denominados: tendido 1 el cual fue realizado en una longitud de 69 metros (geófonos separados cada 3 m) y tendido 2, ejecutado en una longitud de 53.5 m (geófonos cada 2.5 m), estos se realizaron en sentido paralelo al río Seco. En la Tabla 9 se presentan las coordenadas de ubicación de los ensayos realizados y en la Figura 27 y Figura 28 se pueden apreciar de forma gráfica dicha ubicaciones.

Figura 27. Tendido 1



Figura 28. Tendido 2



Nota. Fotografías tomadas del estudio previo

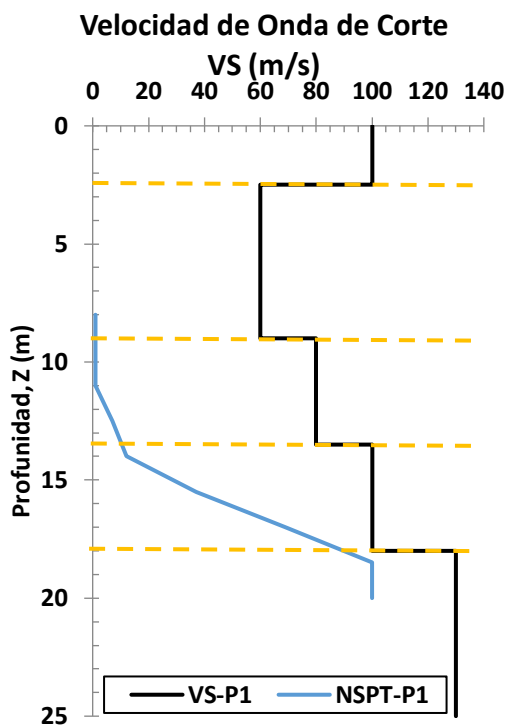
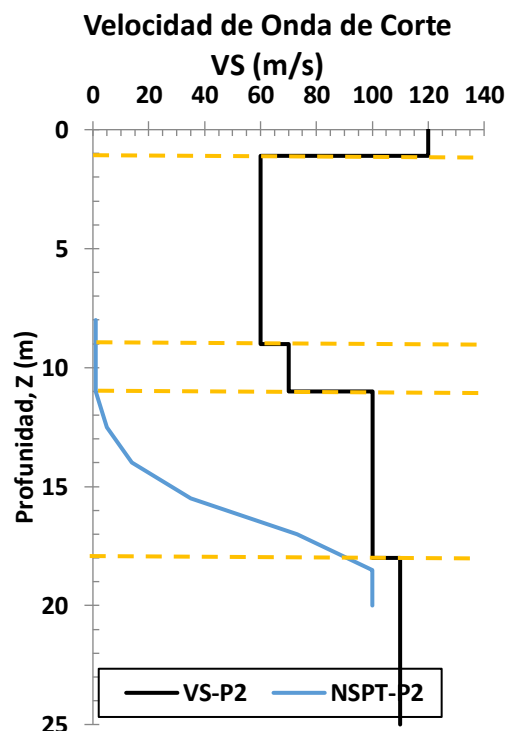
Se realizó la inversión de los datos obtenidos para generar el perfil de velocidad de ondas de corte para cada tendido, como resultado tenemos los valores de V_s a cada profundidad y la velocidad de onda de corte ponderada en los 25 metros de cada tendido (ver Tabla 12 y Tabla 13)

Tabla 12. Datos de Vs y Vs ponderad del tendido 1

Hi	Hf	Vs
[m]	[m]	[m/s]
0.00	2.50	100
2.50	9.00	60
9.00	13.50	80
13.50	18.00	100
18.00	25.00	130
	$V_{S_{pond}}$	87

Tabla 13. Datos de Vs y Vs ponderad del tendido 2

Hi	Hf	Vs
[m]	[m]	[m/s]
0.00	1.10	120
1.10	9.00	60
9.00	11.00	70
11.00	18.00	100
18.00	25.00	110
	$V_{S_{pond}}$	82

Figura 29. V_s tendido 1Figura 30. V_s tendido 2

El perfil de V_s obtenido es consistente con los esperados para la zona según los antecedentes geológicos. Los valores de V_s tienen relación con las capas de suelo identificados durante los sondeos SPT, en la Figura 29 y la Figura 30 observamos la curva de color azul que representa el número de golpes y como ésta aumenta de la misma manera que lo hace la V_s (línea de color negro). Se observa también, que V_s es mayor en la primera capa (0,50 m.) debido a los rellenos para permitir la circulación vehicular, mientras que a mayores profundidades el valor disminuye debido a la presencia de estratos de suelo cohesivo de baja rigidez. A partir de los 18,00 m. de profundidad, la V_s es superior a 100 m/s demostrando la existencia de un estrato de mayor rigidez hasta llegar a los 25,00 m. siendo este el alcance máximo del tendido. Se coloca la información de la geofísica como complemento a los observado en la testificación con el N_{60} , la consistencia y para confirmar que el estrato de 6,00 considerado para el presente análisis tiene un valor de V_s constate demostrando que es un estrato de material más o menos homogéneo desde el punto de vista de la rigidez.

Figura 31. Algunas correlaciones Vs a partir de NSPT en tendido 1

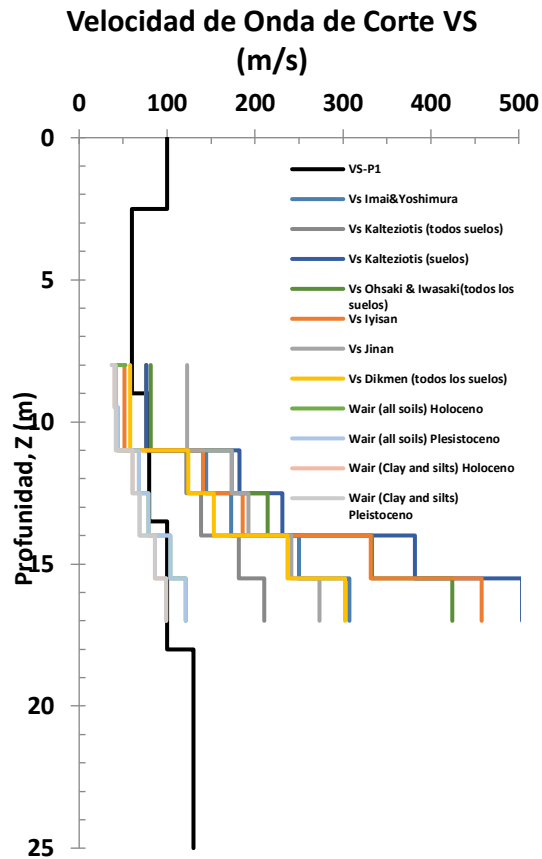
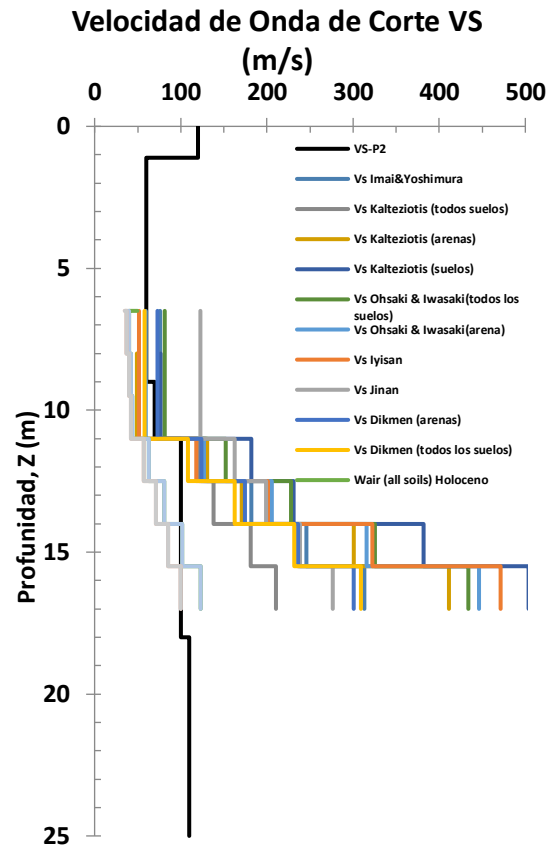


Figura 32. Algunas correlaciones Vs a partir de NSPT en tendido 2



Los primeros metros no se tienen lecturas de N_{60} debido a que durante el SPT se extrajeron muestras con tubo Shelby hasta la profundidad de 6.50 m. haciendo posible el conteo de número de golpes desde esa profundidad.

Al observar los resultados tenemos que las correlaciones tienden a sobreestimar la lectura de V_s si las comparamos con las lecturas del ensayo MASW. La correlación que más aproxima es la propuesta por Wair, es relevante mencionar que de todas las propuestas, ésta es la única que considera el esfuerzo efectivo vertical dentro del modelo matemático.

4.3 Resultados de penetración de cono

4.3.1 Verificación

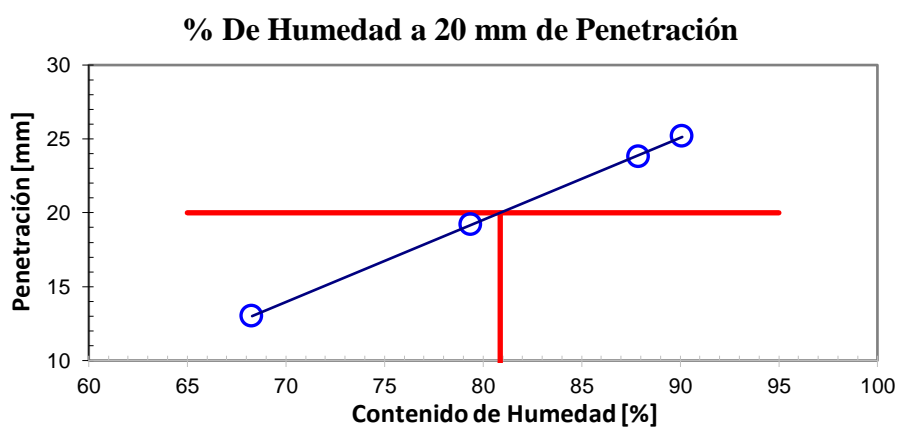
Como se detalló en el apartado 3.6.1 Ensayo de caída de cono: Verificación del cono, se planteó un procedimiento de verificación para validar el funcionamiento del cono fabricado adaptado al penetrómetro de asfalto. de manera que se pueda verificar si se generan errores en las lecturas. Los resultados se muestran en la Tabla 14:

Tabla 14. *Resultados de calibración*

Calibración	
W [%]	P [mm]
90.10	25.20
87.88	23.80
79.37	19.20
68.28	13.00

Como es posible observar en la Figura 33, los cuatro puntos graficados se encuentran alineados formando una recta ($r^2 = 1$), el cual es indicativo de un correcto funcionamiento del cono, presentando medidas coherentes en las que la penetración es una variable dependiente de la consistencia de la muestra, o dicho de otra manera, del contenido de humedad presente.

Figura 33. *Regresión lineal de los puntos de calibración*



Se da por verificado el buen funcionamiento del equipo en sus conjuntos, penetrómetro, vástago y cono estando listo para ser implementado en el estudio.

4.3.2 Resultados de límite líquido por penetración de caída de cono

Según la metodología expuesta en el apartado 3.5 Trabajo de campo realizado, se obtuvo la lectura de cincuenta muestras con cuatro puntos de humedad y penetración por cada uno a de los 7 tubos Shelby tomando porciones a lo largo de cada uno. Se siguió el procedimiento estándar de la norma BT 1377-2 buscando que cada lectura de penetración se mantenga muy próxima a valores de 15, 19, 20 y 25 mm. Esto es útil para descartar lecturas atípicas que puedan afectar los resultados finales.

Luego de observar las gráficas de cada lectura, se muestran los puntos depurados en la Tabla 15. *Datos depurados LL-CC.*

Tabla 15. *Datos depurados LL-CC*

	CC1		CC2		CC3		CC4		LL-CC
	w [%]	P [mm]	w [%]	P [mm]	w [%]	P [mm]	w [%]	P [mm]	w [%]
L1	102.9	14.6	103.8	17.7	105.5	20.7	106.0	20.7	105.1
L2	102.9	14.6	103.8	17.7	105.6	20.7	106.0	21.9	105.1
L3	102.4	13.8	104.8	18.8	105.8	21.6	107.1	24.3	105.2
L4	102.8	14.6	103.8	17.7	105.6	20.7	106.0	21.9	105.1
L5	103.0	14.9	103.9	17.0	105.8	21.8	107.2	24.3	105.2
L6	102.3	13.8	104.8	18.8	105.8	21.6	107.1	24.3	105.2
L7	103.0	14.9	103.9	17.0	105.8	21.8	107.2	24.3	105.2
L8	103.0	14.9	103.9	17.0	105.8	21.8	107.2	24.3	105.2
L9	102.9	14.6	103.8	17.7	105.6	20.7	106.0	21.9	105.1
L10	102.9	14.6	103.8	17.7	105.5	20.7	106.0	21.9	105.1
L12	102.3	13.8	104.8	18.8	105.8	21.6	107.1	24.3	105.2
L13	103.0	14.9	103.9	17.0	105.8	21.8	107.2	24.3	105.2
L14	103.0	14.9	103.9	17.0	105.8	21.8	107.2	24.3	105.2
L15	102.9	14.6	103.8	17.7	105.5	20.7	106.0	21.9	105.1
L16	103.0	14.9	103.9	17.0	105.8	21.8	107.2	24.3	105.2
L17	103.0	14.9	103.9	17.0	105.8	21.8	107.2	24.3	105.2
L18	102.9	14.6	103.8	17.7	105.6	20.7	106.0	21.9	105.1
L19	103.0	14.9	103.9	17.0	105.8	21.8	107.2	24.3	105.2
L20	102.3	13.8	104.8	18.8	105.8	21.6	107.1	24.3	105.2
L21	102.0	13.0	104.4	18.2	106.1	22.0	106.8	23.8	105.2
L22	102.8	14.6	103.8	17.7	105.6	20.7	106.0	21.9	105.1
L23	102.0	13.0	104.5	18.2	106.1	22.0	106.9	23.8	105.2
L24	103.1	14.9	103.9	17.0	105.8	21.8	107.2	24.3	105.2
L25	103.0	14.9	103.9	17.0	105.8	21.8	107.2	24.3	105.2
L26	102.8	14.6	103.8	17.7	105.5	20.7	106.0	21.9	105.1

Tabla 16. Datos depurados LL-CC (continuación)

	CC1		CC2		CC3		CC4		LL-CC
	w [%]	P [mm]	w [%]	P [mm]	w [%]	P [mm]	w [%]	P [mm]	w [%]
L27	103.0	14.9	103.9	17.0	105.8	21.8	107.2	24.3	105.2
L28	102.0	13.0	104.4	18.2	106.1	22.0	106.9	23.9	105.2
L29	102.4	13.8	104.8	18.8	105.8	21.6	107.1	24.3	105.2
L31	102.3	13.8	104.8	18.8	105.8	21.6	107.1	24.3	105.2
L32	102.0	13.0	104.4	18.2	106.1	22.1	106.8	23.8	105.1
L33	102.3	13.8	104.8	18.8	105.8	21.6	107.1	24.3	105.2
L34	103.0	14.9	103.9	17.1	105.8	21.8	107.2	24.3	105.2
L35	102.0	13.0	104.4	18.2	106.1	22.0	106.8	23.8	105.1
L36	103.0	14.9	103.9	17.0	105.8	21.8	107.2	24.3	105.2
L37	102.0	13.0	104.4	18.2	106.1	22.0	106.8	23.8	105.2
L38	102.9	14.6	103.8	17.7	105.6	20.7	106.0	21.9	105.1
L39	102.0	13.0	104.4	18.2	106.1	22.0	106.9	23.9	105.2
L40	102.3	13.8	104.8	18.8	105.8	21.6	107.1	24.3	105.2
L41	102.0	13.0	104.4	18.2	106.1	22.0	106.8	23.8	105.1
L42	102.9	14.6	103.8	17.7	105.6	20.7	106.0	21.9	105.2
L43	102.0	13.0	104.4	18.3	106.1	22.0	106.8	23.8	105.2
L44	102.9	14.6	103.7	17.7	105.5	20.7	106.0	21.9	105.1
L45	102.0	13.0	104.4	18.2	106.1	22.0	106.9	23.8	105.2
L46	102.3	13.8	104.8	18.8	105.8	21.6	107.1	24.3	105.2
L48	102.0	13.0	104.4	18.2	106.1	22.0	106.8	23.8	105.2
L49	102.9	14.6	103.8	17.7	105.6	20.7	106.0	21.9	105.1
L50	102.9	14.6	103.8	17.7	105.5	20.7	106.0	21.9	105.1

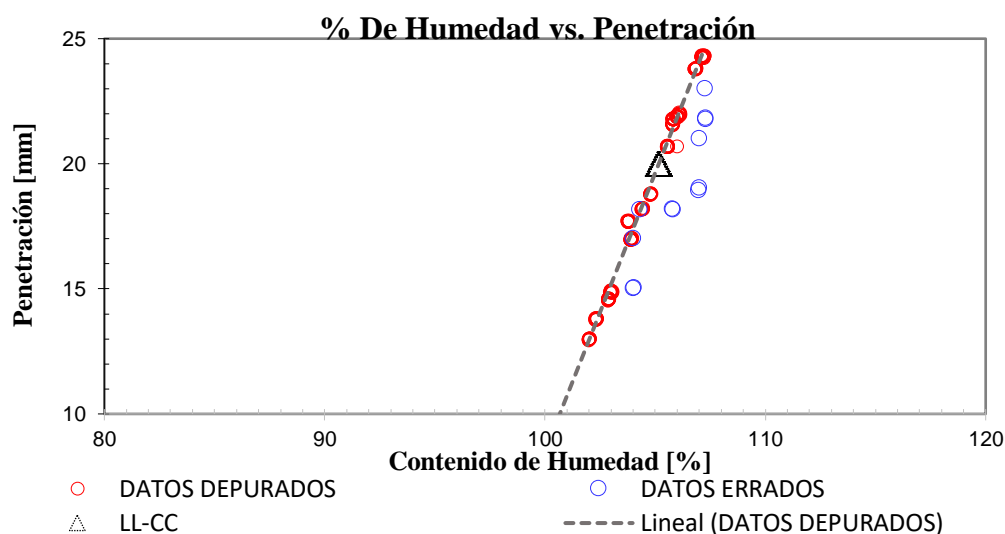
Se detectaron tres muestras cuyos puntos al ser graficados, dibujaban una recta de regresión diferente con una pendiente distinta a de los demás puntos de la Tabla 15, por lo que fueron denominados datos errados. En la Tabla 17 se muestran los datos denominados errados que fueron descartados.

Tabla 17. Datos errados

	CC1		CC2		CC3		CC4		LL-CC
	w [%]	P [mm]	w [%]	P [mm]	w [%]	P [mm]	w [%]	P [mm]	w [%]
L11	104.0	15.0	105.8	18.2	107.0	21.0	107.3	23.0	106.32
L30	104.0	15.0	105.8	18.2	107.0	19.0	107.3	21.8	106.87
L47	104.0	17.0	104.3	18.2	106.9	18.9	107.3	21.8	106.68

En la Figura 34 se muestran graficados en color rojo los datos depurados (○) y en color azul los datos errados (○). Los datos depurados muestran una clara línea de tendencia que será analizada más adelante. Con un triángulo de color negro se muestra el contenido de humedad necesario para que el cono penetre 20 mm. en la muestra, a este porcentaje de agua denominamos límite líquido.

Figura 34. Puntos depurados y errados



4.3.3 Resultados de muestra alterada e inalterada

Siguiendo la metodología explicada, se procedió a determinar la penetración del cono en una porción de muestra inalterada cortada de un tubo Shelby, estas muestras fueron tomadas de los 7 tubos Shelby y etiquetadas con el ID I, luego de tomada la lectura, se procedió a remoldear la misma porción de muestra para repetir la penetración.

Los valores de humedad determinados en la Tabla 21 corresponden a la humedad natural dado que corresponden a una muestra inalterada cortada del tubo Shelby. Se obtuvo una data de treinta puntos, quince lecturas de penetración corresponden a muestras inalteradas y las quince restantes a muestras remoldeadas. Los resultados se muestran en las tablas siguientes:

Tabla 18. *Resultados de penetración en muestra inalterada*

MUESTRA	% DE HUMEDAD	PENETRACIÓN [mm]
I1	114.4	9.3
I2	111.1	7.2
I3	89.0	3.6
I4	96.8	5.3
I5	105.6	6.5
I6	92.2	4.3
I7	110.1	8.5
I8	103.7	6.1
I9	96.2	4.7
I10	114.0	8.5
I11	100.3	5.5
I12	103.7	6.0
I13	113.2	8.1
I14	90.1	3.9
I15	94.1	4.6

Inmediatamente después de obtener la penetración y la muestra para humedad de la porción de muestra inalterada, se procedió a colocar el sobrante del material en un recipiente para remodelarlo, el objetivo era alterar su estructura conservando la humedad para observar si bajo esta nueva condición el cono penetraba a mayor profundidad.

Tabla 19. *Resultados de penetración en muestra remoldeada*

MUESTRA	% DE HUMEDAD	PENETRACIÓN [mm]
R1	101.7	12.6
R2	99.1	7.9
R3	103.1	15.1
R4	100.6	10.8
R5	107.2	23.8
R6	105.1	20.1
R7	103.9	18.0
R8	106.7	23.4
R9	106.7	22.8
R10	101.1	12.1
R11	103.5	16.2
R12	100.6	10.6
R13	106.0	21.8
R14	102.4	14.2
R15	100.1	9.3

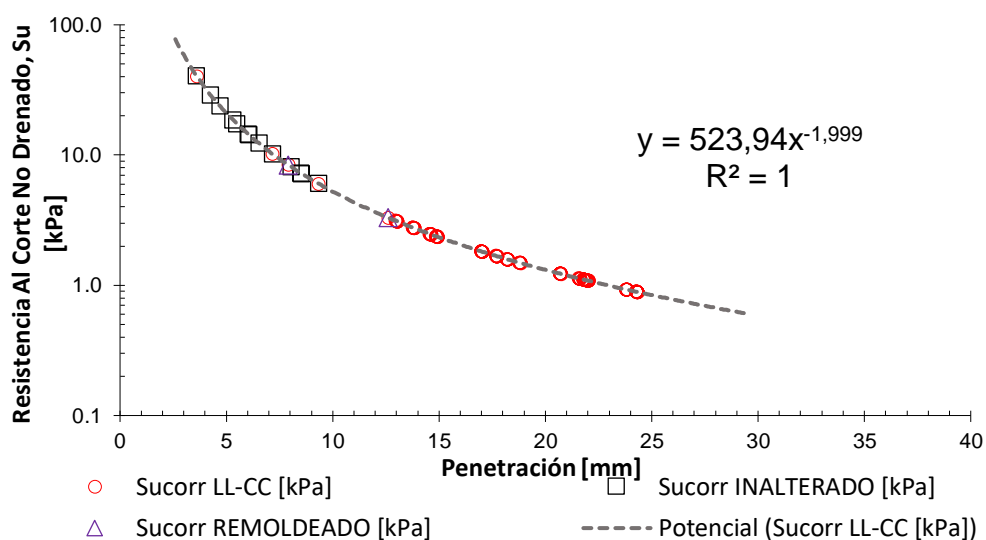
Existiendo un rango donde para un mismo valor humedad se tienen dos valores de penetración, uno en el caso inalterado y otro en el caso remoldeado, y los dos factures que han cambiado en las pruebas son: la estructura de las muestras y el contenido de humedad por las maniobras del remoldeo, se puede indicar que la arcilla presenta sensibilidad.

4.3.4 Resistencia al corte no drenado a partir de penetración de cono

Para determinar la resistencia al corte no drenado como medida indirecta de la penetración de cono, se utiliza la ecuación 3.1 y las lecturas de penetración de la Tabla 15, la Tabla 18 y la Tabla 19 ya que son datos obtenidos puramente por el método CC. Se utiliza un valor de $k = 1.0$, $Q = 0.08 \text{ Kg}$ y μ se determina a partir del LL según la ecuación 3.3, siendo igual a 0.67.

Se presenta la Figura 36 con el total de la data de puntos obtenidos de la determinación del LL, con los puntos inalterados y los remoldeados.

Figura 36. Resistencia S_{ucorr} a partir de penetración de cono



De igual manera, con los resultados de la Tabla 18 y de la Tabla 19 se procedió a determinar el valor de S_u a partir de las penetraciones en las muestras cortadas de tubos

Shelby, haciendo distinción entre alterada y remoldeada para obtener el valor de la sensibilidad según la ecuación (3), los resultados se muestran en la Tabla 20.

Tabla 20. *Resultados de sensibilidad*

Su INALTERADO [kPa]	Su REMOLDEADO [kPa]	SENSITIVIDAD St
6.02	3.30	2
10.19	8.40	1
40.44	2.30	18
18.52	4.48	4
12.29	0.93	13
28.74	1.30	22
7.27	1.62	4
14.22	0.96	15
23.62	1.01	23
7.19	3.61	2
17.32	2.00	9
14.46	4.66	3
8.07	1.11	7
33.76	2.60	13
25.09	25.09	2

4.4 Resultados de UCS

Los resultados de UCS obtenidos de la campaña previa se muestran en la Tabla 23 y Tabla 22 y corresponden a once (11) muestras tomadas a diferentes profundidades, se muestra también, el contenido de humedad natural.

Tabla 21. *S_u a partir de UCS*

MUESTRA	PROFUNDIDAD	% DE HUMEDAD	S _{u UCS} [kPa]
C1	0.5-1.0	49.6	7.85
C2	1.5-2.0	68.9	5.79
C3	2.5-3.0	94.4	1.08
C4	3.5-4.0	86.3	0.69

Tabla 22. S_u a partir de UCS (continuación)

MUESTRA	PROFUNDIDAD	% DE HUMEDAD	$S_{u UCS}$ [kPa]
C5	4.5-5.0	96.0	0.49
C6	6.0-6.5	99.6	0.59
C7	0.5-1.0	49.0	7.50
C8	1.5-2.0	65.6	5.20
C9	2.5-3.0	86.0	2.89
C10	3.5-4.0	92.0	0.78
C11	4.5-5.0	87.9	0.44

4.5 Resultados de Consolidación

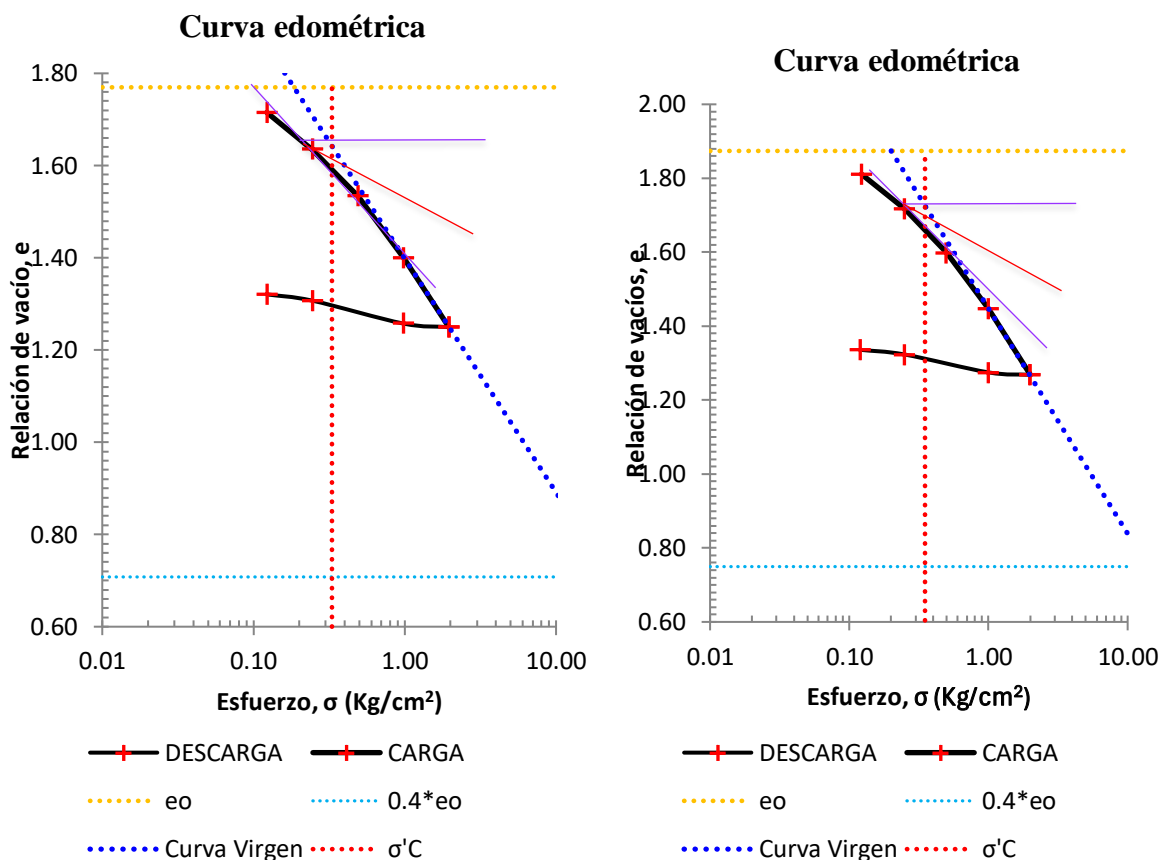
El ensayo de consolidación se realizó según la norma ASTM D2435 a cuatro (4) muestras inalteradas extraídas con muestreador de los 7 tubos Shelby mencionados en el apartado 3.5 precautelando que estas sean representativas del depósito superficial estudiado.

Las cargas se aplicaron a la muestra mediante un edómetro de palanca, la adquisición de datos se realizó mediante un data logger y el procesamiento de datos se realizó de forma manual programando hojas de Excel. Se configuró el ensayo para que realice cinco (5) ciclos de carga y tres (3) ciclos de descarga de veinticuatro horas. Las cargas fueron de 0.12 Kg/cm², 0.25 Kg/cm², 0.50 Kg/cm², 1.00 Kg/cm² y 2.00 Kg/cm² y las descargas fueron a 1.00 Kg/cm², 0.25 Kg/cm² y 0.12 Kg/cm².

4.5.1 Presión de consolidación

Como resultado de la consolidación 1 se obtuvo que el máximo esfuerzo histórico al que ha sido sometida la muestra es igual a 0.33 Kg/cm², así también se determinó que el índice de compresión C_c y el índice de expansión C_r son 0,357 y 0,047 respectivamente.

Figura 37. Presión de consolidación



Luego, Como resultado de la consolidación 2 se obtuvo que el máximo esfuerzo histórico al que ha sido sometida la muestra es igual a 0.35 Kg/cm², así también se determinó que el índice de compresión C_c y el índice de expansión C_r son 0,09 y 0,055 respectivamente.

Las gráficas deformación vs. tiempo de la consolidación 1 se muestran de la Figura 38 a la Figura 42. De la Figura 43 a la Figura 47 se muestran las gráficas con el respectivo análisis gráfico para determinar C_α.

Figura 38. Curva δ vs. t, método logaritmo del tiempo - 0.12Kg/cm²

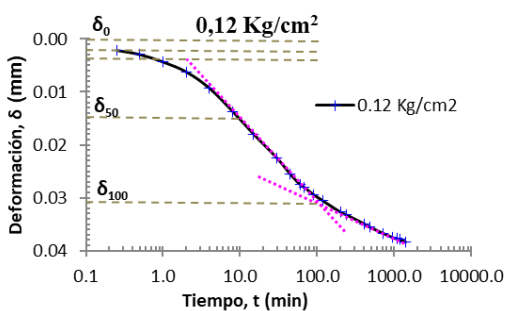


Figura 39. Curva δ vs. t, método logaritmo del tiempo - 0.25Kg/cm²

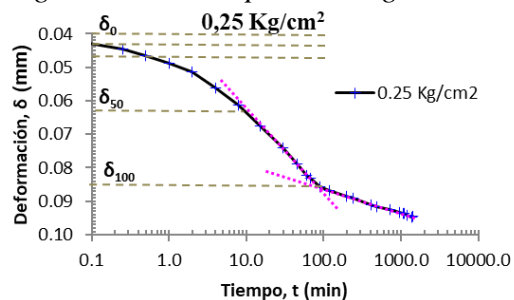


Figura 40. Curva δ vs. t , método logaritmo del tiempo - 0.50Kg/cm^2

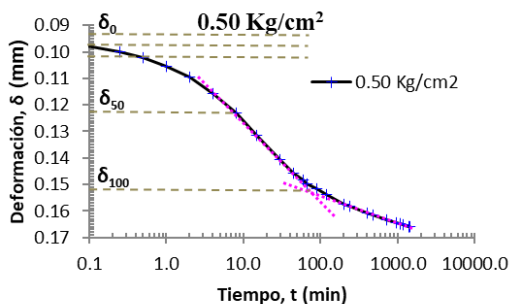


Figura 41. Curva δ vs. t , método logaritmo del tiempo - 1.00Kg/cm^2

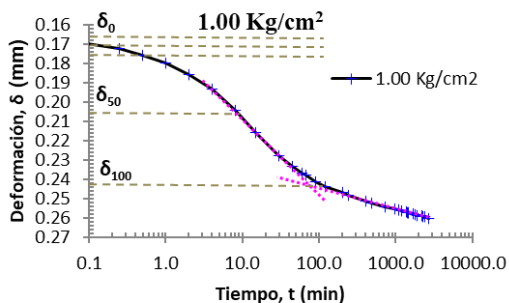


Figura 44. Curva de e vs. $\log t$ – método del logaritmo del tiempo para 0.25 kg/cm^2

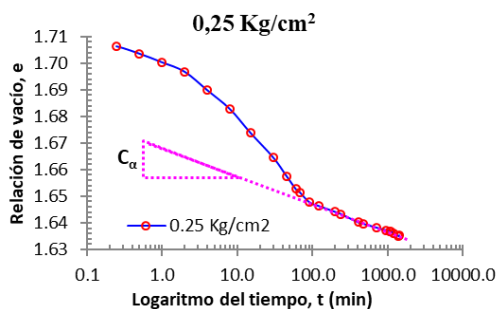


Figura 42. Curva δ vs. t , método logaritmo del tiempo - 2.00Kg/cm^2

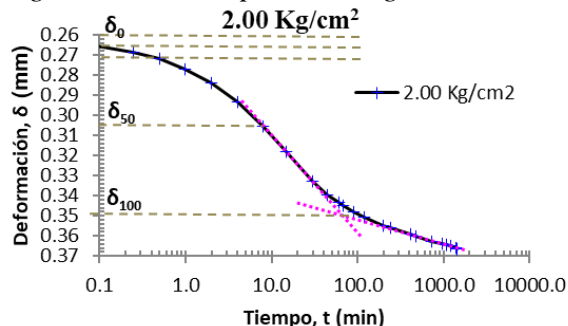


Figura 43. Curva de e vs. $\log t$ – método del logaritmo del tiempo para 0.12 kg/cm^2

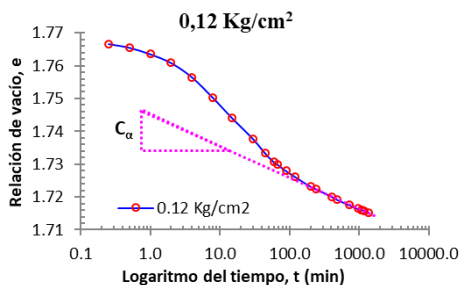


Figura 45. Curva de e vs. $\log t$ método del logaritmo del tiempo para 0.50 kg/cm^2

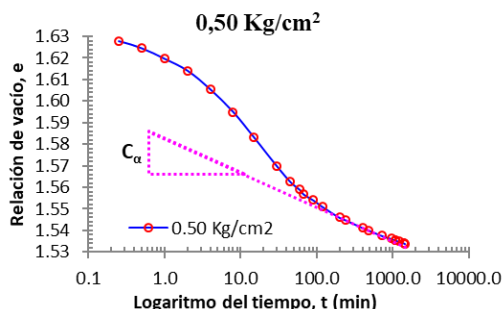


Figura 46. Curva de e vs. $\log t$ – método del logaritmo del tiempo para 1.00 kg/cm²

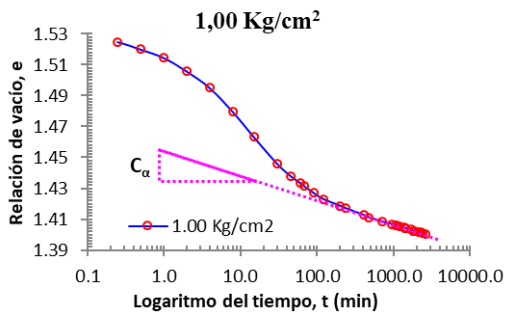
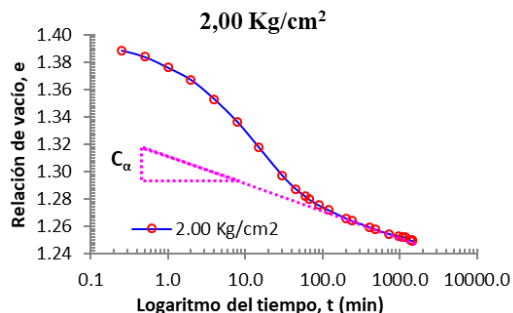


Figura 47. Curva de e vs. $\log t$ – método del logaritmo del tiempo para 2.00 kg/cm²



Las gráficas deformación vs. tiempo de la consolidación 2 se muestran de la Figura 48 a la Figura 52. De la Figura 53 a la Figura 57 se muestran las gráficas con el respectivo análisis para determinar C_α .

Figura 48. Curva δ vs. t , método logaritmo del tiempo - 0.12Kg/cm²

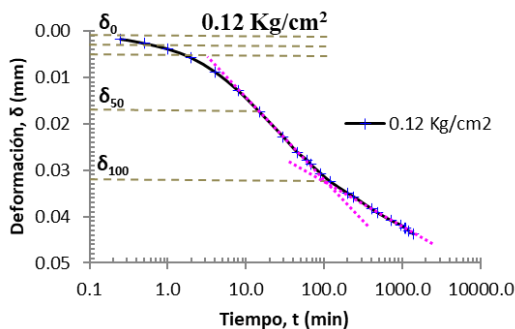


Figura 50. Curva δ vs. t , método logaritmo del tiempo - 0.50Kg/cm²

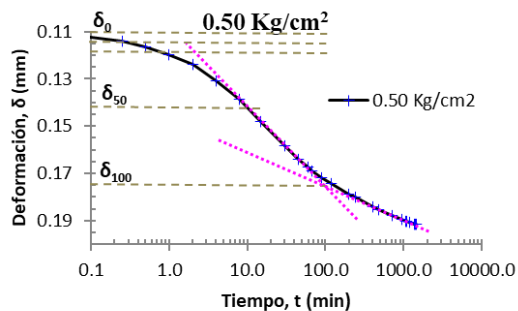


Figura 49. Curva δ vs. t , método logaritmo del tiempo - 0.25Kg/cm²

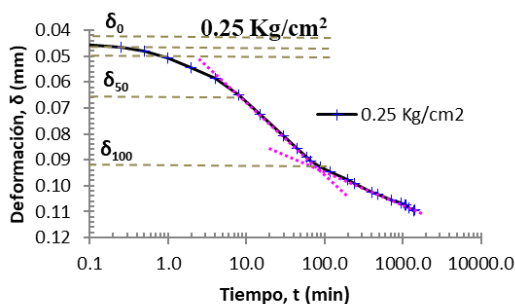


Figura 51. Curva δ vs. t , método logaritmo del tiempo - 1.00Kg/cm²

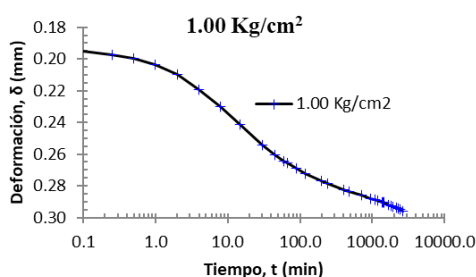


Figura 52. Curva δ vs. t , método logarítmico del tiempo – 2.00Kg/cm²

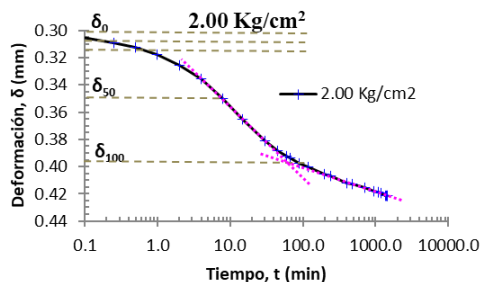


Figura 55. Curva de e vs. $\log t$ – método del logarítmico del tiempo para 0.50 kg/cm²

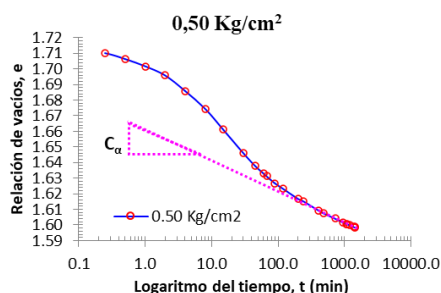


Figura 53. Curva de e vs. $\log t$ – método del logarítmico del tiempo para 0.12 kg/cm²

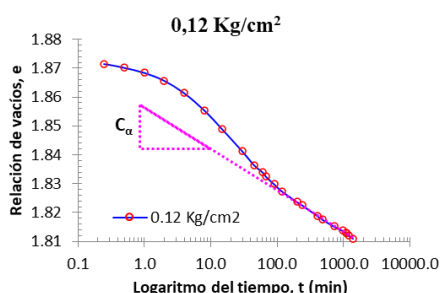


Figura 56. Curva de e vs. $\log t$ – método del logarítmico del tiempo para 1.00 kg/cm²

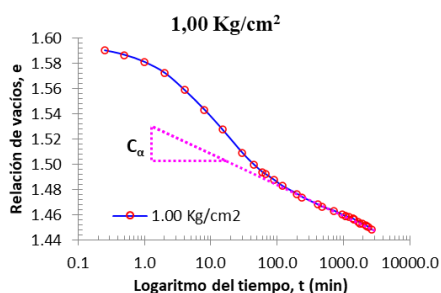


Figura 54. Curva de e vs. $\log t$ – método del logarítmico del tiempo para 0.25 kg/cm²

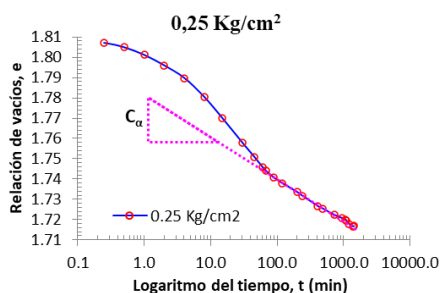
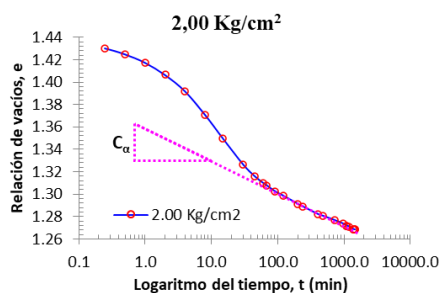


Figura 57. Curva de e vs. $\log t$ – método del logarítmico del tiempo para 2.00 kg/cm²



Haciendo uso de las gráficas deformación vs. tiempo, fue posible obtener los coeficientes de consolidación C_v implementado los métodos gráficos del logaritmo del tiempo y el método de la raíz cuadrada del tiempo, además del coeficiente de consolidación secundaria C_α , los resultados se pueden observar desde la Tabla 23 hasta la Tabla 26 y en la figura Figura 58 hasta la Figura 61, las gráficas incluyen resultados de otras dos consolidaciones cuyas gráficas se encuentran en anexos.

Tabla 23. Coeficientes C_v y C_a , consolidación 1

σ (kPa)	C_{V90} cm ² /Min	C_{V50} cm ² /Min	C_a
0.12	0.0316	0.0177	0.0110
0.25	0.0288	0.0167	0.0106
0.50	0.0547	0.0181	0.0132
1.00	0.0298	0.0172	0.0155
2.00	0.0324	0.0172	0.0180

Tabla 24. Coeficientes C_v y C_a , consolidación 2

σ (kPa)	C_{V90} cm ² /Min	C_{V50} cm ² /Min	C_a
0.12	0.0214	0.0140	0.0151
0.25	0.0441	0.0150	0.0196
0.50	0.0241	0.0154	0.0193
1.00	0.0203	0.0160	0.0253
2.00	0.0233	0.0149	0.0258

Tabla 25. Coeficientes C_v y C_a , consolidación 3

σ (kPa)	C_{V90} cm ² /Min	C_{V50} cm ² /Min	C_a
0.25	0.0394	0.0462	0.0203
0.50	0.0212	0.0249	0.0271
1.00	0.0197	0.0223	0.0316
2.00	0.0144	0.0184	0.0286

Tabla 26. Coeficientes C_v y C_a , consolidación 4

σ (kPa)	C_{V90} cm ² /Min	C_{V50} cm ² /Min	C_a
1.00	0.0147	0.0153	0.0253
2.00	0.0113	0.0122	0.0258

Figura 58. Coeficientes de consolidación C_v, C_a en función del esfuerzo (σ) en consolidación 1

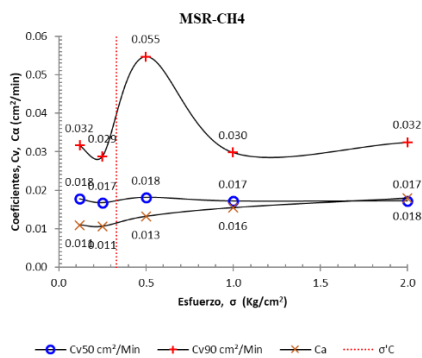


Figura 59. Coeficientes de consolidación C_v, C_a en función del esfuerzo (σ) en consolidación 2

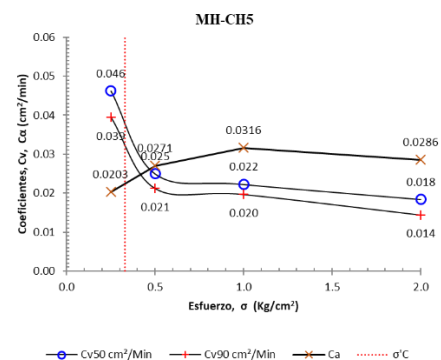


Figura 60. Coeficientes de consolidación C_v, C_a en función del esfuerzo (σ) en consolidación 3

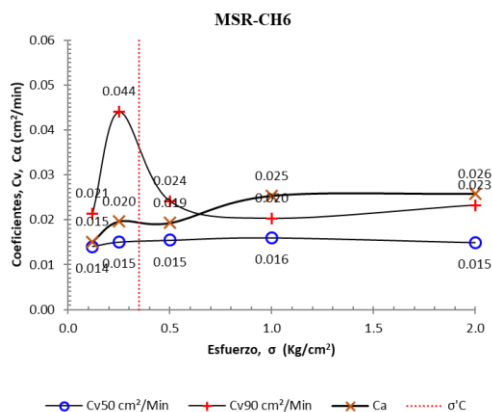


Figura 61. Coeficientes de consolidación C_v, C_a en función del esfuerzo (σ) en consolidación 3

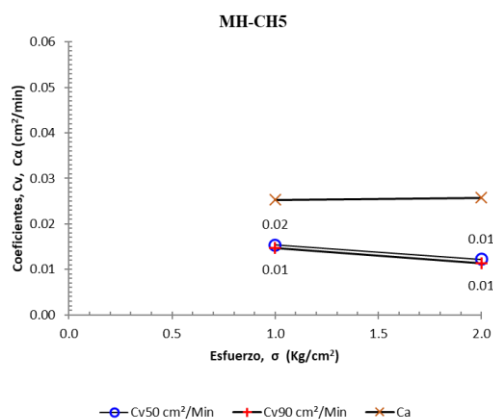


Tabla 27. Resumen de consolidación 1

CICLO	CARGA CICLO [Kg/cm ²]	CAMBIO ALTURA [mm]	ALTURA ESPECIMEN [mm]	RELACIÓN VACÍOS
0	0.00	0.000	19.500	1.769
1	0.12	0.383	19.117	1.715
2	0.25	0.946	18.554	1.635
3	0.50	1.660	17.840	1.534
4	1.00	2.602	16.898	1.400
5	2.00	3.662	15.838	1.249
6	1.00	3.607	15.893	1.257
7	0.25	3.257	16.243	1.307
8	0.12	3.161	16.339	1.321

Tabla 28. Resumen de consolidación 2

CICLO	CARGA CICLO [Kg/cm ²]	CAMBIO ALTURA [mm]	ALTURA ESPECIMEN [mm]	RELACIÓN VACÍOS
0	0.00	0.000	20.000	1.874
1	0.12	0.438	19.562	1.811
2	0.25	1.093	18.907	1.717
3	0.50	1.917	18.083	1.599
4	1.00	2.963	17.037	1.448
5	2.00	4.215	15.785	1.268
6	1.00	4.169	15.831	1.275
7	0.25	3.832	16.168	1.323
8	0.12	3.744	16.256	1.336

Tabla 29. Resumen de consolidación 3

CICLO	CARGA CICLO [Kg/cm ²]	CAMBIO ALTURA [mm]	ALTURA ESPECIMEN [mm]	RELACIÓN VACÍOS
0	0.00	0.000	19.800	2.080
1	0.12	0.316	19.484	2.031
2	0.25	1.050	18.750	1.916
3	0.50	2.192	17.608	1.739
4	1.00	3.451	16.349	1.543
5	2.00	4.801	14.999	1.333
6	1.00	0.000	19.800	2.080
7	0.25	0.000	19.800	2.080
8	0.12	0.000	19.800	2.080

También se logró establecer la variación del módulo edométrico para cada ciclo de carga, que es la relación entre el esfuerzo vertical aplicado y la deformación vertical en ese estado de carga, lo que queda representado de la Figura 62 a la Figura 64.

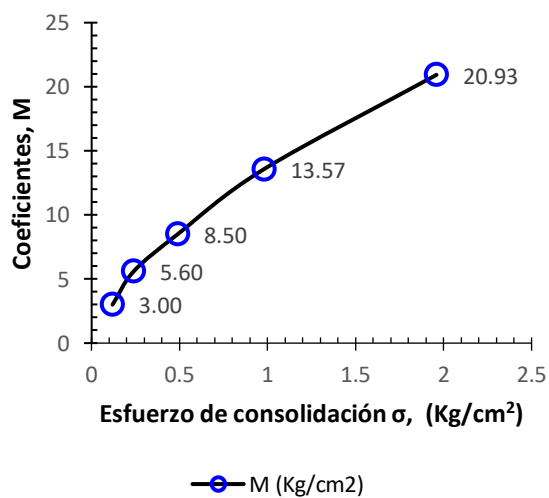
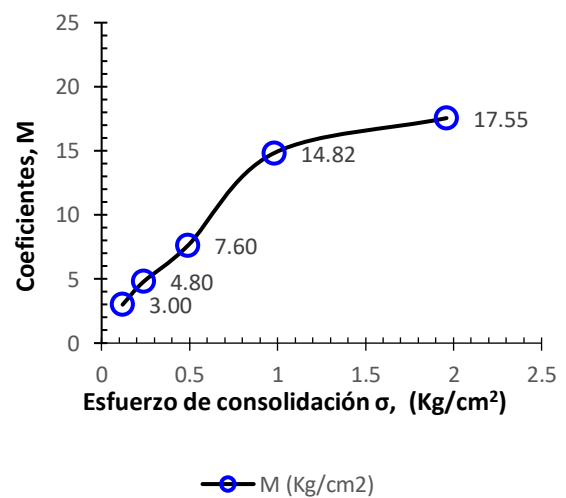
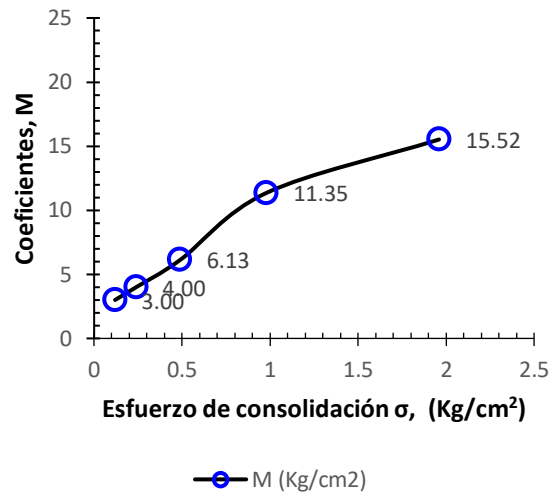
Figura 62. Variación del M para cada ciclo de carga en consolidación 1**Figura 63.** Variación del M para cada ciclo de carga en consolidación 2

Figura 64. Variación del M para cada ciclo de carga en consolidación 3



4.6 Perfil de suelo

A partir de los resultados de SPT y V_s de los apartados 4.1 y 4.2 respectivamente, se determinó que el perfil de suelo es tipo E ya que cumple con la descripción de la Tabla 2, principalmente siendo su V_s ponderado de 87 m/s en el tendido 1 y 82 m/s en el tendido 2.

De la misma manera se observó que el proyecto se encuentra ubicado en la zona V según la Figura 1. Mapa de zonas sísmicas, correspondiéndole un valor de Z de 0.40 al encontrarse dentro de la zona de amenaza sísmica alta.

Capítulo 5

5. Conclusiones y Recomendaciones

5.1 Conclusiones

La caracterización geotécnica del depósito de arcillas blandas de la planicie de inundación ubicada en Samborondón, evidencia predominancia de arcillas saturadas desde los 0.50 m. hasta los 20.00 m. de profundidad, en donde la humedad natural supera al límite líquido con valores de $32.9 \leq w\% \leq 99.4$ y $28.2 \leq LL \leq 58.7$ en el sondeo SPT-01. Este comportamiento se repite el sondeo SPT-02 con valores de $30.9 \leq w\% \leq 99.5$ y $28.0 \leq LL \leq 55.4$, el material es de alta plasticidad y baja resistencia al corte no drenado siendo sus valores de $0.44 \text{ kPa} \leq S_u \leq 7.85 \text{ kPa}$ y susceptibilidad a grandes deformaciones siendo su módulo edométrico de $3.0 \text{ Kg/cm}^2 \leq M \leq 20.9 \text{ Kg/cm}^2$ o con sus unidades consistentes $0.29 \text{ MPa} \leq M \leq 2.05 \text{ MPa}$.

Se identificaron estratos con bajos valores de N_{60} a la profundidad de 7.50 m. hasta 11.00 m. siendo dicho valor de 1. Desde la profundidad de 11.00 m. hasta los 15.00 m. los golpes $5 \leq N_{60} \leq 37$ detectando rechazo a partir de los 15.00 m de profundidad, es decir $N_{60} > 50$.

Las velocidades de onda de corte detectadas fueron de $82 \leq V_s \leq 87$ por lo que, de acuerdo con la NEC, el perfil de suelo corresponde a un tipo E.

Se observaron diferencias al comparar los resultados entre el LL-CC y el LL-MC, en muestras a una misma profundidad el LL-CC $\approx 80\%$ y el LL-MC $\approx 105\%$. Esta diferencia entre ambos métodos se le puede atribuir a una desviación por parte del equipo de caída de cono, el cual fue construido de manera artesanal o a la influencia del operador que ejecutó el LL con el método tradicional, El método CC mostró repetibilidad en las arcillas con alto contenido de humedad, en el cual el LL se aproximó al 105% en las 50 repeticiones realizadas a muestras tomadas a la misma profundidad. .

Al comparar la resistencia al corte no drenado a partir de la penetración de caída de cono en muestras inalteras y remoldeadas, se logró observar que algunas muestras presentaban un grado de sensibilidad $1 < S_t < 23$, muy baja a muy alta.

De los ensayos de consolidación unidireccional obtuvimos un valor de OCR de 1, mostrando que la arcilla es normalmente consolidada con alta susceptibilidad a asentamientos primarios y secundarios.

Integrar métodos tradicionales con procesos menos convencionales, como el CC y SHANSEP, proporcionó una caracterización representativa del depósito con datos de alto valor para el diseño y la comprensión del comportamiento real de las arcillas blandas.

5.2 Recomendaciones

Se recomienda verificar la precisión de las medidas de penetración del instrumento fabricado artesanalmente con un equipo normado de acuerdo a con la ISO 17892-6:2017.

Para futuros estudios geotécnicos en depósitos de arcillas similares al analizado, se recomienda implementar el método de caída de cono tanto para determinar el LL y estimar el S_u es un procedimiento rápido y preciso que reduce la observación subjetiva del operador, y los efectos que ésta podría provocar en los resultados.

Para futuros proyectos de infraestructura que estén ubicados sobre arcillas similares a las estudiadas, se recomienda tener en consideración la sensibilidad del suelo en los análisis y evitar procedimientos constructivos que generen remoldeos excesivos.

Para el diseño geotécnico a corto plazo, se sugiere emplear valores de S_u normalizados por la metodología SHANSEP, en lugar de depender de correlaciones empíricas basadas en N_{60} , ya que se pueden subestimar o sobreestimar la resistencia real del suelo.

Para caracterizaciones futuras, se recomienda complementar ensayos triaxiales CU y CD, ensayos CPTu que permitan profundizar en la mecánica de la pérdida de resistencia.

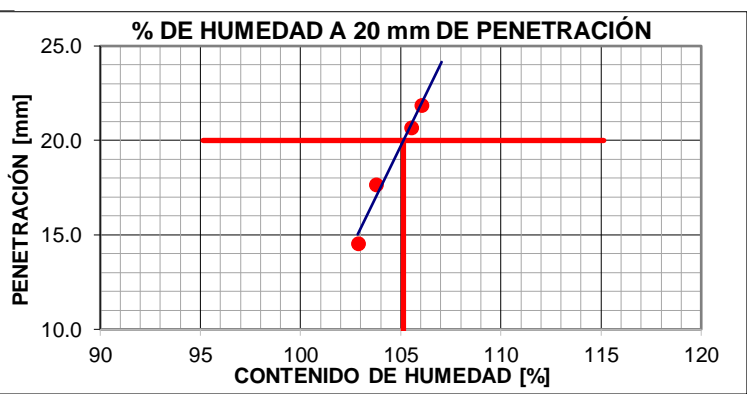
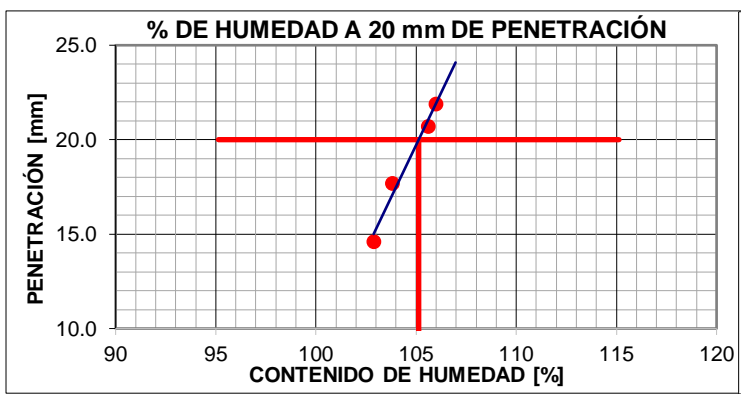
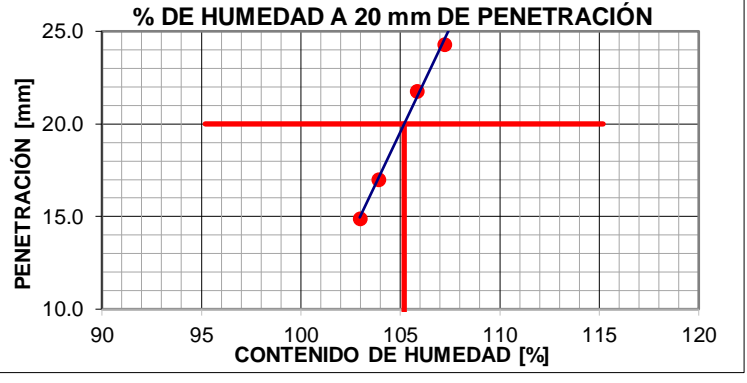
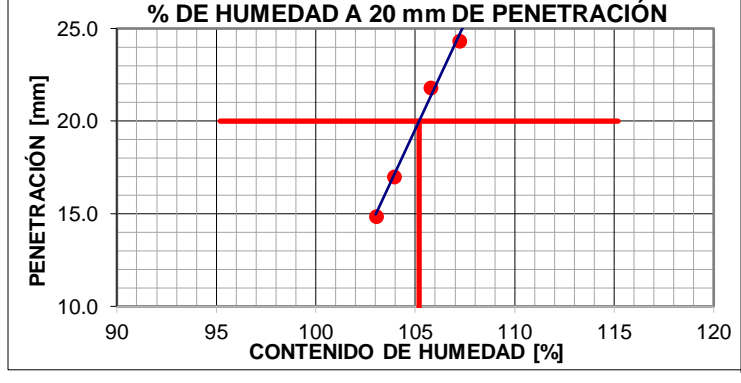
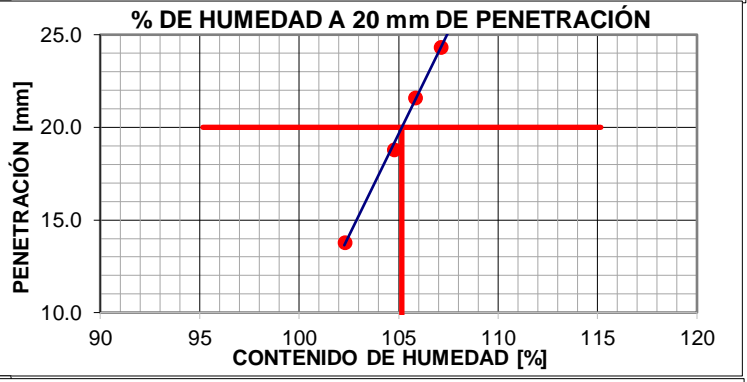
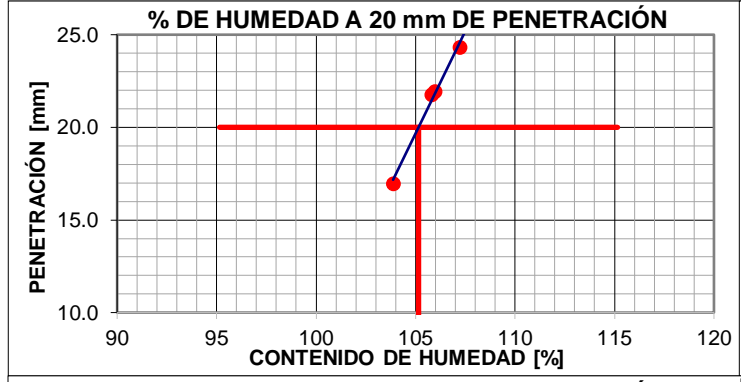
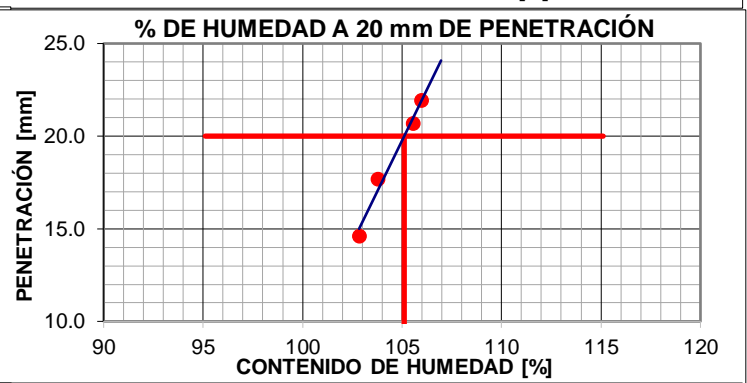
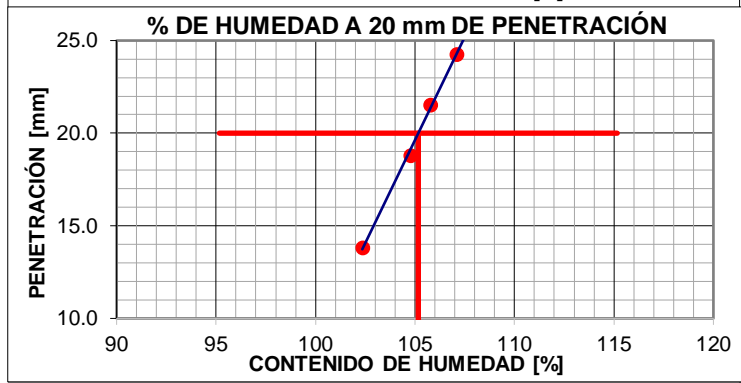
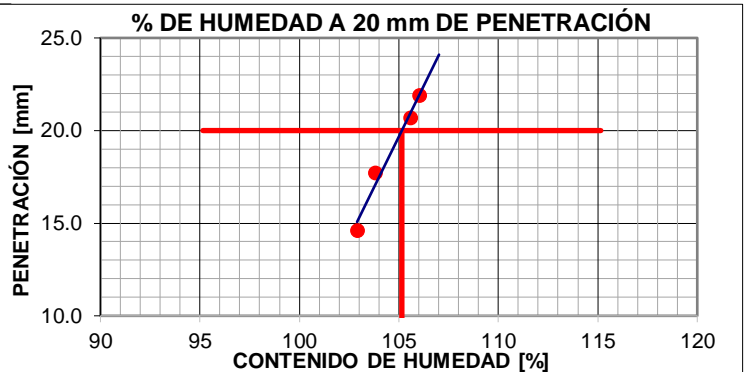
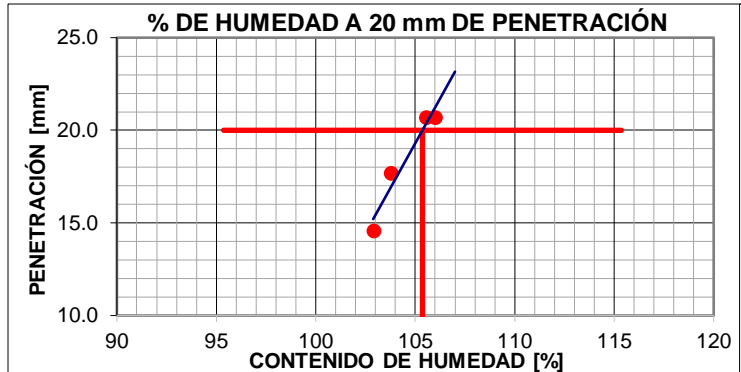
REFERENCIAS

- Ameratunga, J., Sivakigan, N., & Das, B. M. (2016). *Correlations of soil and rock properties in geotechnical engineering*. Springer. doi:10.1007/978-81-322-2629-1
- ASTM-D1586/D1586M-18e1. (2022). *Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils*.
- ASTM-D1587. (2015). *Standard Practice for Thin-Walled Tube Sampling of Fine-Grained Soils for Geotechnical Purposes*.
- ASTM-D2166/D2166M. (2016). *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil*.
- ASTM-D2435. (2011). *Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading*.
- ASTM-D4318-17e1. (2023). *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*.
- ASTM-D7858-17. (2017). *Standard guide for use of the MASW method for subsurface investigation*.
- British Standards Institution. (1990). *British Standard Methods of test for Soils for civil engineering purpose* (Vol. 2). Englewood, Colorado, USA: BSI. Obtido em 2024
- Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40(30), 329-378. doi:https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.329
- Casagrande, A. (1932). *The determination of the liquid limit of soils*. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*.
- Christaras, B. (1991). A comparison of the Casagrande and fall cone penetrometer methods for liquid limit determination in marls from Crete, Greece. *Engineering Geology*, 31(2), 131-142. doi:https://doi.org/10.1016/0013-7952(91)90002-3
- Clemente, C. W., & Faro, V. P. (2019). Determinação da resistência não drenada através do método do Cone Sueco ou Fall Cone em solos marinhos. *XII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul*.
- Clemente, C. W., Faro, V. P., & Moncada, M. P. (2019). Determination of undrained shear strength by the Fall Cone Method – Analysis, concept and guidelines. (SIMSG, Ed.) doi:10.32075/17ECSMGE-2019-0984
- Crevelin, L., & Bicalho, K. (2019). Comparison of the Casagrande and Fall Cone Methods for Liquid Limit Determinations in Different Clay Soils. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 43. doi:https://doi.org/10.1590/18069657rbc20180105
- Das, B. (2001). *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. Mexico D.F.: Thomson Learning.

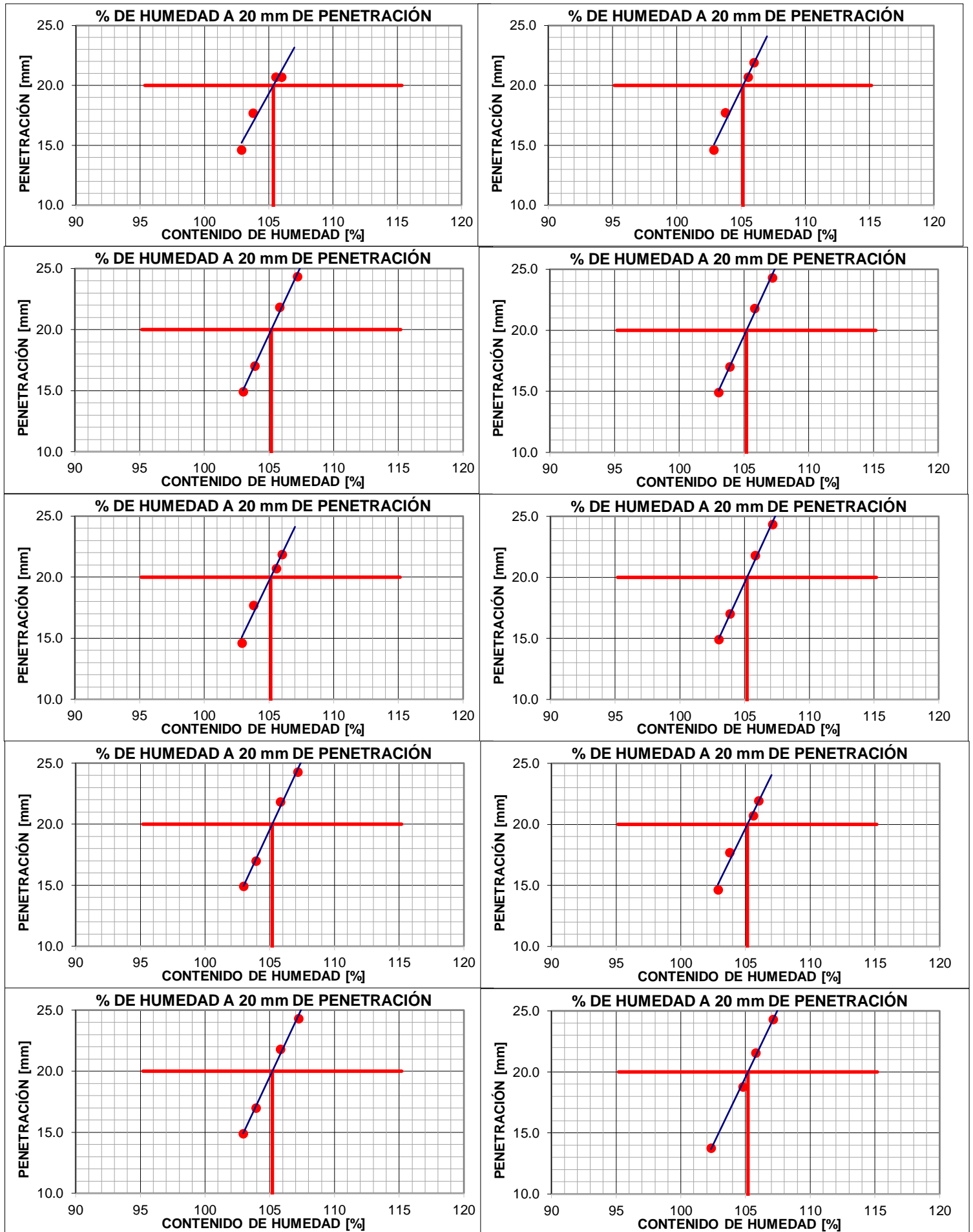
- Escalaya Advíncula, M. R. (2023). *El ensayo penetrómetro de cono aplicado a la determinación de la resistencia al corte no drenada de suelos de grano fino. Perfiles de Ingeniería*, .
- Foott, L. C. (1974). *A new desing procedure for stability of soft clays* *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. ASCE.
- Hansbo, S. (1957). *Proc. Roy. SGI 14*, 7-48.
- Head, K. H., & Epps, R. J. (2008). *Manual of soil laboratory testing. Volumen 2, permeability, shear strength and compresibility test* (3rd ed.). Whittles Publishing.
- Instituto Nacional de Estadística y Censo, E. (2022). *Instituto Nacional de Estadística y Censo, E. Obtido de Instituto Nacional de Estadística y Censo, E.:* <https://www.censoecuador.gob.ec/>
- Intriago, B., Bazurto, H., Besenzon, D., Vera Granauer, X., & Amoroso, S. (2022). Geotechnical chatacterization of the estuarin deltaic deposits in the Guayaquil city through in situ and laboratory test. *Soils and Rocks*, 15. doi:<https://doi.org/10.28927/SR.2022.074021>
- ISO 17892-6:2017, E. C. (2017). *Geotechnical investigation and testing — Laboratory testing of soil*.
- Karl Terzaghi, R. B. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons. doi:978-0471086581
- Ladd, C. C., & DeGroot, D. J. (2003). *Recommended practice for soft ground site characterization*. (M. I. Technology, Ed.) Massachusetts: Cambridge.
- Ladd, C. C., & Foott, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100(7), 763-786. doi:<https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000361>
- Lehmann, P., Leshchinsky, B., Gupta, S., Mirus, B., Bickel, S., Lu, N., & Or, D. (2021). Clays Are Not Created Equal: How Clay Mineral Type Affects Soil Parameterization. *Geophysical Research Letters*, 10. doi:10.1029/2021GL095311
- Lemos, & Pires. (2017). *The undrained strength of soft clays determined from unconventional and conventional tests* (Vol. 40). *Soils and Rocks*. doi:<https://doi.org/10.28927/SR.403291>
- Mánica, M., Gens, A., & Ovando, E. (23 de Mayo de 2024). *Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica*. Obtido de SMIG: <https://www.smig.org.mx/revista-digital-smig/272/la-resistencia-al-corte-no-drenada-del-suelo.php>
- Mesri, G. (1975). New design procedure for stability of soft clays. *ASCE, various studies on consolidation and Su-OCR correlation*.

- MIDUVI. (2015). *Habitad y Vivienda*. Obtido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>
- Mitchell, J. K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior* (3era ed.).
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior* (3rd ed.). Chichester, UK: Willey.
- Paredes, J. (2020). *Evaluación de parámetros geotécnicos de los depósitos de suelo ubicados en la llanura aluvial y en el complejo deltaico estuarino de guayaquil (ecu), y sectores adyacentes de Daule, Samborondón y Durán, mediante ensayos in situ CPT*. Guayaquil: ESPOL. Obtido de <https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/53892/1/T-70623%20Paredes.pdf>
- Pereira, C. W. (2019). Determinação da resistência não drenada através do método do . *XII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul* .
- Skempton, A. W. (1953). The colloidal activity of clays. *3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 57(61).
- Skempton, A., & Northey, R. (1952). *The sensitivity of clays*. Géotechnique.
- SMIG. (11 de 2024). *Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.* Obtido de SMIG: <https://www.smig.org.mx/revista-digital-smig/272/la-resistencia-al-corte-no-drenada-del-suelo.php>
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Terzaghi, R. B. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons. doi:978-0471086581
- Vera-Grunauer, X. (2014). *Seismic Response of a Soft, High Plasticity, Diatomaceous Naturally Cemented Clay Deposit*. Berkely, California, USA: University of California, Berkeley. Obtido de <https://escholarship.org/uc/item/4wb0444r>
- Xu, S., Feng, Q., Deng, Y., Sun, H., Wang, D., & Geng, X. (2023). Effect of diatom inclusion on physical property identification of soft clay. *Journal of Soils and Sediments*. doi:10.1007/s11368-023-03673-x

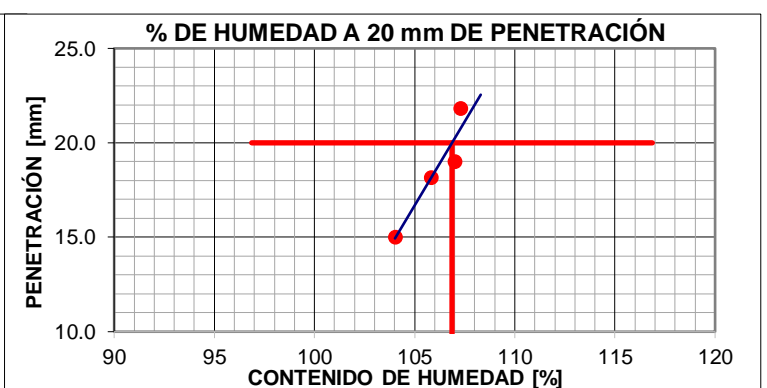
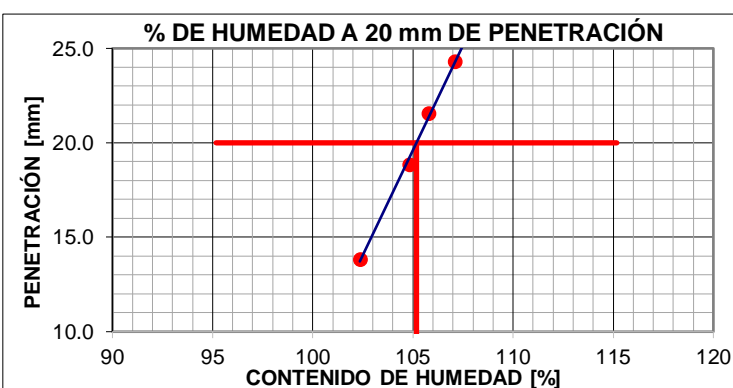
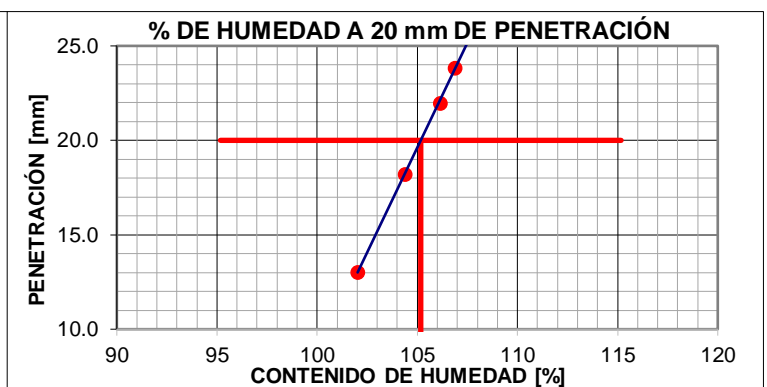
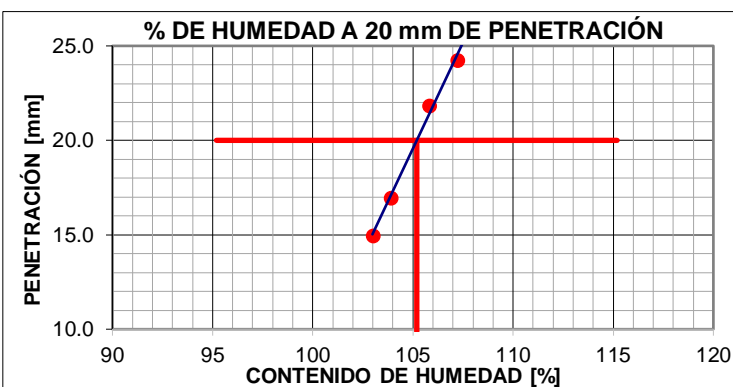
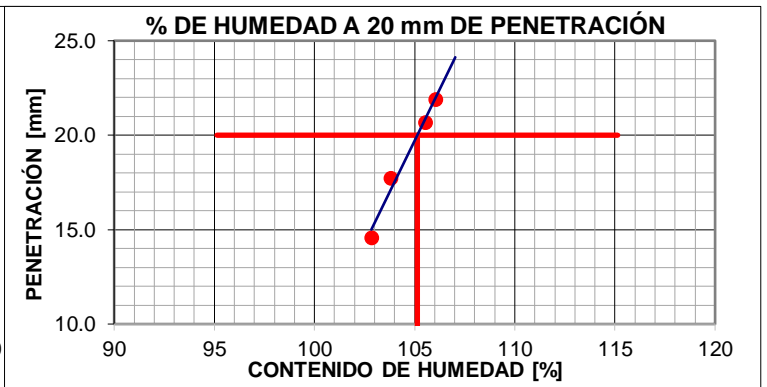
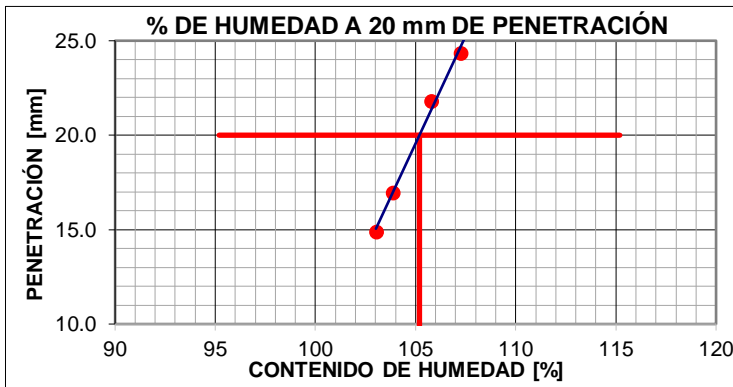
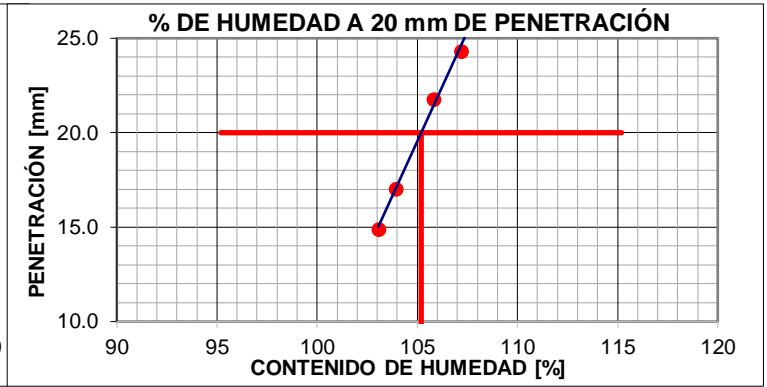
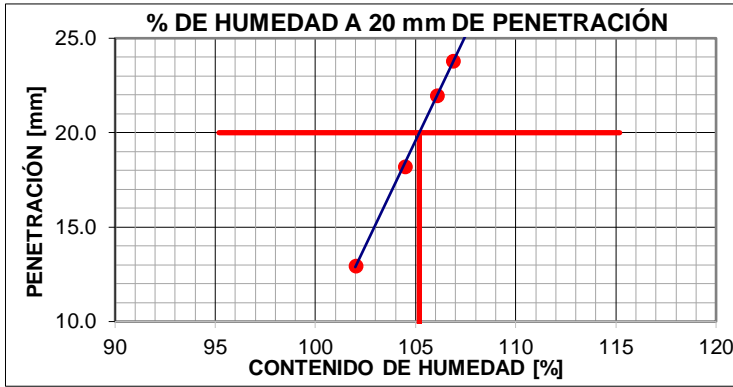
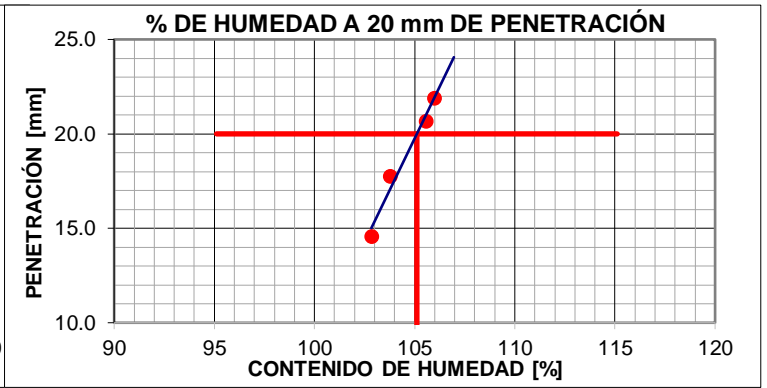
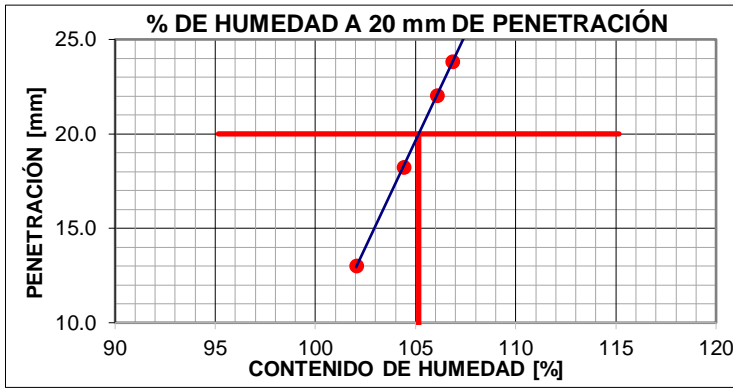
Anexo – Gráficas de límite líquido por caída de cono



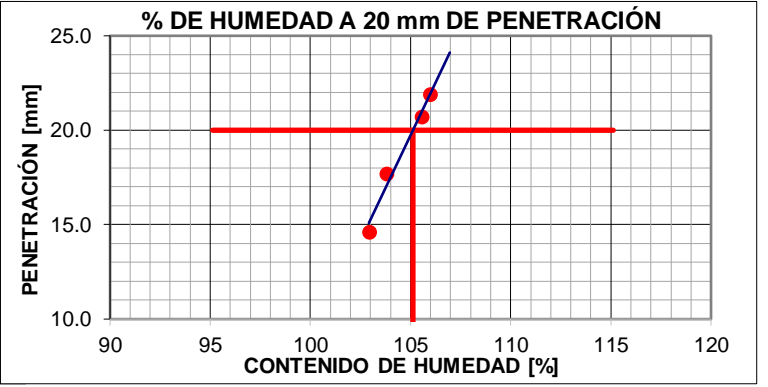
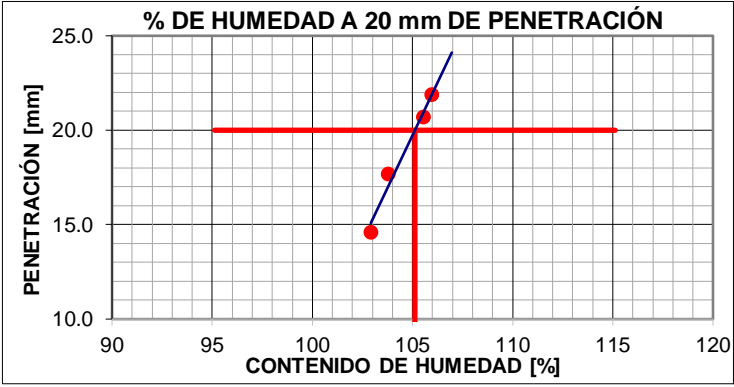
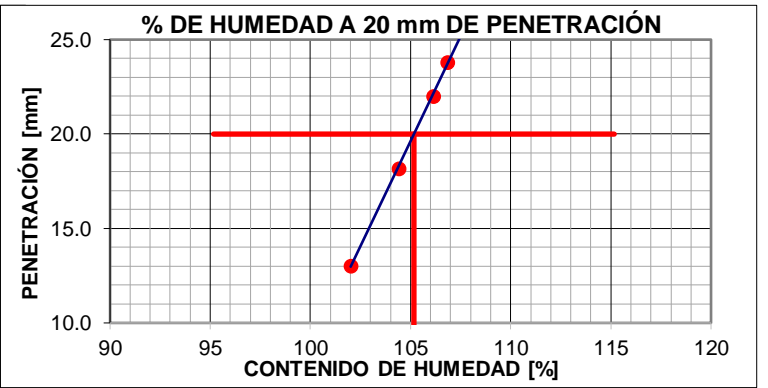
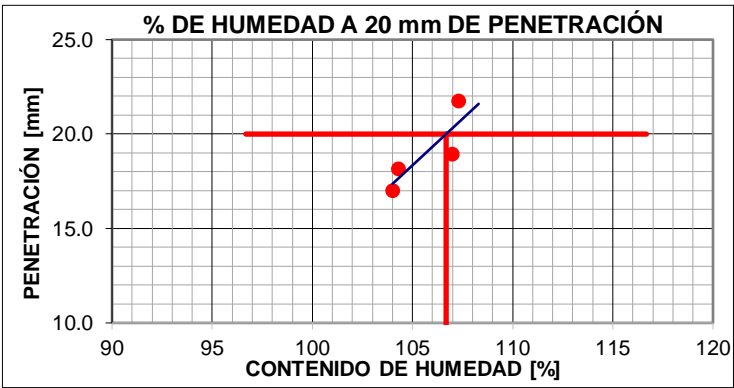
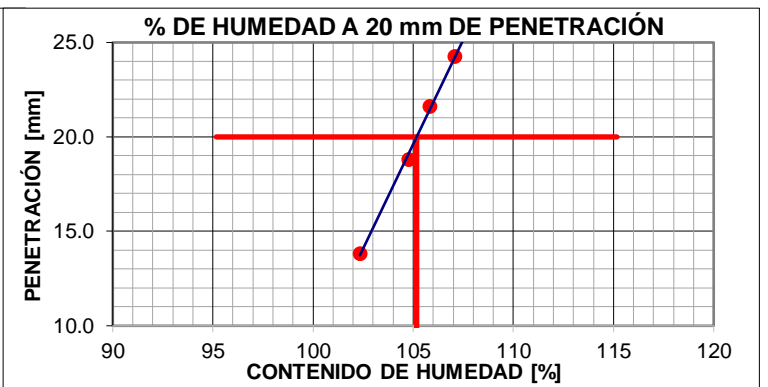
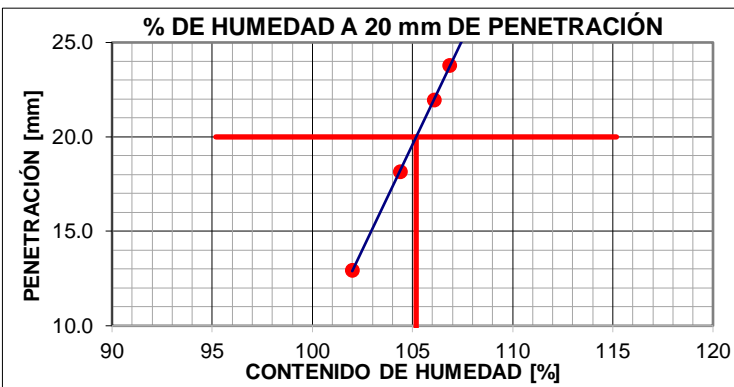
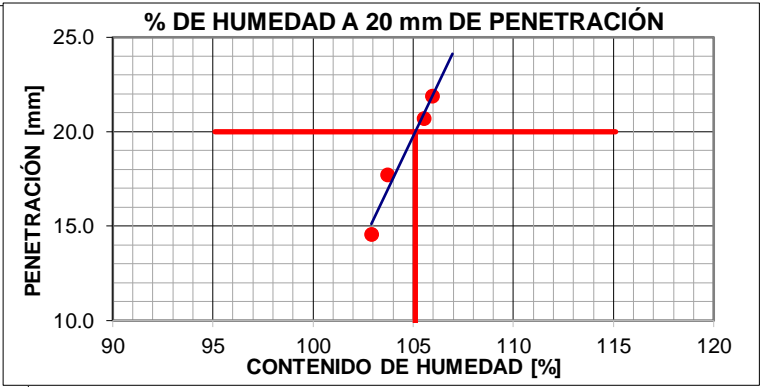
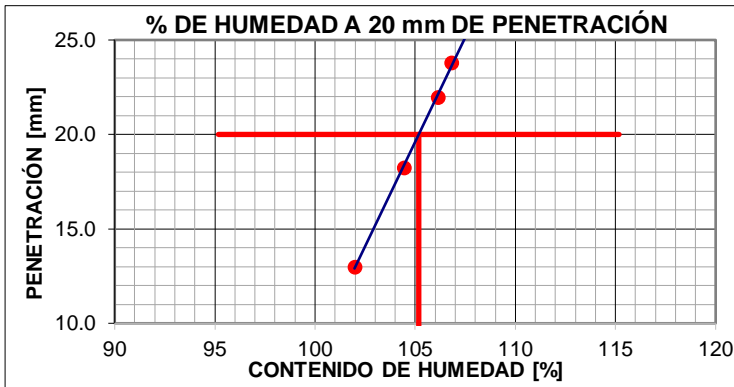
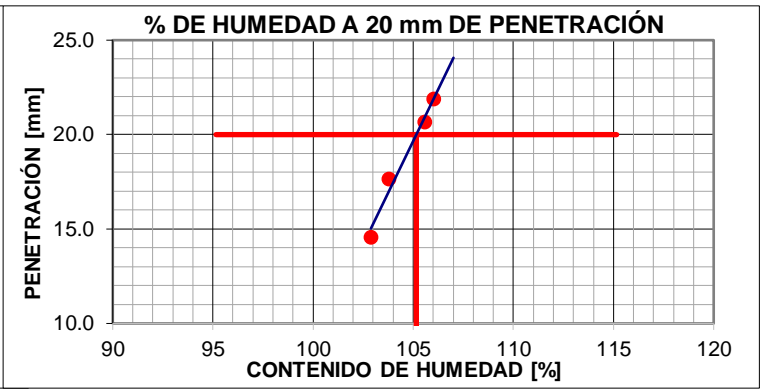
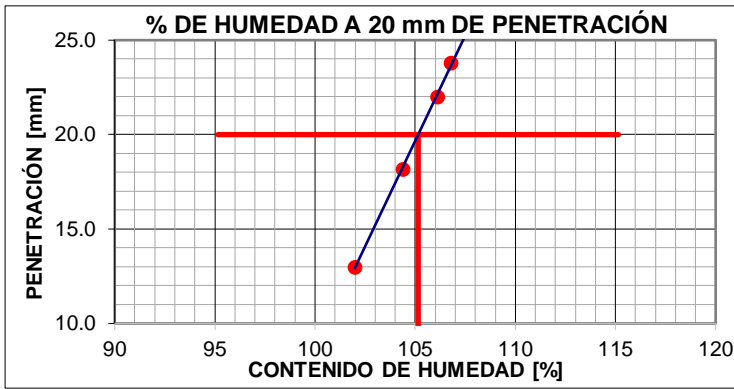
Anexo – Gráficas de límite líquido por caída de cono



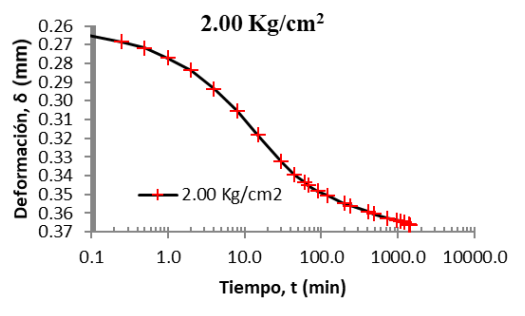
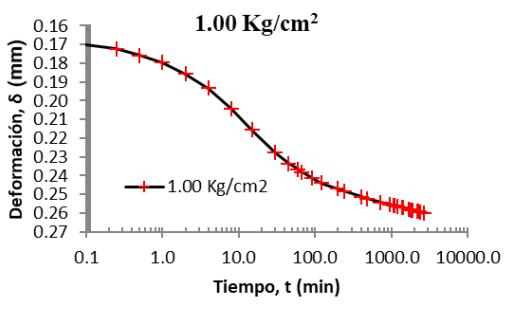
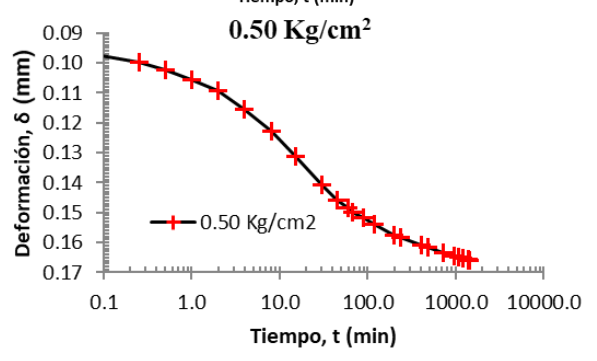
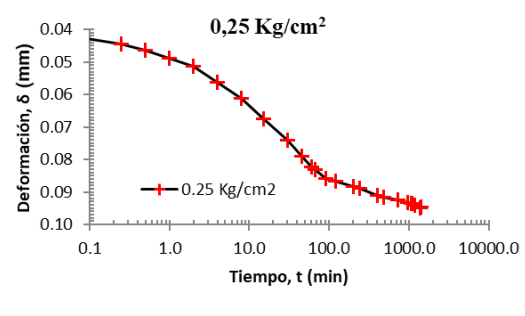
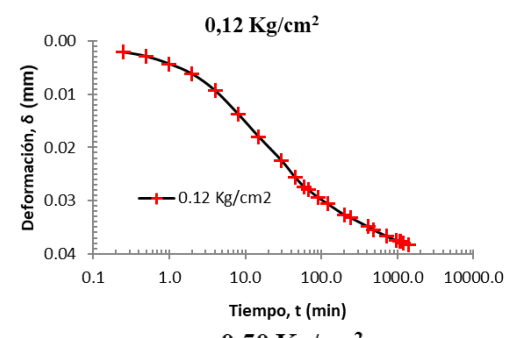
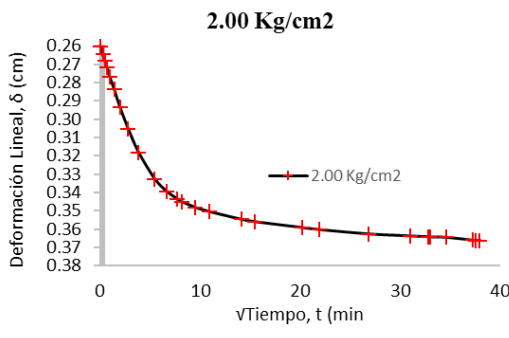
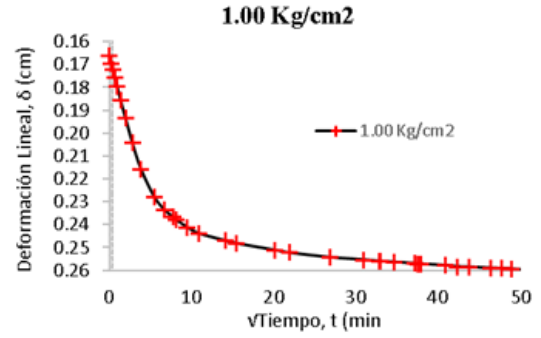
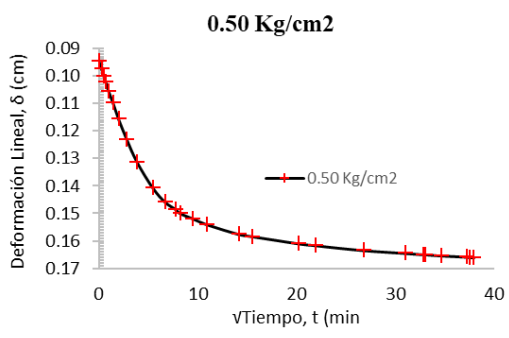
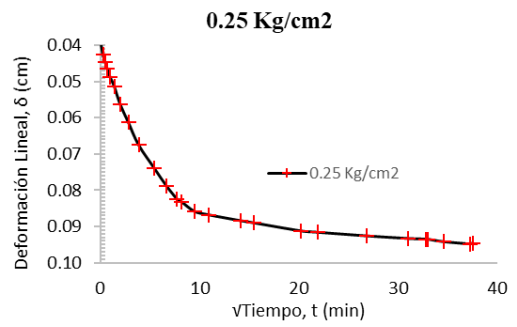
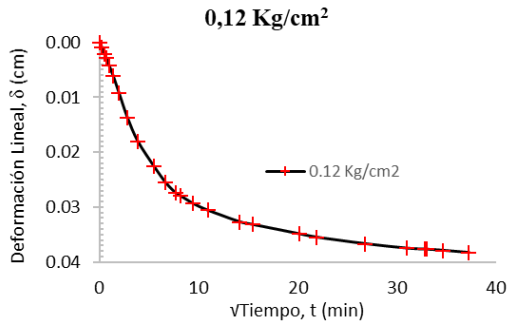
Anexo – Gráficas de límite líquido por caída de cono



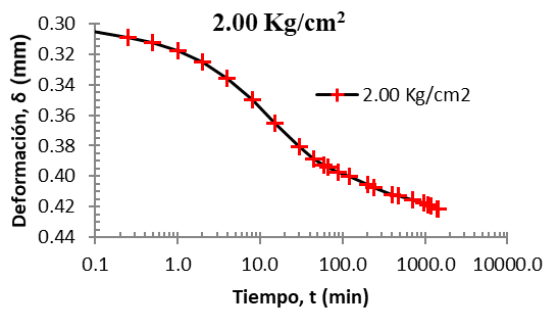
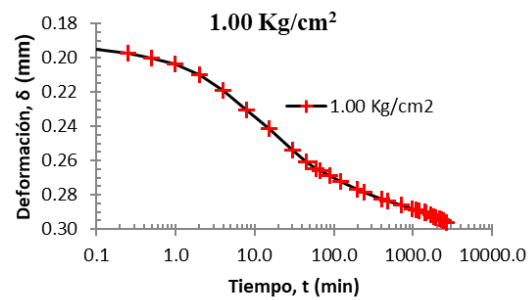
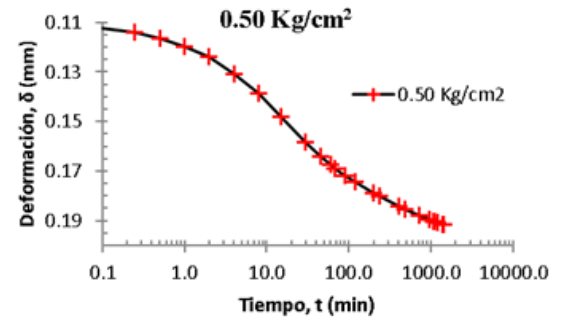
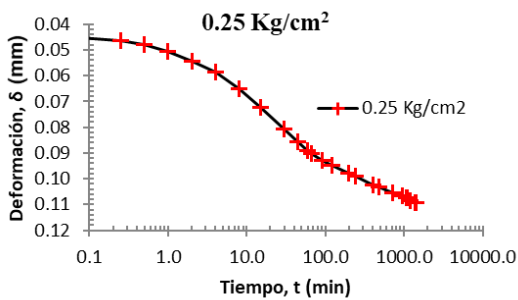
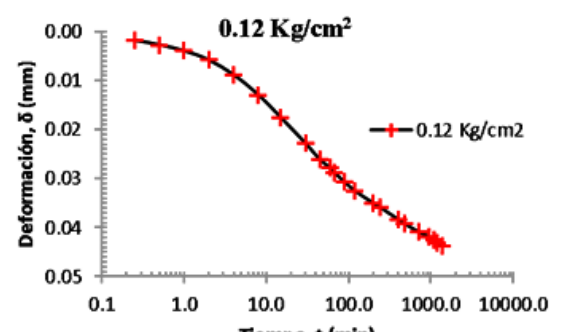
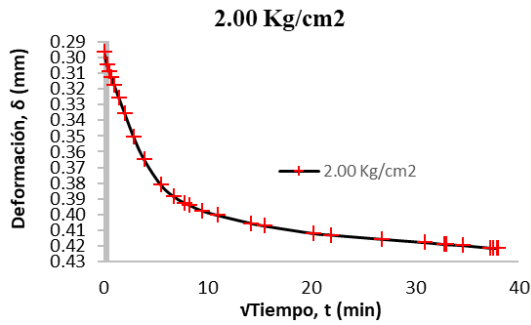
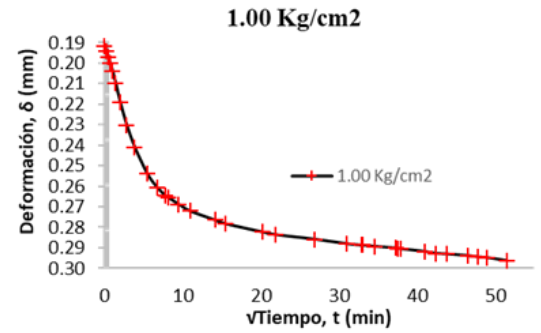
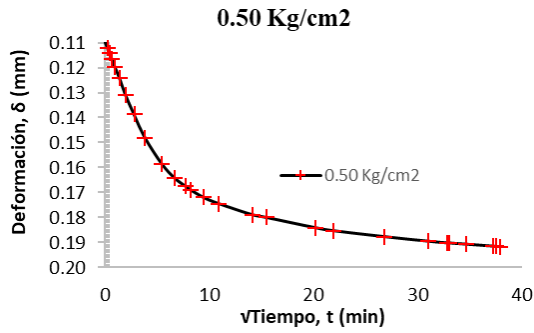
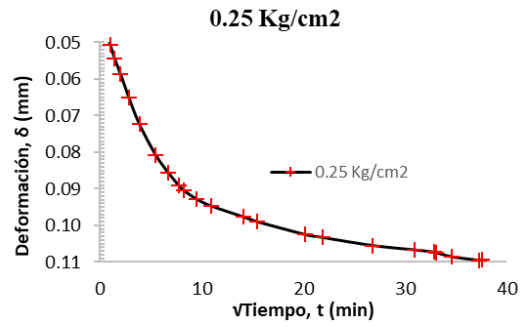
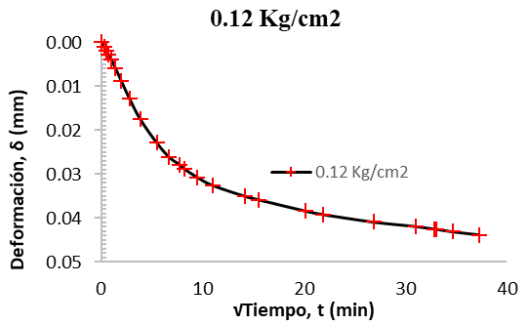
Anexo – Gráficas de límite líquido por caída de cono



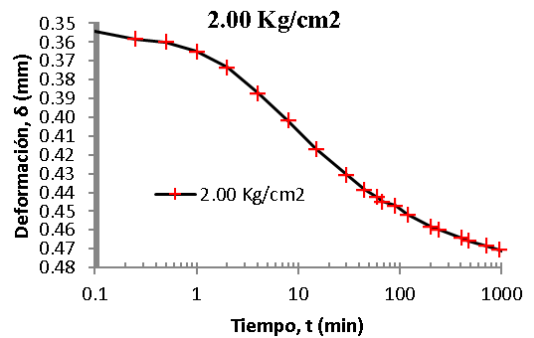
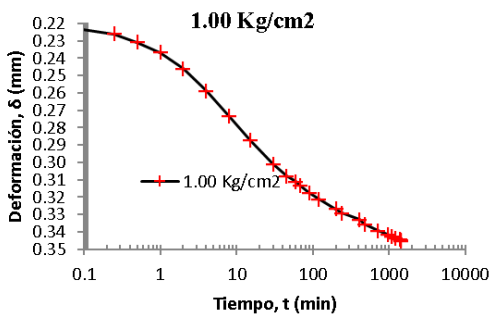
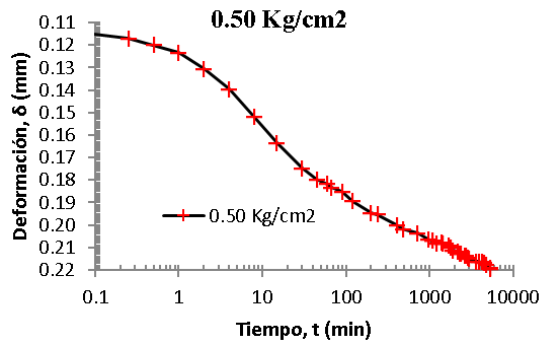
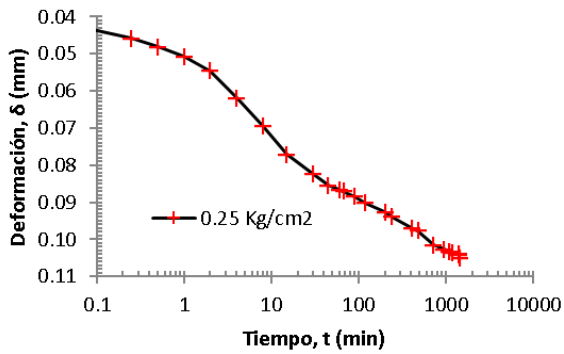
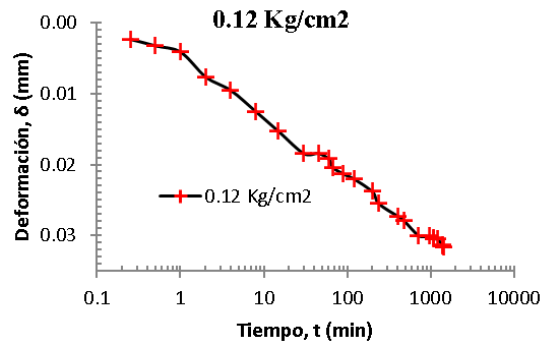
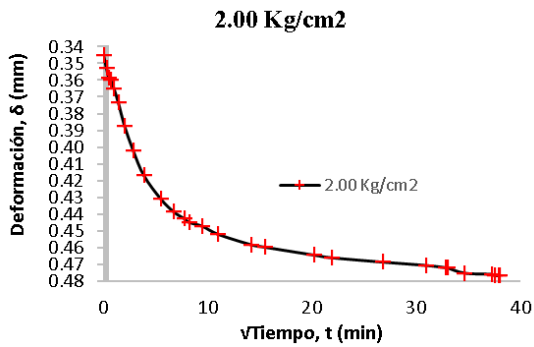
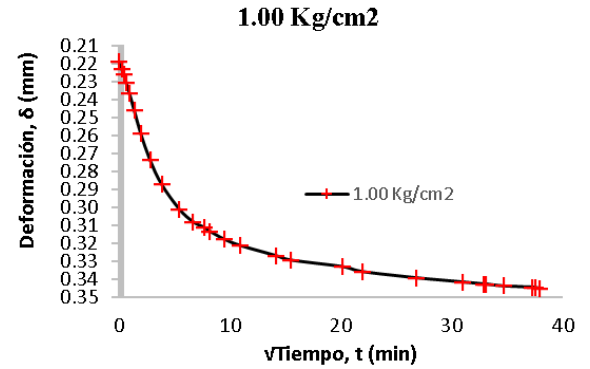
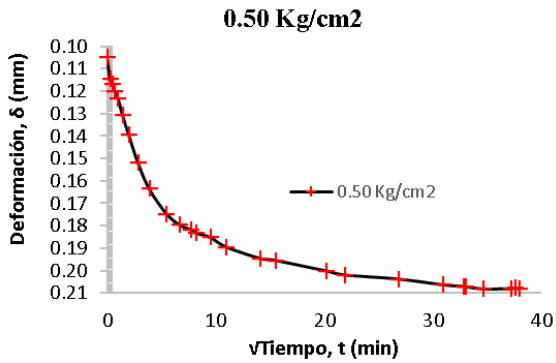
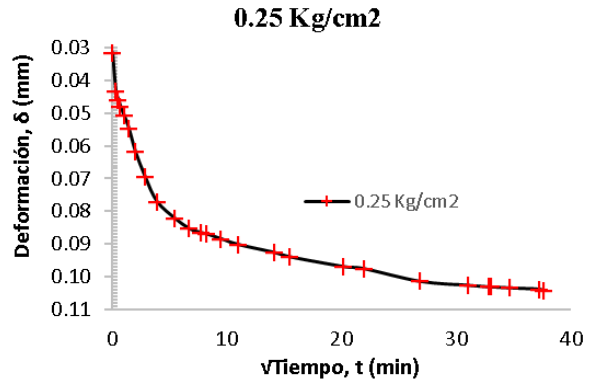
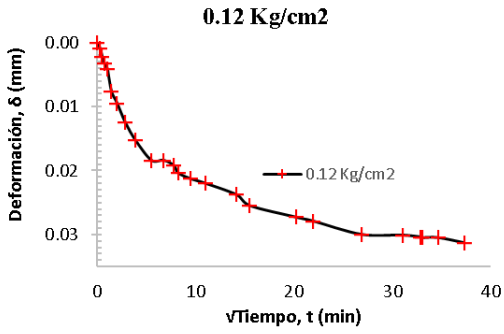
Anexo – Consolidación MSR-CH4



Anexo – Consolidación MSR-CH6



Anexo – Consolidación MH-CH5

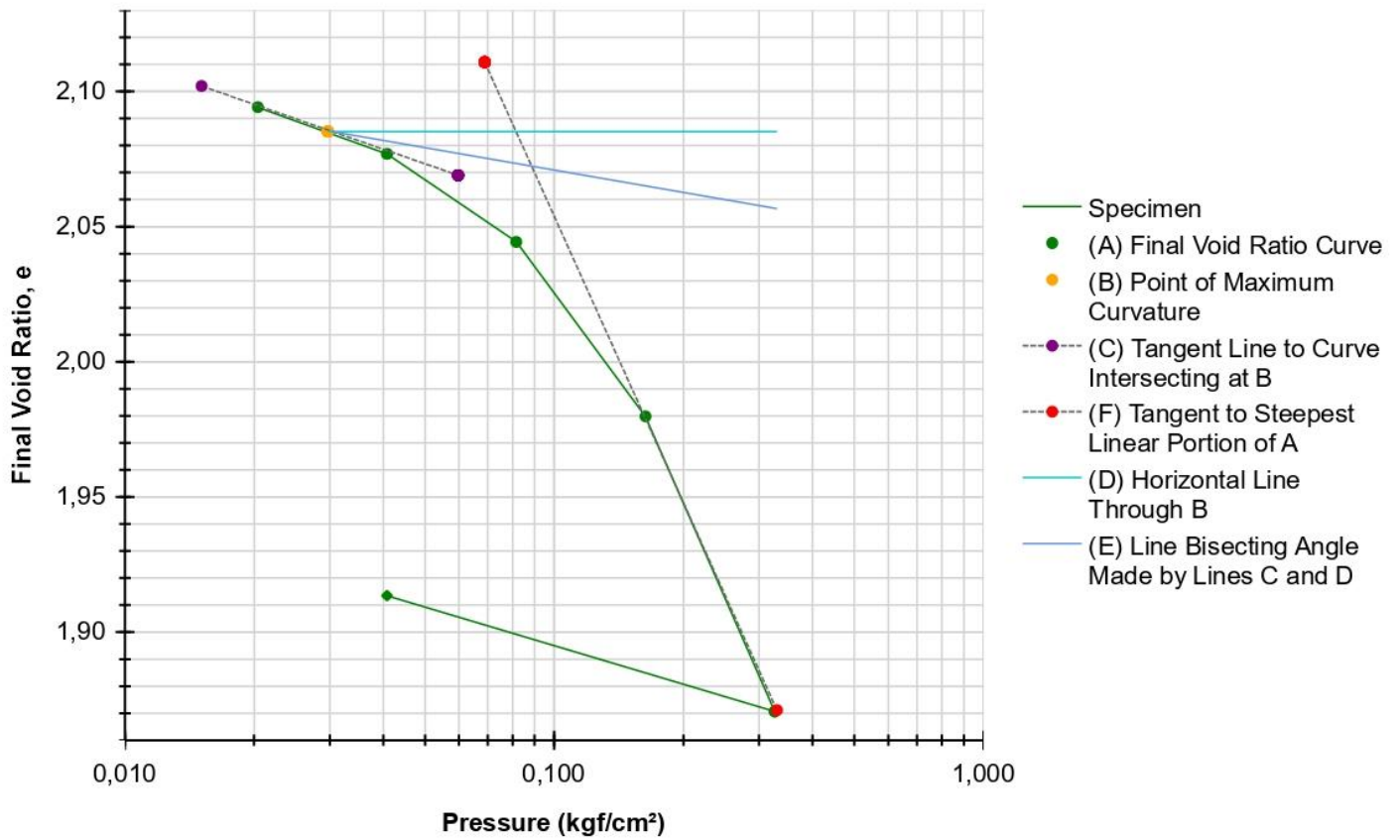


Anexo – Consolidación

Consolidation Test - Results

Final Voids [Log]

ASTM D2435



Preconsolidation Stress	0,089	Cc	0,357	Cr	0,047
-------------------------	-------	----	-------	----	-------

	BEFORE	AFTER	Liquid Limits	105,12	Test Date	7/1/2025
Moisture (%)	100,2	91,0	Plastic Limits	41,4		
Dry Density	0,726	0,794				
Saturation (%)	105,7	109,5				
Void Ratio	2,21	1,93	Specific Gravity	2,33	MEASURED	

Sample Description	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD DE COLOR GRIS		
Project Number	M4	Depth (m)	1.5
Sample Number	4	Boring Number	1
Project	TESIS CAIDA DE CONO M-4		
Client	ESPOL		
Location	RIO SECO		
Remarks			

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

Test Date: 7/1/2025

Checked By: _____

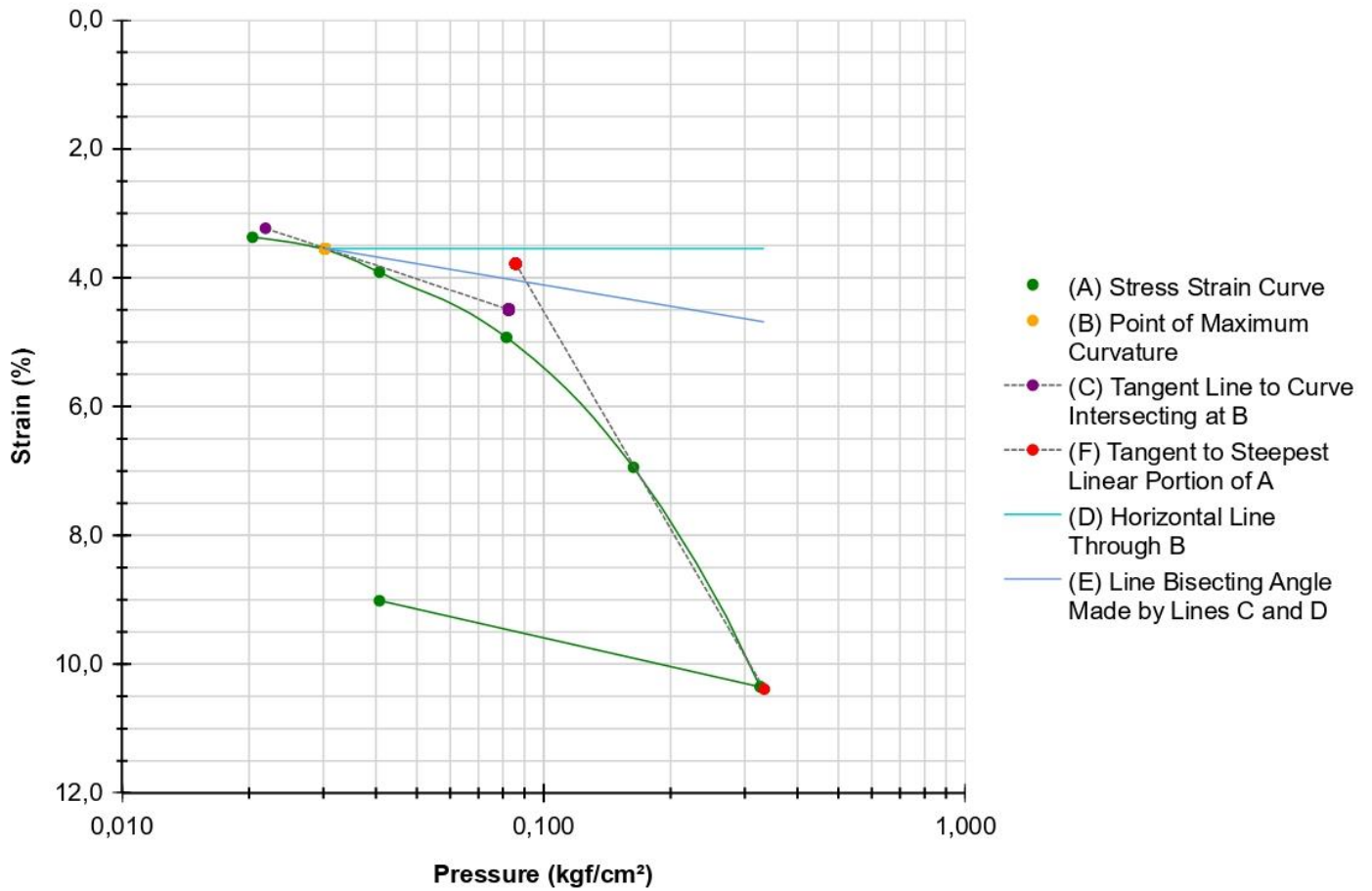
Date: _____

Anexo – Consolidación

Consolidation Test - Results

Percent Strain [Log]

ASTMD2435



Preconsolidation Stress	0,091	Cc	NA	Cr	NA
-------------------------	-------	----	----	----	----

	BEFORE	AFTER	Liquid Limits	105,12	Test Date	7/1/2025
Moisture (%)	100,2	91,0	Plastic Limits	41,4		
Dry Density	0,726	0,794				
Saturation (%)	105,7	109,5				
Void Ratio	2,21	1,93	Specific Gravity	2,33		MEASURED

Sample Description	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD DE COLOR GRIS				
Project Number	M4	Depth (m)	1.5	Remarks	
Sample Number	4	Boring Number	1		
Project	TESIS CAIDA DE CONO M-4				
Client	ESPOL				
Location	RIO SECO				

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

Test Date: 7/1/2025

Checked By: _____

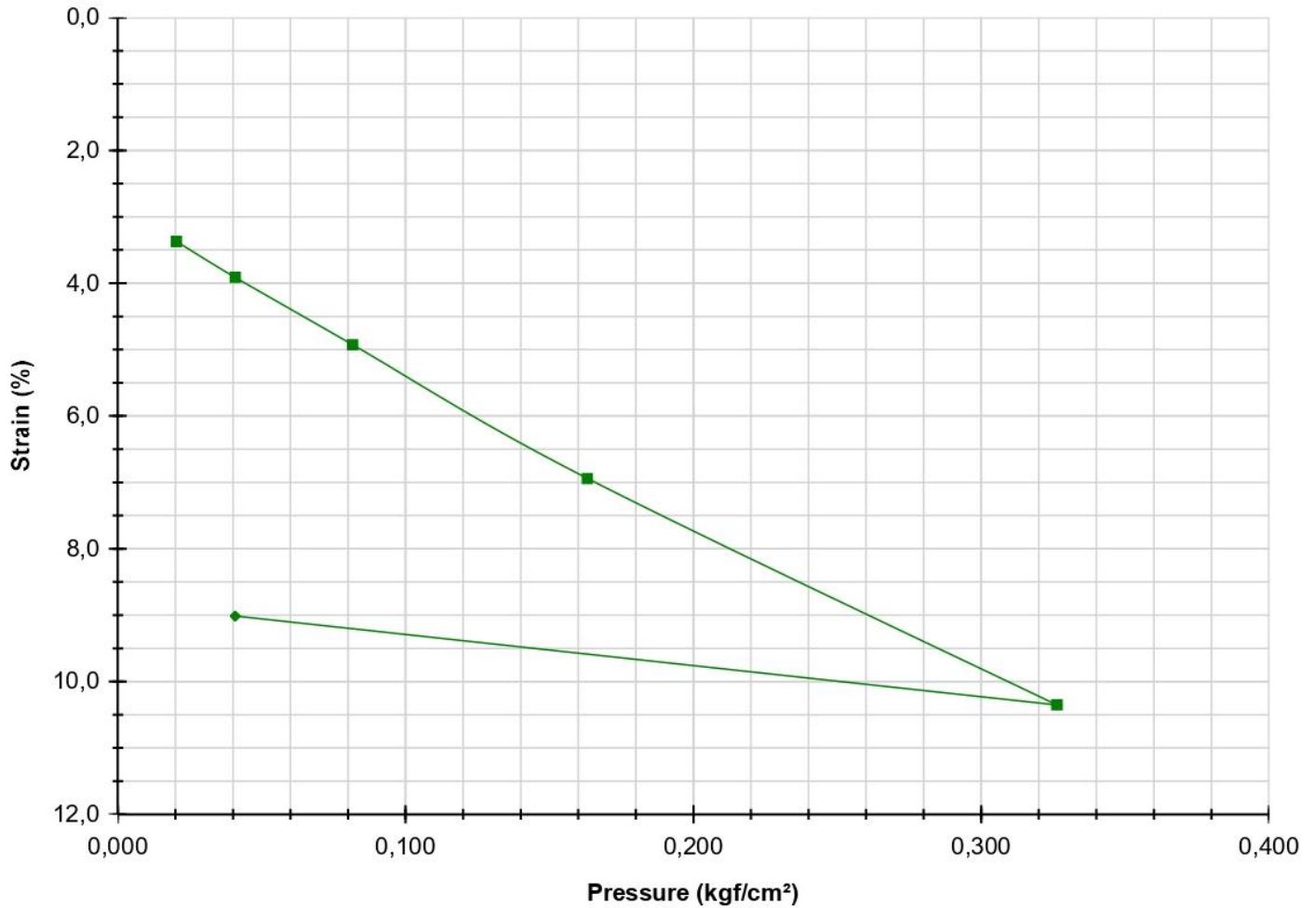
Date: _____

Anexo – Consolidación

Consolidation Test - Results

Percent Strain

ASTMD2435



	BEFORE	AFTER	Liquid Limits	105,12	Test Date 7/1/2025
Moisture (%)	100,2	91,0	Plastic Limits	41,4	
Dry Density	0,726	0,794			
Saturation (%)	105,7	109,5			
Void Ratio	2,21	1,93	Specific Gravity	2,33	MEASURED

Sample Description	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD DE COLOR GRIS		
Project Number	M4	Depth (m)	1.5
Sample Number	4	Boring Number	1
Project	TESIS CAIDA DE CONO M-4		
Client	ESPOL		
Location	RIO SECO		
Remarks			

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

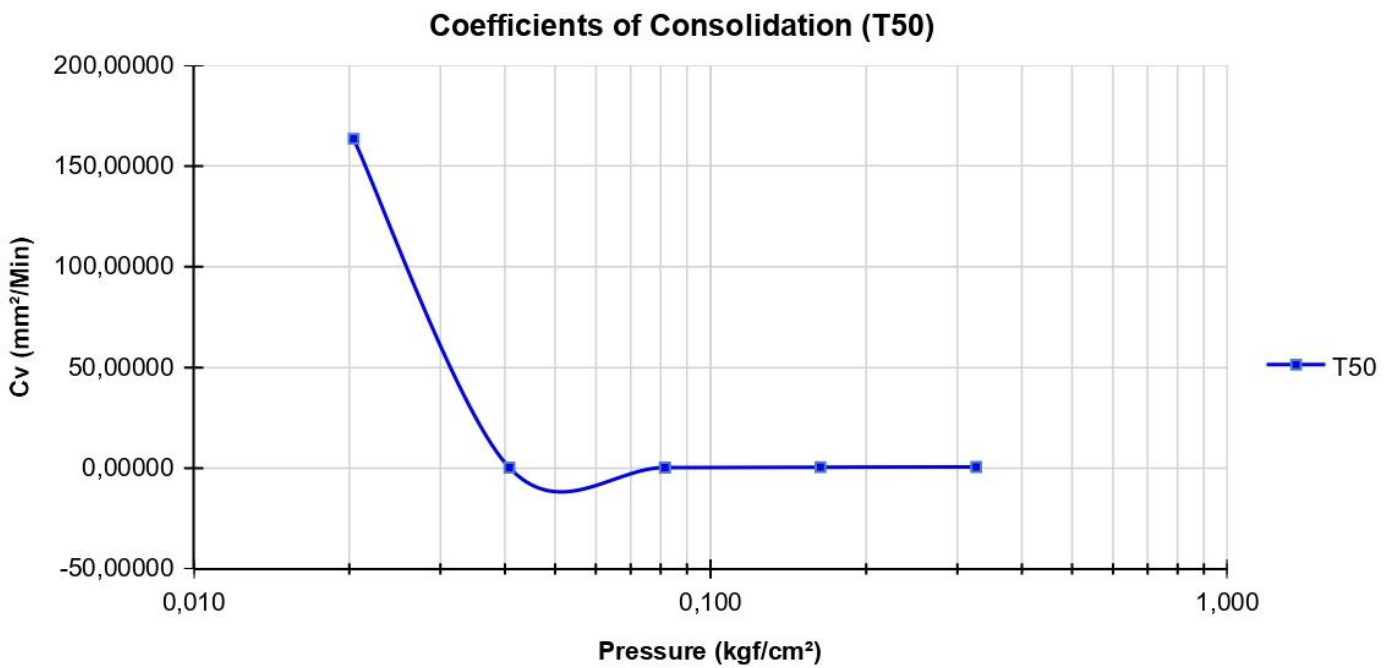
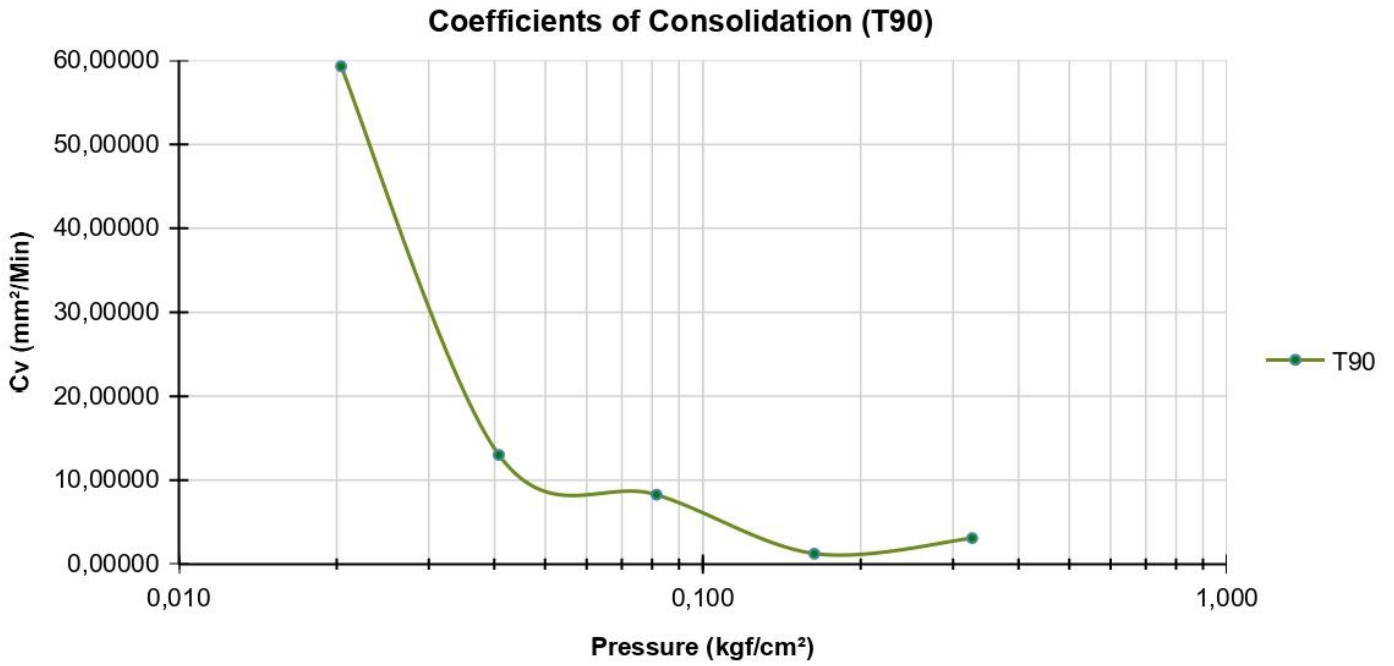
Test Date: 7/1/2025

Checked By: _____

Date: _____

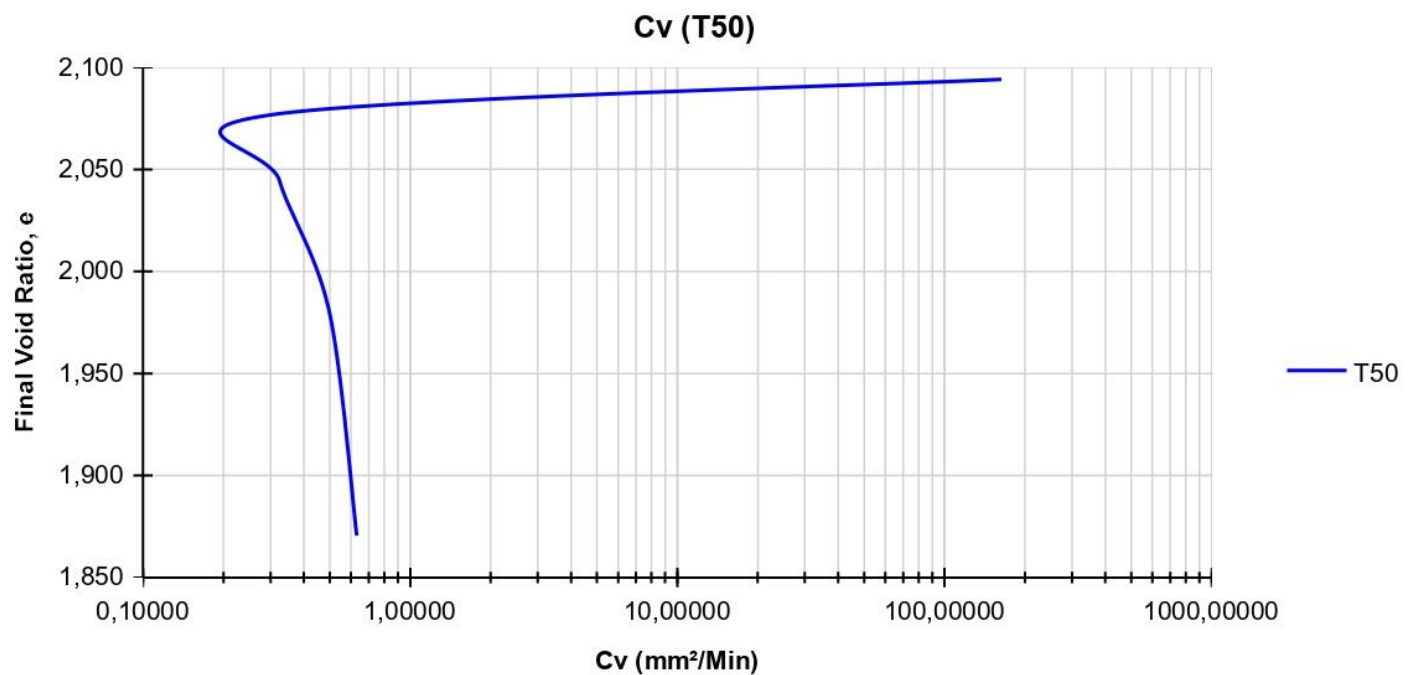
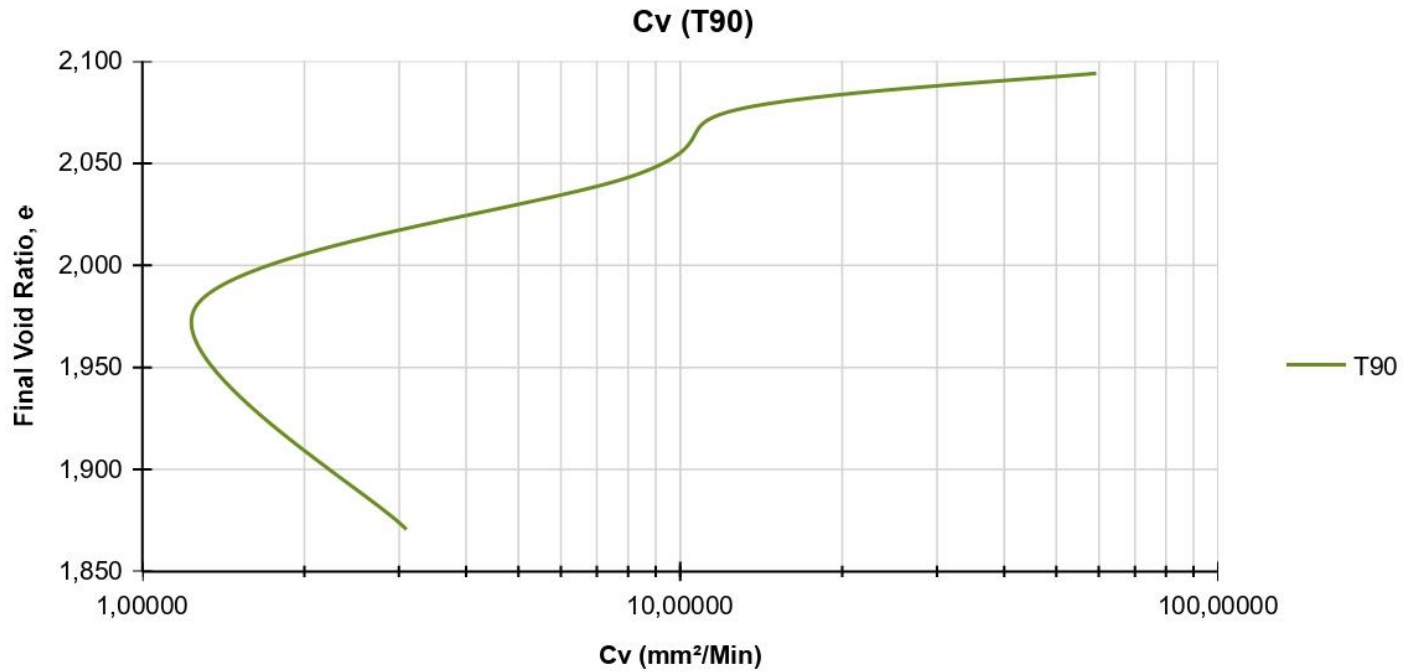
Coefficients of Consolidation

ASTM D2435



Cv - Void Ratio

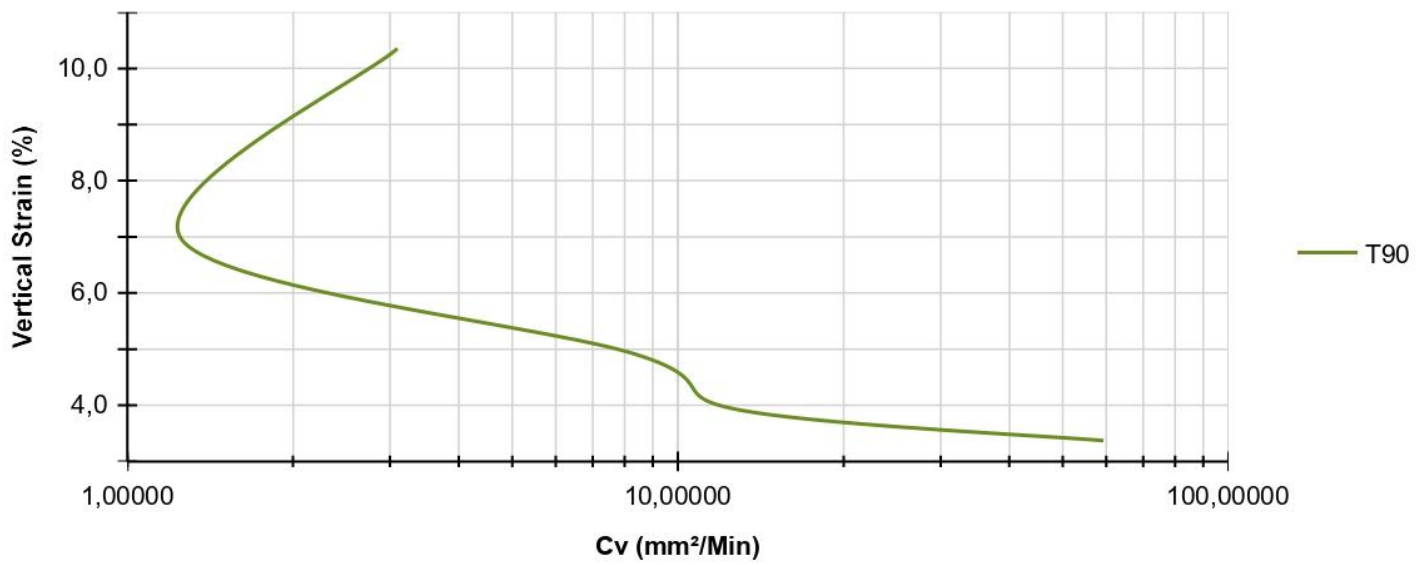
ASTMD2435



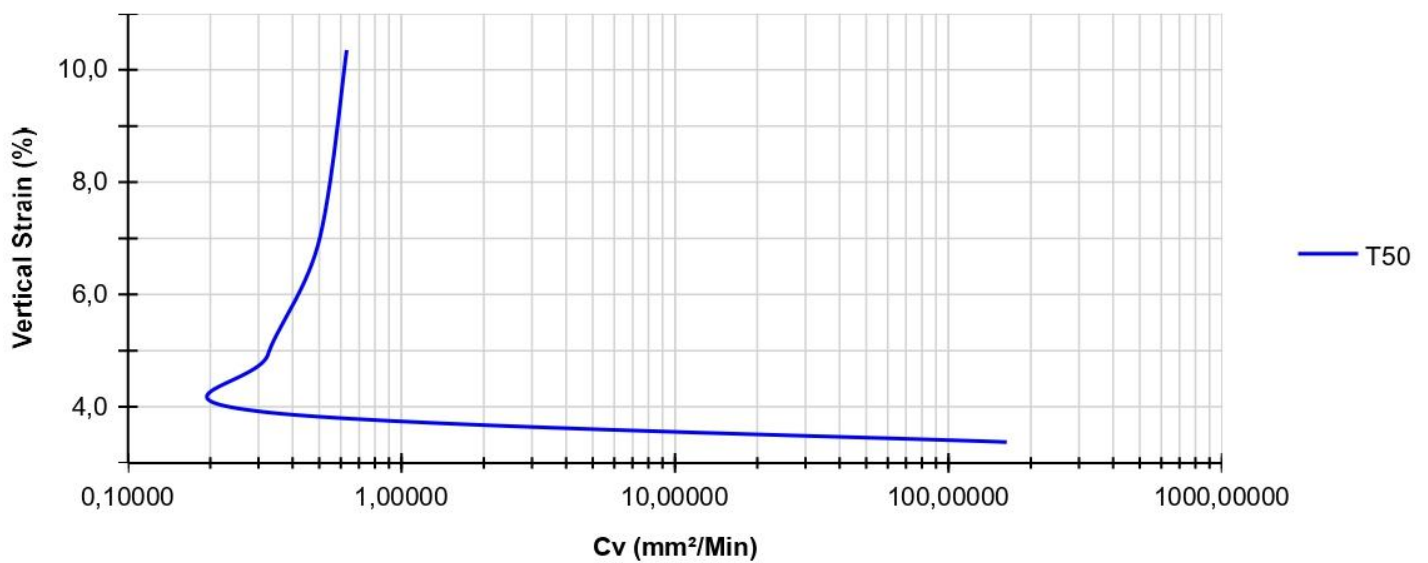
Cv - Vertical Strain

ASTM D2435

Cv (T90)

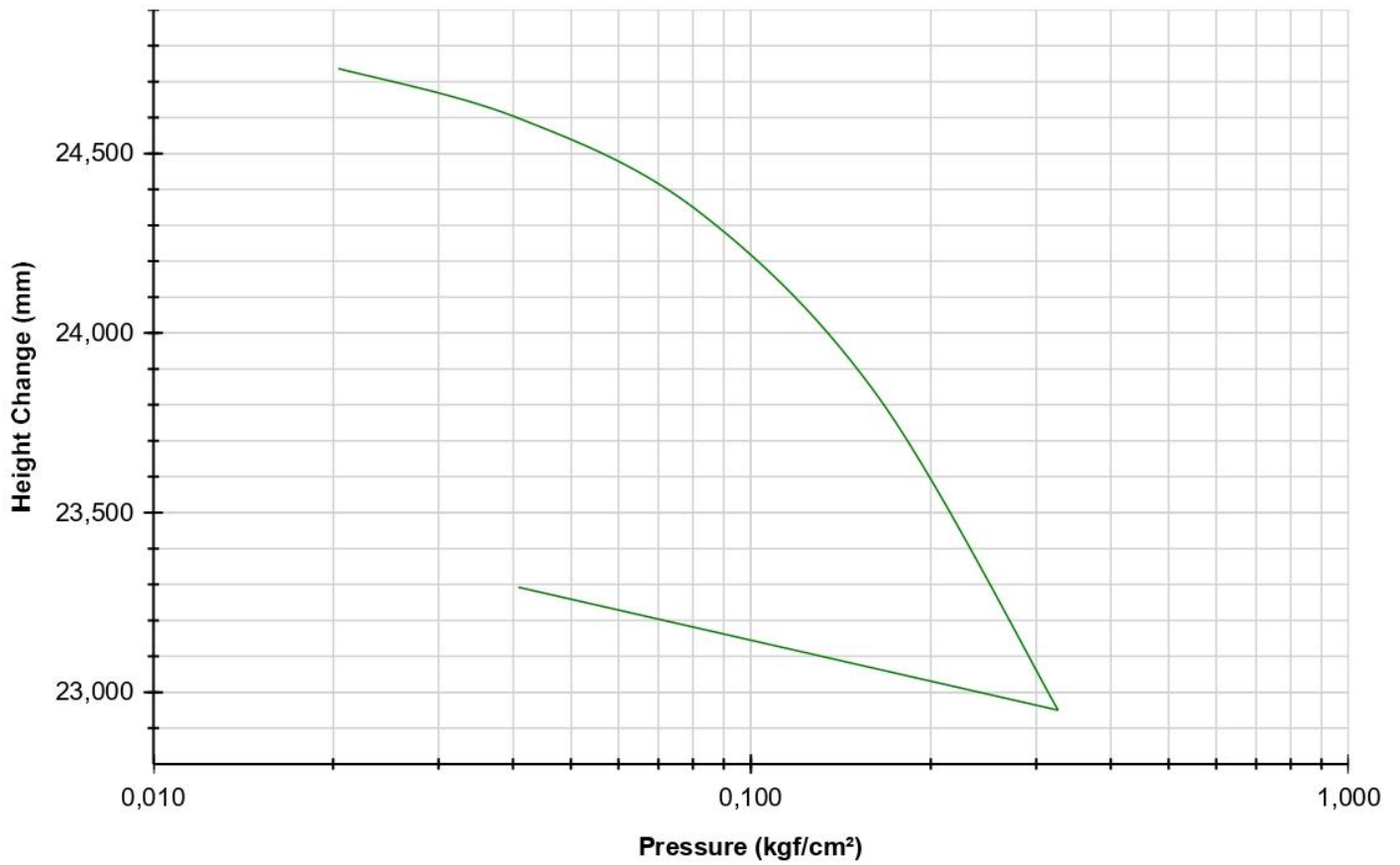


Cv (T50)



Height Change [Log]

ASTMD2435



	BEFORE	AFTER	Liquid Limits	105,12	Test Date	7/1/2025
Moisture (%)	100,2	91,0	Plastic Limits	41,4		
Dry Density	0,726	0,794				
Saturation (%)	105,7	109,5				
Void Ratio	2,21	1,93	Specific Gravity	2,33	MEASURED	

Sample Description	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD DE COLOR GRIS				
Project Number	M4	Depth (m)	1.5	Remarks	
Sample Number	4	Boring Number	1		
Project	TESIS CAIDA DE CONO M-4				
Client	ESPOL				
Location	RIO SECO				

Anexo – Consolidación

Consolidation Test - Results

Summary

ASTM D2435

Sample Description	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD DE COLOR GRIS		
Project Number	M4	Depth (m)	1.5
Sample Number	4	Boring Number 1	
Project	TESIS CAIDA DE CONO M-4		
Client	ESPOL		
Location	RIO SECO		
Remarks			

Index	Loading Sequence (kgf/cm^{P>2})	Cummulative Change in Height (mm)	Specimen Height (mm)	Height of Voids (mm)	Vertical Strain (%)	Void Ratio	T90 Fitting Time (Hr)	T50 Fitting Time (Hr)	T90 Cv (mm ² /Min)	T50 Cv (mm ² /Min)	Sequence Status
0	0,00000	0,00000	25,60000	0,00000	0,000	2,20782	0,00000	0,00000	0,0000000	0,0000000	ENABLED
1	0,02039	0,86318	24,73682	16,74208	3,372	2,09414	0,03646	0,00307	59,3019400	163,4611000	ENABLED
2	0,04079	1,00123	24,59877	16,60403	3,911	2,07687	0,16423	1,60237	13,0185800	0,3099754	ENABLED
3	0,08158	1,26108	24,33891	16,34418	4,926	2,04437	0,25309	1,49894	8,2703440	0,3244008	ENABLED
4	0,16315	1,77732	23,82268	15,82794	6,943	1,97980	1,59499	0,93400	1,2572350	0,4987667	ENABLED
5	0,32631	2,65001	22,94999	14,95526	10,352	1,87064	0,60145	0,68582	3,0942800	0,6304079	ENABLED
6	0,04079	2,30757	23,29243	15,29769	9,014	1,91347	0,00000	0,00000	0,0000000	0,0000000	ENABLED

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

Test Date: 7/1/2025

Checked By: _____ Date: _____

Report Created: 10/5/2025

Page 8

Consolidation Test Results

ASTM D2435

Specimen 1	
Test Description:	CONSOLIDACION UNIDIRECCIONAL
Other Associated Tests:	
Device Details:	CONMATIC IPC 5470
Test Specification:	ASTM D2435-04
Test Time:	7/1/2025 0:00:00
Technician:	A.L.
Specimen Code:	M4
Sampling Method:	Undisturbed
Specimen Lab #:	4
Specimen Description:	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD DE COLOR GRIS
Specimen Preparation:	Ring-Lined Sampler
Large Particle:	
Moisture Content:	Natural Moisture
Test Condition:	OK
Test Procedure:	
Seating Pressure Used:	YES
	Seating Pressure 1,409 (kgf/cm ²):
Preconsolidation Stress:	
Percent Strain [LOG] Graph	0,091
(kgf/cm ²):	
Final Voids Graph	0,089
(kgf/cm ²):	

Anexo – Consolidación

Consolidation Test - Results

Stop Method: 24:00:00 (hh:mm:ss)

Index	Elapsed Time (hh:mm:ss)	Load (kN)	Displacement (mm)	Settlement (mm)	Axial Strain (%)	Void Ratio
0	00:00:00	0,00483	0,80305	0,00000	0,000	2,20782
1	00:00:06	-0,00004	0,07565	0,00000	0,000	2,20211
2	00:00:15	0,00011	0,21802	0,14238	0,556	2,18430
3	00:00:30	0,00430	0,78898	0,71333	2,786	2,11288
4	00:01:00	0,00513	0,81331	0,73766	2,881	2,10984
5	00:02:00	0,00289	0,82534	0,74969	2,928	2,10833
6	00:04:00	0,00574	0,84075	0,76510	2,989	2,10641
7	00:08:00	0,00313	0,85972	0,78407	3,063	2,10403
8	00:15:00	0,00683	0,88263	0,80698	3,152	2,10117
9	00:30:00	0,00651	0,89646	0,82081	3,206	2,09944
10	01:00:00	0,00107	0,89254	0,81689	3,191	2,09993
11	02:00:00	0,00726	0,91862	0,84297	3,293	2,09667
12	04:00:00	0,00648	0,92670	0,85105	3,324	2,09566
13	08:00:00	0,00636	0,93277	0,85712	3,348	2,09490
14	12:00:00	0,00683	0,93401	0,85836	3,353	2,09474
15	16:00:00	0,00622	0,93525	0,85960	3,358	2,09459
16	20:00:00	0,00654	0,93868	0,86303	3,371	2,09416
17	24:00:00	0,00531	0,93883	0,86318	3,372	2,09414

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

Test Date: 9/1/2025

Checked By: _____

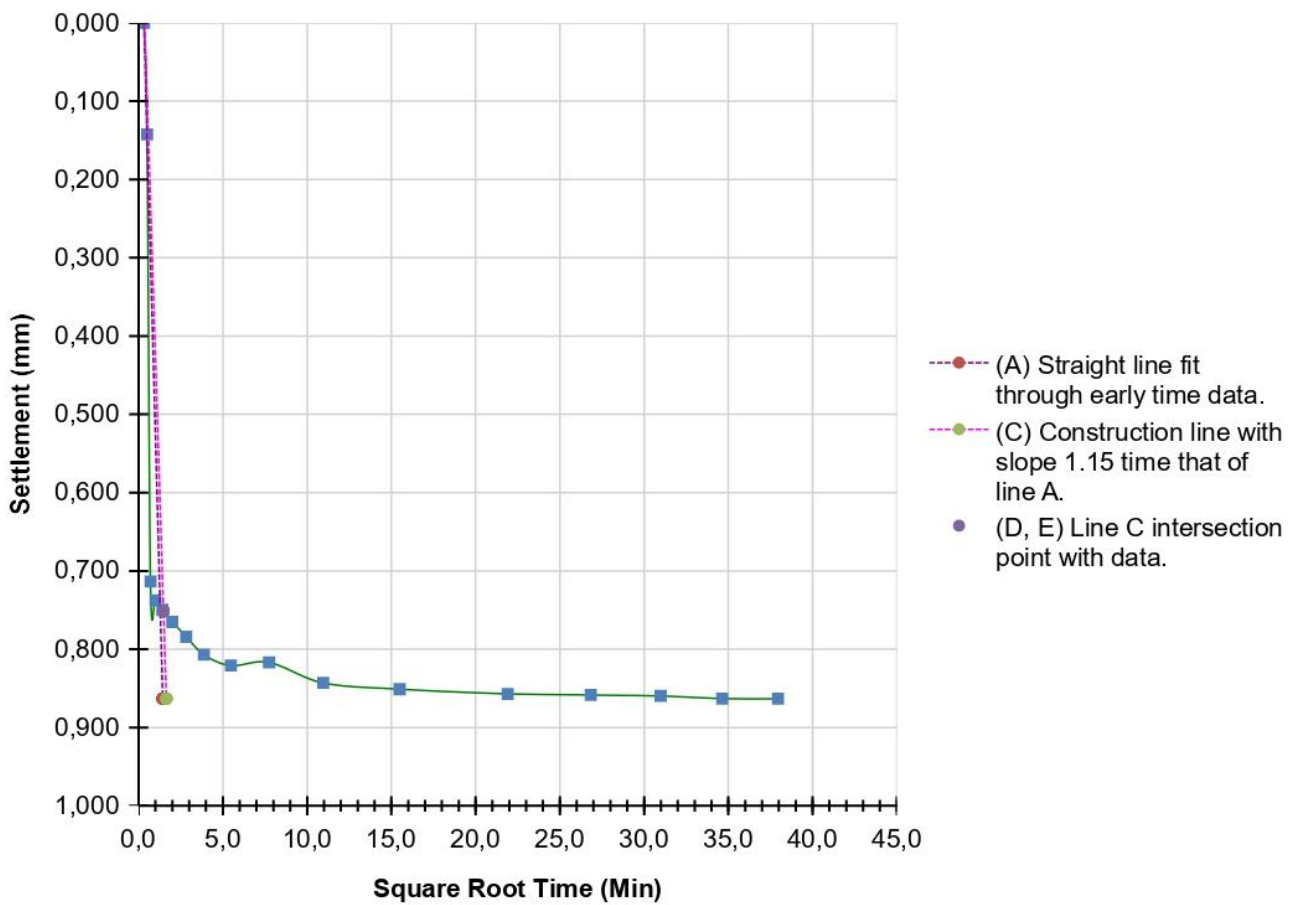
Date: _____

Report Created: 10/5/2025

Page 11

Square Root Time [1] 0,020 kgf/cm²

ASTMD2435



Tangent Construction Results

T90 (Min)	2,188
T50 (Min)	0,314
Cv (mm ² /Min)	59,3019

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M4 Project Number: M4

Technician: A.L.

Test Date: 9/1/2025

Checked By: _____

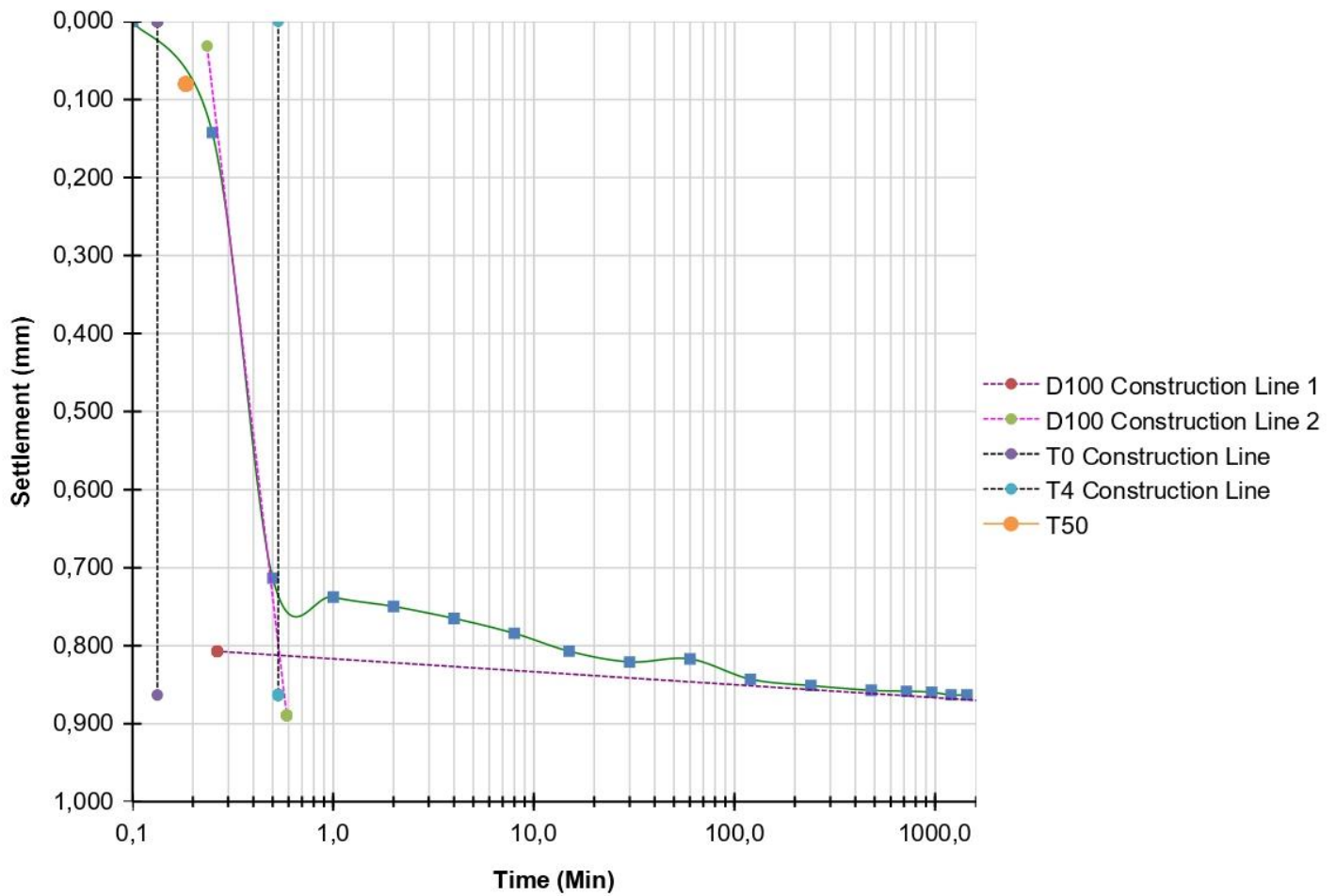
Date: _____

Anexo – Consolidación

Consolidation Test - Results

Logarithmic Time [1] 0,020 kgf/cm²

ASTM D2435



Tangent Construction Results

T90 (Min)	NA
T50 (Min)	0,184
Cv (mm ² /Min)	163,4611

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

Test Date: 9/1/2025

Checked By: _____

Date: _____

Anexo – Consolidación

Consolidation Test - Results

Stop Method: 24:00:00 (hh:mm:ss)

Index	Elapsed Time (hh:mm:ss)	Load (kN)	Displacement (mm)	Settlement (mm)	Axial Strain (%)	Void Ratio
0	00:00:00	0,01137	0,93883	0,86318	3,372	2,09414
1	00:00:06	0,01304	0,97081	0,89516	3,497	2,09014
2	00:00:15	0,01227	0,97078	0,89513	3,497	2,09014
3	00:00:30	0,01104	0,97191	0,89626	3,501	2,09000
4	00:01:00	0,01289	0,97543	0,89978	3,515	2,08956
5	00:02:00	0,01159	0,97797	0,90232	3,525	2,08924
6	00:04:00	0,01010	0,98083	0,90518	3,536	2,08888
7	00:08:00	0,01299	0,98910	0,91345	3,568	2,08785
8	00:15:00	0,00787	0,98955	0,91390	3,570	2,08779
9	00:30:00	0,01205	1,00066	0,92501	3,613	2,08640
10	01:00:00	0,01301	1,01257	0,93692	3,660	2,08491
11	02:00:00	0,01263	1,02463	0,94898	3,707	2,08341
12	04:00:00	0,01188	1,03304	0,95739	3,740	2,08235
13	08:00:00	0,00832	1,03610	0,96045	3,752	2,08197
14	12:00:00	0,01277	1,04565	0,97000	3,789	2,08078
15	16:00:00	0,01215	1,06095	0,98530	3,849	2,07886
16	20:00:00	0,01293	1,07339	0,99774	3,897	2,07731
17	24:00:00	0,01243	1,07688	1,00123	3,911	2,07687

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

Test Date: 10/1/2025

Checked By: _____

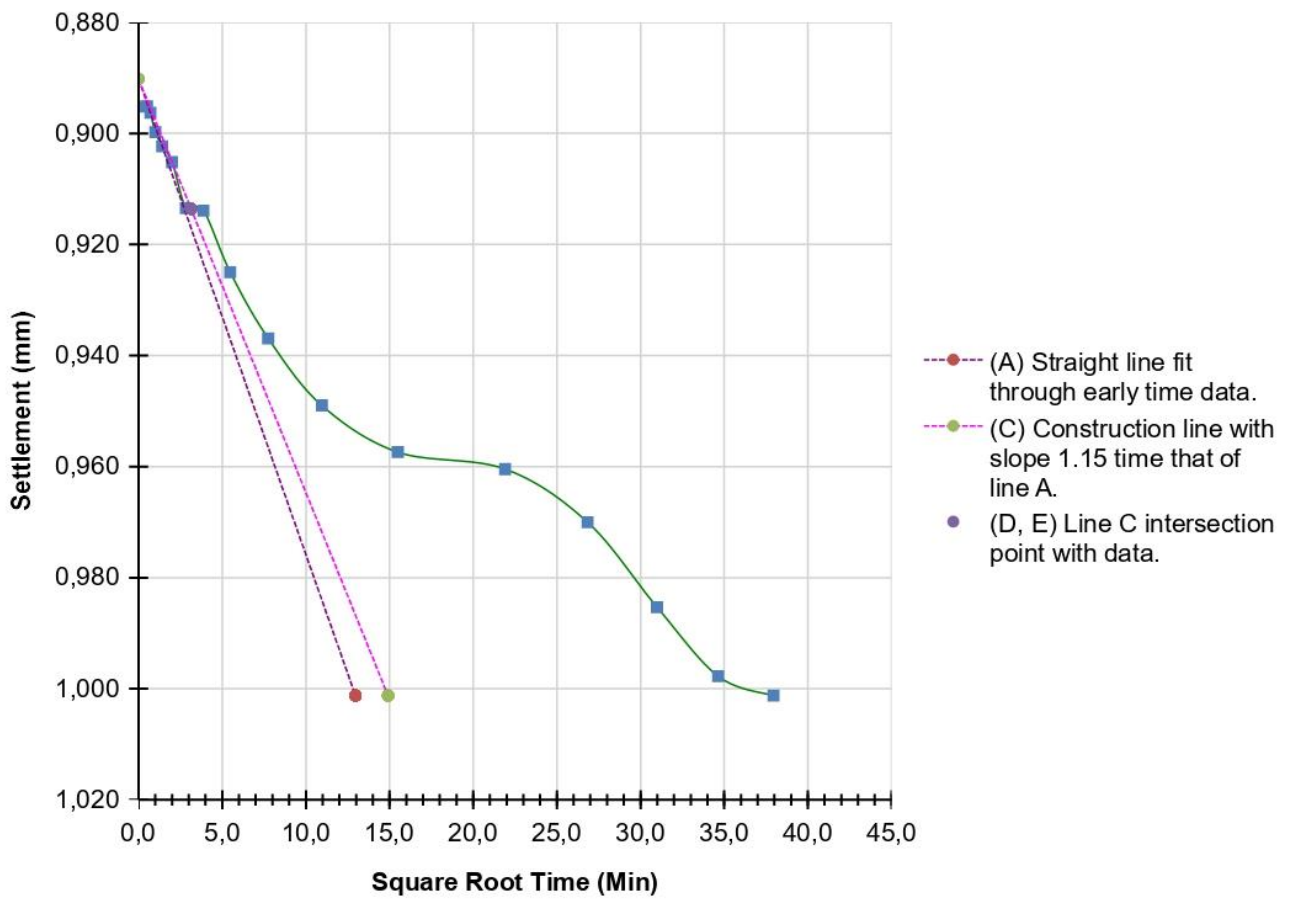
Date: _____

Report Created: 10/5/2025

Page 14

Square Root Time [2] 0,041 kgf/cm²

ASTM D2435



Tangent Construction Results

T90 (Min)	9,854
T50 (Min)	2,542
Cv (mm ² /Min)	13,0186

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

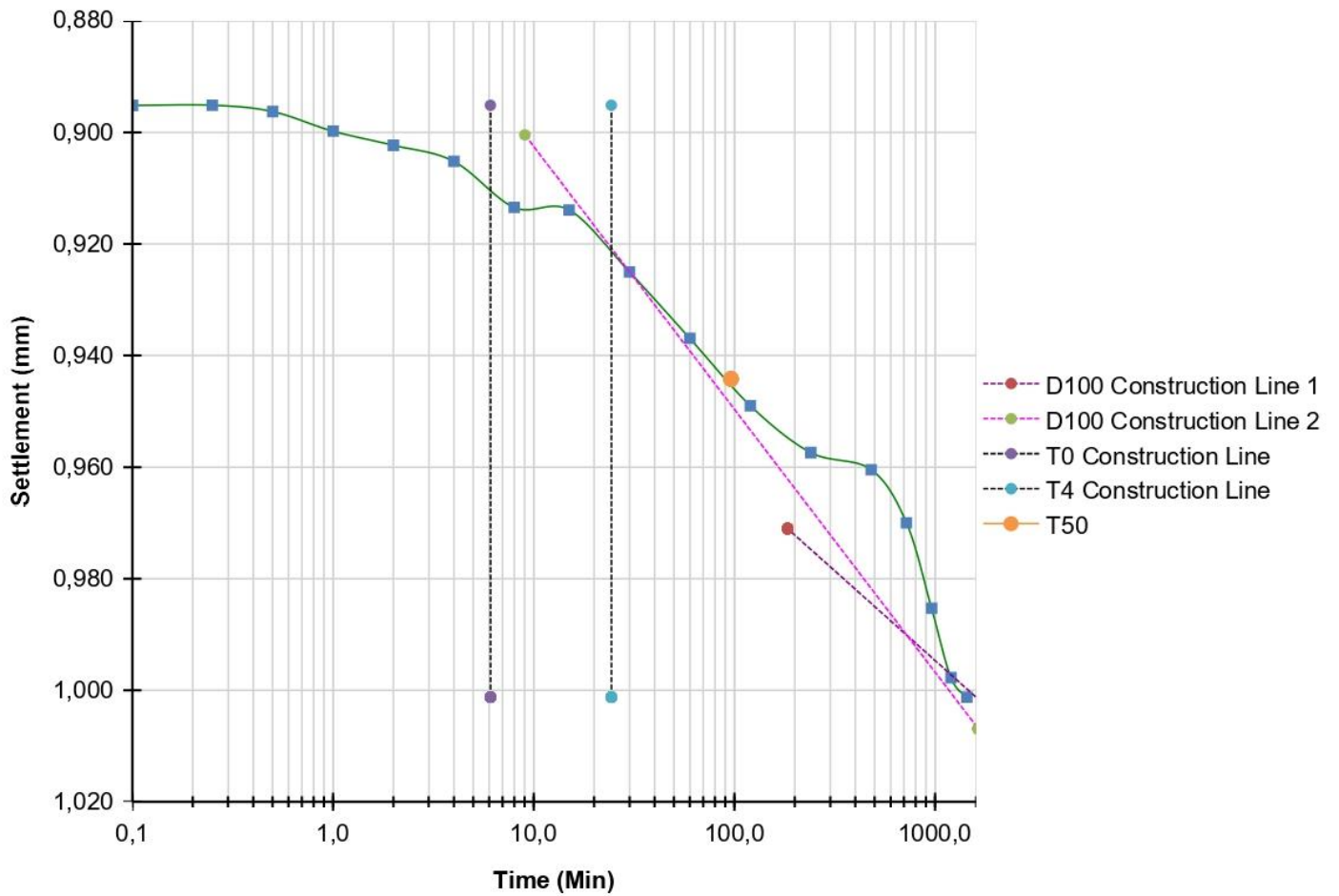
Test Date: 10/1/2025

Checked By: _____

Date: _____

Logarithmic Time [2] 0,041 kgf/cm²

ASTM D2435



Tangent Construction Results	
T90 (Min)	NA
T50 (Min)	96,140
Cv (mm ² /Min)	0,3100

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M4 Project Number: M4

Technician: A.L.

Test Date: 10/1/2025

Checked By: _____

Date: _____

Anexo – Consolidación

Consolidation Test - Results

Stop Method: 24:00:00 (hh:mm:ss)

Index	Elapsed Time (hh:mm:ss)	Load (kN)	Displacement (mm)	Settlement (mm)	Axial Strain (%)	Void Ratio
0	00:00:00	0,01923	1,07688	1,00123	3,911	2,07687
1	00:00:06	0,02504	1,08992	1,01427	3,962	2,07524
2	00:00:15	0,02044	1,08992	1,01427	3,962	2,07524
3	00:00:30	0,02396	1,09564	1,01999	3,984	2,07452
4	00:01:00	0,02401	1,10008	1,02443	4,002	2,07397
5	00:02:00	0,02430	1,10759	1,03194	4,031	2,07303
6	00:04:00	0,02661	1,11744	1,04179	4,069	2,07180
7	00:08:00	0,02517	1,12791	1,05226	4,110	2,07049
8	00:15:00	0,02634	1,14311	1,06746	4,170	2,06859
9	00:30:00	0,01945	1,15917	1,08352	4,232	2,06658
10	01:00:00	0,02554	1,19150	1,11585	4,359	2,06253
11	02:00:00	0,02614	1,22193	1,14628	4,478	2,05873
12	04:00:00	0,01985	1,24964	1,17399	4,586	2,05526
13	08:00:00	0,02631	1,27829	1,20264	4,698	2,05168
14	12:00:00	0,02559	1,29110	1,21545	4,748	2,05008
15	16:00:00	0,02150	1,30300	1,22735	4,794	2,04859
16	20:00:00	0,02554	1,31830	1,24265	4,854	2,04667
17	24:00:00	0,02017	1,33673	1,26108	4,926	2,04437

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

Test Date: 11/1/2025

Checked By: _____

Date: _____

Report Created: 10/5/2025

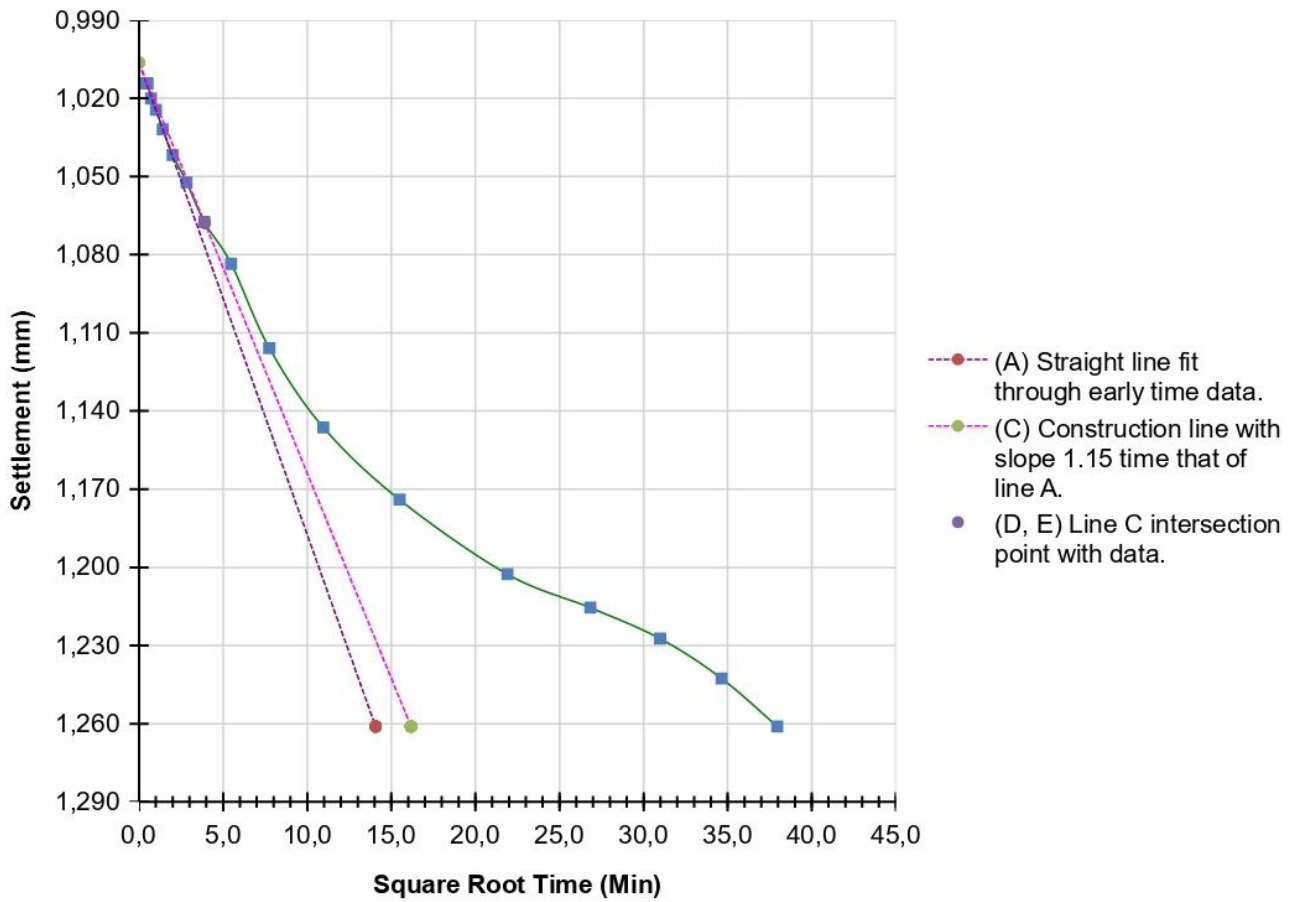
Page 17

Anexo – Consolidación

Consolidation Test - Results

Square Root Time [3] 0,082 kgf/cm²

ASTMD2435



Tangent Construction Results

T90 (Min)	15,185
T50 (Min)	3,684
Cv (mm ² /Min)	8,2703

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

Test Date: 11/1/2025

Checked By: _____

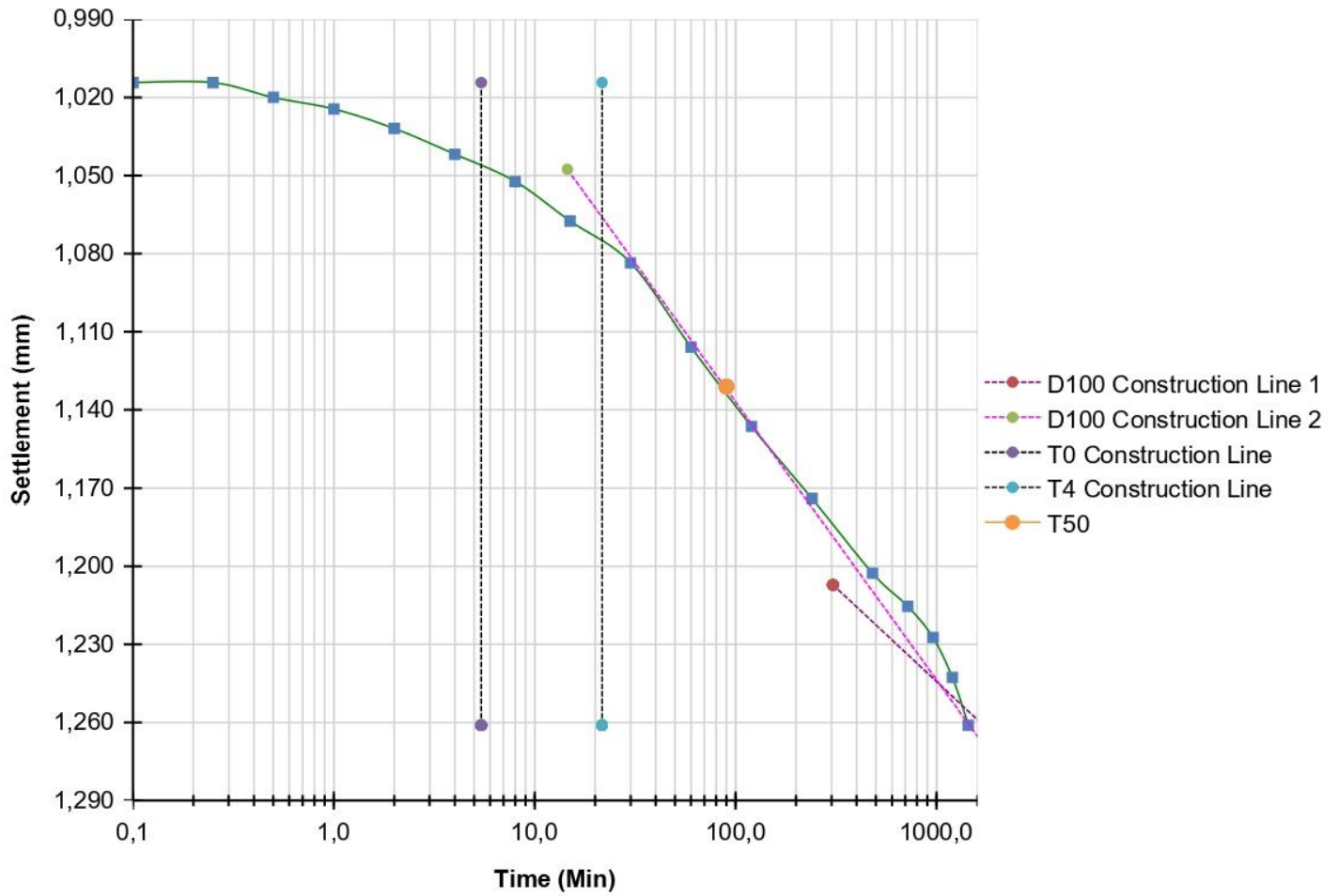
Date: _____

Report Created: 10/5/2025

Page 18

Logarithmic Time [3] 0,082 kgf/cm²

ASTMD2435



Tangent Construction Results	
T90 (Min)	NA
T50 (Min)	89,935
Cv (mm ² /Min)	0,3244

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

Test Date: 11/1/2025

Checked By: _____

Date: _____

Anexo – Consolidación

Consolidation Test - Results

Stop Method: 24:00:00 (hh:mm:ss)

Index	Elapsed Time (hh:mm:ss)	Load (kN)	Displacement (mm)	Settlement (mm)	Axial Strain (%)	Void Ratio
0	00:00:00	0,03302	1,33673	1,26108	4,926	2,04437
1	00:00:06	0,04901	1,36340	1,28775	5,030	2,04103
2	00:00:15	0,04587	1,37011	1,29446	5,056	2,04019
3	00:00:30	0,04262	1,37414	1,29849	5,072	2,03969
4	00:01:00	0,04766	1,38980	1,31415	5,133	2,03773
5	00:02:00	0,04328	1,39770	1,32205	5,164	2,03674
6	00:04:00	0,05055	1,41882	1,34317	5,247	2,03410
7	00:08:00	0,04848	1,44195	1,36630	5,337	2,03121
8	00:15:00	0,05199	1,47245	1,39680	5,456	2,02739
9	00:30:00	0,05041	1,51050	1,43485	5,605	2,02263
10	01:00:00	0,04497	1,56097	1,48532	5,802	2,01632
11	02:00:00	0,04433	1,62320	1,54755	6,045	2,00854
12	04:00:00	0,04902	1,68635	1,61070	6,292	2,00064
13	08:00:00	0,05136	1,73930	1,66365	6,499	1,99401
14	12:00:00	0,05103	1,77618	1,70053	6,643	1,98940
15	16:00:00	0,04585	1,79740	1,72175	6,726	1,98675
16	20:00:00	0,04391	1,81586	1,74021	6,798	1,98444
17	24:00:00	0,05168	1,85297	1,77732	6,943	1,97980

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

Test Date: 12/1/2025

Checked By: _____

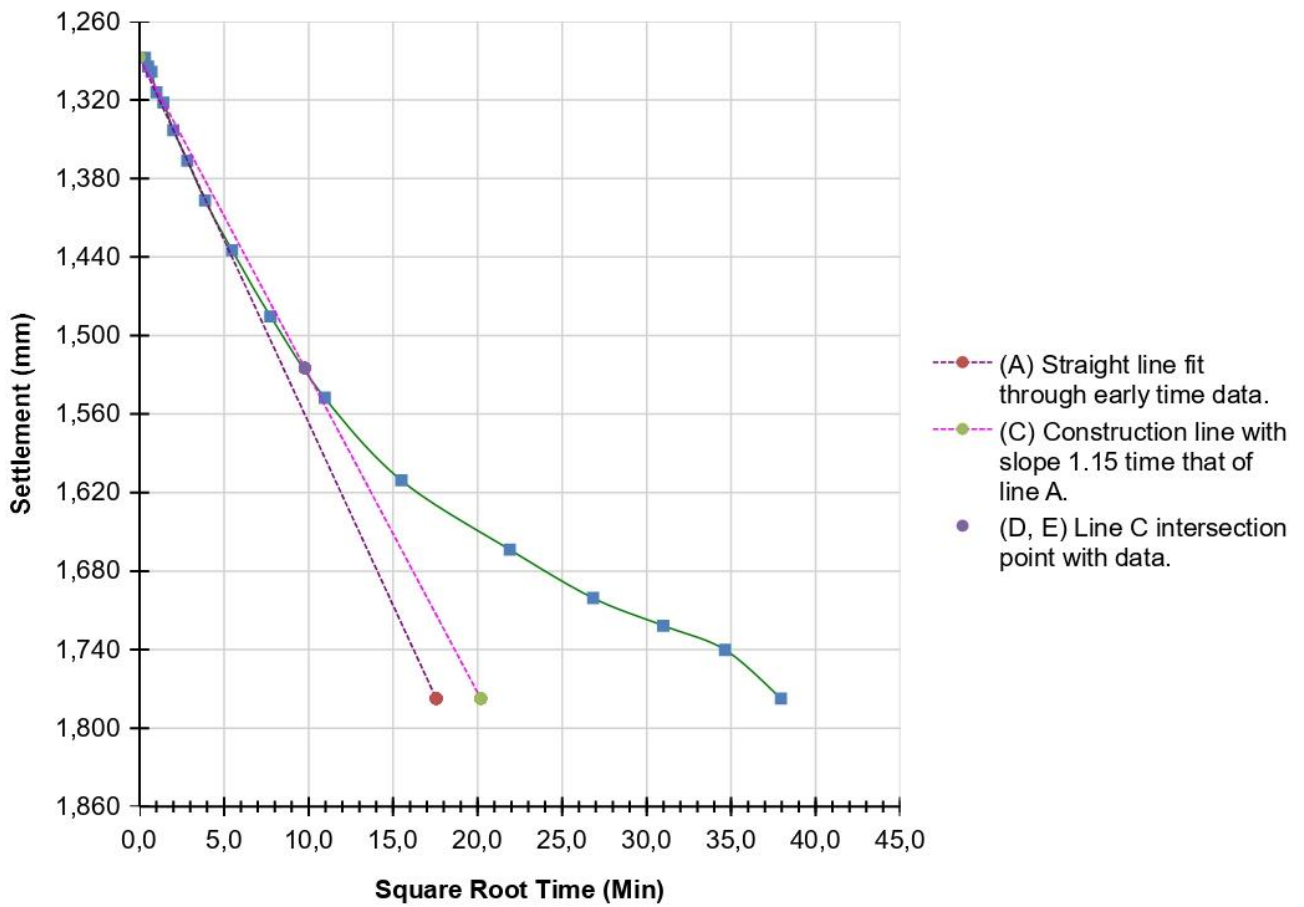
Date: _____

Report Created: 10/5/2025

Page 20

Square Root Time [4] 0,163 kgf/cm²

ASTMD2435



Tangent Construction Results

T90 (Min)	95,697
T50 (Min)	23,223
Cv (mm ² /Min)	1,2572

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

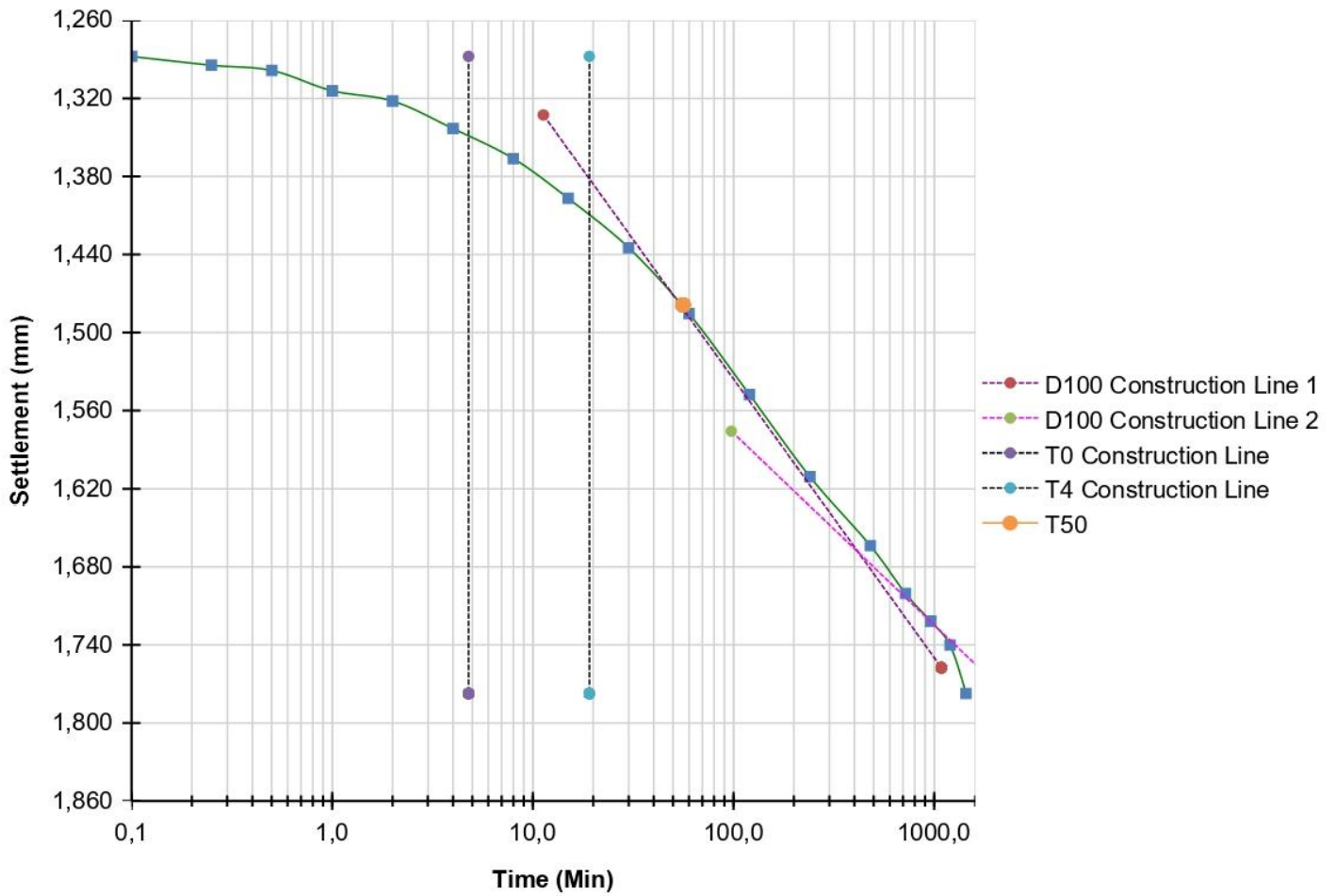
Test Date: 12/1/2025

Checked By: _____

Date: _____

Logarithmic Time [4] 0,163 kgf/cm²

ASTM D2435



Tangent Construction Results	
T90 (Min)	NA
T50 (Min)	56,039
Cv (mm ² /Min)	0,4988

Anexo – Consolidación

Consolidation Test - Results

Stop Method: 24:00:00 (hh:mm:ss)

Index	Elapsed Time (hh:mm:ss)	Load (kN)	Displacement (mm)	Settlement (mm)	Axial Strain (%)	Void Ratio
0	00:00:00	0,05902	1,85297	1,77732	6,943	1,97980
1	00:00:06	0,09961	1,90311	1,82746	7,139	1,97352
2	00:00:15	0,09133	1,91632	1,84067	7,190	1,97187
3	00:00:30	0,08795	1,93002	1,85437	7,244	1,97016
4	00:01:00	0,08908	1,95822	1,88257	7,354	1,96663
5	00:02:00	0,10270	1,99949	1,92384	7,515	1,96147
6	00:04:00	0,08842	2,03126	1,95561	7,639	1,95749
7	00:08:00	0,08830	2,09149	2,01584	7,874	1,94996
8	00:15:00	0,10244	2,16599	2,09034	8,165	1,94064
9	00:30:00	0,10220	2,24566	2,17001	8,477	1,93068
10	01:00:00	0,10365	2,33303	2,25738	8,818	1,91975
11	02:00:00	0,09843	2,41953	2,34388	9,156	1,90893
12	04:00:00	0,08944	2,51711	2,44146	9,537	1,89672
13	08:00:00	0,10178	2,60658	2,53093	9,886	1,88553
14	12:00:00	0,10229	2,65450	2,57885	10,074	1,87954
15	16:00:00	0,10136	2,68771	2,61206	10,203	1,87538
16	20:00:00	0,10183	2,71162	2,63597	10,297	1,87239
17	24:00:00	0,10106	2,72565	2,65001	10,352	1,87064

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

Test Date: 13/1/2025

Checked By: _____

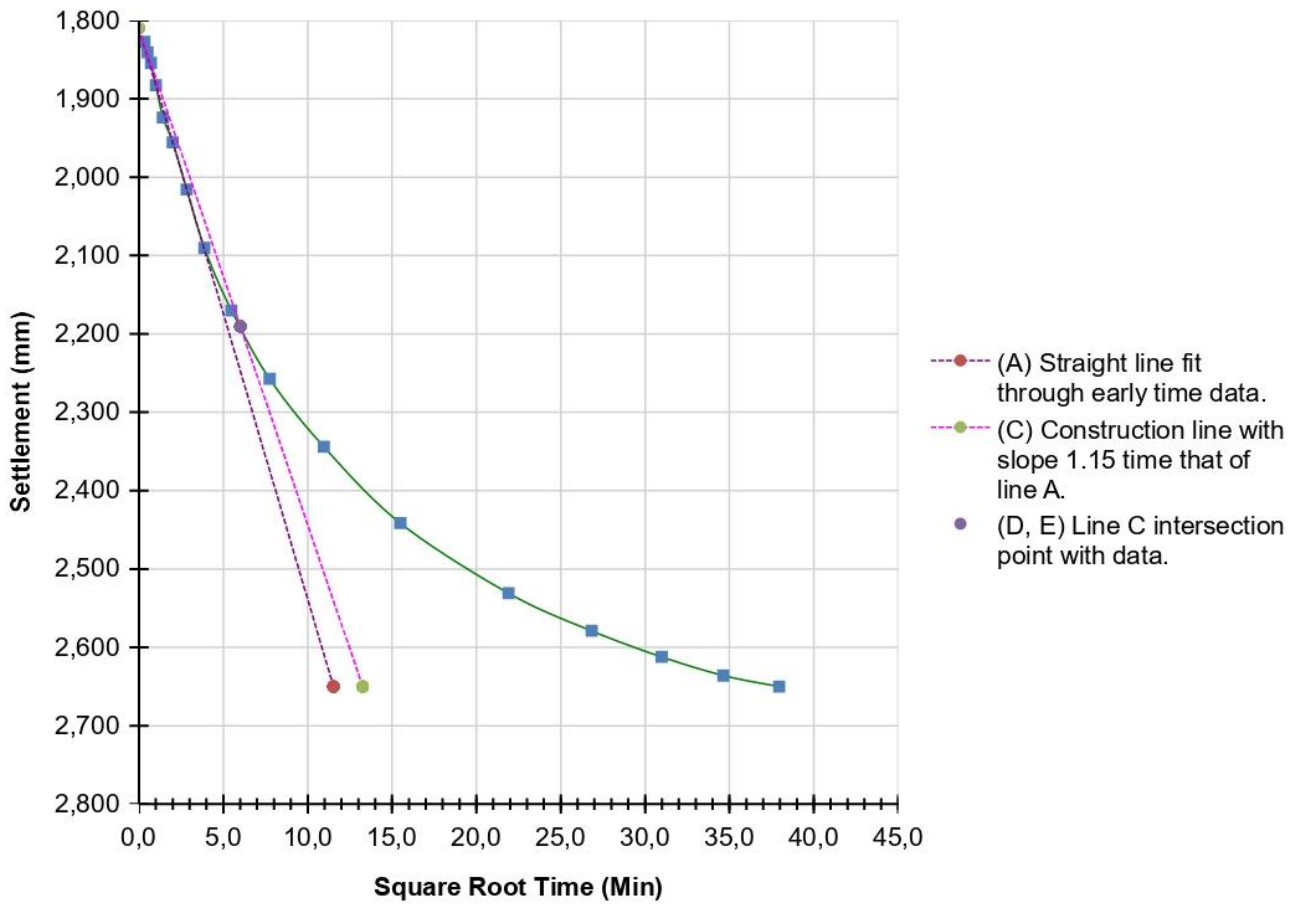
Date: _____

Report Created: 10/5/2025

Page 23

Square Root Time [5] 0,326 kgf/cm²

ASTMD2435



Tangent Construction Results

T90 (Min)	36,086
T50 (Min)	8,426
Cv (mm ² /Min)	3,0943

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

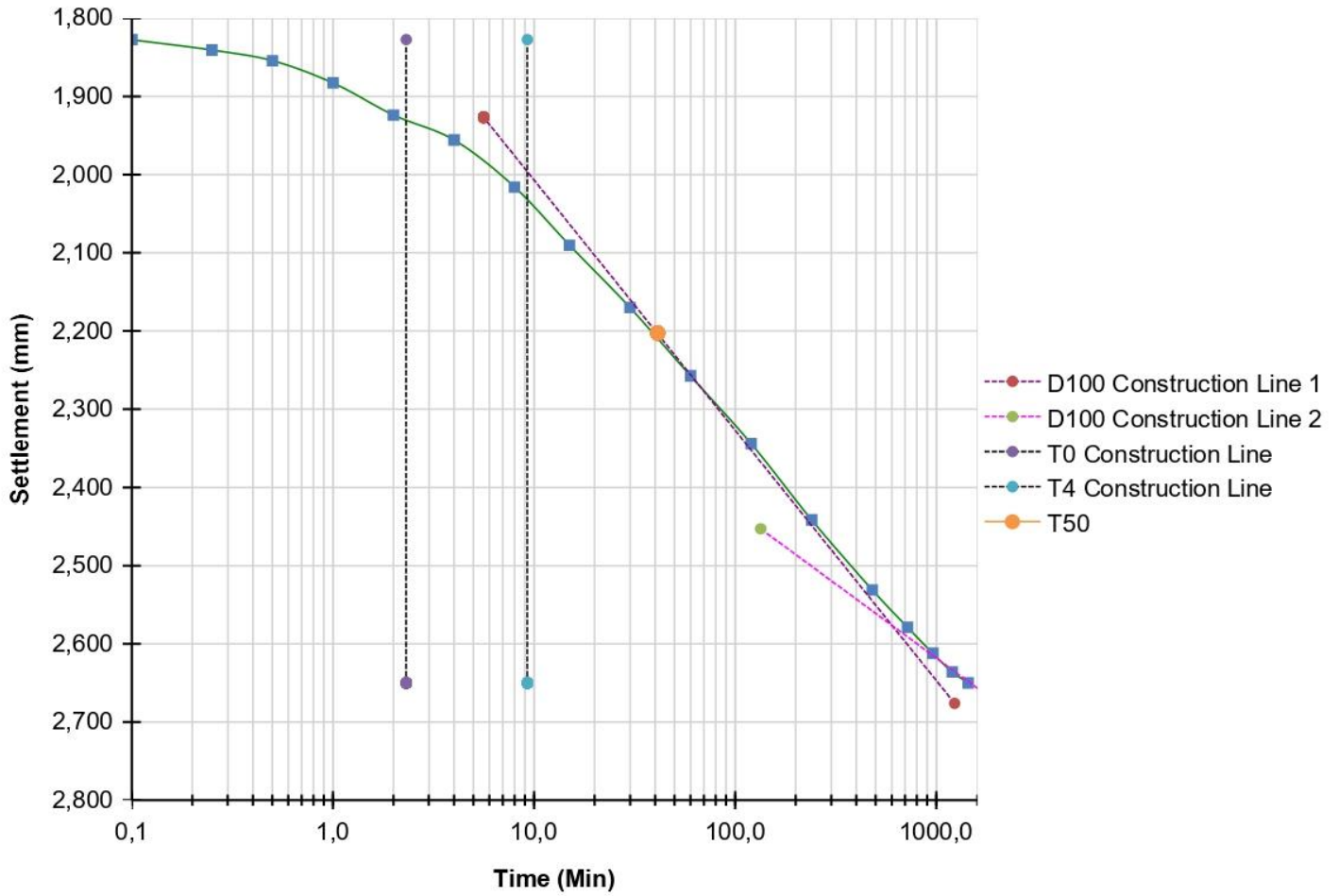
Test Date: 13/1/2025

Checked By: _____

Date: _____

Logarithmic Time [5] 0,326 kgf/cm²

ASTM D2435



Tangent Construction Results	
T90 (Min)	NA
T50 (Min)	41,148
Cv (mm ² /Min)	0,6304

Anexo – Consolidación

Consolidation Test - Results

Stop Method: 24:00:00 (hh:mm:ss)

Index	Elapsed Time (hh:mm:ss)	Load (kN)	Displacement (mm)	Settlement (mm)	Axial Strain (%)	Void Ratio
0	00:00:00	0,08420	2,72565	2,65001	10,352	1,87064
1	00:00:06	0,01002	2,65636	2,58071	10,081	1,87931
2	00:00:15	0,00982	2,64898	2,57333	10,052	1,88023
3	00:00:30	0,00890	2,63499	2,55935	9,997	1,88198
4	00:01:00	0,01421	2,62301	2,54736	9,951	1,88348
5	00:02:00	0,01287	2,60113	2,52548	9,865	1,88621
6	00:04:00	0,01382	2,57508	2,49943	9,763	1,88947
7	00:08:00	0,01092	2,53850	2,46285	9,621	1,89405
8	00:15:00	0,01186	2,50348	2,42783	9,484	1,89843
9	00:30:00	0,01150	2,47101	2,39536	9,357	1,90249
10	01:00:00	0,01178	2,45228	2,37663	9,284	1,90483
11	02:00:00	0,01347	2,43901	2,36336	9,232	1,90649
12	04:00:00	0,01266	2,42088	2,34523	9,161	1,90876
13	08:00:00	0,01101	2,40688	2,33123	9,106	1,91051
14	12:00:00	0,01303	2,39851	2,32286	9,074	1,91156
15	16:00:00	0,01310	2,39128	2,31563	9,045	1,91246
16	20:00:00	0,01361	2,38746	2,31182	9,031	1,91294
17	24:00:00	0,01256	2,38322	2,30757	9,014	1,91347

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

Test Date: 14/1/2025

Checked By: _____

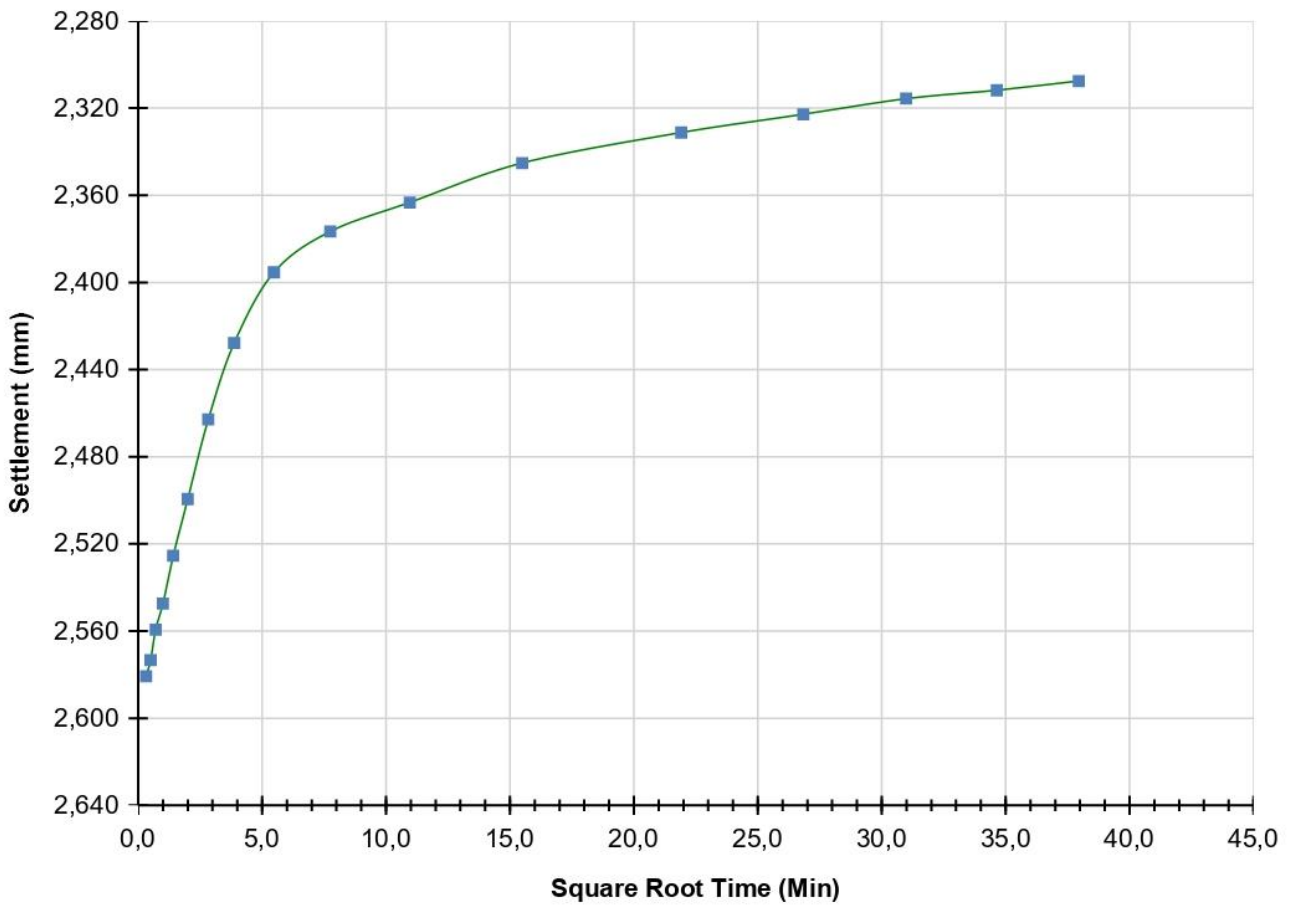
Date: _____

Report Created: 10/5/2025

Page 26

Square Root Time [6] 0,041 kgf/cm²

ASTMD2435



Tangent Construction Results

T90 (Min)	NA
T50 (Min)	NA
Cv (mm ² /Min)	NA

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

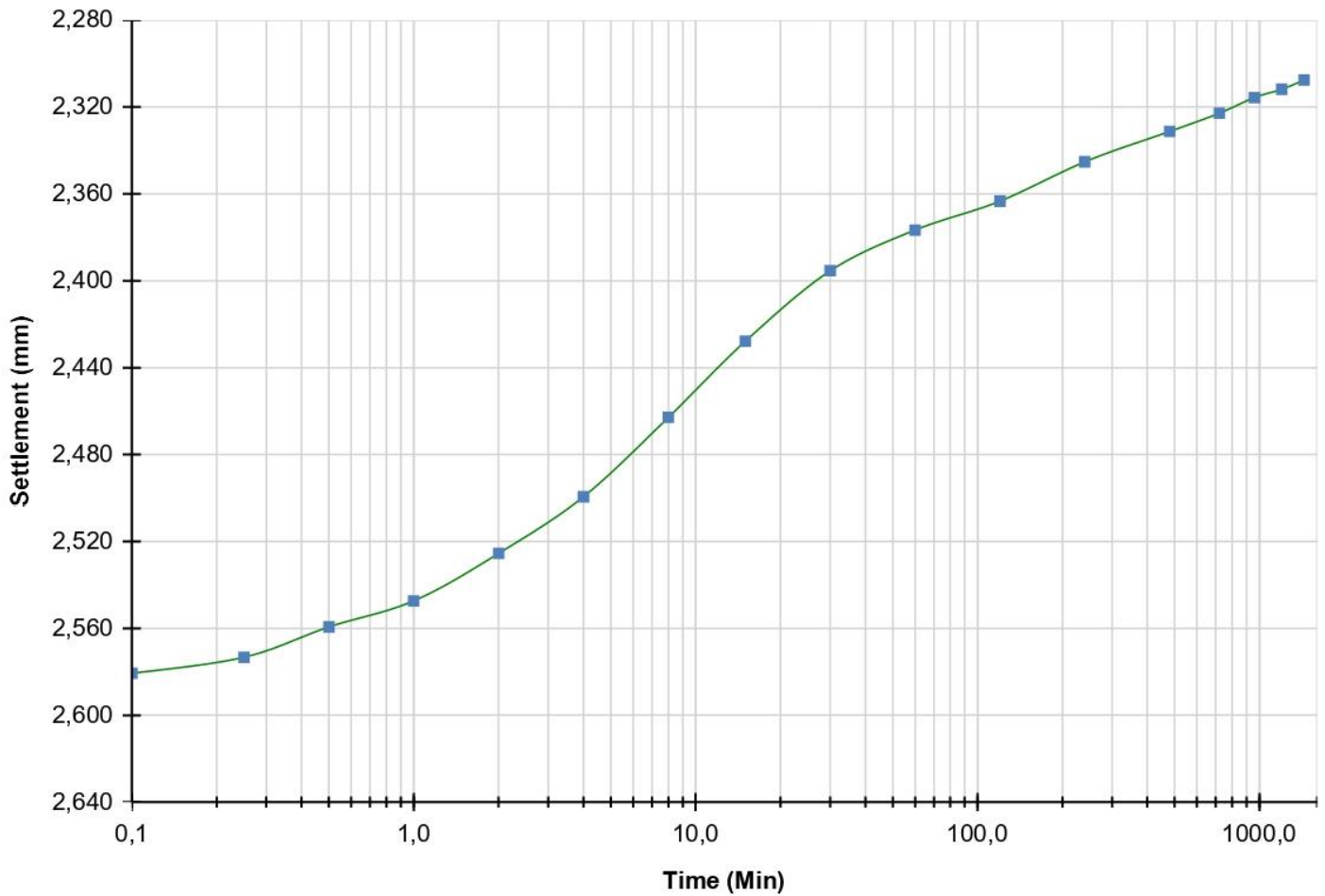
Test Date: 14/1/2025

Checked By: _____

Date: _____

Logarithmic Time [6] 0,041 kgf/cm²

ASTMD2435



Tangent Construction Results	
T90 (Min)	NA
T50 (Min)	NA
Cv (mm ² /Min)	NA

Project Name: TESIS CAIDA DE CONO M-4 Project Number: M4

Technician: A.L.

Test Date: 14/1/2025

Checked By: _____

Date: _____

Anexo – Módulo edométrico

Módulo edométrico - Consolidación 1

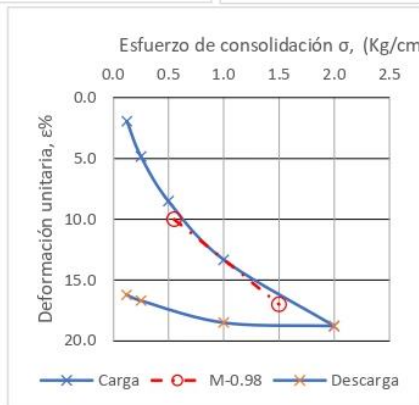
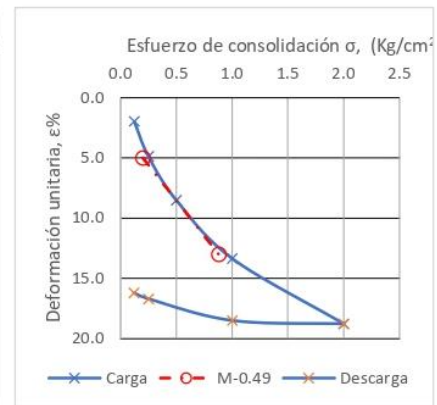
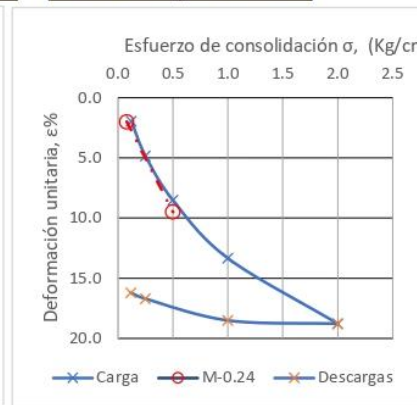
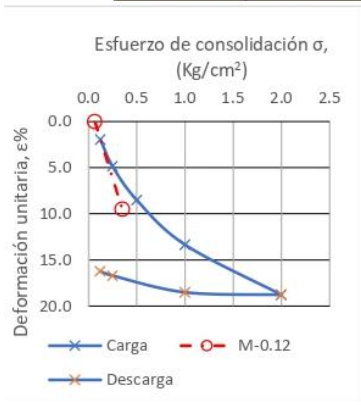
0.12 (Kg/cm ²)	
ε%	σ
0	0.065
9.5	0.35
mv	0.3333
M-0.12	3.00

0.24 (Kg/cm ²)	
ε%	σ
2	0.08
9.5	0.5
mv	0.1786
M-0.24	5.60

0.49 (Kg/cm ²)	
ε%	σ
5	0.2
13	0.88
mv	0.1176
M-0.49	8.50

0.98 (Kg/cm ²)	
ε%	σ
10	0.55
17	1.5
mv	0.0737
M-0.98	13.57

1.96 (Kg/cm ²)	
ε%	σ
15.4	1.3
19.7	2.2
mv	0.0478
M-1.96	20.93



Anexo – Módulo edométrico

Módulo edométrico - Consolidación 2

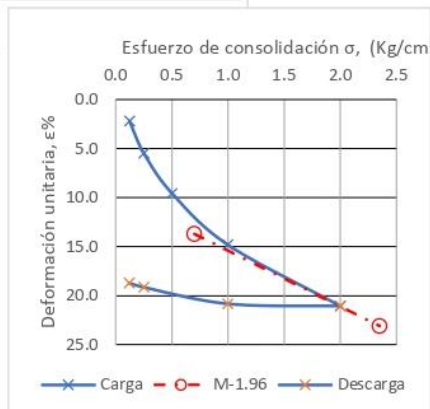
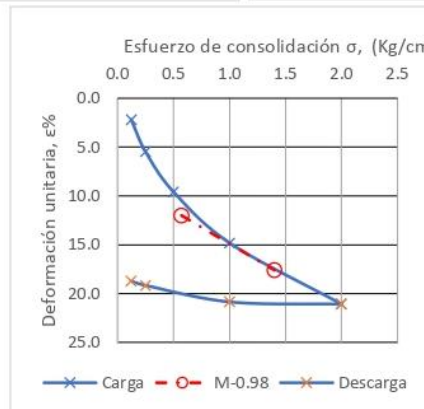
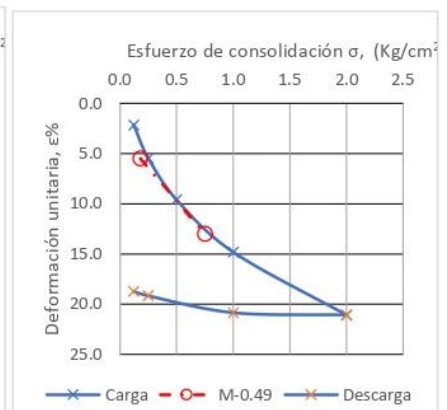
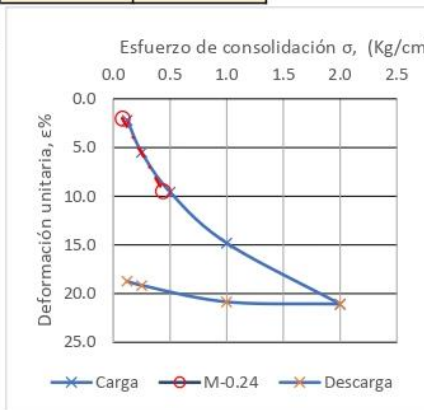
0.12 (Kg/cm ²)	
ε%	σ
0	0.065
9.5	0.35
mv	0.3333
M-0.12	3.00

0.24 (Kg/cm ²)	
ε%	σ
2	0.08
9.5	0.44
mv	0.2083
M-0.24	4.80

0.49 (Kg/cm ²)	
ε%	σ
5.5	0.18
13	0.75
mv	0.1316
M-0.49	7.60

0.98 (Kg/cm ²)	
ε%	σ
12	0.57
17.6	1.4
mv	0.0675
M-0.98	14.82

1.96 (Kg/cm ²)	
ε%	σ
13.7	0.7
23.1	2.35
mv	0.0570
M-1.96	17.55



Anexo – Módulo edométrico

Módulo edométrico - Consolidación 3

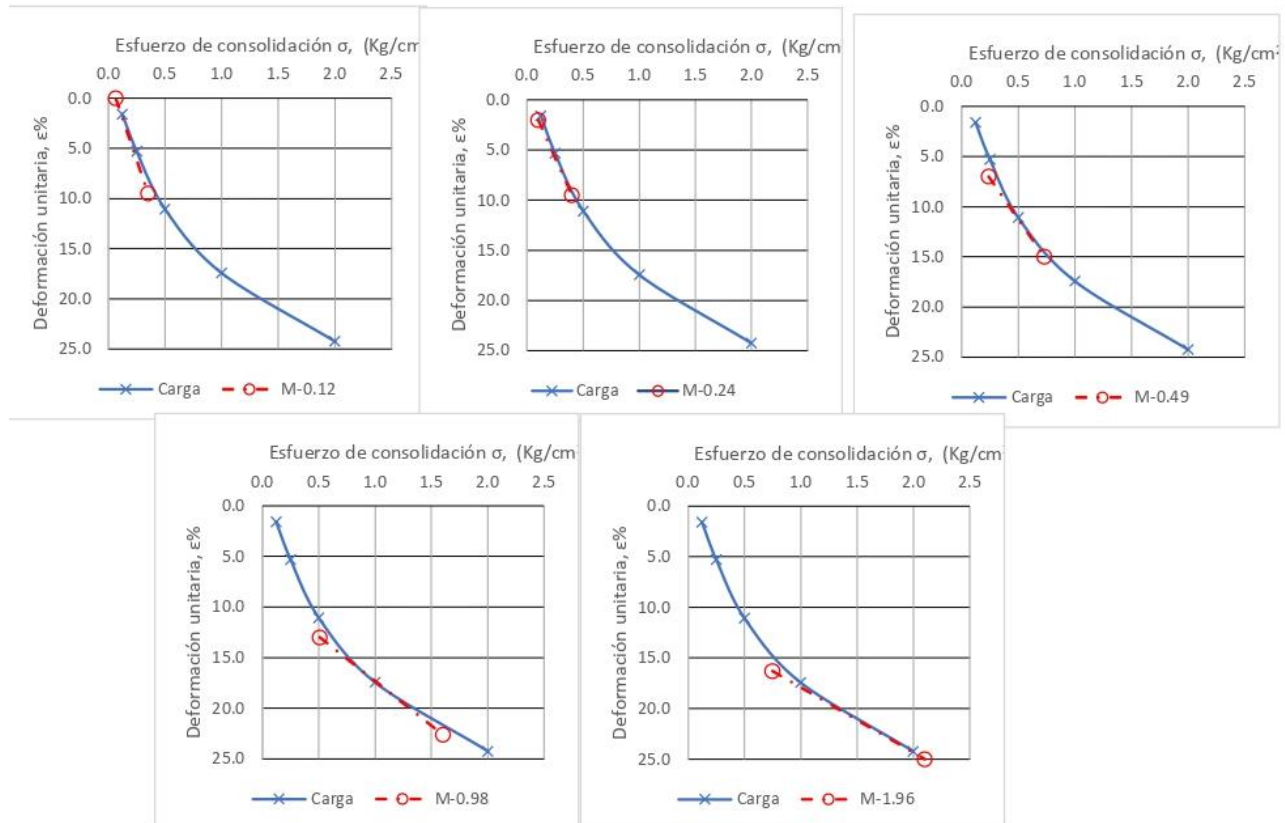
0.12 (Kg/cm ²)	
ε%	σ
0	0.065
9.5	0.35
mv	0.3333
M-0.12	3.00

0.24 (Kg/cm ²)	
ε%	σ
2	0.1
9.5	0.4
mv	0.2500
M-0.24	4.00

0.49 (Kg/cm ²)	
ε%	σ
7	0.24
15	0.73
mv	0.1633
M-0.49	6.13

0.98 (Kg/cm ²)	
ε%	σ
13	0.51
22.6	1.6
mv	0.0881
M-0.98	11.35

1.96 (Kg/cm ²)	
ε%	σ
16.3	0.75
25	2.1
mv	0.0644
M-1.96	15.52



Anexo – Módulo edométrico