



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TEMA:

Comparación de estimaciones de asentamientos de un terraplén en
el cantón Durán por diferentes métodos.

AUTORES:

Abarca Pesantez Joshua André

Landín Cali Ángel Gabriel

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de
INGENIERO CIVIL**

TUTOR:

Grau Sacoto Carlos Andrés

Guayaquil, Ecuador

28 de febrero del 2023



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación fue realizado en su totalidad por **Abarca Pesántez Joshua André y Landín Cali Ángel Gabriel**, como requerimiento para la obtención del título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR



Firmado electrónicamente por:
**CARLOS ANDRES
GRAUSACOTO**

f. _____

Ing. Grau Sacoto Carlos Andrés, M.Sc.

DIRECTORA DE LA CARRERA



Firmado electrónicamente por:
**STEFANY ESTHER
ALCIVAR BASTIDAS**

f. _____

Ing. Alcívar Bastidas Stefany Esther, M.Sc.

Guayaquil, a los 28 días del mes de febrero del año 2023



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros: **Abarca Pesántez Joshua André y**
Landín Cali Ángel Gabriel


DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación: **Comparación de estimaciones de asentamientos de un terraplén en el cantón Durán por diferentes métodos**, previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 28 días del mes de febrero del año 2023

AUTORES:

f. 

Abarca Pesántez Joshua André

f. 

Landín Cali Ángel Gabriel



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORIZACIÓN

Nosotros: Abarca Pesántez Joshua André y

Landín Cali Ángel Gabriel

Autorizamos a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación: **Comparación de estimaciones de asentamientos de un terraplén en el cantón Durán por diferentes métodos**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 28 días del mes de febrero del año 2023

AUTORES:

f.

Abarca Pesántez Joshua André

f.

Landín Cali Ángel Gabriel

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, le doy gracias a Dios por permitirme concluir una de las etapas más importantes de mi vida lleno de salud.

Agradezco a mis padres por todo su apoyo y dedicación a lo largo de estos 5 años de carrera universitaria, sin ellos nada de esto sería posible, especialmente a mi mamá que siempre estuvo ahí conmigo en las madrugadas que tenía que estudiar o terminar trabajos acompañándome para que no me durmiera, sin duda alguna eres la persona que más me apoyó en este camino.

Agradezco a todos los amigos que me dio la universidad, que hoy en día a más de ser mis amigos, se convirtieron en mis hermanos y hermanas, sin ellos esta etapa universitaria no hubiera sido la mejor aventura de toda mi vida.

Agradezco a mi abuelita que desde el cielo siempre está pendiente de mí, cuidándome y guiándome para que pueda alcanzar todas mis metas.

Agradezco a mi enamorada por todo el cariño, apoyo e inspiración para dar lo mejor de mí en este trabajo de titulación.

Finalmente, agradezco a mi tutor el Ing. Carlos Grau por todo su tiempo, apoyo y dedicación en la elaboración de este trabajo titulación.

Joshua Abarca Pesántez

AGRADECIMIENTOS

Agradezco en primer lugar a Dios, quien sin su bendición nada de esto pudo ser posible.

A mis padres quienes desde pequeño me formaron como una persona de bien e inculcaron los valores que me hacen ser la persona quien soy hoy en día. Por permitirme esta educación de primer nivel que tanto esfuerzo les ha costado, espero con esto devolverles un poco de la misma.

A mi familia quienes siempre estuvieron pendientes de este proceso dándome ánimos para nunca bajar los brazos y ser mi refugio en momentos de tempestad.

A mi enamorada por todo su apoyo incondicional a lo largo de estos años, por ser mi compañera de vida en todo tipo de experiencias, por ser luz en oscuridad al tener siempre paciencia, palabras, gestos y acciones que tanto necesite en los diversos momentos transcurridos para la obtención de cada uno de mis tropiezos o logros.

A todos con quienes compartí una banca de aula porque todos juntos empujamos para la misma dirección y transmitirnos tanto dudas como conocimientos para que todos logremos el mismo objetivo.

Por último, a todos quienes conforman la universidad desde administrativos y docentes por su colaboración y enseñanzas, hasta los encargados de que cada día pueda encontrar equipos y servicios en su perfecta funcionalidad.

Ángel Gabriel Landín Cali

DEDICATORIA

Quiero dedicarles este escrito a mis padres. Por darme la oportunidad y brindarme todo su apoyo para formarme como un profesional, sin ellos nada de esto sería posible. A mi abuelita, si bien es cierto que ya no está conmigo hace muchos años, sin embargo, siempre estuvo en mis pensamientos y en mi corazón dándome su apoyo para seguir adelante. A Divina por estar pendiente, apoyarme y acompañarme en todas las horas dedicadas en este trabajo de título.

Joshua Abarca Pesántez

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación como culminación de una carrera preprofesional a todos esos jóvenes indecisos de que carrera optar, con incertidumbres de si van a lograr sus metas o sueños, incluso con miedo al fracaso.

Esto es para vosotros, ya que yo también fui ese joven 5 años atrás y solo quiero recordarles que si se puede. Sí, será duro, pero confiando en tus propias capacidades y dedicándole tiempo, pero sobre todo esfuerzo; el cielo es el límite.

Ángel Gabriel Landín Cali



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

Ing. Federico von Buchwald de Janon, Ph. D.

DECANO DE LA CARRERA



Firmado electrónicamente por:
**FRANCISCO JAVIER
GRAU SACOTO**

f. _____

Ing. Francisco Javier Grau Sacoto, M. Sc.

DOCENTE DELEGADO



Firmado electrónicamente por:
**DANIEL BOANERGES DELA
PARED CONDO**

f. _____

Ing. Daniel Boanerges De La Pared Condo, M. I.

OPONENTE

ÍNDICE

Contenido

RESUMEN.....	XX
ABSTRACT.....	XXI
1.1. Introducción.....	2
1.2. Antecedentes.....	3
1.3. Objetivos.....	6
1.3.1.Objetivo general.....	6
1.3.2.Objetivos específicos.....	6
1.4. Justificación.....	6
1.4.1.Causas de asentamientos.....	7
1.4.2.Componentes del asentamiento.....	10
1.4.3.Tipos de asentamiento.....	12
1.4.4.Causas de asentamientos diferenciales.....	13
2.1. Ensayos de campo.....	15
2.1.1.Extracción de muestras inalteradas con tubo Shelby.....	15
2.1.2.SPT.....	18
2.1.3.CPTU.....	20
2.1.4.Aplicaciones.....	22
2.2. Propiedades físicas del suelo.....	23
2.2.1.La Gravedad Especifica del Suelo.....	24
2.2.2.Contenido de Humedad.....	25

2.2.3. Peso Unitario.....	25
2.2.4. Relación de Vacíos.....	25
2.2.5. Grado de Saturación.....	25
2.3. Límites de Atterberg.....	26
2.3.1. Límite Líquido.....	26
2.3.2. Límite Plástico.....	27
2.3.3. Índice de Plasticidad.....	27
2.3.4. Índice de Liquidez.....	27
2.4. Humedad.....	28
2.5. Consolidación.....	29
2.5.1. Etapas de la consolidación.....	29
2.6. Ensayo de consolidación de suelos.....	30
2.6.1. Edómetro.....	30
2.6.2. Arcillas normalmente consolidadas y sobreconsolidadas.....	33
2.7. Parámetros de compresibilidad.....	33
2.7.1. Esfuerzo de Preconsolidación.....	33
2.8. Índice de Sobreconsolidación (OCR).....	35
2.9. Índice de compresión (Cc) e Índice de recompresión (Cs).....	35
2.9.1. Métodos Gráficos.....	35
2.9.2. Relaciones Empíricas.....	37
2.10. Tasa de consolidación.....	38
2.11. Variación en el grado promedio de consolidación con el factor tiempo no dimensional, Tv.....	39

2.12. Coeficiente de Consolidación	40
2.12.1. Método del Logaritmo de Tiempo (Casagrande y Fadum)	40
2.12.2. Método de la raíz cuadrada del tiempo (Taylor)	43
2.13. Tiempo de Consolidación	46
2.14. Asentamientos.....	46
2.14.1. Asentamientos por consolidación primaria	46
3.1. Ensayos de campo.....	48
3.1.1.Extracción de muestras inalteradas con tubo Shelby	49
3.1.2. Ensayo SPT.....	50
3.1.3.Ensayo CPTu.....	52
3.2. Trabajos de laboratorio	54
3.2.1. Contenido de humedad.....	55
3.1.1. Límites de Atterberg.....	56
3.1.2. Consolidación.....	59
3.2. Trabajos de laboratorio.....	61
3.2.1. Relación de vacíos.....	62
3.2.2. Esfuerzo de preconsolidación.....	63
3.2.3. Índice de compresión y recompresión.....	64
3.2.4. Razón o grado de sobreconsolidación	68
3.2.5. Resistencia al corte no drenada	69
3.2.6. Coeficiente de Consolidación.....	70
3.3. Interpretación de Datos del Ensayo CPTu	74
3.3.1. Razón o grado de sobreconsolidación.....	76

3.3.2. Resistencia de corte no drenada	77
3.3.3. Coeficiente de asentamiento.....	77
3.4. Caracterización Geotécnica.....	78
3.5. Incremento de esfuerzo y esfuerzo final	79
3.6. Metodología de estimación de asentamientos.....	80
3.6.1. Metodología CPTu.....	80
3.6.2. Metodología Percusión y Lavado (SPT y Tubo Shelby).....	82
3.6.3. Metodología Combinada (CPTu y Tubo Shelby).....	85
3.7. Análisis de resultados de estimación de asentamientos	86
3.7.1. Magnitud de asentamiento.....	86
3.7.2. Tiempo de asentamientos	89
4.1. Conclusiones.....	93
4.2. Recomendaciones.....	94

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Perfil geológico de la sección diagonal, Guayaquil. (Benites, 1975).....	4
Ilustración 2. Representación esquemática de la transmisión de fuerzas a través del suelo. a) Ampliación de una parte de la sección mostrando las fuerzas transmitidas por 2 puntos de contacto. b) Sección de un recipiente lleno de suelo. (Whitlow, 1994).....	8
Ilustración 3. Mecanismos generados de asentamientos. (Delgado, 1996).....	11
Ilustración 4. Curva de tiempo - asentamiento para incremento de carga. (Delgado, 1996).....	13
Ilustración 5. Esfuerzos del muestreo. (Delgado, Ingeniería de fundaciones; fundamentos e introducción al análisis geotécnico, 2002).....	17
Ilustración 6. Geometría del tubo Shelby. (Delgado, Ingeniería de fundaciones; fundamentos e introducción al análisis geotécnico, 2002).....	18
Ilustración 7. Ensayo SPT y equipo. (Maldonado, 2020).....	20
Ilustración 8. Equipo para el ensayo del piezocono. (Autoría propia).....	22
Ilustración 9. Aplicabilidad y utilidad de los ensayos in situ. (Lunne et al., 1997).....	24
Ilustración 10. Tres fases del elemento de suelo. (Das, 2013).....	25
Ilustración 11. Límites de Atterberg. (Das, 2013).....	27
Ilustración 12. Carta de plasticidad de Casagrande. (según ASTM D-2487-93).....	29
Ilustración 13. Tipos de edómetros usuales. (Bowles, 1982).....	32
Ilustración 14. Prueba de consolidación en progreso (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada).....	33
Ilustración 15. Gráfica de deformación en función del tiempo durante una consolidación para un incremento particular de la carga. (Das, 2013).....	33
Ilustración 16. Curva de compresibilidad. (Saez, 2010).....	34

Ilustración 17. Procedimiento gráfico para determinar la presión de preconsolidación.(Das, 2013).....	35
Ilustración 18. Método de Schmertman para arcillas normalmente consolidadas. (Universidad Europea de Madrid, 2016).....	37
Ilustración 19. Método de Terzaghi y Peck, 1976. Para arcillas sobreconsolidadas.(Das, 2013).....	38
Ilustración 20. Variación en el grado promedio de consolidación con el factor tiempo dimensional. (Das, 2013).....	40
Ilustración 21. Curva de consolidación en escala semilogarítmica. (Poliotti y Sierra, 2007).....	41
Ilustración 22. Paso 1 - Método de Casagrande. (Poliotti y Sierra, 2007).....	42
Ilustración 23. Paso 2 - Método de Casagrande. (Poliotti y Sierra, 2007).....	43
Ilustración 24. Paso 3 - Método de Casagrande. (Poliotti & Sierra, 2007).....	44
Ilustración 25. Curva Deformación- \sqrt{t} . (Poliotti y Sierra, 2007).....	45
Ilustración 26. Paso 1 - Método de Taylor. (Poliotti y Sierra, 2007).....	46
Ilustración 27. Paso 2 - Método de Taylor. (Poliotti y Sierra, 2007).....	46
Ilustración 28. Paso 3 - Método de Taylor. (Poliotti y Sierra, 2007).....	47
Ilustración 29. Coordenadas de los ensayos in situ del sitio de estudio. (Google Earth)	51
Ilustración 30. Estado actual del sitio de estudio. (Autoría propia).....	51
Ilustración 31. Ejemplar de muestra extraída con tubo Shelby. (Autoría propia).....	52
Ilustración 32. Equipo utilizado para el ensayo SPT. (Autoría propia).....	53
Ilustración 33. Números de golpes recolectados (Autoría propia).....	53
Ilustración 34. Cono para ensayo CPTu (Autoría propia).....	54
Ilustración 35. Esquema de punta. (Devincenzi y Frank, 2004).....	55

Ilustración 36. Sistema de hincado (Autoría propia).....	55
Ilustración 37. Sistema de recopilación de datos PAGANI (Autoría propia).....	56
Ilustración 38. Pesos registrados de las muestras (Autoría propia).....	58
Ilustración 39. Ensayo de límite líquido usando la cuchara de Casagrande. (Autoría propia).....	59
Ilustración 40. Curva de flujo de la muestra 1. (Autoría propia).....	59
Ilustración 41. Ensayo límite plástico. (Autoría propia).....	60
Ilustración 42. Resultados de los límites de Atterberg. (Autoría propia).....	61
Ilustración 43. Cuatro ensayos de consolidación en simultáneo. (Autoría propia).....	62
Ilustración 44. Hoja de registro para ensayo de consolidación. (Autoría propia).....	63
Ilustración 45. Gráfico vacíos vs Esfuerzos. (Autoría propia).....	64
Ilustración 46. Determinación esfuerzo de preconsolidación. (Autoría Propia).....	66
Ilustración 47. Método de Schmertman. (Autoría propia).....	68
Ilustración 48. Método de Terzaghi y Peck. (Autoría propia).....	69
Ilustración 49. Resultados obtenidos del índice de compresión. (Autoría propia).....	69
Ilustración 50. Resultados obtenidos del índice de recompresión. (Autoría propia) .	70
Ilustración 51. Gráfica del método de Taylor aplicado en la muestra 13. (Autoría propia).....	72
Ilustración 52. Gráfica del método de Casagrande aplicado en la muestra 13 (Autoría propia).....	73
Ilustración 53. Cálculos de t_{90} y t_{50} y sus respectivos C_v	75
Ilustración 54. Resultados básicos. Geologismiki.....	77
Ilustración 55. Resultados normalizados. Geologismiki.....	78

Ilustración 56. Razón o grado de sobreconsolidación mediante CPTu y ensayo de consolidación. (Autoría propia).....	78
Ilustración 57. Resultados obtenidos de la resistencia al corte no drenada por CPTu y SHANSEP. (Autoría propia).....	79
Ilustración 58. Columnas estratigráficas por Spt y CPTu (Autoría propia).....	81
Ilustración 59. Percepción de la aplicabilidad de CPTu para derivar parámetros del suelo: 1=alta, 2=alta a moderada, 3=moderada, 4=moderada a baja, 5=baja confiabilidad, En blanco=no aplicabilidad, * mejorado con SCPT.....	83
Ilustración 60. Trayectoria de esfuerzos. (Ladd y Lambe, 1963).....	85
Ilustración 61. Cálculo de asentamientos CPTu. (Autoría propia).....	89
Ilustración 62. Cálculo de asentamientos SPT. (Autoría propia).....	89
Ilustración 63. Cálculo de asentamientos SPT con correcciones propuestas por Schmertman y Terzaghi. (Autoría propia).....	90
Ilustración 64. Cálculos de asentamientos por combinación de métodos (Autoría propia).....	90
Ilustración 65. Tiempo de asentamiento por ensayo de consolidación. (Autoría propia).....	92
Ilustración 66. Tiempo de asentamiento por CPT. (Autoría propia).....	93
Ilustración 67. Tiempo de asentamientos por disipación de poros. (Autoría propia).....	94

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tabla de causas sobre asentamientos diferenciales. (Delgado, 1996).....	15
Tabla 2. Cálculos para el método de Taylor para la muestra 13 (Autoría propia).....	73
Tabla 3. Cálculos para el método de Casagrande para la muestra 13. (Autoría propia).....	74
Tabla 4. Clasificación de la calidad de la muestra (Autoría propia).....	86
Tabla 5. Resumen de estimaciones de asentamiento. (Autoría propia).....	91

RESUMEN

En este trabajo de titulación se realiza una comparación de estimaciones de asentamientos de un terraplén en el cantón de Durán por diferentes métodos.

El proyecto inicia realizando dos ensayos, CPTu y Spt utilizando tubos Shelby para la extracción de muestras. Una vez realizado los ensayos se llevan las muestras obtenidas al laboratorio para proceder a analizarlas, a estas muestras se les realiza los siguientes ensayos: Compresión Unidimensional, Límites de Atterberg y Contenido de Humedad. Una vez obtenidos los resultados de estos ensayos se los interpreta y se obtienen los parámetros necesarios para realizar la estimación de asentamientos.

De los resultados del ensayo de compresión unidimensional, se utiliza el método gráfico de Casagrande para obtener el esfuerzo de preconsolidación y los índices de compresión y recompresión, también se emplea la corrección de Schmertman para arcillas normalmente consolidadas y la corrección de Terzaghi y Peck para arcillas sobreconsolidadas para obtener un nuevo índice de compresión, también se utilizan correlaciones empíricas para obtener otros valores de índices de compresión y recompresión y buscar el que se adapte más a la realidad de nuestro suelo.

De los datos obtenidos del CPTu se utilizará el módulo restringido como parámetro esencial para la estimación de asentamientos por este método.

Adicionalmente se calculó el coeficiente de consolidación y a partir de este, el tiempo en el que se alcanzará el 90% y 50% de consolidación del suelo.

Palabras clave: Consolidación, Asentamiento, Spt, CPTu, Coeficiente de Asentamiento y Tiempo de Asentamiento.

ABSTRACT

In this titling work, a comparison of settlement estimations of an embankment in the canton of Durán by different methods is carried out.

The project starts by performing two tests, CPTu and Spt, using Shelby tubes for sample extraction. Once the tests have been carried out, the samples obtained are taken to the laboratory for analysis. The following tests are performed on these samples: One-dimensional compression, Atterberg Limits and Moisture Content. Once the results of these tests are obtained, they are interpreted, and the necessary parameters are obtained to make the settlement estimation.

From the results of the one-dimensional compression test, Casagrande's graphic method is used to obtain the preconsolidation stress and the compression and recompression indices, the Schmertman correction is also used for normally consolidated clays and the Terzaghi and Peck correction for overconsolidated clays to obtain a new compression index, empirical correlations are also used to obtain other values of compression and recompression indices and to find the one that best suits the reality of our soil.

From the data obtained from the CPTu, the restricted modulus will be used as an essential parameter for the estimation of settlements by this method.

Additionally, the consolidation coefficient was calculated and from this, the time in which 90% and 50% of soil consolidation will be reached.

Keywords: Consolidation, Settlement, Spt, CPTu, Settlement Coefficient and Settlement Time.

CAPÍTULO I – PLANTEAMIENTO INVESTIGATIVO

1.1. Introducción

El suelo es el material de construcción más ubérrimo como parte de la praxis dentro de la ingeniería civil y el apoyo bajo todo tipo de estructuras como edificios, carreteras, puentes, canales, torres, entre otros, también es el elemento que conforma terraplenes viales, muros de tierra reforzada con geotextil, diques, rellenos de adecuación de terrenos en relieves pendientes para el alivio en las zonas urbanas.

Surge así el menester de estudiar el suelo desde diferentes perspectivas en la práctica de la ingeniería. La estabilidad volumétrica de un terreno, donde no se permite grandes deformaciones, la estabilidad de taludes y elementos que forman parte de la cimentación de la estructura; La saturación del suelo y su efecto sobre la ineficiencia de taludes, la renuencia a la erosión hídrica o cambios de volumen, y la resistencia al drenaje del suelo son algunas de las características que deben analizarse en mecánica de suelos para resolver problemas generales relacionados con los materiales del suelo.

El suelo debe ser un elemento funcional en los proyectos de ingeniería cuando conforma terraplenes, y su funcionalidad se vincula con la conservación de la humedad y de la plasticidad para soportar la vegetación que lo protege y conservar sus cualidades que permiten la estabilidad.

Todas las prácticas de mecánica de suelos están respaldadas con prospecciones de suelos en laboratorio con la identificación de suelos y caracterización de materiales que forman el dominio de proyectos de ingeniería. Por lo tanto, se debe clarificar el alcance y propósito del trabajo de campo y laboratorio para lograr tantos registros y parámetros como se pueda que permitan resultados exitosos. Finalmente, la instrumentación de tierra es

cada vez más importante, necesaria y común en la ingeniería debido a que durante la construcción de estructuras grandes y complejas, es vital medir variables como la deformación del suelo, los cambios en la presión total, las presiones intersticiales o la respuesta a perturbaciones dinámicas.

1.2. Antecedentes

Geológicamente, la formación del estado Durán está relacionada con procesos morfológicos que forman parte del complejo sistema deltaico estuarino del río Guayas (Benites, 1975), cuya distribución geológica se debe a procesos transgresivos o regresivos del mar. Como consecuencia, la sedimentación demostrada en la complejidad litológica común en este tipo de ambiente deposicional.

Dentro del cantón se exponen las formaciones Cayo y Miembro Guayaquil, semejantes correspondientes al Cretácico, y en las regiones bajas se encuentran depósitos cuaternarios formados por planicies aluviales modernas. La Formación Cayo está ubicada sobre la Formación Piñón (fecha radiométricamente en el Cenomaniano en la zona de Cerros de Hojas). El Maestrichtiano Miembro Guayaquil transita gradualmente por encima de la Formación Cayo.

Ambas formaciones, están compuestas por una secuencia de arenisca que van gradando a lutitas silicificadas, ocasionalmente se puede llegar encontrarlas intercaladas entre sí, el espesor de estos estratos se interpone entre 10 a 60 cm.

Topográficamente Durán es una zona baja, parte de la llanura aluvial del río Guayas, muestra la litología que está conformada por acopios aluviales holocénicos cuaternarios tales como arenas, limos y arcillas, asentados encima de un basamento cretácico fragmentándose en una serie de pequeñas elevaciones, siendo el Cerro

Grande el más destacado alojado en el centro-norte del cantón con niveles de 90 metros

aproximadamente, formado fundamentalmente por lutitas intercaladas y areniscas muy diaclasadas. Esta área es considerada susceptible a deslizamientos debido a sus altas pendientes, superando los 500 metros de espesor cuando de la potencia se habla acerca de estos depósitos aluviales.

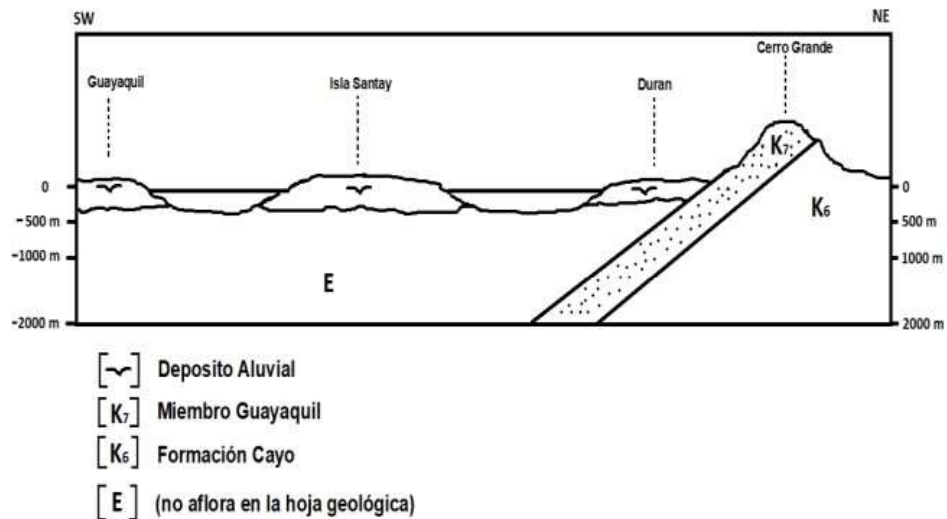


Ilustración 1. Perfil geológico de la sección diagonal, Guayaquil. (Benites, 1975)

En general dentro de la provincia del Guayas, por su geografía y formación geológica, suele tener suelos finos y blandos que, ante la aplicación de cargas sufren deformaciones, las cuáles son perjudiciales para las estructuras (Zevallos et al., 1996). Además, en este mismo sector ecuatoriano, la mayoría de los suelos finos también se ven afectados por cambios de humedad naturales (cambio climático) o antropogénicos (actividad humana), lo que puede provocar cambios significativos en su capacidad portante y comportamiento ante el proceso de consolidación (Vélez Dávila, 2012).

Uno de los problemas que se encuentran en los suelos finos es la inestabilidad, como lo demuestran las grietas que se presentan en la construcción civil. La aparición de grietas en las estructuras está relacionada con el comportamiento de los suelos blandos y finos, que paulatinamente se asientan bajo carga al drenar el agua contenida

en ellos; por otro lado, la capacidad portante del material varía, ejemplos representativos son la Torre Inclinada de Pisa en Italia y los edificios del Aeropuerto de Kansai en Japón (Ishibashi y Hazarika, 2015).

Actualmente existe el “Manual Práctico para la Caracterización Geológica y Sísmica de Guayaquil”, el cual incluye un estudio del comportamiento del suelo en la ciudad; sin embargo, existe poca o nula información en la literatura científica del comportamiento de los suelos en el cantón Durán. Hoy en día esta zona ha experimentado un gran crecimiento industrial; por tal motivo, es importante evaluar el comportamiento de estos suelos.

Acorde a las características de los depósitos deltaico-estuarinos y aluviales mencionados, la mayoría de los suelos de Guayaquil y sectores adyacentes en general, corresponden a perfiles tipo E y F, si se considera la nomenclatura propuesta por la Norma Ecuatoriana 2 de la Construcción (NEC). Estos tipos de suelo, específicamente, presentan características geotécnicas peculiares, ya sea referentes a una alta sensibilidad de estratos muy compresibles, o a potentes espesores de suelos muy blandos y estratos susceptibles a licuación. Se puede apreciar por lo tanto la riqueza subyacente en la diversidad de propiedades geotécnicas evidenciadas en los suelos de Durán, con intrincadas características que potencian la imperiosa necesidad de desarrollar análisis exhaustivos del comportamiento del suelo. En general, estos perfiles pueden generar problemas relevantes en la cimentación de las estructuras, si no se realiza un estudio geotécnico en el sitio.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Analizar el comportamiento del suelo de un terraplén en el cantón Durán, estimando sus asentamientos mediante diferentes métodos de ensayo in situ y de laboratorio

1.3.2. Objetivos específicos

1. Analizar los asentamientos por consolidación de un terraplén usando datos obtenidos de ensayos de campo CPTu.
2. Analizar los asentamientos por consolidación de un terraplén usando datos obtenidos de ensayos edométricos usando la teoría de consolidación de Terzaghi.
3. Comparar los asentamientos obtenidos en campo con los métodos obtenidos de los diferentes análisis.

1.4. Justificación

Toda construcción sobre la superficie del terreno está sometida a fuerzas ejercidas por el suelo en contacto con la estructura. La determinación de las fuerzas que actúan sobre una estructura debajo del terreno no se puede hacer de forma correcta si se considera la estructura o el terreno alrededor de ella por separado (Lambe y Whitman, 2004). Por lo que es necesario conocer la interacción suelo-estructura para poder diseñar dichas estructuras, dado a la influencia de la deformación del suelo en los elementos mecánicos que actúan sobre la obra.

Ya sea que los asentamientos no provoquen la falla inminente de las estructuras, estos son de suma relevancia para la ingeniería en virtud de algunos factores tales como:

1. Daños estructurales: deterioro de las capacidades para las cuales fue diseñado.
2. Condiciones de servicio: grúas, bombas, compresores y otros tipos de

maquinarias pueden dejar de funcionar correctamente.

3. Aspecto: grietas e inclinaciones.

Cualquier prototipo de cimentación debe de considerar factores de seguridad para evitar fallas por capacidad de carga, no obstante, no se puede ser muy conservadora la hora de prevenir estos asentamientos ya que si este es excesivo requerirá un cambio en el tipo de cimentación que se está idealizando. Por lo tanto, es de total vitalidad realizar el análisis respectivo que pueda experimentar la estructura en cuestión.

Según Whitlow (1996) “la mayor parte de los daños en edificios, que ocurren debido a movimientos de los cimientos, se originan por la aparición repentina de condiciones no previstas en el suelo” (p. 419). Existen métodos por medio de los cuales se puede estimar el grado del asentamiento de los cimientos debido a ciertos mecanismos; estas resultan bastantes confiables siempre y cuando las condiciones del suelo que se supusieron para el cálculo sean una representación razonable de las condiciones reales y tengan probabilidad de persistir a lo largo del periodo de vida del edificio.

En este tema de investigación se evaluará el comportamiento del suelo blando mediante la aplicación de una carga, la cual generará asentamientos considerables al proyecto. La carga aplicada es considerada como precarga, ya que se la coloca previa a la construcción de cualquier edificación para que los asentamientos se generen antes de la fase constructiva y operacional de la estructura a construirse.

1.4.1. Causas de asentamientos

Cada vez que se aplican cargas sobre un terreno, se manifiestan fuerzas de contacto partículas adyacentes, estas se pueden desmenuzar en fuerzas normales (N) y tangenciales (T) como se muestra a continuación.

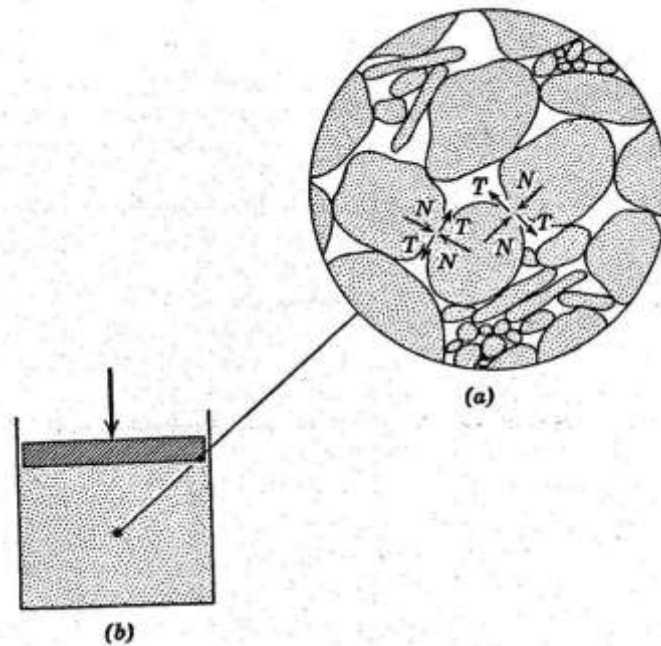


Ilustración 2. Representación esquemática de la transmisión de fuerzas a través del suelo. a)Ampliación de una parte de la sección mostrando las fuerzas transmitidas por 2 puntos de contacto. b) Sección de un recipiente lleno de suelo. (Whitlow, 1994)

Debido a esto y su relativo deslizamiento el suelo experimenta deformaciones, sin embargo, con el tiempo se ha evidenciado que la principal contribución a la deformación general se debe a la reorganización de las mismas partículas (Lambe y Whitman, 2004).

Para estimar la magnitud de los asentamientos, es de vital importancia considerar ciertos mecanismos de movimiento del suelo que son los principales causantes de esta problemática, los cuales Whitlow (1994) sugiere:

Compactación: es el proceso artificial o natural por el cual las partículas de suelo son obligadas a estar más en contacto las unas con las otras, mediante una reducción del índice de vacíos (aire). Los suelos más susceptibles son las arenas en estado suelto o arenas con grava y material de relleno.

Consolidación: proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas

y limos), provocado por la actuación de solicitaciones (cargas) sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo gradual.

Movimientos por cambios de humedad: Ciertos especímenes de suelo pueden llegar a experimentar aumento (expansión) o disminución (contracción) de su volumen proporcionalmente al contenido de agua.

Efectos del abatimiento de nivel de agua subterránea: Cuando el nivel freático del área circundante disminuye, por ende, reduce las condiciones hidrostáticas, puede ocasionar asentamientos debido a 2 procesos. a) El suelo que queda por encima del nivel de aguas subterráneas se contrae. b) El decrecimiento de presión hidrostática en los poros tiene como efecto adverso el aumento del esfuerzo efectivo de sobrecarga en las capas que están por debajo, por tal motivo el suelo afectado por el descenso del nivel freático se consolida.

Efectos de la infiltración y las socavaciones: En algunos estratos arenosos, el movimiento del agua puede arrastrar algunas de las partículas finas socavando el suelo. La socavación es la remoción del material por acción de corrientes superficiales, pero también puede ocurrir cuando se fracturan los drenajes y ductos de agua.

Pérdida de soporte lateral: Una de las formas usuales de desplazamiento de los cimientos que suele conducir a fallas preocupantes e incluso catastróficas, está asociada con la excavación de pozos profundos junto a las cimentaciones. La capacidad de carga del suelo que está justo por debajo de una cimentación depende del soporte lateral producido por el suelo adyacente sin apuntalamiento, el resultado más probable es un deslizamiento en el suelo debajo de la cimentación, arrastrando a la misma. De igual manera, el asentamiento puede resultar del movimiento de cortes o taludes naturales debido a la fluencia de masas de suelo.

Cargas: Los asentamientos debido a las cargas se diferencian por su origen los cuales pueden ser producidos por cargas estáticas o dinámicas. La respuesta del terreno como asentamiento

dado a la aplicación de fuerzas, depende de la naturaleza, intensidad y duración de la asiduidad en ellas, además de las características teniendo en cuenta la cohesión, fricción interna y grado de compacidad.

Causa	Forma como se produce	Magnitud del asentamiento	Velocidad del asentamiento	
Carga estructural	Deformación (cambio de forma de la masa de suelo)	Calcular por la teoría elástica	Instantánea	
	Consolidación: Cambio en la relación de vacíos	Inicial	De la curva de compresibilidad	De la curva tiempo-asentamiento
		Primaria	De la curva de compresibilidad	Calcular por la teoría de <i>Terzaghi</i>
		Secundaria	De la curva tiempo-asentamiento	De la curva tiempo-asentamiento
Carga debida al medio	Retracción debida al secado	Estimar de la curva de compresibilidad y límite de pérdida de humedad por retracción	Igual a la velocidad de secado (rara vez se puede estimar)	
	Consolidación debida al descenso del nivel freático	Calcular de la curva de compresibilidad	Calcular por la teoría de <i>Terzaghi</i>	

Ilustración 3. Mecanismos generados de asentamientos. (Delgado, 1996)

En el presente trabajo se analizará el fenómeno de la consolidación ya que es importante para entender y mejorar la dinámica de los suelos, garantizar la seguridad de las estructuras, prevenir los efectos negativos provocando asentamientos y mejorarla calidad de vida de las personas.

1.4.2. Componentes del asentamiento

Generalmente la compresión de los suelos progresa lentamente que suele dificultarse la percepción de su asentamiento, sin embargo, en ciertos tipos de terreno este proceso puede llegar a ser más acelerado de lo habitual reflejándose en grietas. El asentamiento tal se puede dividir en 3 etapas:

Asentamientos iniciales o inmediatos: Debido a la compresión del suelo sin

deslizamiento de partículas se suelen llamar elásticos, en oposición a los plásticos, que son aquellos en los que se produce una rotura del suelo, que llegar a fluir bajo la carga. No significan en principio peligro de hundimiento de la estructura, ya que el suelo conserva íntegra su capacidad resistente, no obstante, estas deformaciones pueden ser incompatibles con la resistencia de la estructura. En algunos casos estos asentamientos pueden ser milimétricos y sus diferencias en distintas partes de la obra incluso de fracciones de milímetros (Jiménez Salas y Alpañes, 1975).

Asentamientos por consolidación primaria: son asentamientos de poro, neutral o intersticial cuando un suelo saturado está sometido a cargas, el agua dentro de los poros incrementa su presión por arriba de la hidrostática, se produce cuando este exceso de presión se disipa con el tiempo. Estos asentamientos se pueden calcular usando la teoría de Terzaghi, la cual calcula el cambio de la presión en exceso de la hidrostática en el tiempo y espacio. A medida que este exceso se disipa, dicha presión tomada por la estructura sólida del suelo produciendo el asentamiento (Juárez y Rico, 2005).

Asentamiento por consolidación secundaria: la causa se debe al deslizamiento progresivo diferido en el tiempo entre partículas del suelo que se reacomodan, tendiendo a estados más compactos para adaptarse a la nueva condición de carga, alguna clase de flujo plástico de las partículas laminares que conforman los suelos arcillosos puede llegar a contribuir también. Cuando los deslizamientos relativos entre partículas se hacen comparables a la velocidad de disipación de la presión de poros, es que el efecto de la compresión secundaria se hace notable y esto se ve reflejado en las curvas de consolidación. La consolidación secundaria resulta de mayor importancia en suelos orgánicos, en estratos delgados o con gran contenido de arena que propicien drenaje, especialmente en depósitos de turba, en los que la consolidación primaria puede ocurrir casi simultáneamente a la aplicación de carga (Juárez y Rico, 2005).

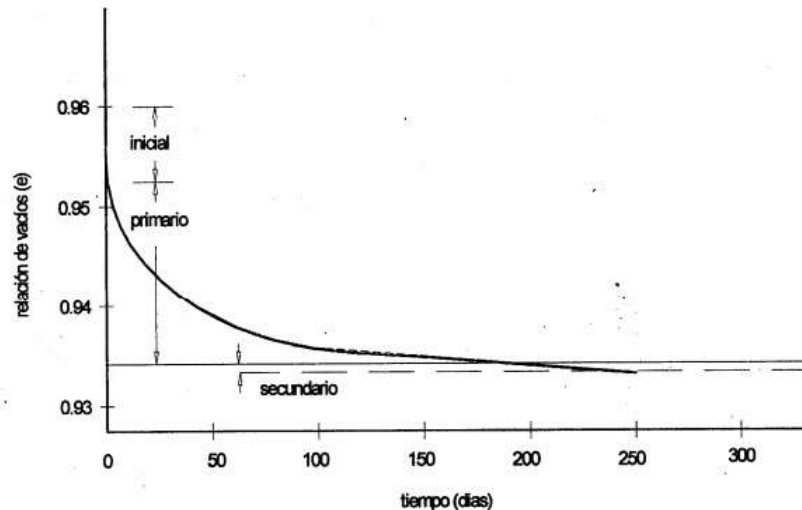


Ilustración 4. Curva de tiempo - asentamiento para incremento de carga. (Delgado, 1996)

1.4.3. Tipos de asentamiento

Dependiendo de la uniformidad en que pueden ocurrir, los asentamientos se clasifican en:

Asentamientos totales: En general, la magnitud no representa un factor crítico, sino más bien una cuestión de conveniencia. Si el asentamiento total de una estructura es considerable, pueden presentarse problemas con instalaciones de gas, agua, luz, entre otros. Sin embargo, en casos de gran magnitud puede provocar severos problemas como lo son los depósitos de suelo sobre arcilla blanda cercano a la costa quedando por debajo del nivel del agua.

Asentamientos diferenciales: Relativo entre las diferentes partes de la estructura es de mayor trascendencia para la estabilidad de la misma, ya que se pone en duda la capacidad de los elementos para los cuales fueron diseñados. Si ocurren movimientos diferenciales entre las distintas partes de la cimentación, entonces se originan sobreesfuerzos en la estructura, incluso si estos llegan a ser excesivos pueden ocasionar agrietamientos, o en su defecto, provocar el colapso parcial o completo de la misma (Delgado, Ingeniería de fundaciones. Fundamentos e introducción al análisis geotécnico, 1996).

1.4.4. Causas de asentamientos diferenciales

Causa	Descripción del mecanismo
Variación del espesor y características del estrato compresible.	Asentamiento proporcional al espesor. Puede ser convexo, cóncavo y por ladeamiento.
Variación en las presiones de la cimentación en el contacto con el suelo.	Distribución no uniforme de presiones generadas por las cargas.
Grandes áreas cargadas sobre cimentaciones flexibles.	Asentamiento cóncavo de cimentaciones de placa corrida o cimentaciones aisladas de columnas de gran área.
Diferencia entre los tiempos de construcción para diferentes partes de una estructura.	Mayor asentamiento en la parte reciente que en la antigua, donde ya se desarrolló asentamiento
Variaciones en las condiciones de compresibilidad del lugar	Construcción sobre áreas previamente ocupadas por cargas pesadas, que sobreconsolidaron los mantos compresibles.

Variaciones en las condiciones de compresibilidad generadas por operaciones constructivas.	Descompresiones por excavaciones aledañas. Expansión y posterior recompresión generadas por la excavación para construir cimentación.
--	--

Tabla 1. Tabla de causas sobre asentamientos diferenciales. (Delgado, 1996)

CAPÍTULO II – MARCO TEÓRICO

2.1. Ensayos de campo

2.1.1. Extracción de muestras inalteradas con tubo Shelby

El procedimiento consiste en conectar el tubo Shelby a la tubería de perforación en la superficie, luego se levanta el conjunto en posición vertical y se baja con cuidado dentro del terreno, evitando el contacto del tubo con la pared del pozo para que no caigan al fondo diversos residuos de suelo, alterando la muestra tomada.

Una vez que se alcanza el fondo del pozo, se debe aplicar una presión vertical continua a la tubería hasta que el muestreador se introduzca completamente en el suelo hasta que se encuentre el punto de rechazo. Esta muestra se sumerge a una velocidad constante entre 15-30 cm/s dejando un espacio libre de 15 cm para que se depositen lodos residuales; se deja reposar por un minuto para permitir que la muestra se expanda internamente y aumente su adherencia.

Una vez culminada esta tarea se procede a rotar la tubería en sentido de las manecillas del reloj para que la muestra se desprenda de la masa de suelo en su parte inferior. Finalmente, se extrae el conjunto; la muestra debe ser extraída lentamente mediante el uso de un tornillo sin fin. Debe evitarse la manipulación excesiva de las muestras o su exposición prolongada al ambiente de la superficie, para evitar pérdidas de humedad o golpes.

Se anotan los datos generales en el registro de campo, la profundidad de la parte superior de la muestra, la presión del sistema hidráulico de fuerza axial de la perforadora, la relación de recuperación y la hora de extracción de la muestra. En el tubo se adhiere la etiqueta de identificación añadiéndole la relación de recuperación.

El hincado de este muestreador origina esfuerzos sobre la muestra como se aprecia en la Ilustración 5.

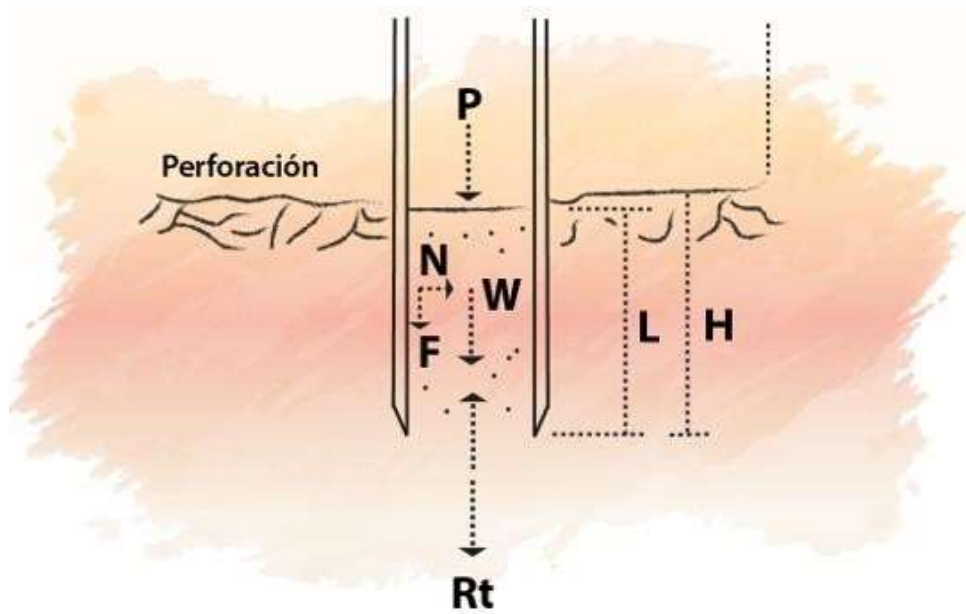


Ilustración 5. Esfuerzos del muestreo. (Delgado, Ingeniería de fundaciones; fundamentose introducción al análisis geotécnico, 2002).

Donde:

W = Peso de la muestra.

P = Presión del fluido sobre la muestra. N = Fuerza normal.

F = Fuerza de fricción.

u = Presión de poros en la base.

Rt = Resistencia a la tensión del suelo.

H = Longitud hincada.

L = Longitud de la muestra.

Las fuerzas normales y de fricción se reducen cuidando que la punta del muestreador tenga la geometría propuesta por Delgado en 2001 como muestra la Ilustración 6.

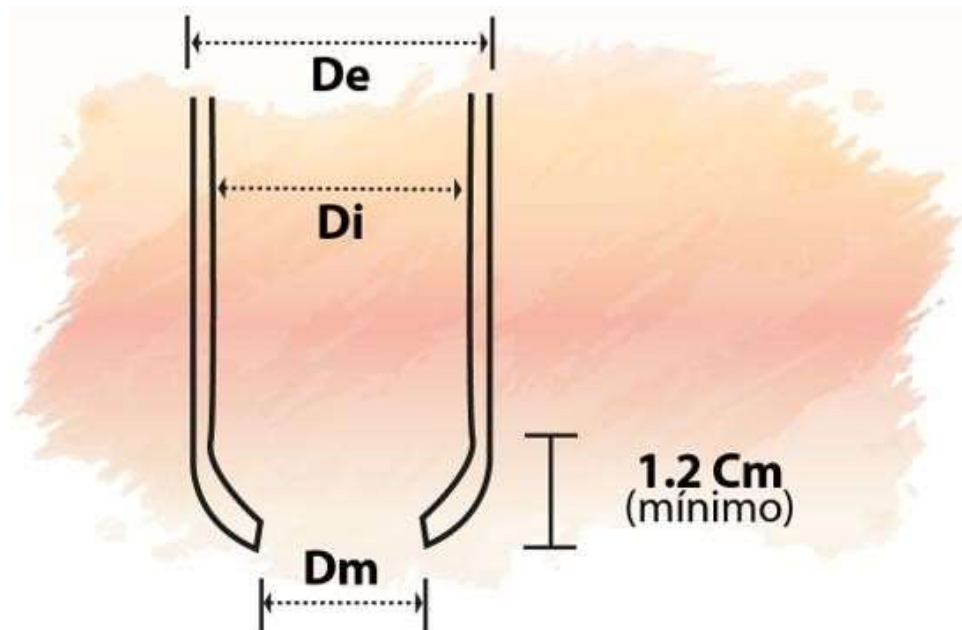


Ilustración 6. Geometría del tubo Shelby. (Delgado, Ingeniería de fundaciones; fundamentos e introducción al análisis geotécnico, 2002)

La cual debe cumplir las siguientes relaciones geométricas:

$$\text{Relación de área} = \frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} < 10\%$$

$$\text{Relación de diámetros} = \frac{D_i - D_m}{D_m} < 2\%$$

Donde

D_e = diámetro exterior D_i = diámetro interior

D_m = diámetro de la muestra

Además, la presión del fluido sobre la muestra es muy importante durante la extracción, por ello las barras deben sacarse muy despacio pues la muestra se puede salir con exceso de presión en caso de que la válvula no selle correctamente. Dicha presión hace también necesario el empaque de aro-sello o la unión de cuerda. Para la extracción, si la resistencia a la tensión es significativa, se gira el tubo antes de subirlo para romper la base de la muestra. La calidad de la muestra se juzga por la relación de recuperación expresada por:

$$Rec = \frac{L}{H} (100) \quad -$$

Donde

Rec = relación de recuperación, %

A medida que se acerca a 100%, connota una muestra de buena calidad.

2.1.2. SPT

El ensayo SPT o ensayo de penetración estándar se realiza en suelos o en rocas muy alteradas y meteorizadas en el interior de los sondeos durante la perforación. Es el ensayo más usado y extendido de los que se realiza en el interior de un sondeo, por tal razón el ensayo SPT incluye diversas correlaciones con parámetros mecánicos del suelo en conjunto con datos y parámetros de laboratorio (Maldonado, 2020).

- Procedimiento del ensayo SPT y equipo

Consiste en definir el número de golpes (N) necesarios para conseguir que el toma muestras penetre 30 cm el terreno a ser analizado (Maldonado, 2020).

La toma de muestras se sitúa en la parte inferior del varillaje, que a su vez es hincado mediante el uso de una maza (peso-martillo) de 63.5 kilogramos (140 libras),

que golpea el extremo superior del varillaje a manera de caída libre desde una altura de 76 centímetros (30 pulgadas). El cilindro toma muestras suele tener 2 pulgadas de diámetro exterior y 1 3/8 pulgadas de diámetro interior y ángulo de punta a 60° (Maldonado, 2020).

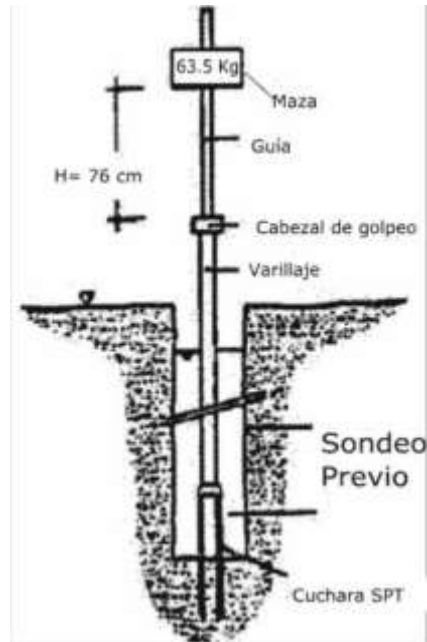


Ilustración 7. Ensayo SPT y equipo. (Maldonado, 2020)

- Pasos para realizar el ensayo SPT

1. Se limpia cuidadosamente la perforación hasta llegar a la cota deseada para realizar el ensayo.
2. Se retira la batería de perforación y se procede a instalar el toma muestras con dimensión estándar.
3. Se procede a marcar el extremo superior de la tubería de perforación en tres partes iguales de 15 cm, para observar el avance del muestreador a efecto del impacto del martillo (maza o peso).

4. Se obtiene el valor (N) número de golpes necesarios para que él toma muestras penetre los segmentos 2 y 3 marcados, en total 30 cm, cabe recalcar que el primer segmento de 15 cm no se toma en cuenta (se desprecia). Es decir que N es igual al número de golpes necesarios para que él toma muestra penetre 30 cm del terreno.
5. Se puede realizar el ensayo en cuatro tramos de 15 cm en donde el valor (N) sería igual a la suma de los golpes necesarios para hincar él toma muestras en 30 cm del terreno tomando en cuenta solamente los tramos 2 y 3, mientras que los tramos 1 y 4 se desprecian.
6. Finalmente se saca él toma muestras y se procede guardar la muestra alterada para posteriores análisis de laboratorio.

Si se llega a los 100 golpes y no existe avance del toma muestras en el terreno debido a que es muy duro, se considera rechazo y se detiene el ensayo SPT (Maldonado, 2020).

2.1.3. CPTU

El ensayo de piezocono es básicamente un ensayo de penetración estática de tipo convencional combinado con la medida de las presiones intersticiales que se van generando durante la hinca. Consiste en la introducción de una sonda, que lleva incorporada una piedra porosa, en el terreno. La hinca se realiza a velocidad constante mediante un sistema de varillas que se van añadiendo según se avanza en profundidad con ayuda de un equipo de empuje. Durante la penetración se registran simultáneamente, mediante un sistema de sensores, datos de resistencia por punta (R_p), resistencia por fuste (R_f) y de presión intersticial (u). Alternativamente se puede proceder al estudio de la disipación de la presión intersticial a una determinada profundidad deteniendo la hinca y registrando la pérdida de presión intersticial con respecto al tiempo (CEDEX, 2022).



Ilustración 8. Equipo para el ensayo del piezocono. (Autoría propia)

- Equipo utilizado

El Equipo Piezocono propuesto constituye un sistema completo para la realización de ensayos CPT y comprende los siguientes elementos (CEDEX, 2022): Unidad Penetrómetro Estático, Unidad de anclaje y pre- perforado de inicio del ensayo, Cono CPTU, Unidad de adquisición de datos y software de control para cono CPTU.

- Las características de los diferentes elementos se describen a continuación:

1. Unidad Penetrómetro Estático: Unidad penetrómetro montada sobre orugas para facilitar el acceso en terrenos difíciles. Constituye una unidad versátil y de fácil manejo (CEDEX, 2022).

2. Unidad de anclaje y pre - perforado: Utilizada para el anclaje de la unidad penetrómetro al terreno y proporcionar las fuerzas de reacción necesarias para el ensayo. Constituye una unidad auxiliar montada sobre el penetrómetro (CEDEX, 2022).
3. Cono CPTU: Sonda Piezocono CPTU de alta resolución para cuatro canales de medida, que presenta las características siguientes: Área efectiva de la punta 10cm². con ángulo de punta de 60° y factor neto de área 0,82 (CEDEX, 2022).

2.1.4. Aplicaciones

Con estos tipos de ensayos se consigue información sobre las características de permeabilidad y consolidación del terreno en sus diferentes niveles. Son muy adecuados cuando se presentan problemas de suelos blandos relacionados en general con temas de asientos y de capacidad portante (CEDEX, 2022).

Los objetivos de cualquier investigación del subsuelo son determinar lo siguiente:

- Naturaleza y secuencia de las capas subterráneas (régimen geológico)
- Condiciones de agua subterránea (régimen hidrológico)
- Propiedades físicas y mecánicas de las capas subterráneas

Para investigaciones geoambientales de sitios donde son posibles contaminantes, los objetivos anteriores tienen la exigencia adicional de determinar:

- Distribución y composición de contaminantes

Los requisitos anteriores son una función del proyecto propuesto y los riesgos asociados. Un programa de investigación ideal debería incluir una mezcla de pruebas de campo y de laboratorio dependiendo del riesgo del proyecto.

Lunne et al. en 1997 presentaron una lista parcial de las principales pruebas insitu y su aplicabilidad percibida para su uso en diferentes condiciones de suelo.

Group	In-situ Test	Geotechnical Parameter													Ground Type					
		Soil type	Profile	u_0	OCR	D_r - ψ	ϕ'	s_u	G_r - E	σ - ϵ	M- C_c	k	c_c	hard rock	soft rock	gravel	sand	silt/clay	post-organic	
Penetrometer/ Direct Push	Dy. Probing (DP)	C	B	-	C	C	C	C	C	-	-	-	-	-	C	B	A	B	B	
	SPT	B	B	-	C	B	C	C	C	-	-	-	-	-	C	B	A	B	B	
	CPT	B	A	-	B	B	B	B	B	C	C	C	-	-	B	B	A	A	A	
	CPTu	A	A	A	B	A	B	A	B	C	B	A	A	-	B	B	A	A	A	
	SCPTu	A	A	A	A	A	B	A	A	B	B	A	A	-	B	B	A	A	A	
	DMT	B	B	B	B	C	B	B	B	C	B	C	B	-	C	C	A	A	A	
	SDMT	B	B	B	A	B	B	B	A	B	B	C	B	-	C	C	A	A	A	
	Full-flow (T ball)	C	B	B	B	C	C	A	C	C	C	C	C	-	-	-	C	B	A	
	Field vane (FVT)	B	C	-	B	-	-	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	A	B	
	Pressuremeter	Pre-bored	B	B	-	C	C	C	B	B	C	C	-	C	A	A	B	B	B	
Self-bored		B	B	A ¹	B	B	B	B	A	A	B	B	A ¹	-	C	-	B	A	B	
Full-displacement		B	B	B	C	C	C	B	A	A	B	B	A	-	C	-	B	A	A	
Other	Screw plate load	C	-	-	B	C	C	B	B	B	B	C	C	C	A	B	B	B	B	
	Boothole shear	C	-	-	-	-	B	C	-	-	-	-	-	-	C	B	C	C	-	
	Permeameter	C	-	A	-	-	-	-	-	-	-	A	B	A	A	A	A	A	B	
	Boothole seismic	C	C	-	B	C	-	-	A	C	-	-	-	A	A	A	A	A	B	
	Surface seismic	-	C	-	B	C	-	-	A	C	-	-	-	A	A	A	A	A	A	
Hydraulic fracturing	-	-	B	-	-	-	-	-	-	-	C	C	B	B	-	-	B	C		

Applicability: A = high, B = moderate, C = low, - = none

Geotechnical parameters: u_0 = in-situ static pore pressure, OCR = over-consolidation ratio, D_r - ψ = relative density and/or state parameter, ϕ' = peak friction angle, s_u = undrained shear strength (peak and/or remolded), G_r - E = small strain shear and/or Young's modulus, σ - ϵ = stress-strain relationship, M- C_c = constrained modulus and/or compression index, k = permeability, c_c = coefficient of consolidation

¹ ϕ' will depend on soil type, ² only when pore pressure sensor fitted.

Ilustración 9. Aplicabilidad y utilidad de los ensayos in situ. (Lunne et al., 1997)

2.2. Propiedades físicas del suelo

El suelo, en estado natural, es un material trifásico constituido por un esqueleto de partículas sólidas rodeado por espacios llenos de agua y aire. Para describir las características de un depósito de suelo, se deben analizar las relaciones volumétricas y gravimétricas expresándolas como la mezcla de sólidos, agua y aire en términos de algunas propiedades físicas (Berry y Reid, 2000). La siguiente ilustración muestra las distintas fases que conforman el suelo, a partir de la cual se puede establecer el volumen total de una muestra (V), expresada como:

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$$

Donde

Vs: Volumen de sólidos

V_v : Volumen de

vacíos V_w :

Volumen de agua

V_a : Volumen de

aire

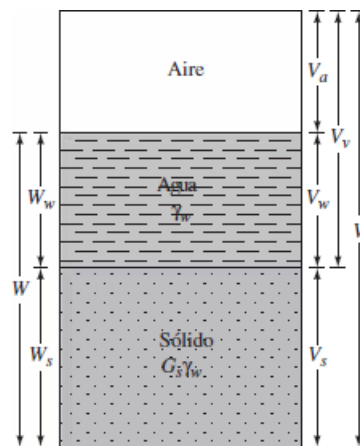


Ilustración 10. Tres fases del elemento de suelo. (Das, 2013)

Suponiendo que el peso del aire es despreciable, el peso total de la muestra de suelo (W) se expresa como (Das, 2013):

$$W = W_s + W_w$$

Donde

W_s : Peso de los sólidos del suelo. W_w : Peso del agua.

2.2.1. La Gravedad Específica del Suelo

La gravedad específica de las partículas de suelo (G_s), es una propiedad fundamental necesaria para la definición de algunas propiedades físicas de los suelos. Se define como (Berry y Reid, 2000):

$$G_s = \frac{\gamma_s W_s}{\gamma_w V} \rho_w$$

Donde

γ_w : Peso específico del agua ρ_w : Densidad del agua

2.2.2. Contenido de Humedad

También se conoce como contenido de agua y se define como la razón del peso de agua al peso de los sólidos en un volumen dado de suelo, o (Das, 2013).

$$w = \frac{W_w}{W_s}$$

2.2.3. Peso Unitario

Es el peso del suelo por unidad de volumen. (Das, 2013).

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

2.2.4. Relación de Vacíos

La relación de vacíos se define como la razón del volumen de vacíos al volumen de sólidos, o (Das, 2013).

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

2.2.5. Grado de Saturación

El grado de saturación se define como la razón del volumen de agua al volumen de vacíos, o (Das, 2013).

$$S = \frac{V_w}{V_v}$$

El grado de saturación se expresa habitualmente como un porcentaje (Das, 2013).

2.3. Límites de Atterberg

En 1900, un científico sueco llamado Albert Mauritz Atterberg desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con diferentes contenidos de humedad. Con un contenido de humedad muy bajo, el suelo se comportaría como un sólido quebradizo. Cuando el contenido de humedad es muy alto, el suelo y el agua pueden fluir como un líquido. Por lo tanto, sobre una base arbitraria, dependiendo del contenido de humedad, la naturaleza del comportamiento del suelo puede ser dividido en cuatro estados básicos: sólido, semisólido, plástico y líquido (Das, 2013).

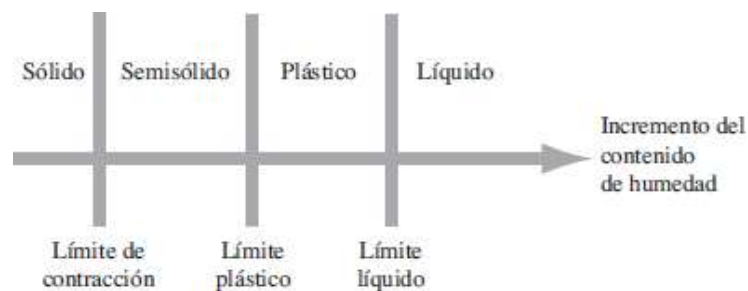


Ilustración 11. Límites de Atterberg. (Das, 2013)

Es importante recalcar que los límites de Atterberg son simplemente contenidos de humedad (Berry y Reid, 2000).

2.3.1. Límite Líquido

El límite líquido (W_L o LL) se define como el cambio del estado plástico a estado líquido (Berry y Reid, 2000).

2.3.2. Límite Plástico

El límite plástico (WP o PL) se define como el cambio entre el estado semisólido y el estado plástico (Berry y Reid, 2000).

2.3.3. Índice de Plasticidad

El índice de plasticidad (IP o IP) es el rango de variación de contenidos de humedad en el que la arcilla presenta plasticidad y está dado por (Berry y Reid, 2000).

$$I_p = W_L - W_P$$

2.3.4. Índice de Liquidez

Se define el Índice de Liquidez de un suelo como la razón entre el porcentaje de Humedad Natural menos Límite Plástico y el Índice de Plasticidad. Es decir, cuando la Humedad Natural es igual al Límite Líquido, el Índice de Liquidez es igual a 1. (Geotechnical Consulting, 2023).

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{I_P}$$

Los límites de Atterberg también tienen mucha importancia en cuanto a la clasificación de suelos, para ser más específicos de los limos y arcillas, debido a que si se conoce el límite líquido y el índice de plasticidad de una arcilla o limo por medio la carta de plasticidad de Casagrande podemos determinar si se trata de una arcilla o limo de alta o baja plasticidad.

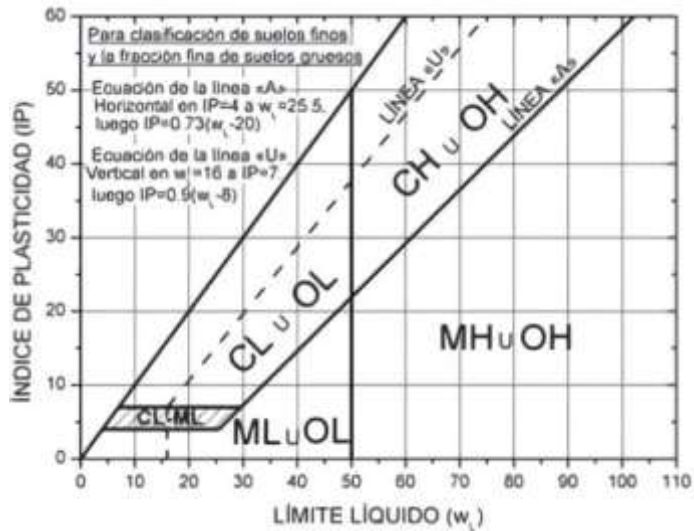


Ilustración 12. Carta de plasticidad de Casagrande. (según ASTM D-2487-93)

2.4. Humedad

Este método de ensayo cubre la determinación en el laboratorio del contenido de agua (humedad) por masa en suelos, rocas, y materiales similares, donde la reducción en masa por secado se debe a la pérdida de agua (ASTM, 2019).

El contenido de humedad de un suelo es la relación, expresada como porcentaje, del peso de agua en una masa dada de suelo, al peso de las partículas sólidas (ASTM, 2019).

Procedimiento:

4. Se obtiene una muestra del suelo.
5. Se pesa la tara estando seca y limpia.
6. Luego se pone la balanza en cero y se pesan dos especímenes de suelo húmedo.
7. Una vez pesados los especímenes, se procede a llevarlos al horno.
8. Los especímenes deben ser secados a una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$.
9. Estos permanecerán secando por 24 horas.
10. Después de este tiempo se retiran los especímenes del horno, se pesan y se vuelven ingresar al horno por factor de error por más de 1 hora. Si el peso no varía entonces

se toma el primer peso para proceder con los cálculos. Por el contrario, si varía se toma el nuevo peso seco para proceder con los cálculos correspondientes (ASTM, 2019).

2.5. Consolidación

La consolidación se efectúa de acuerdo con el aumento de esfuerzos causados por la construcción de cimientos u otras cargas que comprimen las capas de suelo. La compresión es causada por la deformación de partículas del suelo, la reorientación de las partículas del suelo y la expulsión de aire o agua de los espacios vacíos.

Terzaghi en 1925, describe el comportamiento de los suelos saturados y su consolidación a lo largo del tiempo bajo carga. Propuso tres hipótesis clave en su teoría:

1. Hipótesis de la consolidación isotrópica: El suelo es isotrópico, es decir, sus propiedades mecánicas son las mismas en todas las direcciones.

2. Hipótesis de la permeabilidad constante: La permeabilidad del suelo no cambia durante el proceso de consolidación.

3. Hipótesis del flujo diferencial: El flujo de agua a través del suelo es diferencial, es decir, la velocidad de flujo es proporcional a la gradiente de presión.

Estas hipótesis permiten desarrollar una ecuación matemática que describe la consolidación del suelo y la reducción de la altura de la columna de suelo bajo carga a lo largo del tiempo.

2.5.1. Etapas de la consolidación

La duración del proceso de consolidación es un tema crítico y depende en gran medida de la permeabilidad del suelo sometido a la carga y de las vías de drenaje. En general, la consolidación en suelos arenosos es un proceso rápido (que ocurre posiblemente inmediatamente durante la construcción) mientras que el proceso puede durar muchos años

o incluso décadas en suelos arcillosos. El procedimiento de consolidación se divide comúnmente en 3 etapas (ABC Geotechnical Consulting, 2021):

- Consolidación inicial: Consiste en una rápida pérdida de volumen de la masa del suelo asociada con la aplicación de estrés externo que comprime el aire dentro de los vacíos del suelo.
- Consolidación primaria: Cuando cargado el suelo, la reducción de volumen se debe a la expulsión del agua, fenómeno en el que se transfiere la carga soportada por el agua al esqueleto mineral (Duque Escobar, 2003).
- Consolidación secundaria: Cuando la consolidación se da por reajuste del esqueleto mineral y luego de que la carga está casi toda soportada por este y no por el agua (Duque Escobar, 2003).

2.6. Ensayo de consolidación de suelos

2.6.1. Edómetro

Su finalidad es determinar la velocidad y grado de asentamiento que experimentará una muestra de suelo arcilloso saturado al someterla a una serie de incrementos de presión o carga (Cabrera Salvatierra, 2014).

- Características y funcionamiento

El ensayo edométrico consta de un aparato, que, a modo de prensa, somete a una muestra de suelo a cargas verticales periódicas (GEOQuantics, 2017).

Como puede observarse en la *Ilustración 13*, la muestra del suelo es cortada cuidadosamente en diámetros usuales desde 6.3 a 11.3 cm y 2.54 cm de espesor, es confinada dentro del anillo de metal confinante. La presión uniforme en el suelo se aplica a través del dispositivo de carga, y las piedras porosas permiten que el exceso de presión de poro debido al incremento de carga se escape libremente a medida que los vacíos del suelo se comprimen.

Se utiliza un deformímetro para medir la cantidad de compresión a intervalos variables de tiempo; por lo tanto, pueden calcularse los cambios volumétricos (Bowles, 1982).

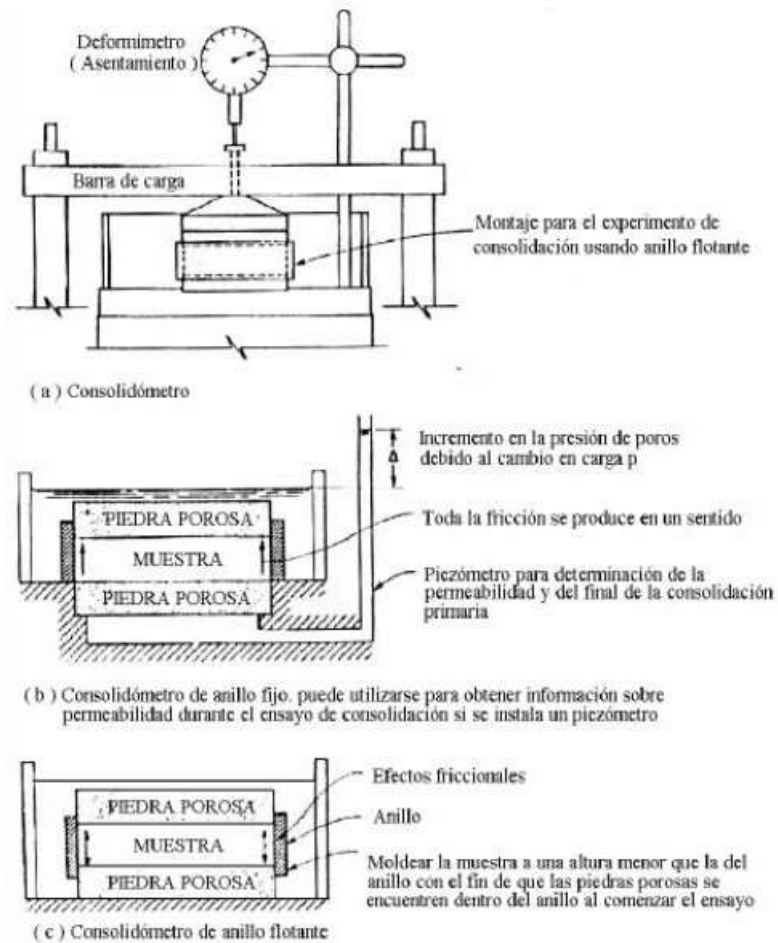


Ilustración 13. Tipos de edómetros usuales. (Bowles, 1982)

Durante la prueba, la muestra se mantiene bajo el agua. Cada carga generalmente se mantiene durante 24 horas. Después de eso la carga por lo general se duplica, duplicando así la presión sobre la muestra, y se continúa con la medición de la compresión. Al final de la prueba, se determina el peso en seco de la muestra de ensayo. La forma general de la gráfica de deformación de la muestra en función del tiempo para un incremento de carga dada se muestra en la *Ilustración 15* (Das, 2013).

Y la curva de compresibilidad mostrando la carga, sobrecarga y ramas de recarga se muestra en la *Ilustración 16* (Saez, 2010).

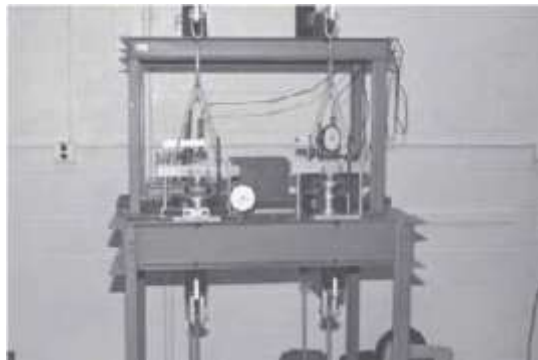


Ilustración 14. Prueba de consolidación en progreso
(Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

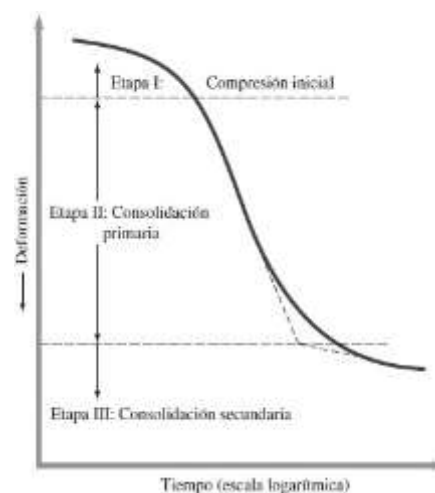


Ilustración 15. Gráfica de deformación en función del tiempo durante una consolidación para un incremento particular de la carga. (Das, 2013)

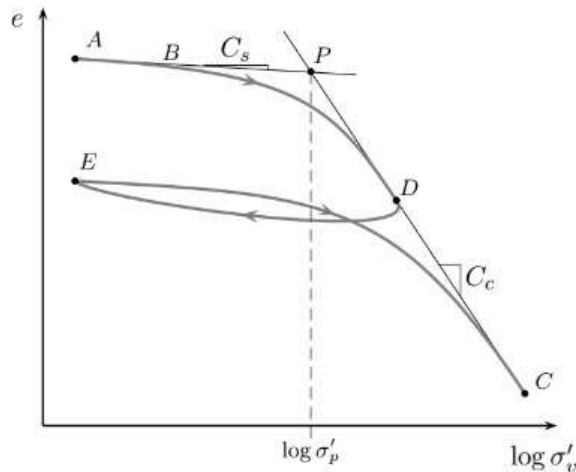


Ilustración 16. Curva de compresibilidad. (Saez, 2010)

2.6.2. Arcillas normalmente consolidadas y sobreconsolidadas

- Normalmente consolidada: la presión de sobrecarga efectiva actual es la presión máxima a la que el suelo ha sido sometido en el pasado.
- Sobreconsolidados: la presente presión de sobrecarga efectiva es menor que la que el suelo ha experimentado en el pasado. La presión máxima efectiva pasada se llama presión de preconsolidación, σ'_c .

2.7. Parámetros de compresibilidad

2.7.1. Esfuerzo de Preconsolidación

Para determinar la presión de preconsolidación es necesario emplear el método que sugirió Casagrande (1936), construir una gráfica simple para determinar la presión de preconsolidación a partir de la gráfica de laboratorio relación de vacíos – logaritmo de esfuerzo efectivo. El procedimiento se muestra a continuación (Das, 2013):

1. Por observación visual, establecer un punto a en el que la dirección de la gráfica relación de vacíos – logaritmo de esfuerzo efectivo tiene un radio mínimo de curvatura.
2. Dibujar una línea horizontal ab.
3. Dibujar la línea ac tangente en a.

4. Dibujar la línea ad , que es la bisectriz del ángulo bac .
5. Proyectar la parte recta gh de la gráfica relación de vacíos – logaritmo de esfuerzo efectivo y trazar de nuevo para interceptar ad en f .
6. La abscisa del punto f es la presión de preconsolidación, σ'_c .

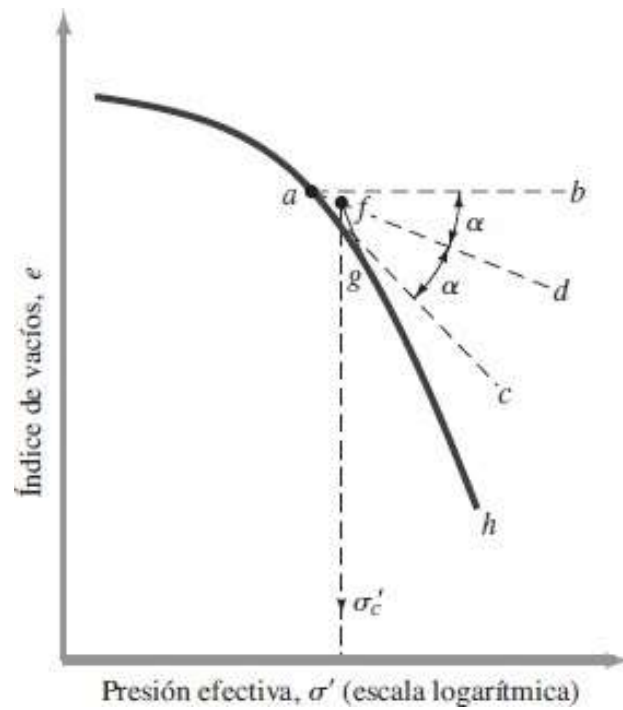


Ilustración 17. Procedimiento gráfico para determinar la presión de preconsolidación. (Das,2013)

2.8. Índice de Sobreconsolidación (OCR)

Es la relación numérica entre el esfuerzo de preconsolidación de un suelo obtenido a partir del ensayo de consolidación y el esfuerzo efectivo al que se encuentra sometido dicho suelo (GEOQuantics, 2017).

$$OCR = \frac{\sigma_0'}{\sigma'}$$

Donde

σ_0' = Esfuerzo de preconsolidación de la muestra.

σ' = Esfuerzo de efectivo presente.

Cuando el OCR es igual a 1 los suelos son normalmente consolidados cuando el OCR es mayor que 1 los suelos son sobreconsolidados. (GEOQuantics, 2017)

2.9. Índice de compresión (Cc) e Índice de recompresión (Cs)

2.9.1. Métodos Gráficos

- Método de Casagrande: El Cs se determina a partir de la pendiente del segmento inicial de la curva de compresibilidad y el Cc se determina a partir de la pendiente del segmento final de la curva de compresibilidad (ver Ilustración 16).

- Método de Schmertman: Usado para arcillas normalmente consolidadas (ver Ilustración 18).

Procedimiento:

1. Se halla “f”, que coincide con $0,42 e_0$.
2. Conociendo el punto (e_0, σ') y el punto “f” se traza la curva real K.
3. El C_c se obtiene de la pendiente de la recta “af”. (Universidad Europea de Madrid, 2016)

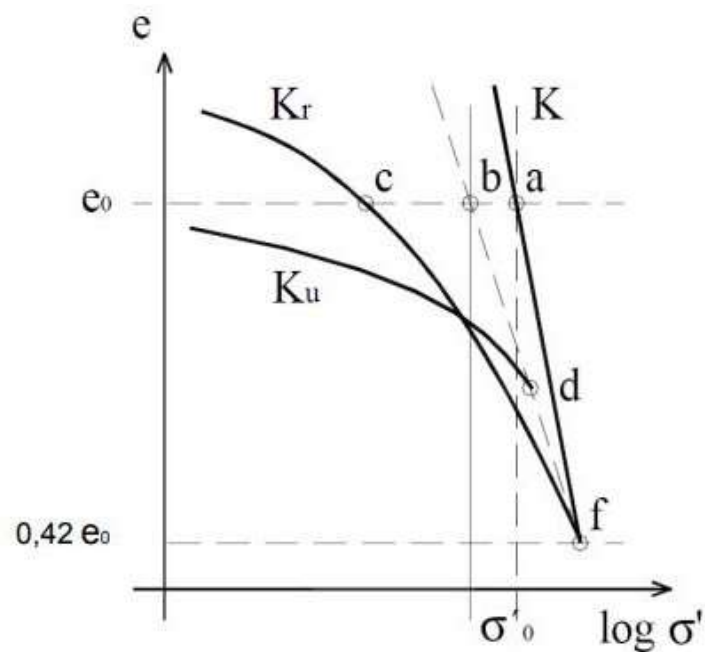


Ilustración 18. Método de Schmertman para arcillas normalmente consolidadas. (Universidad Europea de Madrid, 2016)

- Método Terzaghi y Peck: Para arcillas sobreconsolidadas (ver Ilustración 19).

Procedimiento:

1. Se halla “d”, que coincide con $0,4e_0$ (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1967).
2. Conociendo el punto (e_0, σ') y el punto “f” se traza la curva.
3. El C_c se obtiene de la pendiente de la recta “bd”.
4. El C_s se obtiene de la pendiente de la recta “ca” o “gd”.

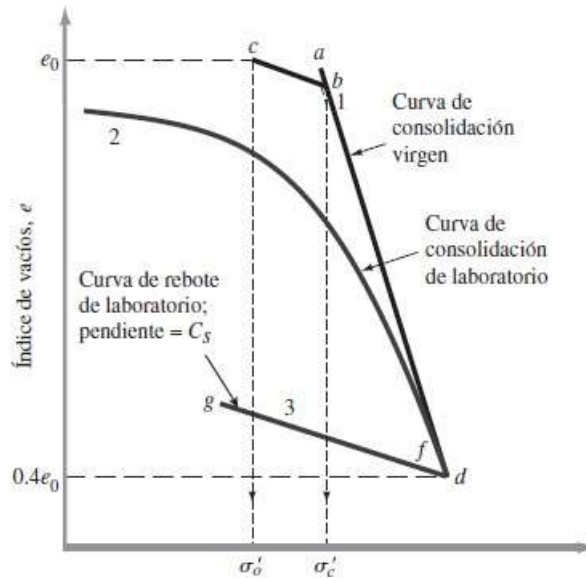


Ilustración 19. Método de Terzaghi y Peck, 1976. Para arcillas sobreconsolidadas. (Das, 2013)

2.9.2. Relaciones Empíricas

- Skempton: Skempton (1944) sugirió expresiones empíricas para el índice de compresión.

Para arcillas inalteradas:

$$C_c = 0,009(LL - 10)$$

Para arcillas remodeladas:

$$C_c = 0,007(LL - 10) \text{ Donde } LL = \text{límite líquido (\%)}. \text{ (Das, 2013) Para el cálculo}$$

del C_s se usa el 10% del C_c .

- Kulhawy y Mayne: Establece que si se toma un valor para G_s aproximado a 2.7.

$$C_c \approx \frac{PI}{74}$$

Donde PI = índice de plasticidad.

Con base en el modelo de arcilla modificado, Cam, Kulhawy y Mayne (1990) han demostrado que (Kulhawy & Mayne, 1990):

$$C_s \approx \frac{PI}{370}$$

2.10. Tasa de consolidación

Terzaghi (1925) propuso la primera teoría para considerar la tasa de consolidación unidimensional de suelos arcillosos saturados. Las deducciones matemáticas se basan en los siguientes supuestos (Das, 2013):

- El sistema arcilla-agua es homogéneo.
- La saturación es completa.
- La compresibilidad del agua es insignificante.
- La compresibilidad de los granos del suelo es insignificante (pero reorganiza los granos del suelo).
- El flujo de agua es en una sola dirección (es decir, en la dirección de compresión).
- La ley de Darcy es válida.

Una vez resueltas las deducciones matemáticas de manera apropiada se llega a la siguiente fórmula:

$$T_v = \frac{C_v * t}{Hd^2}$$

Donde

T_v = factor de tiempo (adimensional). C_v = Coeficiente de consolidación.

t = Tiempo.

H_{dr} = Frontera drenante.

2.11. Variación en el grado promedio de consolidación con el factor tiempo no dimensional, T_v .

U (%)	T_v	U (%)	T_v	U (%)	T_v
0	0	34	0.0907	68	0.377
1	0.00008	35	0.0962	69	0.390
2	0.0003	36	0.102	70	0.403
3	0.00071	37	0.107	71	0.417
4	0.00126	38	0.113	72	0.431
5	0.00196	39	0.119	73	0.446
6	0.00283	40	0.126	74	0.461
7	0.00385	41	0.132	75	0.477
8	0.00502	42	0.138	76	0.493
9	0.00636	43	0.145	77	0.511
10	0.00785	44	0.152	78	0.529
11	0.0095	45	0.159	79	0.547
12	0.0113	46	0.166	80	0.567
13	0.0133	47	0.173	81	0.588
14	0.0154	48	0.181	82	0.610
15	0.0177	49	0.188	83	0.633
16	0.0201	50	0.197	84	0.658
17	0.0227	51	0.204	85	0.684
18	0.0254	52	0.212	86	0.712
19	0.0283	53	0.221	87	0.742
20	0.0314	54	0.230	88	0.774
21	0.0346	55	0.239	89	0.809
22	0.0380	56	0.248	90	0.848
23	0.0415	57	0.257	91	0.891
24	0.0452	58	0.267	92	0.938
25	0.0491	59	0.276	93	0.993
26	0.0531	60	0.286	94	1.055
27	0.0572	61	0.297	95	1.129
28	0.0615	62	0.307	96	1.219
29	0.0660	63	0.318	97	1.336
30	0.0707	64	0.329	98	1.500
31	0.0754	65	0.304	99	1.781
32	0.0803	66	0.352	100	∞
33	0.0855	67	0.364		

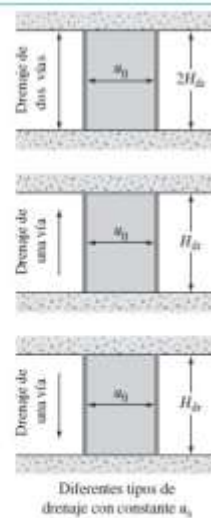


Ilustración 20. Variación en el grado promedio de consolidación con el factor tiempo no dimensional. (Das, 2013)

Los valores del factor tiempo y sus grados promedio de consolidación correspondientes también se pueden aproximar por las siguientes relaciones simples (Das, 2013):

$$\text{Para } U = 0 \text{ a } 60\% \quad T_v = \pi \left(\frac{U}{2} \right) \frac{1}{4 \cdot 100}$$

$$\text{Para } U > 60\%, T_v = 1.781 - 0.933 \log (100 - U\%)$$

2.12. Coeficiente de Consolidación

- El coeficiente de consolidación, C_v , disminuye generalmente a medida que aumenta el límite líquido del suelo. El rango de variación de C_v para un límite líquido de suelo dado es más bien amplio (Das, 2013).
- Para un incremento de carga determinado en una muestra, hay dos métodos gráficos comúnmente utilizados para la determinación de C_v a partir de pruebas de laboratorio de consolidación unidimensionales (Das, 2013).
- El método de logaritmo de tiempo Propuesto por Casagrande y Fadum (1940).
- El método de la raíz cuadrada del tiempo propuesto por Taylor (1942).

A continuación, se muestra el procedimiento de cada uno de los métodos.

2.12.1. Método del Logaritmo de Tiempo (Casagrande y Fadum)

El Método consiste básicamente en determinar sobre la curva de consolidación en escala semilogarítmica el tiempo en el cual se desarrolla el 50% de la consolidación primaria (Poliotti y Sierra, 2007).

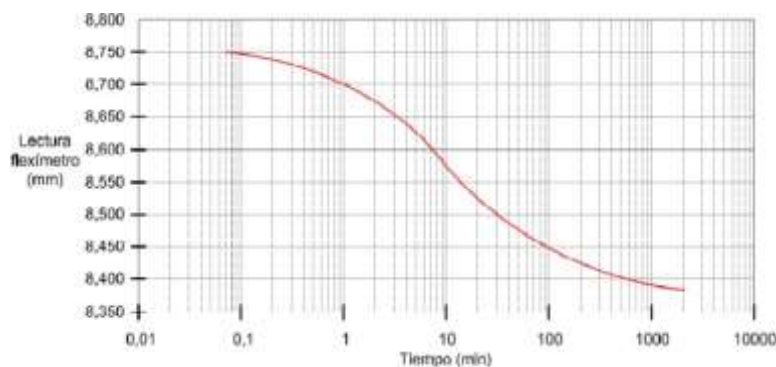


Ilustración 21. Curva de consolidación en escala semilogarítmica. (Poliotti y Sierra, 2007)

A continuación, presentaremos ilustraciones respecto al procedimiento:

1. Paso 1

Determinar la deformación teórica correspondiente al 0% de la consolidación ($d_{0\%}$). Para esto debe elegirse un punto A en la parte inicial de la curva de consolidación de abscisa t_1 y encontrar el punto correspondiente de la curva para un tiempo $t_2 = 4 t_1$. Entre ambos puntos se determina la diferencia de ordenadas Δ . Como la curva es esencialmente parabólica se demuestra que para una relación entre abscisas de 4 corresponde una relación de ordenadas de 2 por lo que la ordenada al origen de dicha parábola se ubica a una distancia Δ por encima del punto A. Es por esto por lo que se traza una línea horizontal a una distancia Δ por encima del punto A. La intersección de dicha recta con el eje de las ordenadas representa la deformación correspondiente al 0% de la consolidación ($d_{0\%}$). (Poliotti y Sierra, 2007)

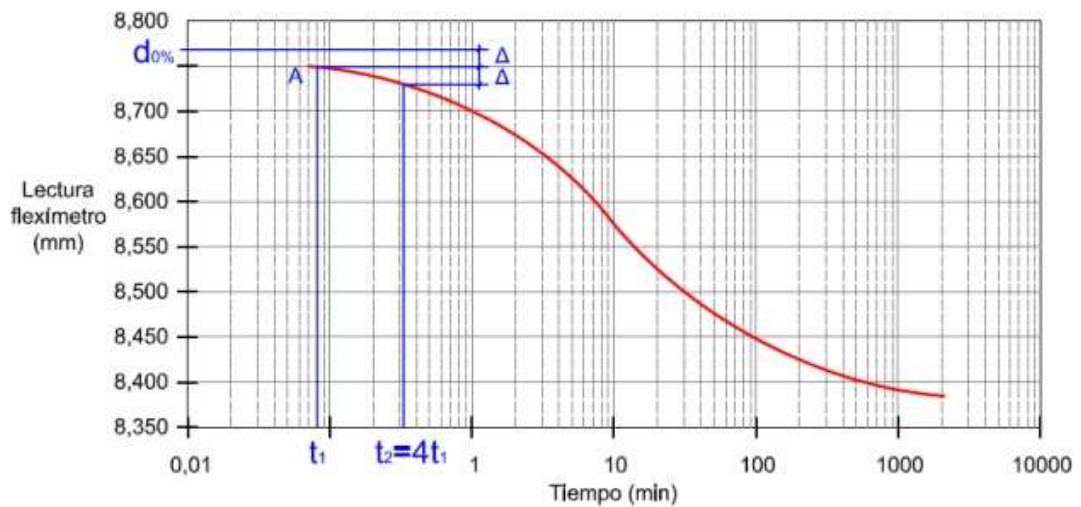


Ilustración 22. Paso 1 - Método de Casagrande. (Poliotti y Sierra, 2007)

2. Paso 2

Determinar la deformación correspondiente al 100% de la consolidación primaria ($d_{100\%}$). Para ello extender la recta tangente a la parábola en el punto de inflexión y la recta tangente a los últimos puntos de la curva de consolidación. Ambas rectas se intersecan en un punto B cuya ordenada representa la deformación correspondiente al 100% de la consolidación primaria ($d_{100\%}$). (Poliotti y Sierra, 2007)

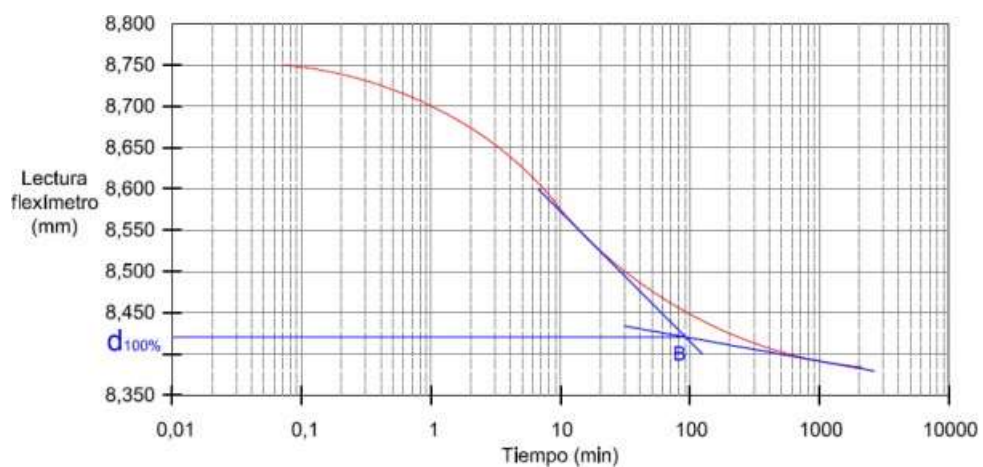


Ilustración 23. Paso 2 - Método de Casagrande. (Poliotti y Sierra, 2007)

3. Paso 3

Determinado el $d_{0\%}$ y el $d_{100\%}$ se determina la mitad de dicha distancia que es la deformación correspondiente al 50% de la consolidación ($d_{50\%}$). Teniendo este valor como ordenada se obtiene el punto C perteneciente a la curva, cuya abscisa representa el tiempo en que se produce el 50% de la consolidación primaria (t_{50}). (Poliotti y Sierra, 2007)

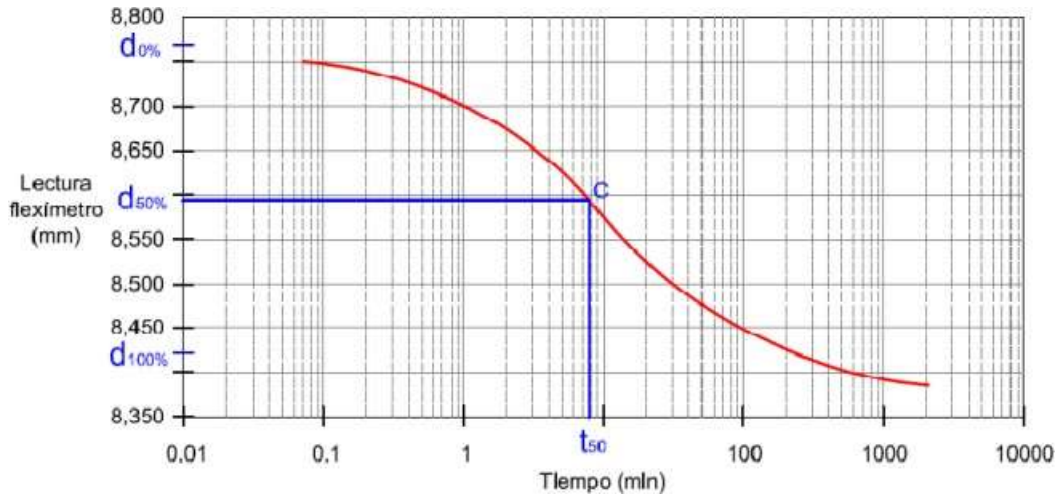


Ilustración 24. Paso 3 - Método de Casagrande. (Poliotti & Sierra, 2007)

4. Paso 4

Con t_{50} y T_v (este último obtenido de la *Ilustración 20*), para un grado de consolidación del 50%; $T_v = 0.197$, por lo tanto, podemos determinar el coeficiente de consolidación como (Poliotti y Sierra, 2007):

$$T_{50} = \frac{C_v t_{50}}{dr^2}$$

$$0.197 H^2 = \frac{C_v}{dr^2} t_{50}$$

Por lo tanto, C_v

$$t_{50}$$

Donde H_{dr} para muestras de drenaje en la parte superior e inferior, es igual a la mitad de la altura promedio de la muestra durante la consolidación (Das, 2013).

2.12.2. Método de la raíz cuadrada del tiempo (Taylor)

Taylor propuso un método para obtener el tiempo de consolidación, para un porcentaje de consolidación del 90%, a partir de la curva Deformación- \sqrt{t} , (Ilustración 19),

Correspondiente al escalón de carga que represente la situación in situ (Poliotti y Sierra, 2007).

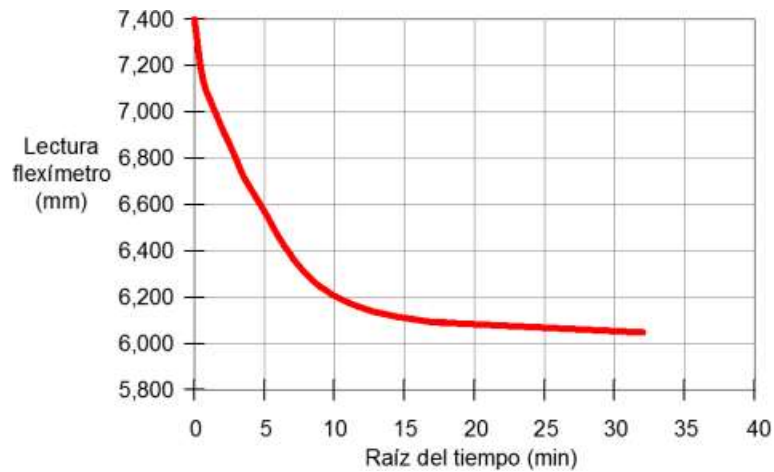


Ilustración 25. Curva Deformación- \sqrt{t} . (Poliotti y Sierra, 2007)

A continuación, presentaremos ilustraciones respecto al procedimiento:

1. Paso 1

Dibujar la línea recta que mejor se ajuste a la curva extendiéndose hasta intersectar ambos ejes, despreciando los primeros puntos que corresponden al acomodamiento de la probeta y del sistema de aplicación de la carga. Llamamos A al punto de intersección con el eje de las deformaciones, es decir representa el 0% de la consolidación, y B al punto de intersección con el eje de \sqrt{t} . (Poliotti y Sierra, 2007).

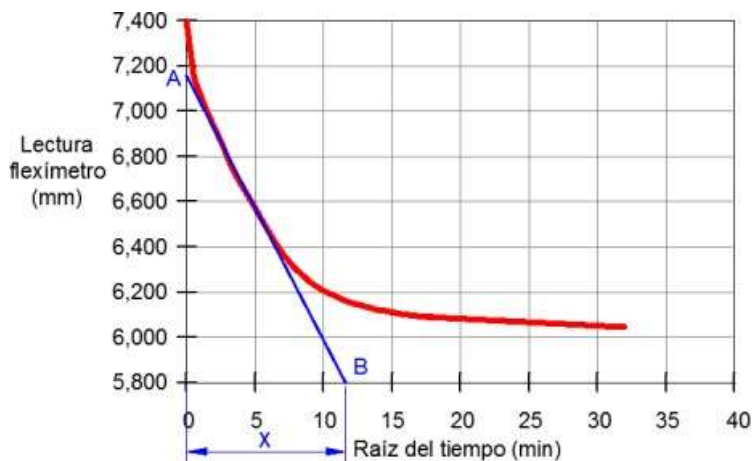


Ilustración 26. Paso 1 - Método de Taylor. (Poliotti y Sierra, 2007)

2. Paso 2

Denominando x a la distancia sobre el eje de la raíz del tiempo, entre el origen y el punto B, buscamos el punto C, de abscisa igual a 1,15 veces x . (Poliotti y Sierra, 2007).

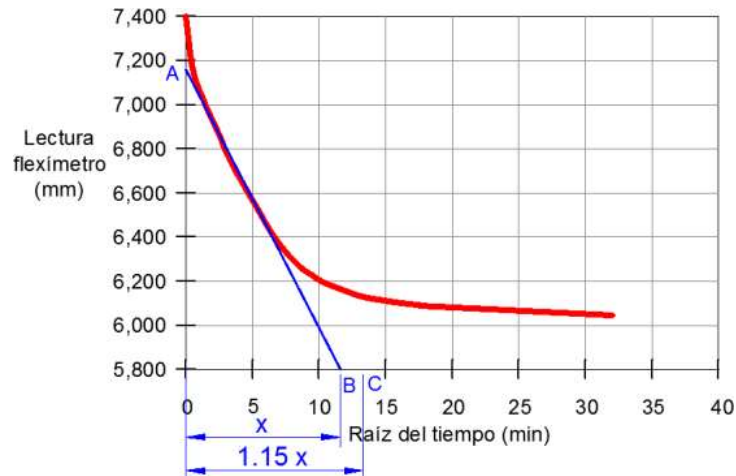


Ilustración 27. Paso 2 - Método de Taylor. (Poliotti y Sierra, 2007)

3. Paso 3

Trazar la recta AC. El punto donde AC interseca a la curva de consolidación tiene como abscisa la raíz del tiempo al cual ocurre el 90% de la consolidación (t_{90}). (Poliotti y Sierra, 2007).

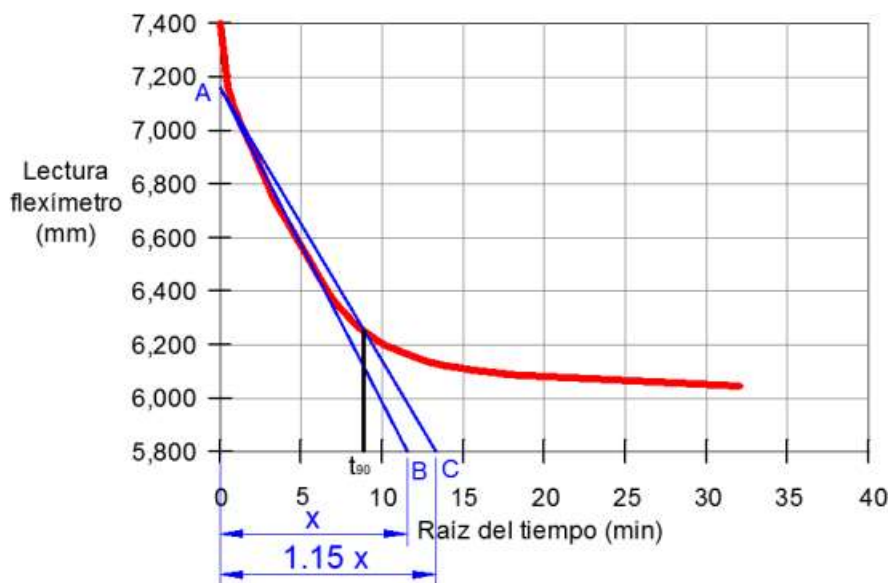


Ilustración 28. Paso 3 - Método de Taylor. (Poliotti y Sierra, 2007)

4. Paso 4

Con t_{90} y T_v (este último obtenido de la Ilustración 14), para un grado de consolidación del 90%; $T_v = 0.848$, por lo tanto, podemos determinar el coeficiente de consolidación como (Poliotti y Sierra, 2007):

$$T_{90} = \frac{C_v t_{90}}{H^2}$$

Por lo tanto,

$$C_v = \frac{dr}{t_{90}} \frac{0.848 H^2}{t_{90}}$$

Donde H_{dr} Se determina de una manera similar al método de Casagrande (Das, 2013).

2.13. Tiempo de Consolidación

Para calcular el tiempo de consolidación se utiliza la fórmula del coeficiente de consolidación, pero para este efecto se despeja el tiempo y se utilizan los valores antes encontrados por el método del logaritmo de tiempo de Casagrande o el método de la raíz cuadrada del tiempo de Taylor.

$$t = \frac{dr}{C_v} \frac{H^2}{v}$$

2.14. Asentamientos

Los asentamientos es la deformación vertical en la superficie de un terreno proveniente de la aplicación de cargas o debido al peso propio de las capas (González, 2012).

2.14.1. Asentamientos por consolidación primaria

A partir del análisis de los resultados de las pruebas de consolidación, ahora podemos

calcular el asentamiento probable causado por la consolidación primaria en campo, suponiendo una consolidación unidimensional (Das, 2013).

Para el cálculo de los asentamientos hay que tener en cuenta que existen diversas fórmulas debido a si el estrato de arcilla es normalmente consolidado o sobreconsolidado.

Para arcillas normalmente consolidadas (OCR=1), se utiliza la siguiente fórmula para calcular los asentamientos del estrato:

$$\delta = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'_c}{\sigma'_0} \right) \quad \sigma'_c$$

Si $\sigma'_0 + \Delta \sigma'_c > \sigma'_c$, entonces se utiliza

$$\delta = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right) + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'_c}{\sigma'_c} \right)$$

CAPÍTULO III – DESARROLLO METODOLÓGICO

3.1. Ensayos de campo

El trabajo de campo es un estudio con el propósito de identificar visualmente el ambiente original de varios suelos en el área de estudio para determinar todas sus características.

También se utilizan ensayos geotécnicos de campo para obtener propiedades del suelo que, junto con los ensayos de laboratorio, apoyan el cálculo de diversos factores como parámetros de deformación, permeabilidad, resistencia al corte, etc.

Se debe realizar un estudio geotécnico de campo previo al desarrollo de cualquier proyecto para obtener la información geotécnica necesaria sobre el terreno y determinar los pasos a seguir en función de sus características y prever los inconvenientes que puedan surgir.

A diferencia de las pruebas de laboratorio, el propósito de dichas pruebas es verificar la correlación que existe entre las pruebas geotécnicas de campo y las propiedades de resistencia y deformación de diferentes tipos de suelos.

El sábado 22 de octubre del año 2022, en el sitio de estudio ubicado en Brisas de Procarsa, km 6.5 vía Durán-Tambo, Ecuador, cerca del mediodía se realizaron 3 ensayos de campo en simultáneo, extracción de muestras inalteradas con tubo Shelby, el ensayo SPT y el ensayo CPTu.



Ilustración 29. Coordenadas de los ensayos in situ del sitio de estudio. (Google Earth)



Ilustración 30. Estado actual del sitio de estudio. (Autoría propia)

3.1.1. Extracción de muestras inalteradas con tubo Shelby

Se pudo extraer con éxito un total de nueve muestras correspondientes a los cuatro primeros metros del terreno y 5 muestras adicionales entre las cotas 10 m y -15m, las cuales fueron etiquetadas con sus respectivas identificaciones y enviadas al laboratorio para su posterior estudio pertinente.

Estos ejemplares fueron utilizados en los trabajos de laboratorio realizados por Geocimientos S.A para la ejecución de ensayos de contenido de humedad, límites de Atterberg y consolidación; los cuales se muestran en la sección 3.2.2.



Ilustración 31. Ejemplar de muestra extraída con tubo Shelby. (Autoría propia)

3.1.2. Ensayo SPT

Se recolectó información de los números de golpes ejecutados correspondientes a los 6 metros centrales del terreno entre las profundidades -4 m y - 10 m. Parámetros de gran utilidad para la estimación del ángulo de fricción interna del suelo.



Ilustración 32. Equipo utilizado para el ensayo SPT. (Autoría propia)

4:30	5	SPT	1	45	45	Tipo: 1.1000 6x3 Color: OSCURO Clase: B14-60 Plastificado: - Humedado: - Observaciones: -
5:00	6	SPT	2	45	45	Tipo: 1.1000 6x3 Color: OSCURO Clase: B14-60 Plastificado: - Humedado: - Observaciones: -
5:30	7	SPT	2	45	45	Tipo: 1.1000 6x3 Color: OSCURO Clase: B14-60 Plastificado: - Humedado: - Observaciones: -
6:00	8	SPT	1	45	45	Tipo: 1.1000 6x3 Color: OSCURO Clase: B14-60 Plastificado: - Humedado: - Observaciones: -
6:30	9	SPT	1	45	45	Tipo: 1.1000 6x3 Color: OSCURO Clase: B14-60 Plastificado: - Humedado: - Observaciones: -
7:00	10	SPT	1	45	45	Tipo: 1.1000 6x3 Color: OSCURO Clase: B14-60 Plastificado: - Humedado: - Observaciones: -

Ilustración 33. Números de golpes recolectados (Autoría propia)

3.1.3. Ensayo CPTu

Para la realización de este ensayo se utilizó:

- Cono

El equipo de referencia consta de un cono de 60° y de 10 o 15 cm² de área en la base y 150 cm² de área en la camisa de fricción. La extensión cilíndrica de la punta tiene un diámetro exterior de 35,7 mm. Existen dos tipos de puntas cónicas: mecánicas y eléctricas.



Ilustración 34. Cono para ensayo CPTu (Autoría propia)

En la práctica, se utilizan dos posiciones básicas del filtro, sobre la cara del cono (U1) o sobre la base del cono (U2). Las diferentes localizaciones del filtro en la punta cónica se pueden observar en la figura anterior. Hay que considerar que la ubicación del filtro dentro de la punta cónica puede afectar en la medición de los resultados. Numerosos autores han realizado estudios comparativos sobre este aspecto, como Robertson y Campanella, 1988, llegando a la conclusión que la ubicación del elemento poroso en el cono no es indiferente para el resultado. La elección de una u otra depende del tipo de suelo y objetivos del estudio; ambas soluciones tienen ventajas y desventajas, aunque la tendencia actual parece que se decante para la ubicación de dicho filtro encima de la base del cono (U2).

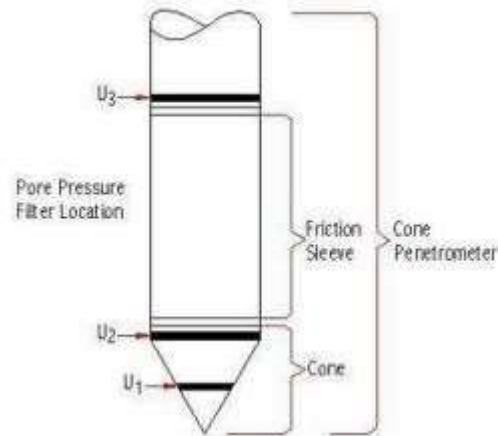


Ilustración 35. Esquema de punta. (Devincenzi y Frank, 2004)

- Sistema de hincado

El mecanismo que penetra el cono en el suelo es un sistema hidráulico montado en la parte superior de un vehículo adecuado. Debe tener suficiente peso para inducir la reacción suficiente para impulsar el poste, o tener un sistema de anclaje al suelo para asegurar esta reacción. Las capacidades de reacción típicas oscilan entre 5 y 20 toneladas. Se acepta una desviación vertical de menos del 2 %, sin embargo, el dispositivo debe estar lo suficientemente nivelado para garantizar la verticalidad de la atracción.



Ilustración 36. Sistema de hincado (Autoría propia)

- Equipo de recopilación de datos

Es el equipo instalado en superficie formado por un sistema de adquisición de datos que registra a tiempo real los parámetros medidos con el ensayo.

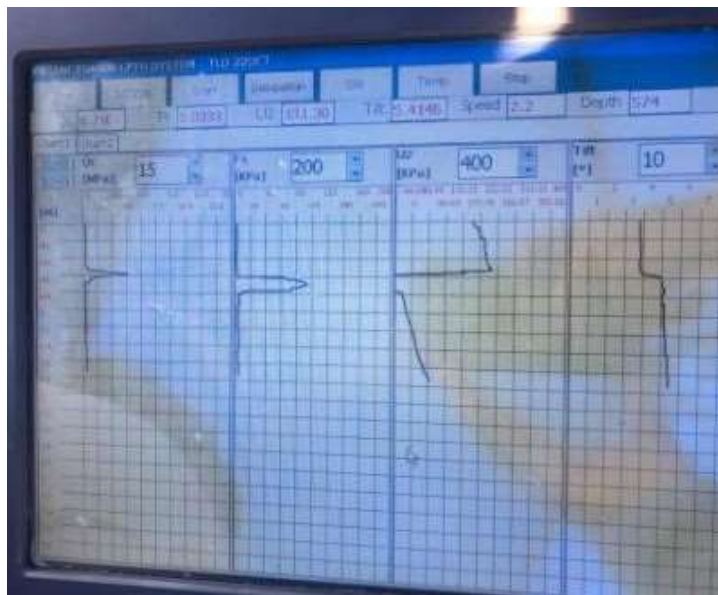


Ilustración 37. Sistema de recopilación de datos PAGANI (Autoría propia)

Se extrajo con eficacia los parámetros geotécnicos del suelo previamente mencionados hasta 20 m de profundidad ininterrumpidos, los cuales se muestran e interpretan adecuadamente en la sección 3.3.1.

3.2. Trabajos de laboratorio

El laboratorio de mecánica de suelos o geotécnica es un espacio acondicionado para el análisis de las propiedades físicas y mecánicas del suelo, dotada de maquinaria y equipos especializados para la investigación y ensayo de materiales.

Estos particulares laboratorios cuentan con una amplia área para máquinas, herramientas y equipos especializados, así como espacio libre de operación y almacenamiento. En ocasiones hay salas donde se controla la temperatura, la humedad o la iluminación para realizar pruebas específicas.

El conocimiento de las propiedades de los materiales posibilita ejecutar proyectos de ingeniería con la certeza de que tendrán las propiedades propicias y, en el caso de materiales que no sean de la calidad adecuada, se podrá solventar un diseño estable para poseer un rendimiento estructural admisible.

Para la estimación de asentamientos del sitio de estudio fue necesario realizar los siguientes ensayos de laboratorio:

- Contenido de humedad
- Límites de Atterberg
- Consolidación

Los cuales fueron ejecutados dentro de las instalaciones de Geocimientos S.A.

3.2.1. Contenido de humedad

Este ensayo consiste en la determinación del porcentaje de humedad por masa de suelo de una muestra en donde la reducción de masa se debe a la pérdida de agua por secado.

Se deposita un extracto de muestra sobre un recipiente cuyo peso es conocido, se pesa el conjunto, el espécimen es llevado al horno a una temperatura de $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ donde es secado por varias horas. Finalmente es retirado y pesado nuevamente para poder calcular su contenido de humedad con la siguiente relación:

$$W = \left(\frac{mh - ms}{ms - mr} \right) \times 100$$

Donde

W = humedad, %.

mh = masa del recipiente más la

muestra húmeda en gramos (g).ms

= masa del recipiente más la



Ilustración 39. Ensayo de límite líquido usando la cuchara de Casagrande. (Autoría propia)

Sobre un papel semi-logarítmico se construye la “curva de flujo” como se indica en la figura. Los puntos obtenidos tienden a alinearse sobre una recta lo que permite interpolar para la determinación de la ordenada WL para la abscisa $N = 25$ golpes.

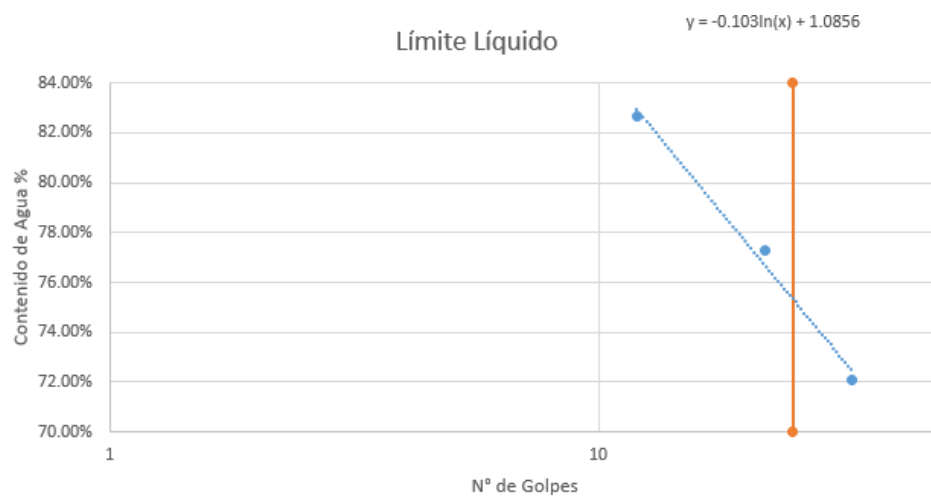


Ilustración 40. Curva de flujo de la muestra 1. (Autoría propia)

- Límite Plástico (WP ó LP)

Es el contenido de humedad del suelo en el límite entre los estados semi-sólido y plástico. Se determina como la humedad para el cual el suelo se fractura al ser amasado en bastoncitos de diámetro 1/8 de pulgada (3 mm) cuando se amasa una pequeña porción de suelo entre la palma de la mano y una superficie lisa.



Ilustración 41. Ensayo límite plástico. (Autoría propia)

- Índice de plasticidad (IP)

Es la diferencia entre los límites líquido y plástico, es decir, el rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene plástico. Una vez obtenido los resultados de los límites de Atterberg se los graficó para su mejor visualización como muestra la siguiente figura.

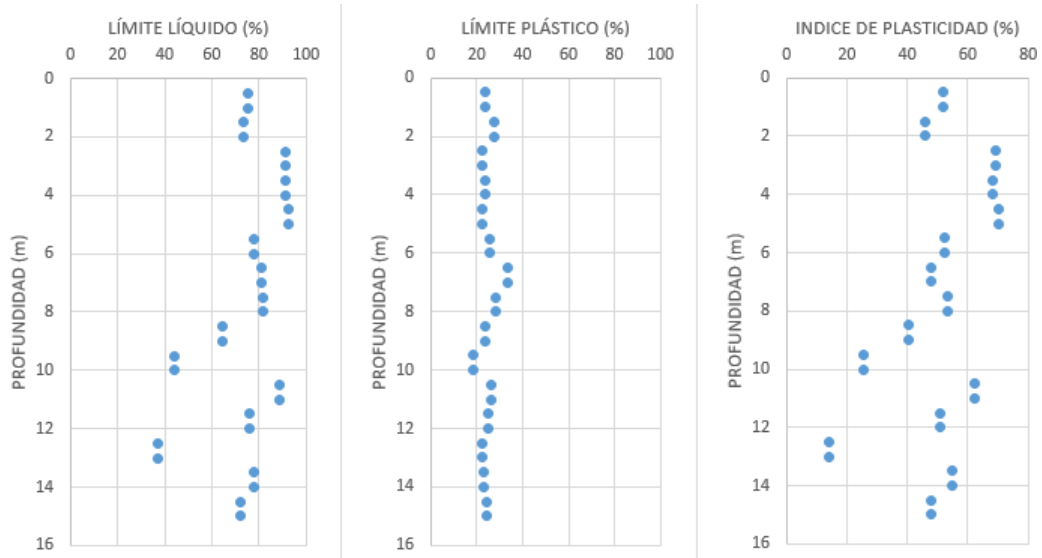


Ilustración 42. Resultados de los límites de Atterberg. (Autoría propia).

3.1.2. Consolidación

El ensayo de consolidación de los suelos es una técnica utilizada para determinar la capacidad de carga y la deformación de los suelos. Este ensayo se utilizapara evaluar las propiedades mecánicas y geotécnicas de los suelos, lo que permite a los ingenieros civiles y geotécnicos desarrollar diseños de estructuras y fundaciones adecuados y seguros.

Consiste en la aplicación de una carga constante a una muestra de suelo en unacelda de consolidación. La carga se aplica de forma gradual y se mide el cambio en elvolumen de la muestra con el tiempo. Los datos obtenidos se utilizan para determinarla velocidad y la magnitud de la consolidación y para calcular la capacidad de carga yla deformación de los suelos.

Para esta prueba se necesita de un equipo denominado consolidómetro, el cual está conformado por un anillo de consolidación, un sistema de carga y un sistema de medición de deformación. El anillo de consolidación es un recipiente donde se colocala muestra de suelo y se aplica la carga. El sistema de carga es responsable de aplicar una carga constante a la muestra, mientras que el sistema de medición de deformación mide el cambio en el

volumen de la muestra con el tiempo.

Se realizó un total de nueve ensayos de consolidación, una por cada muestra extraída del lugar de estudio por las perforaciones con tubo Shelby mencionados en la sección 3.1.1, ejecutando hasta 4 pruebas distintas en simultáneo. Se adeco un extracto de cada muestra para luego compactarla en un anillo de diámetro 2.5 pulgadas y altura 1 pulgada, el cual será comprimido por un brazo de palanca que en su otro extremo se iba cargando con la fuerza deseada. Cada muestra se le empezó aplicandouna carga de 1/8 de kg/cm², la cual se iba aumentando al doble cada día durante 1 semana. Las lecturas que se registraban de la deformación con respecto al tiempo erana los:

- 0, 5, 15 y 30 segundos.
- 1, 2, 4, 6, 8, 15, 30, 45 minutos.
- 1, 1.5, 2, 3, 4, 6, 8, 16, 24 horas.

Una vez culminado este proceso de carga se procedía a realizar la descarga de las fuerzas aplicadas repitiendo el mismo itinerario, pero en sentido inverso.



Ilustración 43. Cuatro ensayos de consolidación en simultáneo. (Autoría propia)

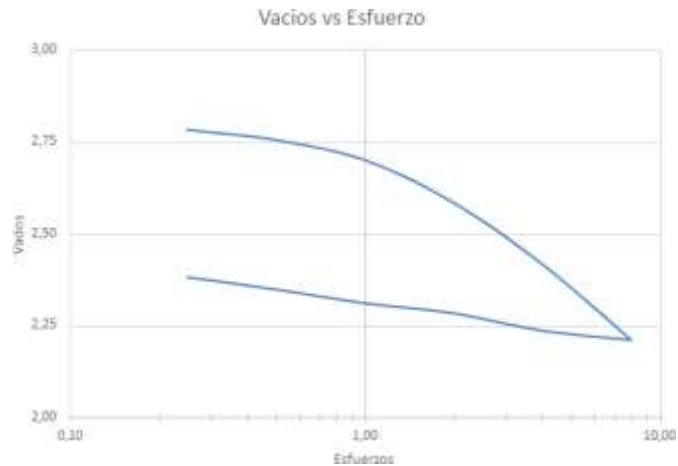


Ilustración 45. Gráfico vacíos vs Esfuerzos. (Autoría propia)

3.2.1. Relación de vacíos

Describe la proporción entre el volumen de vacíos o poros en una muestra de suelo y el volumen total de la muestra. La relación de vacíos se utiliza para describir las propiedades de los suelos y para clasificarlos según su contenido de vacíos.

Los suelos con una relación de vacíos alta son más porosos y tienen una menor densidad, lo que los hace más permeables y menos resistentes a la compresión. Por otro lado, los suelos con una relación de vacíos baja son más densos y tienen una mayor resistencia a la compresión.

La relación de vacíos se la determinó de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{W_s}{G}$$

$$V_t = A_a \times H_a$$

$$V_p = V_t - V_s$$

$$e_0 = \frac{V_p}{V_s}$$

Donde

W_s = Peso seco de la muestra.

G = Gravedad específica. A_a = Área del anillo.

H_a = altura del anillo. V_s = Volumen del suelo. V_t = Volumen total.

V_p = Volumen de poros. e_o = Relación de vacíos.

3.2.2. Esfuerzo de preconsolidación

Describe la carga máxima que ha sido aplicada previamente a una muestra de suelo. Esta carga máxima puede ser causada por factores naturales, como la compresión debido a la acción de las capas superiores del suelo, o por factores antrópicos, como la construcción de estructuras y la extracción de materiales. puede influir en la deformación y el comportamiento futuro de los suelos bajo carga adicional. Por ejemplo, si un suelo ha sido previamente sometido a un esfuerzo de preconsolidación alto, es posible que tenga una menor capacidad de carga disponible y una mayor deformación bajo carga adicional.

Se lo determina a partir de la curva Vacíos vs Esfuerzos de la siguiente manera:

1. Se traza una línea horizontal en el punto de máxima curvatura.
2. En ese mismo punto se traza una línea tangencial.
3. Se traza una bisectriz al ángulo formado por las 2 rectas anteriores.
4. Se elonga el tramo recto del tramo virgen de la gráfica hasta cortar la bisectriz.
5. Se traza una vertical a partir de la intersección de la bisectriz con el tramo recto del tramo virgen hacia el eje perteneciente al esfuerzo.
6. Finalmente, donde corte al eje x corresponde el esfuerzo de preconsolidación de la muestra.

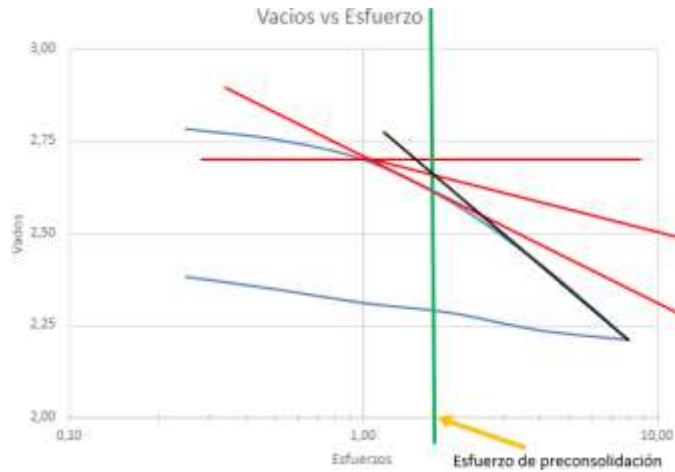


Ilustración 46. Determinación esfuerzo de preconsolidación. (Autoría Propia)

3.2.3. Índice de compresión y recompresión

Típicamente conocidos como C_c y C_s son parámetros de compresibilidad de los suelos.

C_c es el parámetro de compresibilidad consolidada, que describe la compresibilidad de un suelo cuando está consolidado. Se utiliza para predecir la deformación y la consolidación del suelo en un periodo de tiempo determinado.

C_s es el parámetro de compresibilidad secante, que describe la compresibilidad de un suelo cuando está sometido a una carga incremental. Se utiliza para predecir la deformación inmediata y la carga máxima que puede soportar el suelo sin fallar.

El C_c se calcula de la siguiente manera:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma' + \Delta\sigma}{\sigma'}\right)}$$

Donde

Δe = Incremento de vacíos.

$\Delta\sigma$ = Incremento de esfuerzos. σ' = Esfuerzo efectivo.

El C_s se calcula simplemente la pendiente del tramo de recompresión de la gráfica.

Existen otros métodos para determinar los índices de compresibilidad y recompresión, los cuales son relaciones empíricas establecidas por los siguientes autores.

- Skempton

Para arcillas inalteradas:

$$C_c = 0,009(LL - 10)$$

Para arcillas remodeladas:

$$C_c = 0,007(LL - 10)$$

Donde LL = límite líquido (%). (Das, 2013) Para el cálculo del C_s se usa el 10% del C_c .

- Kulhawy & Mayne

Establece que para calcular el índice de compresión y recompresión se utilizan las siguientes fórmulas.

$$C_c \approx \frac{PI}{74}$$

Y

$$C_s \approx \frac{PI}{370}$$

Donde PI = índice de plasticidad.

Adicionalmente se pueden usar métodos de corrección para el índice derecompresión como son: el método de Schmertman para arcillas normalmente consolidadas y el método de Terzaghi y Peck para arcillas sobreconsolidadas.

- Método de Schmertman

Es un método de corrección para posibles márgenes de errores en la obtención del índice de compresión, el cual consiste en:

Hallar “f”, que coincide con $0,42 e_o$.

Conocer el punto (e_o, σ') y el punto “f” se traza la curva real K. El C_c se obtiene de la pendiente de la recta “af”.

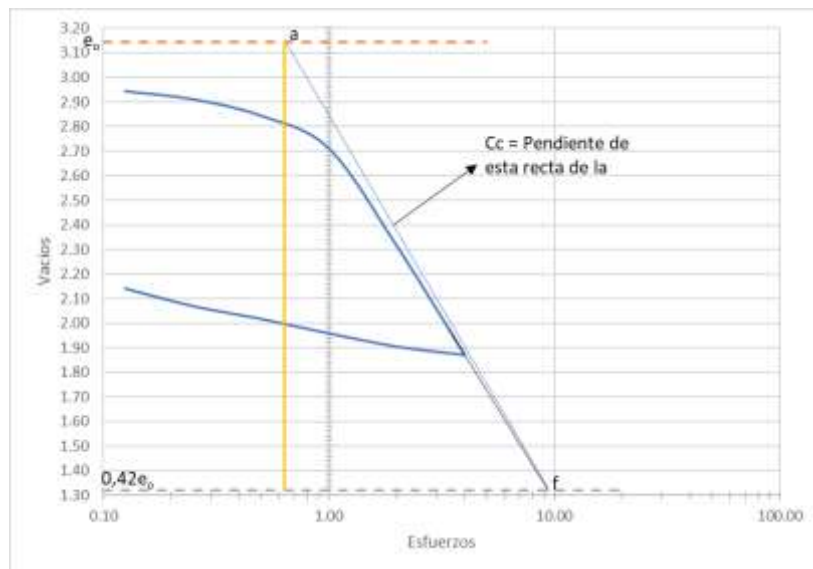


Ilustración 47. Método de Schmertman. (Autoría propia)

- Método de Terzaghi y Peck

Consiste en:

Hallar “d”, que coincide con $0,4e_o$ (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1967). Conocer el punto (e_o, σ'_p) y el punto “d” se traza la curva real K.

El C_c se obtiene de la pendiente de la recta “bd”.

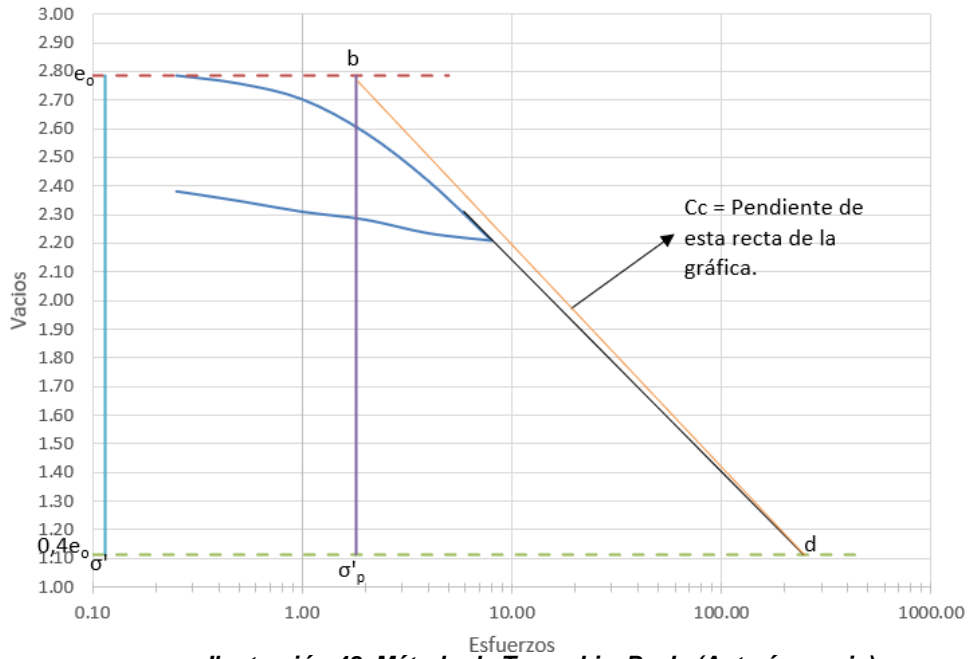


Ilustración 48. Método de Terzaghi y Peck. (Autoría propia)

Una vez realizados todos estos procesos descritos por los diversos autores presentados, los cuales se pueden apreciar en el Anexo 2, se ha graficado todos los valores obtenidos de los índices de compresión y recompresión, como muestran las siguientes figuras.

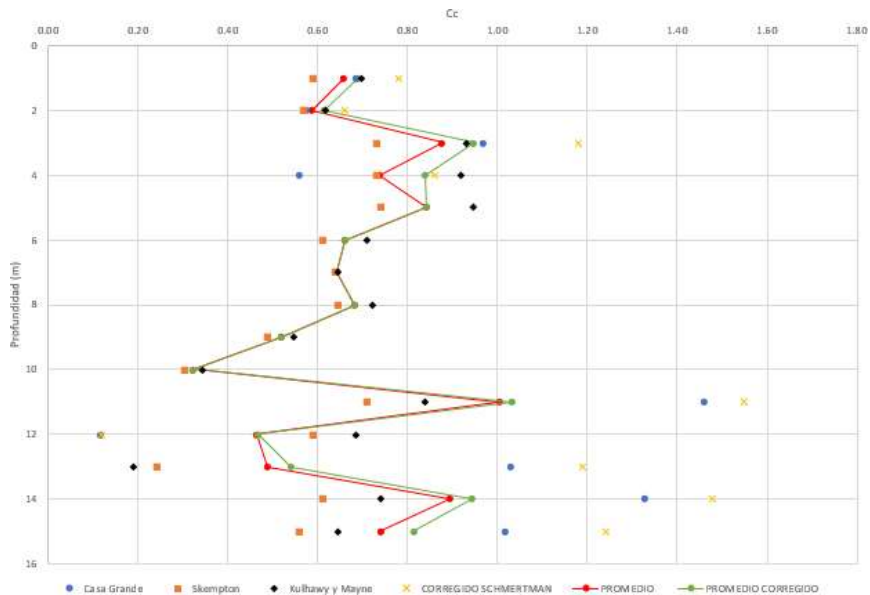


Ilustración 49. Resultados obtenidos del índice de compresión. (Autoría propia)

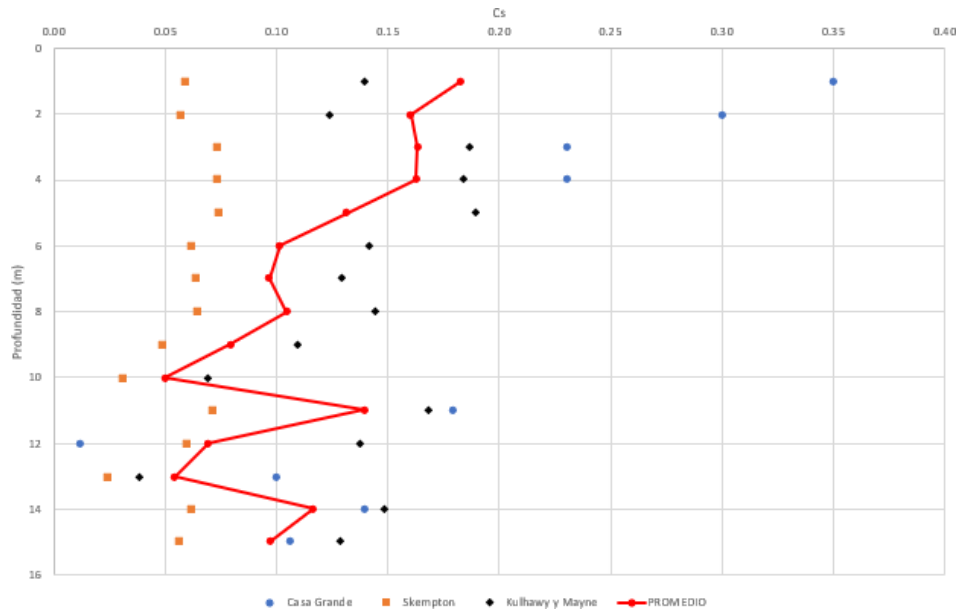


Ilustración 50. Resultados obtenidos del índice de recompresión. (Autoría propia)

3.2.4. Razón o grado de sobreconsolidación

Comúnmente conocido como OCR es un concepto en geotecnia que describe la relación entre la carga actual, conocida como esfuerzo efectivo, en un suelo y la carga máxima previamente aplicada a ese suelo, conocida como esfuerzo de preconsolidación. La razón de sobreconsolidación se utiliza para describir el estado de consolidación actual de un suelo.

Si un suelo está consolidado bajo una carga máxima previa que es mayor que la carga actual, la razón de sobreconsolidación será mayor que 1. Esto significa que el suelo está en un estado de sobreconsolidación, lo que puede afectar su comportamiento bajo carga adicional. Por el contrario, si un suelo está consolidado bajo una carga máxima previa que es igual o menor que la carga actual, la razón de sobreconsolidación será menor o igual a 1. Esto significa que el suelo está en un estado de subconsolidación o consolidación normal respectivamente.

3.2.5. Resistencia al corte no drenada

También conocida como S_u , es una propiedad importante de los suelos que se utiliza para evaluar la estabilidad de las estructuras que se asientan en ellos. Esta propiedad se refiere a la capacidad de los suelos para resistir la deformación y la rotura cuando se les aplica una carga cortante sin permitir que el agua escape del suelo.

Es importante destacar que la resistencia al corte no drenada varía dependiendo de la composición y las condiciones del suelo. Por ejemplo, los suelos con altos contenidos de arcilla tienden a tener una mayor resistencia al corte no drenada que los suelos con altos contenidos de arena.

Este parámetro calculado según el modelo SHANSEP, por sus siglas en inglés "Stress History and Normalized Soil Engineering Properties" el cual propone la siguiente fórmula:

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vc}} = \frac{\bar{S}}{\bar{u}} \times OCR^m$$

Donde

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vc}} \approx 0.22 \text{ (Mesri et al., 1975)}$$

$$OCR^m \approx 0.8 \text{ (Ladd et al., 1977)}$$

Los resultados obtenidos mediante el modelo SHANSEP se los muestra en la Ilustración 57.

3.2.6. Coeficiente de Consolidación

Para el cálculo del coeficiente de asentamiento de las muestras empleamos los métodos de Taylor y de Casagrande, calculamos el t_{90} y t_{50} respectivamente y usamos los factores de tiempo correspondientes para el 90 y 50 por ciento de la consolidación.

A continuación, presentaremos las gráficas correspondientes de cada método empleado en una muestra.

- Método de Taylor

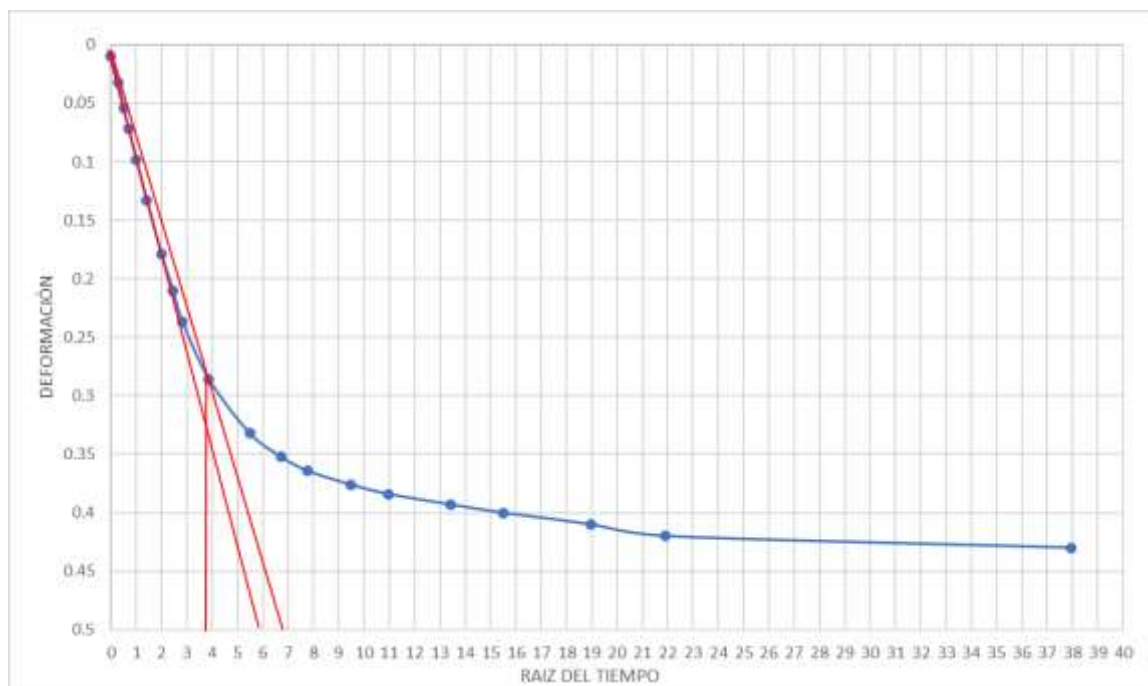


Ilustración 51. Gráfica del método de Taylor aplicado en la muestra 13. (Autoría propia)

Tabla 2. Cálculos para el método de Taylor para la muestra 13 (Autoría propia)

H_{dr}	12.7	mm
\sqrt{t}	5.9	\sqrt{min}
$1,15\sqrt{t}$	6.8	\sqrt{min}
t_{90}	3.9	\sqrt{min}
t_{90}	15.21	min
Cv	9	mm ² /min

- Método de Casagrande

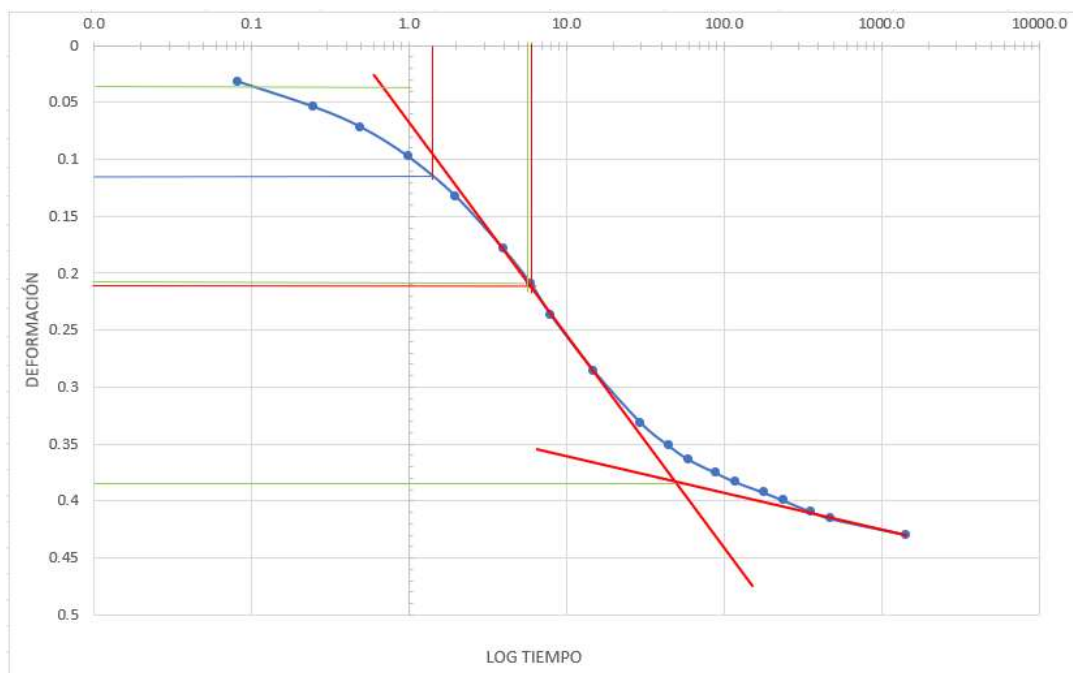


Ilustración 52. Gráfica del método de Casagrande aplicado en la muestra 13 (Autoría propia)

Tabla 3. Cálculos para el método de Casagrande para la muestra 13. (Autoría propia)

H _{dr}	12.7	mm
t ₁	1.5	min
t ₂	6	min
Z ₁	0.123	mm
Z ₂	0.21	mm
Δz	0.087	mm
d ₀	0.036	mm
d ₁₀₀	0.383	mm
d ₅₀	0.21	mm
t ₅₀	5.95	min
C _v	5.34	mm ² /min

A continuación, presentaremos todos los coeficientes de asentamientos obtenidos para cada ciclo de carga de las muestras analizadas por ambos métodos.

MUESTRA	CICLOS	MÉTODO DE TAYLOR	MÉTODO DE CASA GRANDE	Cv (mm2/min)	
		t ₉₀	t ₅₀	t ₉₀	t ₅₀
1	1	1.96	1.50	69.78	21.18
	2	4.00	3.40	34.03	9.30
	3	9.00	2.40	14.97	13.04
	4	5.76	7.50	22.72	4.10
	5	64.00	2.50	1.91	11.54
	6	136.89	3.90	0.82	6.74
2	1	1.56	1.50	87.54	21.18
	2	5.06	2.90	26.89	10.91
	3	1.69	1.30	79.87	24.12
	4	1.44	1.40	91.41	22.07
	5	3.06	1.40	40.46	20.60
	6	4.00	3.50	28.20	7.49
3	1	3.24	30.00	42.21	1.10
	2	3.06	6.50	43.58	4.76
	3	1.00	1.90	131.13	16.03
	4	2.56	0.49	48.98	59.35
	5	1.00	8.00	114.80	3.33
	6	3.24	2.70	29.85	8.30
4	1	1.00	0.93	136.77	34.35
	2	1.21	0.48	105.94	62.69
	3	1.00	1.00	122.72	28.46
	4	3.24	0.69	34.67	37.82
	5	1.00	2.10	98.64	10.91
	6	1.44	0.85	58.83	23.15
11	1	3.24	2.10	42.21	15.13
	2	11.56	4.85	10.71	5.93
	3	9.61	2.50	12.68	11.32
	4	6.76	5.00	17.41	5.47
	5	51.84	15.00	2.11	1.70
	6	17.64	19.00	4.96	1.07
12	1	1.44	1.50	94.98	21.18
	2	24.09	1.70	5.61	18.40
	3	1.44	1.70	92.75	18.25
	4	1.00	0.49	131.55	62.37
	5	2.56	5.10	50.03	5.83
	6	1.00	2.00	125.49	14.58
13	1	15.21	5.95	8.99	5.34
	2	11.56	8.50	11.43	3.61
	3	17.64	7.95	7.29	3.76
	4	6.25	1.80	19.43	15.67
	5	31.36	15.60	3.48	1.63
	6	29.70	11.00	3.11	1.95
14	1	21.62	12.20	6.33	2.60
	2	17.64	14.00	7.52	2.20
	3	29.16	6.50	4.42	4.61
	4	7.84	1.70	15.57	16.68
	5	33.64	20.00	3.28	1.28
	6	30.25	18.00	3.11	1.21
15	1	16.00	4.95	8.55	6.42
	2	16.81	5.10	7.88	6.03
	3	18.06	6.90	7.12	4.33
	4	19.36	8.00	6.25	3.52
	5	15.60	5.90	7.03	4.32
	6	16.00	5.80	5.93	3.80

Ilustración 53. Cálculos de t₉₀ y t₅₀ y sus respectivos Cv.

3.3. Interpretación de Datos del Ensayo CPTu

A partir del ensayo realizado se obtuvieron datos que se pueden encontrar en el Anexo 5, los cuales se introdujeron en el software Geologismiki que utiliza las siguientes correlaciones:

- Resistencia total del cono, qt (tsf or MPa)

$$qt = qc + (1 - a)$$

- Relación de fricción, Rf (%)

$$Rf = \frac{f}{s} \times 100\%$$

- Sobrecarga total de estrés, sv (tsf)

$$Svo = g \times z$$

- Presión de poro in situ, uo (tsf)

$$uo = gw \times (z - zw)$$

- Sobrecarga efectiva de estrés, $s'vo$ (tsf)

$$S'vo = Svo - uo$$

- Resistencia de cono normalizada, $Qt1$

$$Qt1 = \frac{(qt - Svo)}{S'vo}$$

- Relación de fricción normalizada, Fr (%)

$$Fr = \frac{fs}{(qt - Svo)} \times 100\%$$

- Relación de presión de poro normalizada, Bq

$$Bq = \frac{u - uo}{qt - Svo}$$

- S

- Resistencia del cono normalizado, Q_{tn} (n varía con I_c)

$$Q_{tn} = \left(\frac{qt}{pa} \right)^n \times a$$

Recalcula I_c , luego itera:

Iterar hasta que el cambio en n, $Dn < 0.01$

- Densidad relativa, D_r , (%)

$$D_r = \frac{Q_{tn}}{CD_r}$$

- SPT equivalente N60, (golpes/pie o golpes/30cm) Lunne et al. (1997)

$$\left(\frac{qt}{pa} \right)^{0.5} = 8.5 \left(\frac{f}{pa} \right)^{0.6} \left(\frac{1}{\sin \phi} \right)^{1.6}$$

Ángulo de fricción, f' , (grados) $\phi = 17.6 + 11 \log$

Usando estas fórmulas el programa Geologismiki presenta los siguientes resultados.

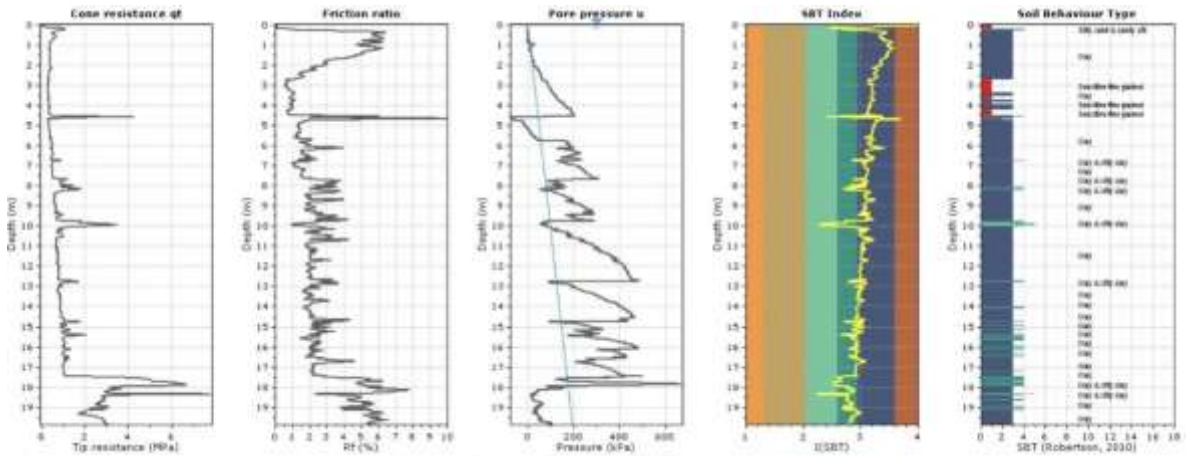


Ilustración 54. Resultados básicos. Geologismiki

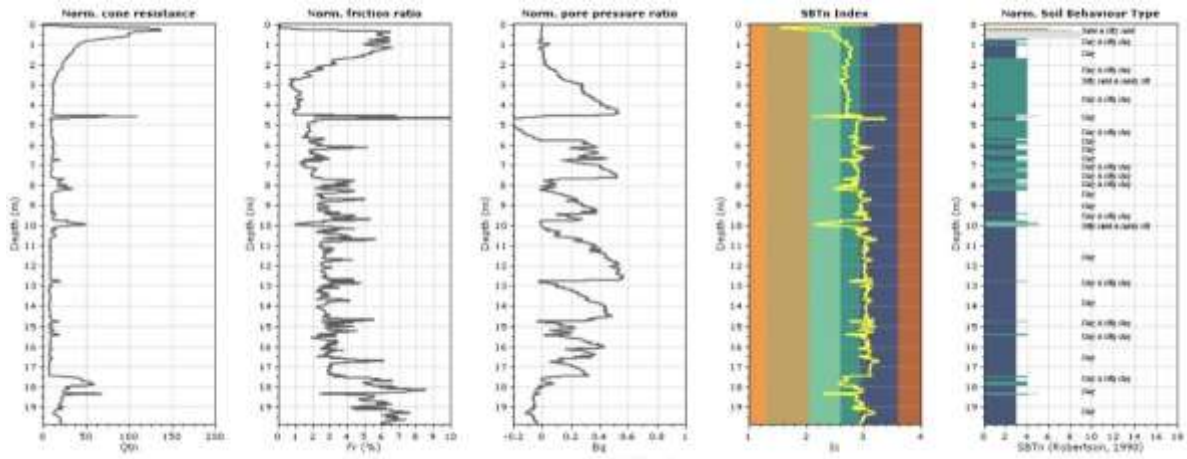


Ilustración 55. Resultados normalizados. Geologismiki

3.3.1. Razón o grado de sobreconsolidación

El CPTu es de gran utilidad, ya que nos proporciona un perfil del OCR en función de la profundidad. Robertson (2022) considera que es muy provechoso usar la combinación de resultados del ensayo de consolidación y el perfil del OCR usando el ensayo CPTu.

La Ilustración 56 muestra la razón o grado de sobreconsolidación obtenida por ambos métodos.

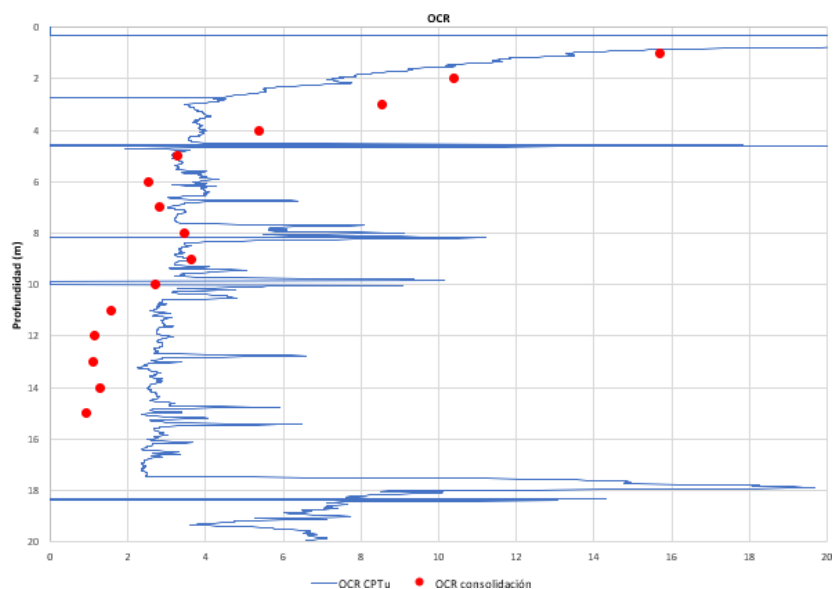


Ilustración 56. Razón o grado de sobreconsolidación mediante CPTu y ensayo de consolidación. (Autoría propia)

3.3.2. Resistencia de corte no drenada

Determinado por la siguiente fórmula:

$$S_u = \frac{(q_t - S_{vo})}{N_{kt}}$$

Donde

Q_t = Resistencia total del cono. S_{vo} = Sobrecarga total

N_{kt} = Factor para estimación de la resistencia al corte no drenada oscila entre 10 y 20.

La siguiente gráfica muestra los resultados obtenidos por ambos métodos.

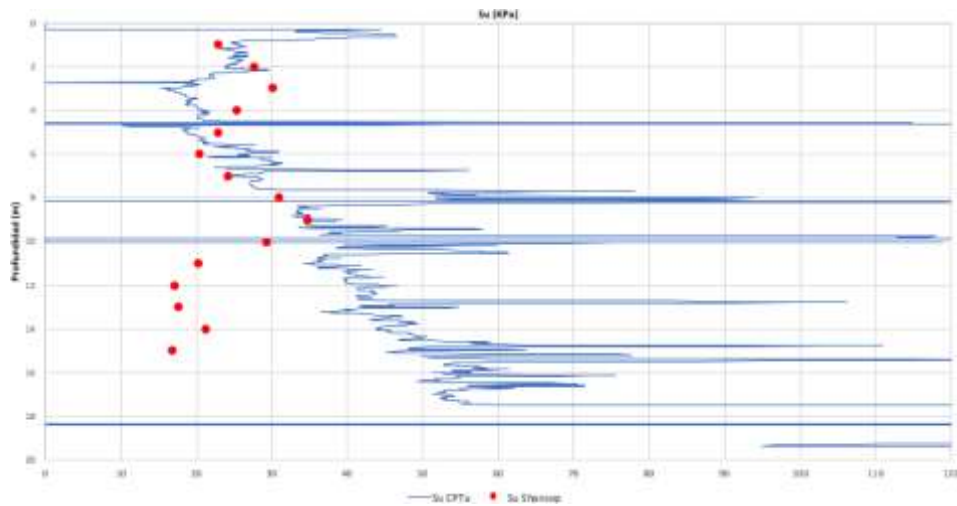


Ilustración 57. Resultados obtenidos de la resistencia al corte no drenada por CPTu y SHANSEP. (Autoría propia)

3.3.3. Coeficiente de asentamiento

Robertson (2022) en su guía del CPT propone la siguiente relación para el cálculo del coeficiente de asentamiento:

$$Cv = \frac{K_{sbt} \times M}{\gamma_{H2O}}$$

Donde

K_{sbt} = Conductividad hidráulica. M = Módulo restringido.

γ_{H2O} = Peso específico del agua.

Utilizando los datos del **Anexo 5** obtenidos por el CPTu, se calculó un valor de coeficiente de asentamiento para cada 0.01 m de profundidad, obteniendo así un Cv promedio en el orden de $1.03 \times 10^4 \text{ m}^2/\text{año}$.

3.4. Caracterización Geotécnica

A las muestras obtenidas por el ensayo SPT se les realizaron diversos ensayostales como: límites de Atterberg y humedad los cuales se pueden observar en el Anexo 1, los cuales nos permitieron clasificar a este suelo como un suelo arcilloso con estratos de arcillas de baja y alta plasticidad según la clasificación SUCS (CH o CL).

Mientras que con el ensayo CPTu obtuvimos directamente el tipo del suelo por medio del software Geologismiki.

A continuación, se puede observar las columnas estratigráficas obtenidas por ambos métodos:

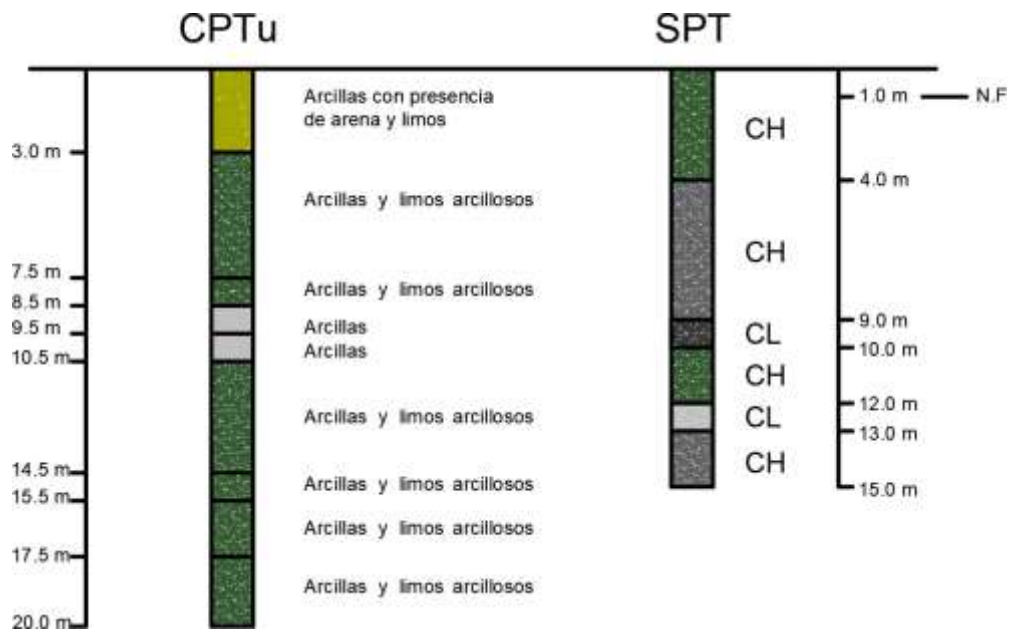


Ilustración 58. Columnas estratigráficas por SPT y CPTu (Autoría propia)

3.5. Incremento de esfuerzo y esfuerzo final

El incremento de esfuerzo es la carga que se aplicará a un determinado suelo y la cual se disipará a lo largo de toda la profundidad. En este caso, la cota promedio del terreno es la 2.50 y se colocará un terraplén con material de relleno hasta alcanzar la cota 9.00, esto quiere decir, que se colocará un terraplén de 6.5 metros de altura.

Un terraplén de 6.5 metros de altura, genera un esfuerzo de contacto de 13 Ton/m², considerando que el peso específico del relleno es de 2 Ton/m³. Este esfuerzo aplicado en la superficie se disipa a largo de la profundidad del suelo; sin embargo, el área de contacto al tener dimensiones superiores a 50 metros de lado, la distribución de esfuerzo conforme la profundidad es constante hasta la profundidad de 20 metros, que es la profundidad de interés.

Según la teoría de Boussinesq, un área de 50 metros x 50 metros, genera un incremento de esfuerzo del 10% del esfuerzo de contacto recién a los 100 metros de profundidad. Por este motivo, se considera como una carga constante a lo largo de toda la profundidad de estudio. El incremento de esfuerzo constante obtenido debe ser sumado al esfuerzo efectivo de cada estrato para obtener el esfuerzo vertical final.

3.6. Metodología de estimación de asentamientos

Una vez realizada la caracterización geotécnica, es necesario crear un modelo geotécnico con las características y propiedades de los materiales para poder realizar la estimación de los asentamientos.

En este trabajo de investigación se trabajará con diferentes métodos que se encuentran en la literatura científica para la estimación de los asentamientos.

3.6.1. Metodología CPTu

La metodología para la estimación de los asentamientos es la propuesta por Robertson (2022) el cual considera que el módulo restringido es inversamente proporcional al coeficiente de compresibilidad del edómetro y se encuentra expresado por la siguiente ecuación:

$$M = \frac{1}{m_v} = \frac{\delta\sigma'_{vo}}{\delta\varepsilon} = 2.3(1 + e_0) \frac{\sigma'_{vo}}{C_c}$$

Este parámetro es relacionado del CPTu por la siguiente ecuación empírica:

$$M = \alpha_M(q_t - \sigma_{vo})$$

Según Robertson (2012) y que se encuentra la ilustración 9, el ensayo CPTu presenta una moderada correlación o aplicación “B” con este parámetro.

Adicionalmente, Robertson (2022) considera en la siguiente ilustración que la estimación de los asentamientos usando el CPTu presenta una aplicabilidad de moderada y alta y moderada para suelos arcillosos y arenosos, sin embargo, presenta una aplicación alta a moderada hasta moderada a baja para los suelos intermedios.

El perfil del suelo del sitio presenta un suelo que predomina las arcillas, sin embargo, presenta lentes de arena y limos. Adicionalmente, de los ensayos de disipación de presión de poros se obtuvo

una disipación en un corto período de tiempo. Por tal motivo, se ha considerado como un perfil de suelos intermedio, es decir, la estimación de los resultados de los asentamientos se encontrará de 2-4 o de alta a moderada hasta moderada a baja según Robertson (2022).

Soil Type	D_r	Ψ	K_o	OCR	S_t	s_u	ϕ'	E, G^*	M	G_o^*	k	c_h
Coarse-grained (sand-like)	2-3	2-3	5	5			2-3	2-3	2-3	2-3	3-4	3-4
Fine-grained (clay-like)			2	1	2	1-2	4	2-4	2-3	2-4	2-3	2-3

Ilustración 59. Percepción de la aplicabilidad de CPTu para derivar parámetros del suelo: 1=alta, 2=alta a moderada, 3=moderada, 4=moderada a baja, 5=baja confiabilidad, En blanco=noaplicabilidad, * mejorado con SCPT

Robertson (2022) considera que al realizar el ensayo SCPTu, en el cual se miden las velocidades de las ondas de corte, la estimación de los asentamientos se mejora notablemente.

El parámetro fundamental para el cálculo del asentamiento es el esfuerzo de preconsolidación, este parámetro puede ser medido de los ensayos de laboratorio, principalmente de muestras obtenidas de buena calidad.

La siguiente ecuación es usada para la estimación de los asentamientos:

$$\delta = \frac{(Z_2 - Z_1) * \Delta\sigma}{M}$$

Esta ecuación puede ser usada para todo tipo de suelo, normalmente se calcula para cada estrato o substrato y el asentamiento total es la sumatoria de todos los valores calculados. El empleo de esta ecuación puede ser útil y sencilla en algunos proyectos. Robertson (2022) considera que se requiere cuidado al aplicar el enfoque anterior para suelos

ligeramente sobreconsolidados si la carga a ser aplicada excede significativamente el esfuerzo de preconsolidación.

3.6.2. Metodología Percusión y Lavado (SPT y Tubo Shelby)

La perforación de percusión y lavado es la más usada en el país, ya que permite obtener muestras “inalteradas” para las arcillas mediante el muestreador de pared delgada tubo Shelby y muestras alteradas para los suelos arenosos mediante el muestreador denominado “cuchara partida”. Este tipo de muestreo es el ideal para los suelos en estudio; sin embargo, en algunos suelos arcillosos de la zona, presentan lentes de arena o pequeños substratos de limo que dificulta el muestreo de tubo Shelby.

La Ilustración 9 adaptada por Robertson (2012) establece que el ensayo SPT tiene una baja aplicabilidad y es poco útil para estimar el OCR y la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos arcillosos; por tal motivo, se debe en lo posible obtener muestras inalteradas de estos suelos.

El muestreador de pared delgada o tubo Shelby es el equipo ideal para los suelos arcillosos ya que trata en lo posible de no alterar las propiedades de un suelo; sin embargo, debido al cambio del estado de los esfuerzos que ocurre durante una muestra desde su

Muestreo hasta cuando se realiza el ensayo, se ven alteradas las propiedades originales. La siguiente ilustración propuesta por Ladd y Lambe (1963) resume la trayectoria en el estado de esfuerzo de la muestra en todo este proceso.

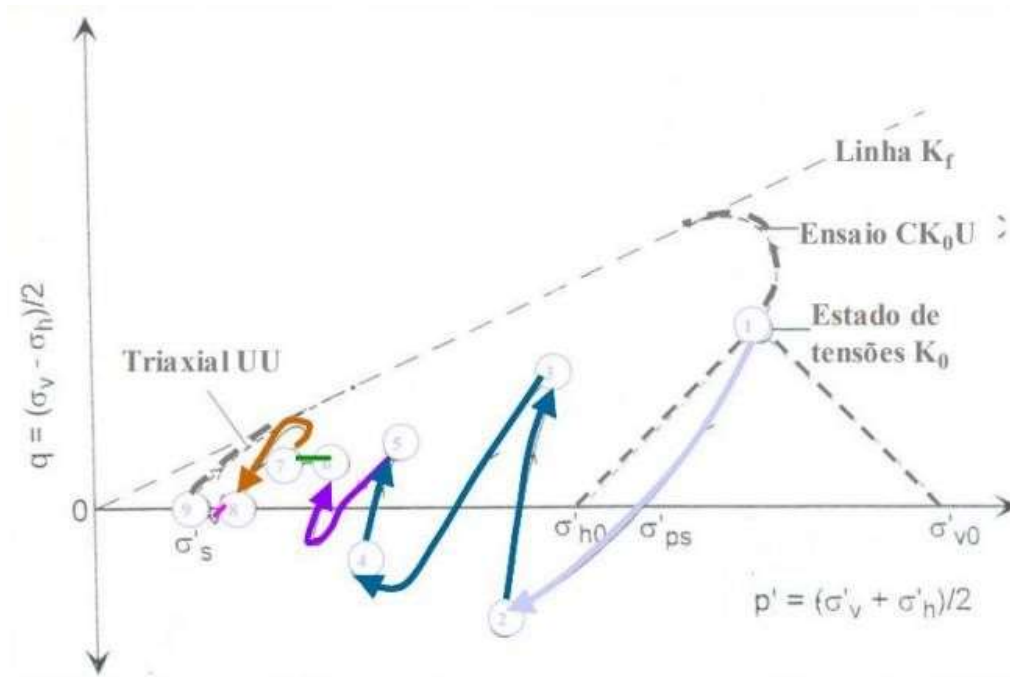


Ilustración 60. Trayectoria de esfuerzos. (Ladd y Lambe, 1963)

A las muestras recolectadas se les realiza el ensayo de consolidación unidimensional para obtener los diferentes parámetros que ingresan en la fórmula para la estimación de los asentamientos propuesta por Terzaghi. El asentamiento total es la sumatoria de todos los asentamientos que se generan en los diferentes estratos analizados.

La principal limitante de esta metodología es el poder obtener muestras completamente inalteradas de arcilla, al realizar la comparación propuesta por Lunne et al. (1997) para verificar la calidad de la muestra, obtenemos que las muestras van desde confiable hasta muy pobre, lo cual se puede verificar en la siguiente Tabla 4.

Tabla 4. Clasificación de la calidad de la muestra (Autoría propia)

Muestra	Designación de la calidad de la muestra			
	Eo	Δe	$\Delta e/eo$	RATING
1	2.78	0.16	0.06	Pobre
2	2.40	0.19	0.08	Pobre
3	2.53	0.31	0.12	Muy Pobre
4	1.91	0.37	0.19	Muy Pobre
11	3.14	0.43	0.14	Muy Pobre
12	1.11	0.06	0.05	Confiable
13	2.71	0.32	0.12	Pobre
14	3.35	0.46	0.14	Muy Pobre
15	3.34	0.37	0.11	Pobre

El obtener muestras que se encuentran alteradas con el muestreador tubo Shelby, la curva de compresibilidad se desplaza hacia la izquierda en el punto de máxima curvatura y la pendiente del tramo virgen también es menor. Por tal motivo, se recomienda realizar la corrección de Schmertman en estos casos.

- Para arcillas normalmente consolidadas

$$\delta = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right)$$

- Para arcillas sobreconsolidadas

$$\text{Si } \sigma'_0 + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$$

$$\delta = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right)$$

$$\text{Si } \sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_c$$

$$\delta = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right) + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right)$$

La otra limitante existente en proyectos geotécnicos es el realizar diversos ensayos de consolidación a cada muestra obtenida, lo que eleva el presupuesto y el tiempo de entrega del proyecto geotécnico. Por tal motivo, se ha realizado un análisis de sensibilidad de los diferentes parámetros (C_c , C_s y C_v) que juegan un papel muy importante en la estimación de los asentamientos.

La tasa de la consolidación también se ve afectada en esta metodología, ya que el C_v de campo es mucho mayor que el C_v de laboratorio. Esto se debe a que en el campo existen diversas capas de materiales drenantes lo que ayuda al proceso de la consolidación.

3.6.3. Metodología Combinada (CPTu y Tubo Shelby)

Debido a las limitantes tratadas en cada una de las metodologías y en base a la sugerencia propuesta por Robertson (2022), se considera que el modelo geotécnico debe

estar basado en una combinación de parámetros obtenidos en campo como en laboratorio.

Una de las principales ventajas del CPTu es que permite obtener en tiempo real un registro continuo de las propiedades del suelo, el cual se complementa con la ejecución de ensayos de laboratorio cada 50 cm.

Esta metodología considera en utilizar la teoría de consolidación de Terzaghi y seleccionar los parámetros de mayor confiabilidad; como por el ejemplo, el valor continuo del OCR con respecto a la profundidad. Por otro lado, los coeficientes e_o , C_{cy} C_s deben ser considerados en base a la curva de compresibilidad o las diferentes correlaciones entre el límite líquido con el C_c .

El tiempo de consolidación determinado por el C_v o coeficiente de consolidación depende de la formación geológica de los suelos; por tal motivo, se ha seleccionado el coeficiente obtenido del ensayo de disipación de presión de poros, el cual permite medir in situ la variación de la presión de poros en el tiempo.

3.7. Análisis de resultados de estimación de asentamientos

3.7.1. Magnitud de asentamiento

- Metodología CPTu

Aplicando la metodología del CPTu, la cual considera el módulo restringido o el coeficiente de compresibilidad edométrico tenemos como resultado un valor de 40.02 cm como se muestra en la siguiente ilustración:

ESTRATO	Z ₂	Z ₁	Δσ (kg/cm ²)	MODULO RESTRINGIDO (kg/cm ²)	δ (cm)
1	300	0	1.30	53.04	7.35
2	750	300	1.30	44.50	13.15
3	850	750	1.30	108.93	1.19
4	950	850	1.30	57.18	2.27
5	1050	950	1.30	150.63	0.86
6	1450	1050	1.30	56.03	9.28
7	1550	1450	1.30	92.43	1.41
8	1750	1550	1.30	69.09	3.76
9	2000	1750	1.30	436.35	0.74
				Σ	40.02

Ilustración 61. Cálculo de asentamientos CPTu. (Autoría propia)

El valor obtenido de asentamiento mediante esta metodología es muy inferior al valor obtenido de las otras. Se debe tener en cuenta el criterio de Robertson (2022), el cual considera que para suelos ligeramente consolidados la metodología puede no ser tan precisa.

- **Metodología SPT**

Se hicieron varios análisis debido a que la muestra obtenida no era de muy buena calidad según Lunne et al. (1997), lo que varía en cada análisis fue el C_c y el esfuerzo de preconsolidación en función de la corrección de Schmertman. A continuación, se presentan las siguientes ilustraciones que resumen los análisis realizados:

ESTRATO	ALTURA ESTRATO	PROFUNDIDAD (cm)	γ _s (Kg/cm ³)	γ _w (Kg/cm ³)	σ' ₀ (kg/cm ²)	Δσ (kg/cm ²)	σ' _s (kg/cm ²)	C _c	C _s	e ₀	OCR	δ (cm)	TIPO DE CONSOLIDACIÓN
1	400	200.0	0.0015	0.001	0.20	1.3	1.9	0.72	0.17	2.41	9.38	17.19	SC
2	500	650.0	0.0015	0.001	0.43	1.3	1.9	0.68	0.11	2.41	4.41	10.07	SC
3	100	950.0	0.0015	0.001	0.58	1.3	0.8	0.42	0.06	1.91	1.40	5.65	SC
4	200	1100.0	0.0015	0.001	0.65	1.3	0.9	0.60	0.09	2.13	1.38	13.62	SC
5	100	1250.0	0.0015	0.001	0.73	1.3	0.8	0.48	0.06	1.91	1.11	7.30	NC
6	200	1400.0	0.0015	0.001	0.80	1.3	0.9	0.71	0.09	3.13	1.09	14.34	NC
											Σ	68.17	

Ilustración 62. Cálculo de asentamientos SPT. (Autoría propia)

ESTRATO	ALTURA ESTRATO	PROFUNDIDAD (cm)	γ _s (Kg/cm ³)	γ _w (Kg/cm ³)	σ' ₀ (kg/cm ²)	Δσ (kg/cm ²)	σ' _s (kg/cm ²)	C _c	C _s	e ₀	OCR	δ (cm)	TIPO DE CONSOLIDACIÓN
1	400	200.0	0.0015	0.001	0.20	1.3	1.9	0.77	0.17	2.41	9.38	17.19	SC
2	500	650.0	0.0015	0.001	0.43	1.3	1.9	0.70	0.11	2.41	4.41	10.07	SC
3	100	950.0	0.0015	0.001	0.58	1.3	0.8	0.42	0.06	1.91	1.40	5.65	SC
4	200	1100.0	0.0015	0.001	0.65	1.3	0.9	0.61	0.09	2.13	1.38	13.84	SC
5	100	1250.0	0.0015	0.001	0.73	1.3	0.8	0.50	0.06	1.91	1.11	7.72	NC
6	200	1400.0	0.0015	0.001	0.80	1.3	0.9	0.77	0.09	3.13	1.09	15.55	NC
											Σ	70.01	

Ilustración 63. Cálculo de asentamientos SPT con correcciones propuestas por Schmertman y Terzaghi. (Autoría propia)

El asentamiento estimado varía en el orden 68.17 cm a 70.01 cm, el valor mayor obtenido se debe a la corrección propuesta por Schmertman y Terzaghi para el coeficiente de compresión y el esfuerzo de preconsolidación.

- Metodología combinada (CPTu + Shelby)

La metodología combinada considera modificar los valores del OCR obtenido del ensayo de consolidación, por un OCR compuesto entre el obtenido de estos ensayos y el obtenido del ensayo CPTu. La siguiente ilustración muestra los resultados de la estimación de asentamiento usando esta metodología:

ESTRATO	ALTURA ESTRATO	PROFUNDIDAD (cm)	v_v (Kg/cm ³)	v_p (Kg/cm ³)	e'_v (kg/cm ²)	Δe (kg/cm ²)	e'_p (kg/cm ²)	C_c	C_s	w_0	OCR	δ (cm)	TIPO DE CONSOLIDACIÓN
1	400	200.0	0.0015	0.001	0.20	1.3	1.9	0.77	0.17	2.41	8.52	17.19	SC
2	500	850.0	0.0015	0.001	0.43	1.3	1.9	0.70	0.13	2.41	4.00	10.07	SC
3	100	950.0	0.0015	0.001	0.58	1.3	0.8	0.42	0.06	1.91	2.52	2.51	SC
4	200	1100.0	0.0015	0.001	0.65	1.3	0.9	0.61	0.09	2.13	1.85	3.65	SC
5	100	1250.0	0.0015	0.001	0.73	1.3	0.8	0.50	0.06	1.91	2.15	2.67	SC
6	200	1400.0	0.0015	0.001	0.80	1.3	0.9	0.77	0.09	3.13	1.95	6.05	SC
											Σ	48.14	

Ilustración 64. Cálculos de asentamientos por combinación de métodos (Autoría propia)

Los asentamientos estimados son del orden de 48.14 cm, estos valores son menores de la metodología anterior y mayores a la metodología del CPTu. Los resultados de las 3 metodologías realizadas pueden encontrarse en la siguiente Tabla 5:

Tabla 5. Resumen de estimaciones de asentamiento. (Autoría propia)

ENSAYO	δ (cm)
CPTu	40.02
SPT corregido	70.01
Combinación	48.14

De los resultados obtenidos se puede afirmar lo siguiente:

- Metodología CPTu presenta resultados bajos posiblemente por ser suelos intermedios y suelos ligeramente sobreconsolidados.
- Metodología SPT presenta valores altos de asentamiento por bajo OCR debido a la calidad de las muestras
- Metodología Combinada presenta resultados intermedios debido a utilizar un valor corregido de OCR. El valor del coeficiente C_c no fue modificado.

3.7.2. Tiempo de asentamientos

El tiempo de la consolidación fue estimado usando los siguientes parámetros:

- C_v de ensayos de consolidación.
- C_v en función del coeficiente de permeabilidad del CPTu.
- C_v en función del Ch obtenido de la disipación de presión de poros.

El tiempo obtenido en base al C_v de los ensayos de consolidación es de 8 años para el 90% de la magnitud del asentamiento. Se puede observar que este valor es muy alto debido a que no se detecta en una muestra de 1 pulgada de espesor los lentes de arena o de limo que se observa en las lecturas del ensayo CPTu. Según Terzaghi, el C_v de campo puede ser hasta 10 veces mayor que el C_v de laboratorio; por tal motivo, se recomienda realizar un control de

las deformaciones en sitio.

Estrato	H (m)	Hdr	Cv90 (m ² /año)	Cv50 (m ² /año)	t (90)	t (50)	
1	4	2	9.19	5.49	0.37	0.14	
2	5	5	9.19	5.49	2.31	0.90	
3	1	1	9.19	5.49	0.09	0.04	
4	2	2	9.19	5.49	0.37	0.14	
5	1	1	9.19	5.49	0.09	0.04	
6	7	7	9.19	5.49	4.52	1.76	
	20						
					Total min	4019200	1563275
					Total días	2791	1086
					Total meses	93	36
					Total años	8	3

Ilustración 65. Tiempo de asentamiento por ensayo de consolidación. (Autoría propia)

El tiempo en los que ocurren los asentamientos basados en el coeficiente de permeabilidad del ensayo CPTu es de 2 días. Este valor es muy bajo debido a la baja permeabilidad en función de los parámetros qc, fs y u2, y su relación directa con el Ic del SBTn. Robertson (2010) propuso una relación entre el coeficiente de permeabilidad y el SBTn en función del Ic que es la siguiente:

$$1.0 < I_c \leq 3.27 \therefore k = 10^{(0.952 - 3.04I_c)} \text{ m/s}$$

$$3.27 < I_c \leq 4.0 \therefore k = 10^{(-4.52 - 1.37I_c)} \text{ m/s}$$

Se debe tener en cuenta que Robertson (2022) enfatiza que esta relación es aproximada y sugiere que esta relación debe ser usada solamente como guía, ya que el coeficiente de permeabilidad depende de muchas más variables y no solamente del Qtn y Fr.

Estrato	H (m)	Hdr	Cv (m ² /año)	t (90)	t (50)
1	3	1.5	1.03E+04	1.85E-04	4.30E-05
2	4.5	4.5	1.03E+04	1.67E-03	3.87E-04
3	1	1	1.03E+04	8.23E-05	1.91E-05
4	1	1	1.03E+04	8.23E-05	1.91E-05
5	1	1	1.03E+04	8.23E-05	1.91E-05
6	4	4	1.03E+04	1.32E-03	3.06E-04
7	1	1	1.03E+04	8.23E-05	1.91E-05
8	2	2	1.03E+04	3.29E-04	7.64E-05
9	2.5	2.5	1.03E+04	5.14E-04	1.19E-04
	20		Total min	2250	523
			Total días	2	0
			Total meses	0	0
			Total años	0	0

Ilustración 66. Tiempo de asentamiento por CPTu. (Autoría propia)

Robertson (2022) considera que los datos de Ch de la disipación de presión de poros, es el método más adecuado para obtener el tiempo en el cual se generan los asentamientos. El ensayo de disipación de presión de poros consiste en pausar la penetración del cono y comenzar a registrar lecturas de presión de poros en el tiempo; de esta forma, se crea una gráfica similar a la curva de consolidación.

Este ensayo puede ser realizado a cualquier profundidad y debe alcanzar hasta que se haya disipado al menos el 50% del exceso de la presión de poros.

Jamiolkowski et al. (1985) menciona que el Ch de una muestra es de 0.13 a

0.15 del Ch del CPTu. Adicionalmente existe una relación entre el kh/kv que depende la naturaleza como se originó esta arcilla. Una arcilla de un depósito homogéneo sin macrotextura definida posee una relación kh/kv variando de 1 a 1.5; una arcilla sedimentaria con presencia de discontinuidades y lentes permeables presenta una relación kh/kv entre 2 a 4; finalmente, un depósito con ocurrencia de varias capas de material permeable posee una relación entre kh/kv entre 3 a 10.

En este caso específico se ha considerado una relación entre k_h/k_v de 2, debido a la presencia de lentes permeables; por tal motivo, el tiempo en el que ocurren los asentamientos es de 5 meses.

Estrato	H (m)	Hdr	Cv (m ² /año)	t (90)	t (50)
1	3	1.5	24.70	0.08	0.02
2	4.5	4.5	81.38	0.21	0.05
3	1	1	81.38	0.01	0.00
4	1	1	75.92	0.01	0.00
5	1	1	75.92	0.01	0.00
6	4	4	261.04	0.05	0.01
7	1	1	261.04	0.00	0.00
8	2	2	178.36	0.02	0.00
9	2.5	2.5	178.36	0.03	0.01
	20		Total min	220307	51180
			Total días	153	36
			Total meses	5	1
			Total años	0	0

Ilustración 67. Tiempo de asentamientos por disipación de poros. (Autoría propia)

Los 3 valores obtenidos son muy diferentes, esto se debe a las diferentes metodologías usadas y a la forma en que éstas consideran que ocurren los asentamientos. Se considera 5 meses como la más apropiada ya que medimos directamente un coeficiente de consolidación y no es correlacionado con diversos parámetros.

CAPÍTULO IV – CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

- La combinación de ensayos de laboratorio y ensayos de campo se complementan ya que proporcionan suficientes herramientas para formar un perfil geotécnico con parámetros de los diferentes estratos.
- El coeficiente de consolidación del ensayo de consolidación presenta valores muy bajos comparados con el ensayo de disipación de presión de poros. Esto se debe a la naturaleza del ensayo, en el cual en una muestra de 2.54 cm de espesor, no se detectan las pequeñas capas o lentes presentes en el sitio.
- El ensayo de consolidación permite conocer el esfuerzo de preconsolidación; sin embargo, debido a la forma como las muestras son obtenidas, se pueden tener suelos con esfuerzos de preconsolidación menores a los obtenidos del ensayo CPTu.
- No se debe usar la metodología del CPTu para la estimación de asentamientos en los suelos intermedios ligeramente consolidados, debido a la variabilidad en la magnitud de estos. En este caso, la magnitud del asentamiento es menor de la mitad de la obtenida por la teoría de la consolidación de Terzaghi.
- El asentamiento estimado es de 48.14 cm, calculado combinando el OCR del ensayo CPTu y los parámetros de la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi.
- El tiempo en el cual se generen estos asentamientos es de 5 meses para el 90% de la consolidación. No se ha considerado magnitud ni tiempo de la consolidación secundaria.
- Existen diversas correlaciones en la literatura para obtener el coeficiente de compresión C_c ; sin embargo, lo mejor es realizar el ensayo de consolidación.
- En este tipo de suelos, la correlación propuesta por Kulhawy & Mayne, la cual relaciona el índice de plasticidad (IP) con el C_c , presenta resultados similares a los

obtenidos de la teoría de la consolidación de Terzaghi.

4.2. Recomendaciones

- Realizar ensayos SCPTu en el cual se midan las velocidades de ondas de corte, ya que los suelos arcillosos pueden tener cementación o microestructura que pueden ser detectadas en este ensayo. La resistencia de punta del cono es una medida de grandes deformaciones mientras que la velocidad de onda de corte es una medida de pequeñas deformaciones.
- Realizar ensayos de consolidación evaluando la consolidación secundaria, ya que estos suelos pueden presentar deformaciones por reajuste plástico de las partículas.
- Colocar instrumentación geotécnica para medir los asentamientos en sitio y compararlos con los resultados de esta investigación.
- Combinar ensayos CPTu con ensayos SPT con recolección de muestras inalteradas para generar perfiles geotécnicos con más información geotécnica. Los ensayos CPTu y SPT se complementan para los diferentes tipos de suelos.

En la mayoría de los proyectos geotécnicos, realizar un ensayo de consolidación a cada metro de profundidad en cada profundidad se convierte inviable por el tiempo de la ejecución del ensayo y por los costos asociados a los ensayos. Por tal motivo, el usar ensayos de campo CPTu han ganado popularidad en el medio. Se recomienda combinar estos ensayos para la obtención de parámetros del suelo.

REFERENCIAS

- ABC Geotechnical Consulting. (17 de Mayo de 2021). *ABC Geotechnical Consulting*.
<https://geotecniamecanicasuelosabc.com/consolidacion-de-suelos/>
- ASTM. (2019). *Método de prueba estandar para la determinación del contenido de agua del suelo y la roca por masa*. ASTM. <https://doi.org/10.1520/D2216-19>
- Benites, S. (Abril de 1975). *Morfología y Sedimentos de la Plataforma Continental del Golfo de Guayaquil*. Red de repositorio - ESPOL:
<https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/32475/1/D-1317.pdf>
- Berry, P., y Reid, D. (2000). *Mecánica de Suelos*. Santafe de Bogotá: McGRAW-HILL.
- Bowles, J. (1982). *Propiedades Geofísicas de los Suelos*. Bogotá: McGRAW-HILL LATINOAMERICANA, S. A.
- Cabrera Salvatierra, J. A. (8 de Marzo de 2014). *Mecánica de Suelos. Consolidación Unidimensional de Suelos [Diapositiva de PowerPoint]*, 42. lima, Perú.
- CEDEX. (2022). *CEDEX*. <https://www.cedex.es/centros-laboratorios/laboratorio-geotecnia-lg/equipamientos/piezocono-cono-sismico>
- Das, B. M. (2013). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México: CengageLearning.
- Delgado, M. (1996). En *Ingeniería de fundaciones. Fundamentos e introducción al análisis geotécnico*. Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Delgado, M. (2002). En F. d. muestreo, *Ingeniería de fundaciones; fundamentose introducción al análisis geotécnico* (p. 541). Bogota: Escuela colombiana de ingeniería.

- Devincenzi, M., y Frank, N. (2004). *Ensayos Geotécnicos In Situ*. Control y Prospecciones IgeoTest, S.L.
- Duque Escobar, G. (2003). *Manual de geología para ingenieros*. Manizales: Universidad Nacional de Colombia.
- GEOQuantics. (21 de diciembre de 2017). *GEOQuantics*.<https://geoquantics.com/2017/12/21/el-ensayo-edometrico/>
- Geotechnical Consulting. (2023). *Geotechnical Consulting*.
<https://geotecniaymecanicasuelosabc.com/glosario/indice-liquido-de-liquidez/>
- González M. (20 de enero de 2012). *La Guía*.<https://fisica.laguia2000.com/dinamica-clasica/mecanica-de-suelos- asentamientos>
- Ishibashi, I., y Hazarika, H. (2015). *Soil Mechanics Fundamentals and Applications*. CRC Press. <https://doi.org/https://doi.org/10.1201/b18236>
- Jamiolkowski, M., Ladd, C., Germaine, J., y Lancellotta, R. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils. En *international society for soil mechanics and geotechnical engineering* (pp. 57 - 142). SIMSG ISSMGE.
- Jiménez Salas, J., y Alpañes, J. (1975). *Geotecnia y cimientos I: Propiedades de los suelos y de las rocas*. Editorial RUEDA.
- Juárez, B., y Rico, R. (2005). *Mecánica de suelos: Fundamentos*. Limusa - Noriega editores.
- Kulhawy, F., y Mayne, P. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. New york: Cornell University.
- Ladd, C., Foot, R., Ishihara, K., Schlosser, F., y Poulos, H. (1977). *Stress - deformation and strength characteristics*. IX ICSMFE.
- Ladd, C., y Lambe, T. (1963). The Strength of Undisturbed Clays Determined from

Undrained Tests. Laborat. Shear Tests of Soils.

Lambe, W., y Whitman, R. (2004). *Mecánica de Suelos*. Limusa - Noriega.

Lunne, T., Robertson, P., y Powell, J. (1997). En *Cone penetration testing in geotechnical practice* (p. 312). EF Spon/Routledge Publisher.

Maldonado, Y. (27 de Junio de 2020). *Geología web*. <https://geologiaweb.com/ingenieria-geologica/ensayo-spt/>

Mesri, G., Rokhsar, A., y Bohor, B. (1975). Composition and compressibility of typical samples of clay. En *Géotechnique* (pp. 527 - 554).

Poliotti, M., y Sierra, P. (2007). *Geología y Geotecnia Consolidación Unidimensional de suelos*. Rosario: Universidad Nacional de Rosario.

Robertson, P. (2022). Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test: an update. *Canadian Science Publisher*, 00, 1 - 5.
<https://doi.org/doi.org/10.1139/cgj-2020-0657>

Saez, E. (2010). *Fundamentos de Geotecnia*. Santiago de Chile.

Terzaghi, K., Peck, R., y Mesri, G. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: Wiley-Interscience Publication.

Universidad Europea de Madrid. (16 de Noviembre de 2016). *Cartagena99*.

<https://www.cartagena99.com/recursos/alumnos/apuntes/1.%20Tema%201%20Consolidacion.pdf>

Vélez Dávila, P. (Enero de 2012). *Comprobación de las correlaciones de la presión de expansión con las propiedades índices en suelos del sector Challuabamba, Cuenca, recomendaciones para la construcción de cimentaciones*. Repositorio Institucional

Universidad de Cuenca:<http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/2558>

Whitlow, R. (1994). *Fundamentos de Mecánica de Suelos*. Compañía Editorial Continental.

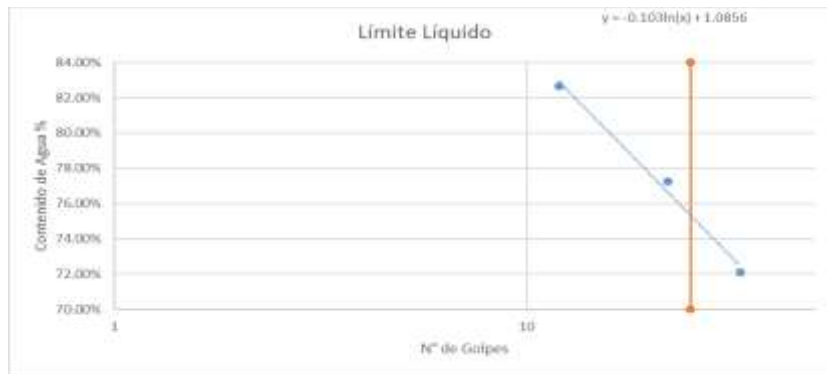
Zevallos, O., María Augusta, F., Plaza Nieto, G., y Klinkicht Sojos, S. (1996). Sin plazo para la Esperanza: Reporte sobre el Desastre de la Josefina - Ecuador, 1993. Escuela Politécnica Nacional, Ecuador.

Anexo 1

Muestra: 1
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 0.5 m. a 1 m.

LIMITES DE ATTERBERG Y CONTENIDO DE HUMEDAD

Muestra No.	Recipiente No.	Número de golpes	Masa del recipiente suelo húmedo	Masa del recipiente suelo seco	Masa del recipiente	Masa del agua	Masa del suelo seco	Contenido de agua
HUMEDAD								
1	91		158.33	120.18	32.05	38.15		
	T61		127.37	93.86	16.62			
LIMITE L								
1	8	33	13.83					
	29	22	13.24					
	31	12						
1								



LIMITES DE ATTERBERG	WL	75.41%
	WP	23.70%
	IP	51.70%
	Muestra:	37.98%
HUMEDAD	Sondeo:	43.34%
	Profundidad:	

Muestra: 99
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 1.5 m. a 2 m.

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

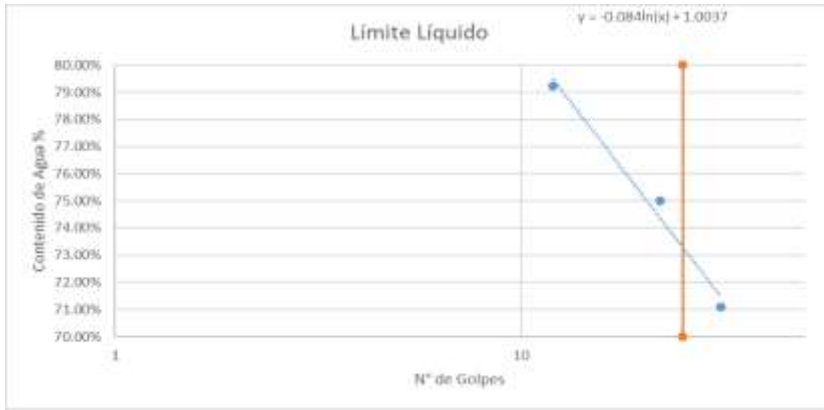


SUCS
CH (ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD)

LIMITES DE ATTERBERG Y CONTENIDO DE HUMEDAD

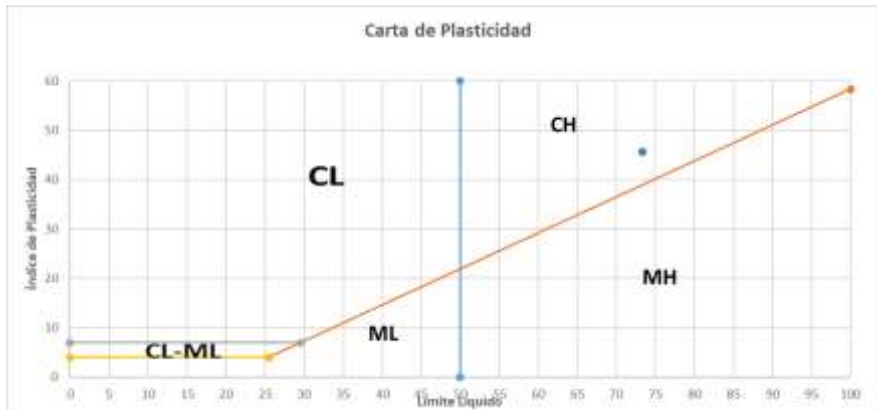
Muestra No	Recipiente	Número de	Masa del recipiente	Masa del recipiente suelo seco	Masa del	del Masa del agua	Masa suelo	Contenido de
HUMEDAD								
2	8		156.0		119.08			
	T4		4		23	36.9		6
LIMITE								
2	16	31	14.4		1			
	41	22	1					
	37	12						
2								

Muestra: 100
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 1.5 m. a 2 m.



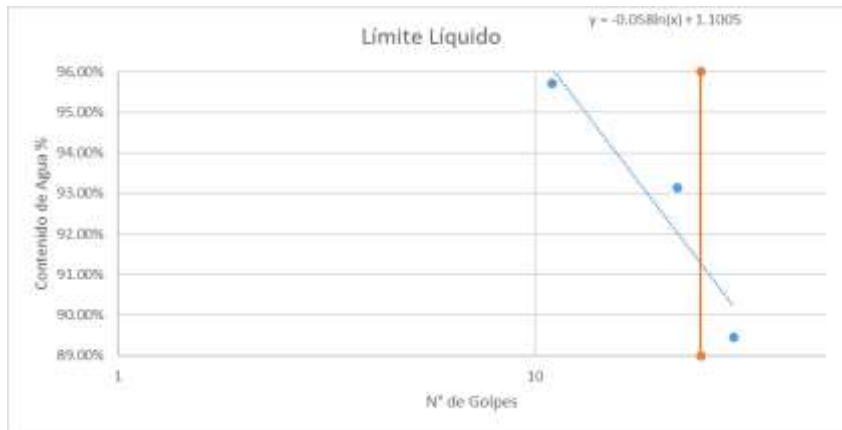
LIMITES DE ATTERBERG	WL	73.33%
	WP	27.68%
	IP	45.65%
	IL	25.53%
HUMEDAD	W	38.42%

CLASIFICACIÓN DE SUELOS



SUCS
CH (ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD)

Muestra: 101
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 2.5 m. a 3 m.



LIMITES DE ATTERBERG	WL	91.38%
	WP	22.40%
	IP	68.98%
	IL	69.47%
HUMEDAD	W	70.32%

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

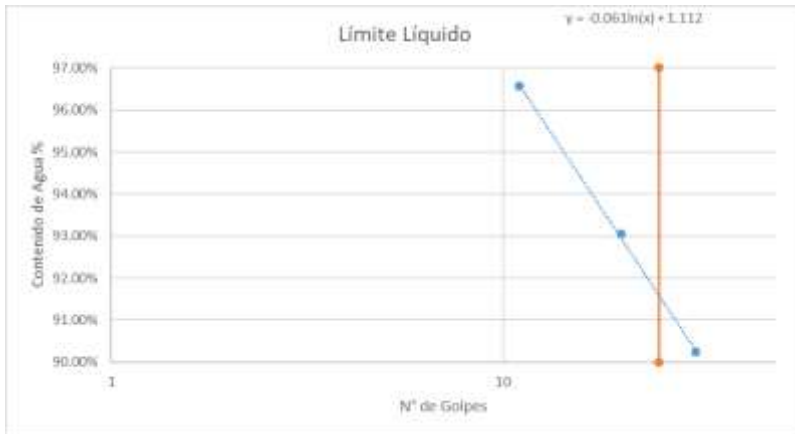


SUCS
CH (ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD)

Muestra: 103
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 3.5 m. a 4 m.

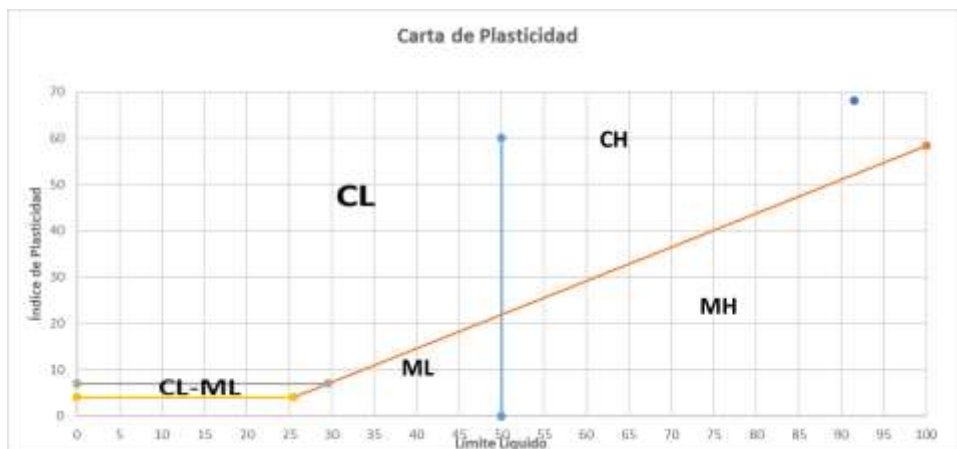
LIMITES DE ATTERBERG Y CONTENIDO DE HUMEDAD

Muestra No.	Recipiente No.	Número de golpes	Masa del recipiente suelo húmedo	Masa del recipiente suelo seco	Masa del recipiente	Masa del agua	Masa del suelo seco	Contenido de agua W%	
HUMEDAD									
4	53		154.25	98.03	31.74	56.22	66.29	84.81%	
	T25		123.89	65.38	12.43	58.51	52.95	110.50%	
								Promedio	97.65%
LIMITE LIQUIDO									
4	44	31	14.17	10.75	6.96	3.42	3.79	90.24%	
	28	20	12.41	9.60	6.58	2.81	3.02	93.05%	
	9	11	13.13	9.76	6.27	3.37	3.49	96.56%	
LIMITE PLASTICO									
4	48		10.25	9.64	7.01	0.61	2.63	23%	
	9		10.26	9.65	7.01	0.61	2.64	23%	
	49		10.34	9.68	6.92	0.66	2.76	24%	23.40%



LIMITES DE ATTERBERG	WL	91.56%
	WP	23.40%
	IP	68.16%
	IL	108.93%
HUMEDAD	W	97.65%

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

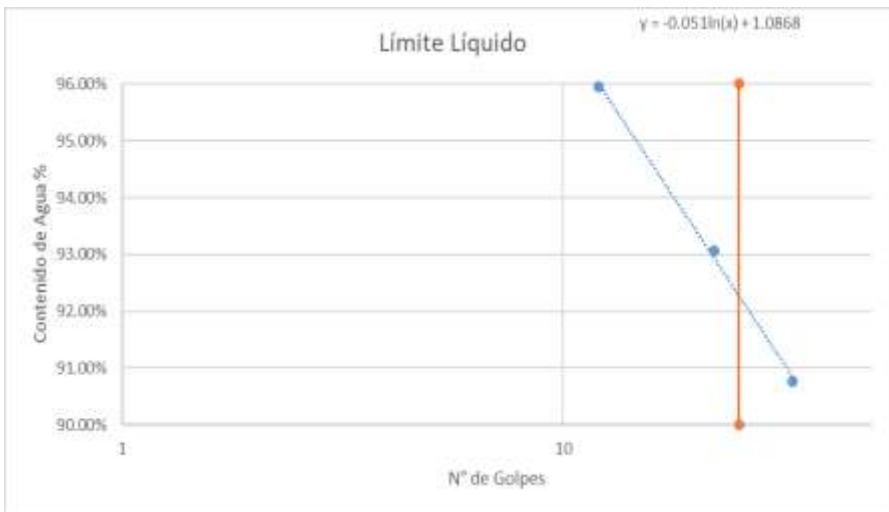


SUCS
CH (ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD)

Muestra: 104
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 4.5 m. a 5 m.

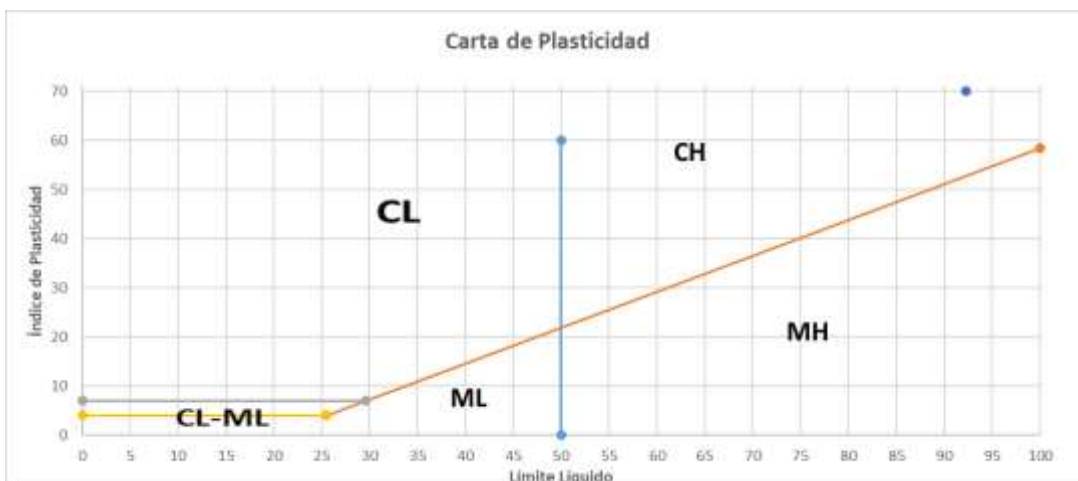
LIMITES DE ATTERBERG

Muestra No.	Recipiente No.	Número de golpes	Masa del recipiente suelo húmedo	Masa del recipiente suelo seco	Masa del recipiente	Masa del agua	Masa del suelo seco	Contenido de agua W%	
LIMITE LIQUIDO									
5	36	33	12.86	9.91	6.66	2.95	3.25	90.77%	
	13	22	12.89	10.07	7.04	2.82	3.03	93.07%	
	450	12	12.64	10.03	7.31	2.61	2.72	95.96%	
LIMITE PLASTICO									
5	14		10.24	9.56	6.84	0.68	2.72	25%	
	23		10	9.55	6.77	0.45	2.78	16%	
	53		10.35	9.58	6.56	0.77	3.02	25%	22.23%



LIMITES DE ATTERBERG	WL	92.26%
	WP	22.23%
	IP	70.03%

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

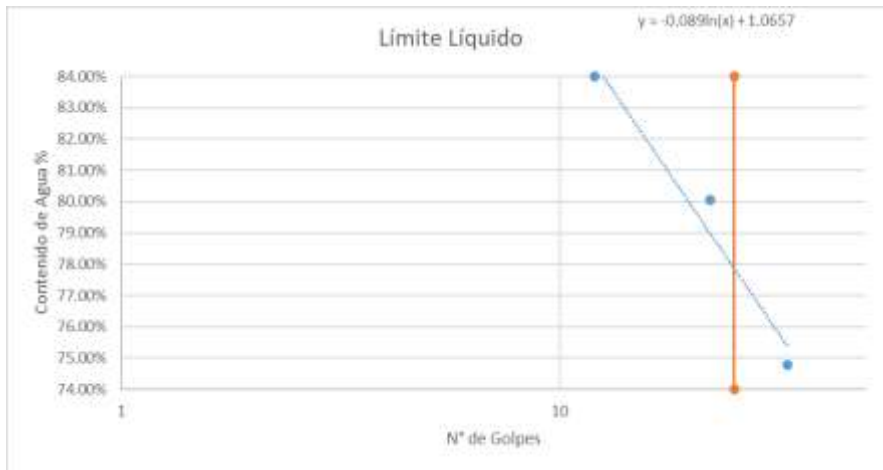


SUCS
CH (ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD)

Muestra: 105
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 5.5 m. a 6 m.

LIMITES DE ATTERBERG

Muestra No.	Recipiente No.	Número de golpes	Masa del recipiente suelo húmedo	Masa del recipiente suelo seco	Masa del recipiente	Masa del agua	Masa del suelo seco	Contenido de agua W%	
LIMITE LIQUIDO									
6	3	33	14.93	11.58	7.1	3.35	4.48	74.78%	
	46	22	14.36	11.27	7.41	3.09	3.86	80.05%	
	18	12	13.58	10.64	7.14	2.94	3.50	84.00%	
LIMITE PLASTICO									
6	111		10.24	9.63	7.06	0.61	2.57	24%	
	X		10.28	9.52	6.88	0.76	2.64	29%	
	91		10.34	9.66	6.82	0.68	2.84	24%	25.49%



LIMITES DE ATTERBERG	WL	77.92%
	WP	25.49%
	IP	52.43%

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

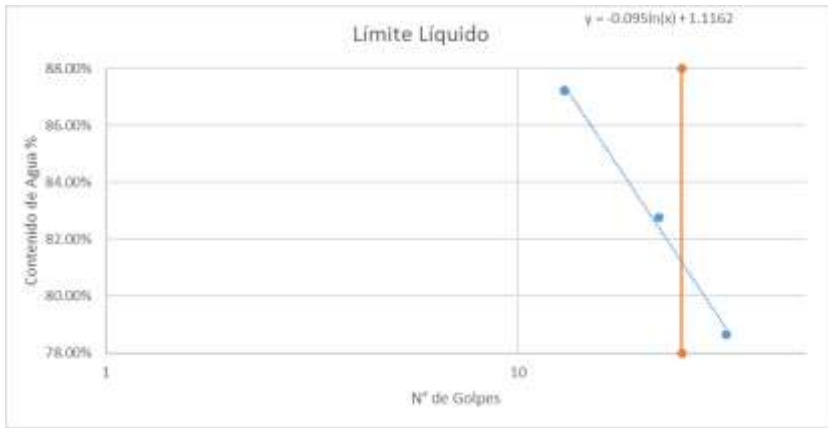


SUCS
CH (ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD)

Muestra: 106
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 6.5 m. a 7 m.

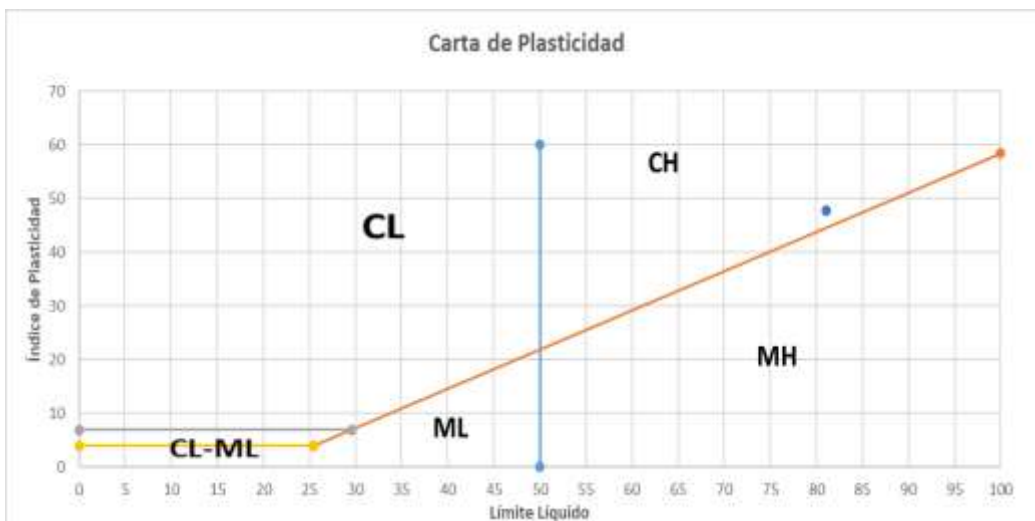
LIMITES DE ATTERBERG

Muestra No.	Recipiente No.	Número de golpes	Masa del recipiente suelo húmedo	Masa del recipiente suelo seco	Masa del recipiente	Masa del agua	Masa del suelo seco	Contenido de agua W%	
LIMITE LIQUIDO									
7	48	32	12.92	10.38	7.15	2.54	3.23	78.64%	
	27	22	14.22	11.05	7.22	3.17	3.83	82.77%	
	33	13	13.50	10.43	6.91	3.07	3.52	87.22%	
LIMITE PLASTICO									
7	41		9.77	9.15	6.4	0.62	2.75	23%	
	82		9.88	9	7.12	0.88	1.88	47%	
	5		10.02	9.21	6.53	0.81	2.68	30%	33.19%



LIMITES DE ATTERBERG	WL	81.04%
	WP	33.19%
	IP	47.85%

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

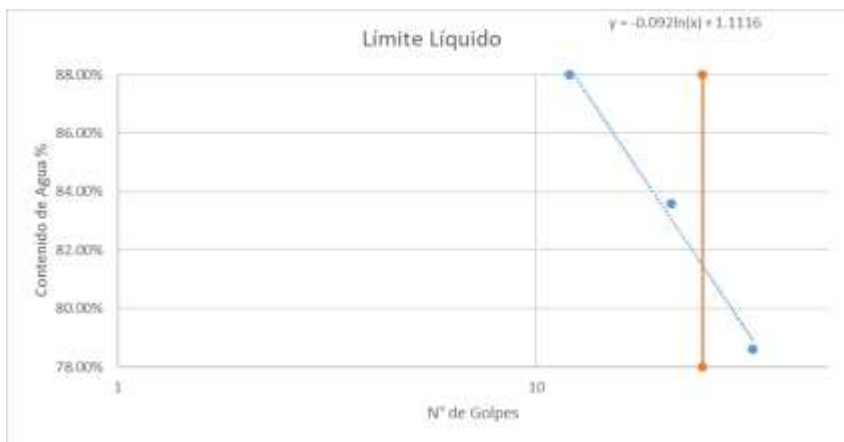


SUCS
CH (ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD)

Muestra: 107
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 7.5 m. a 8 m.

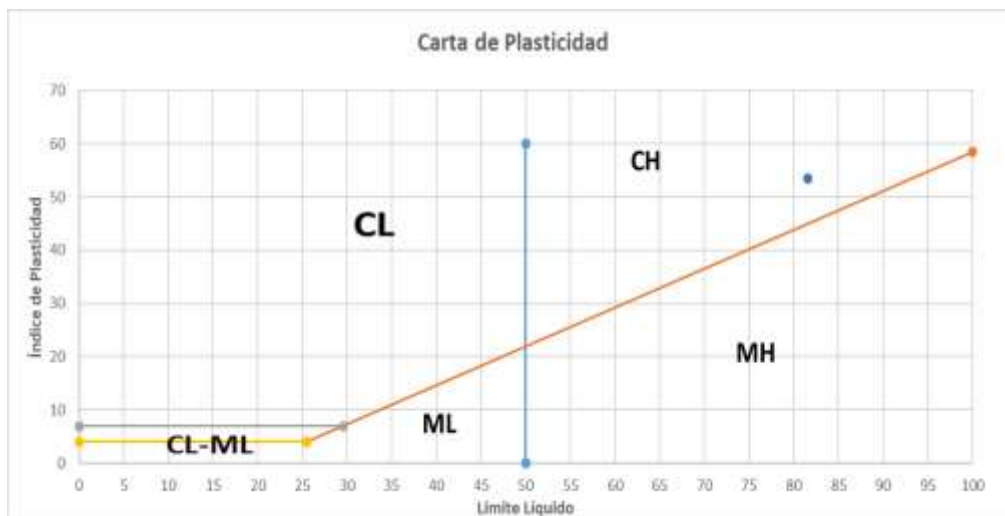
LIMITES DE ATTERBERG

Muestra No.	Recipiente No.	Número de golpes	Masa del recipiente suelo húmedo	Masa del recipiente suelo seco	Masa del recipiente	Masa del agua	Masa del suelo seco	Contenido de agua W%	
LIMITE LIQUIDO									
8	17	33	13.66	10.94	7.48	2.72	3.46	78.61%	
	15	21	14.16	11.10	7.44	3.06	3.66	83.61%	
	6	12	14.26	10.96	7.21	3.30	3.75	88.00%	
LIMITE PLASTICO									
8	8		10.07	9.46	7.19	0.61	2.27	27%	
	46		9.49	8.7	5.93	0.79	2.77	29%	
	30		10.25	9.48	6.81	0.77	2.67	29%	28.08%



LIMITES DE ATTERBERG	WL	81.55%
	WP	28.08%
	IP	53.47%

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

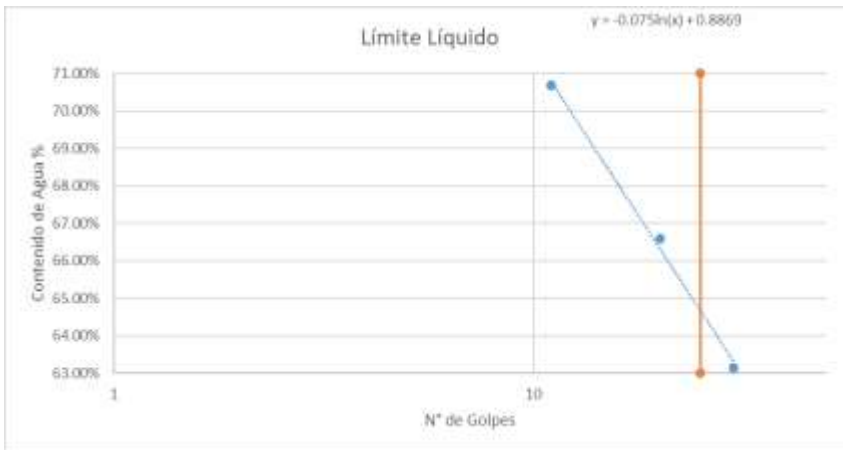


SUCS
CH (ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD)

Muestra: 9
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 8.5 m. a 9 m.

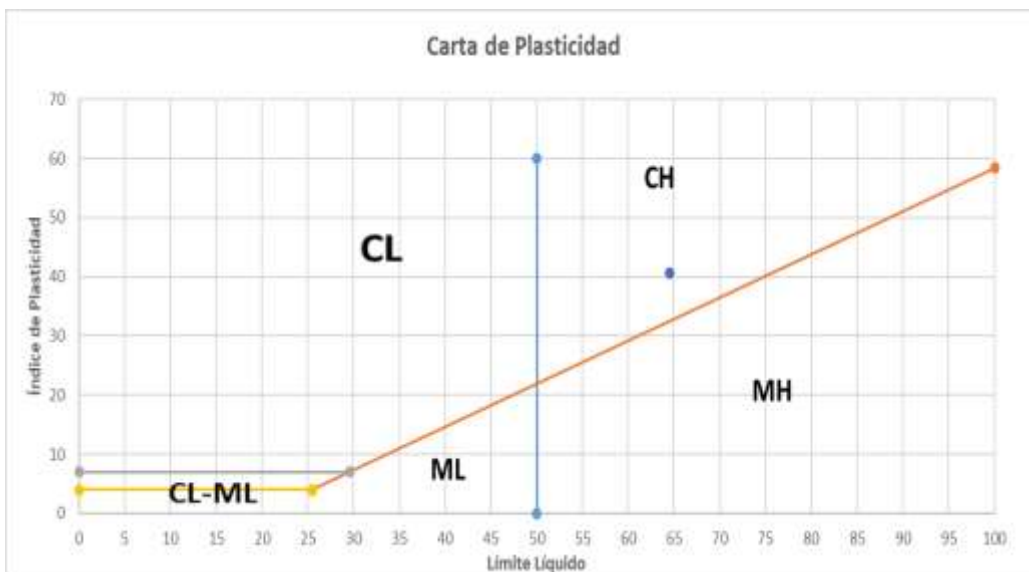
LIMITES DE ATTERBERG

Muestra No.	Recipiente No.	Número de golpes	Masa del recipiente suelo húmedo	Masa del recipiente suelo seco	Masa del recipiente	Masa del agua	Masa del suelo seco	Contenido de agua W%	
LIMITE LIQUIDO									
9	7	30	13.66	11.09	7.02	2.57	4.07	63.14%	
	12	20	15.23	12.14	7.50	3.09	4.64	66.59%	
	34	11	14.42	11.43	7.20	2.99	4.23	70.69%	
LIMITE PLASTICO									
9	35		10.03	9.47	7.01	0.56	2.46	23%	
	39		9.99	9.4	6.99	0.59	2.41	24%	
	26		10.12	9.5	6.98	0.62	2.52	25%	23.95%



LIMITES DE ATTERBERG	WL	64.55%
	WP	23.95%
	IP	40.60%

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

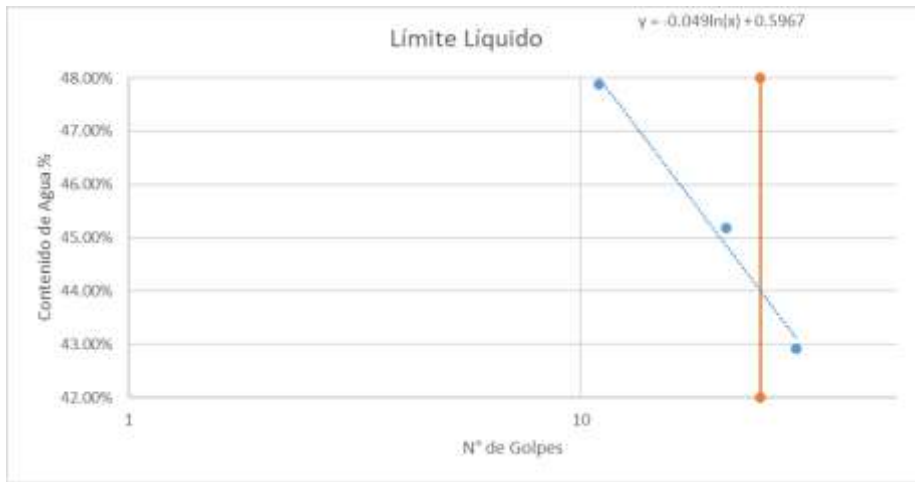


SUCS
CH (ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD)

Muestra: 10
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 9.5 m. a 10 m.

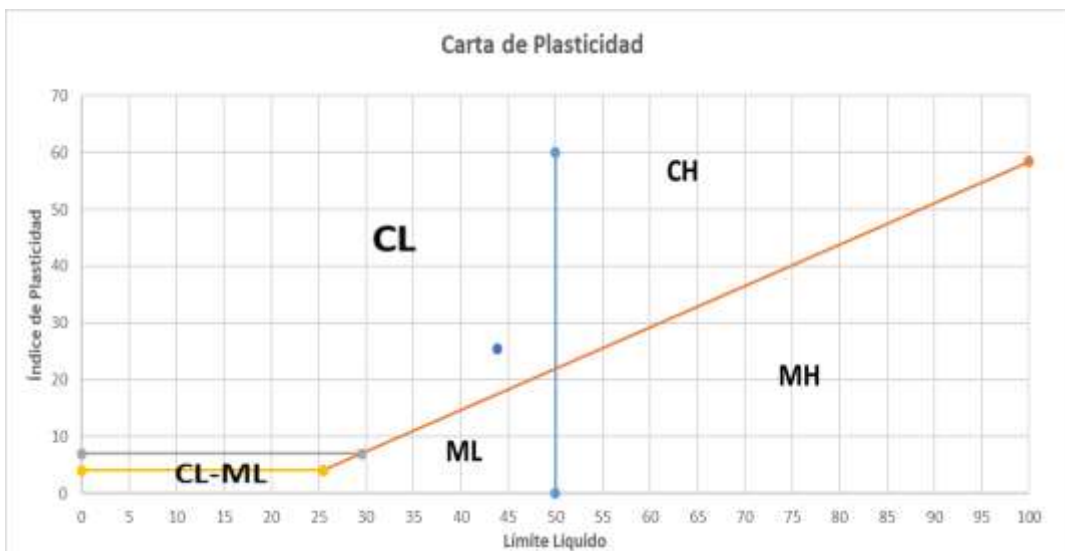
LIMITES DE ATTERBERG

Muestra No.	Recipiente No.	Número de golpes	Masa del recipiente suelo húmedo	Masa del recipiente suelo seco	Masa del recipiente	Masa del agua	Masa del suelo seco	Contenido de agua W%	
LIMITE LIQUIDO									
10	32	30	14.64	12.31	6.88	2.33	5.43	42.91%	
	11	21	14.82	12.43	7.14	2.39	5.29	45.18%	
	20	11	15.74	13.02	7.34	2.72	5.68	47.89%	
LIMITE PLASTICO									
10	29		10	9.5	6.82	0.5	2.68	19%	
	43		10	9.51	6.88	0.49	2.63	19%	
	3		10.13	9.65	6.99	0.48	2.66	18%	18.44%



LIMITES DE ATTERBERG	WL	43.90%
	WP	18.44%
	IP	25.46%

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

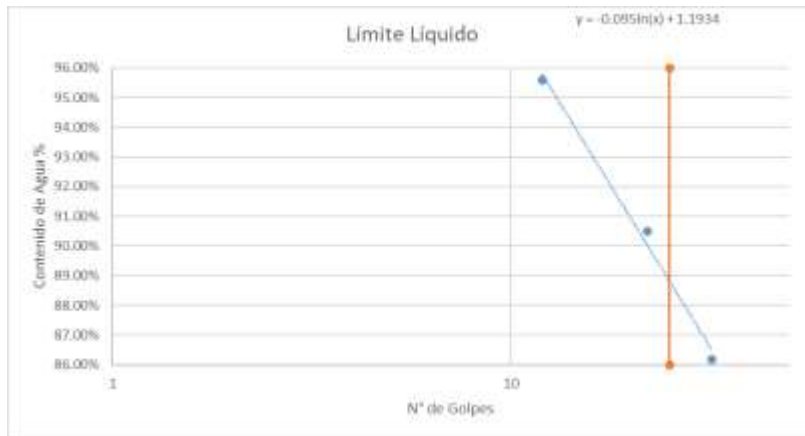


SUCS
CL (ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD)

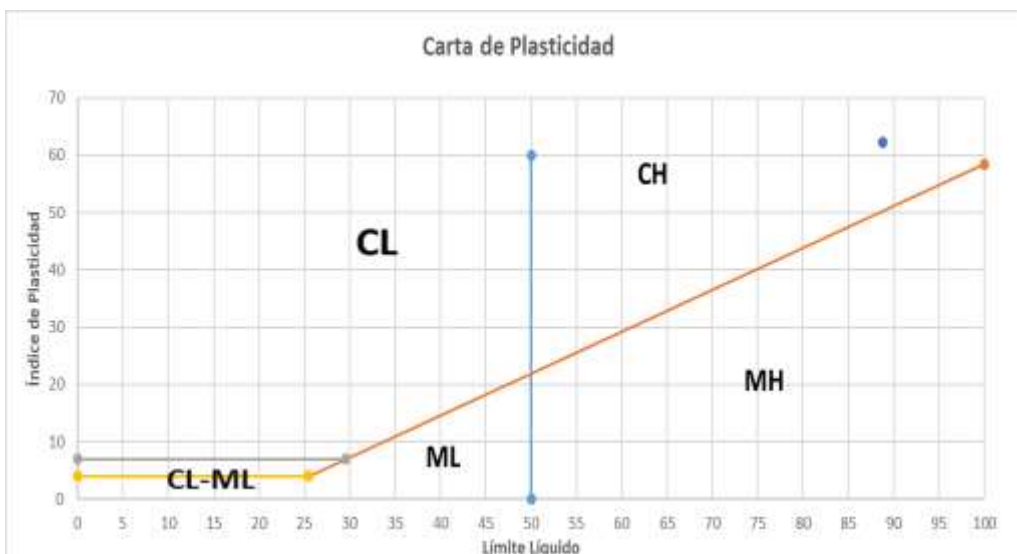
Muestra: 110
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 10.5 m. a 11 m.

LIMITES DE ATTERBERG Y CONTENIDO DE HUMEDAD

Muestra No	del recipiente	Recipiente No.	Número de golpes	Masa suelo	Masa del recipiente suelo seco	Masa del	Masa del	Cont
1	T3			159.1				
	8			9	DAD96.02	31.2	5	63.1
LIMIT								
1	4	3		13.9				
	3	2		3				
	1	2						
1								



WL 88.76%
 WP 26.61%
 LI 62.15%
 IL 114.14%
 S
 D
 E
 A
 T
 T
 E
 I
 L
 I
 R
 B



SUCS
CH (ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD)

Muestra: 111
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 10.5 m. a 11 m.

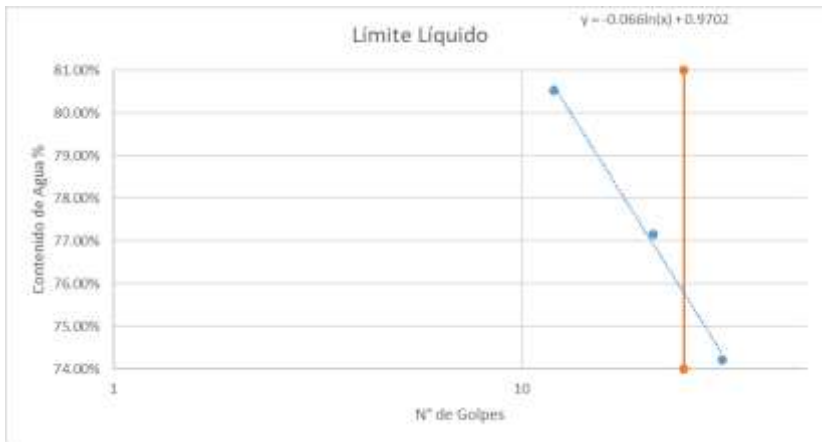
97.55%

LIMITES DE ATTERBERG Y CONTENIDO DE HUMEDAD

Muestra No.	Recipiente No.	Número de golpes	Masa del recipiente suelo húmedo	Masa del recipiente suelo seco	Masa del recipiente	Masa del agua	Masa del suelo seco	Contenido de agua W
HUMEDAD								
12	32		156.06	111.67	23.62	44.39		
	T23		116.11	86.38	16.18	2		
LIMITE LIQUIDO								
12	50	31	13.36					
	1	21						
	21	12						
12	50							

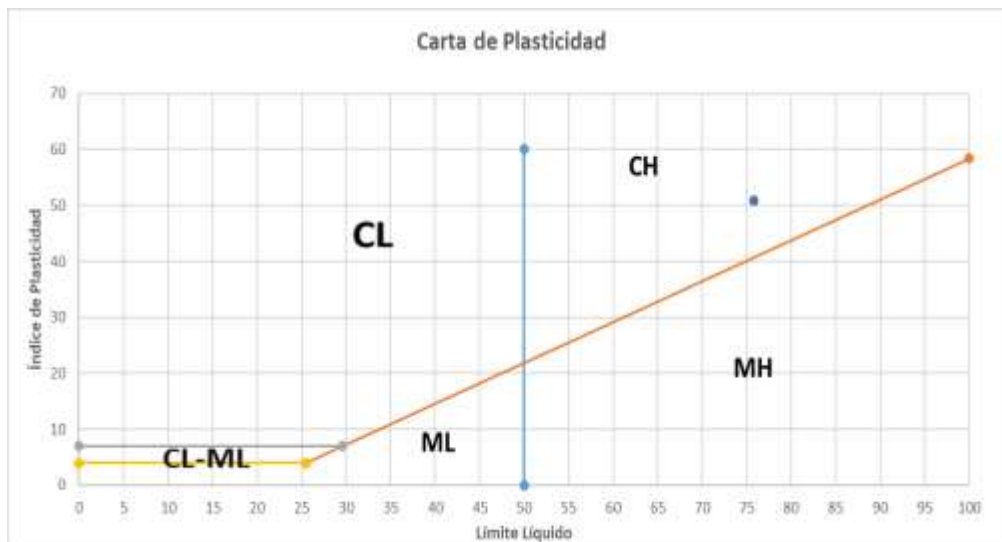
Muestra: 111
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 11.5 m. a 12 m.

LIMITES DE ATTERBERG Y CONTENIDO DE HUMEDAD



LIMITES DE ATTERBERG	WL	75.78%
	WP	24.98%
	IP	50.80%
	IL	42.13%
HUMEDAD	W	46.38%

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

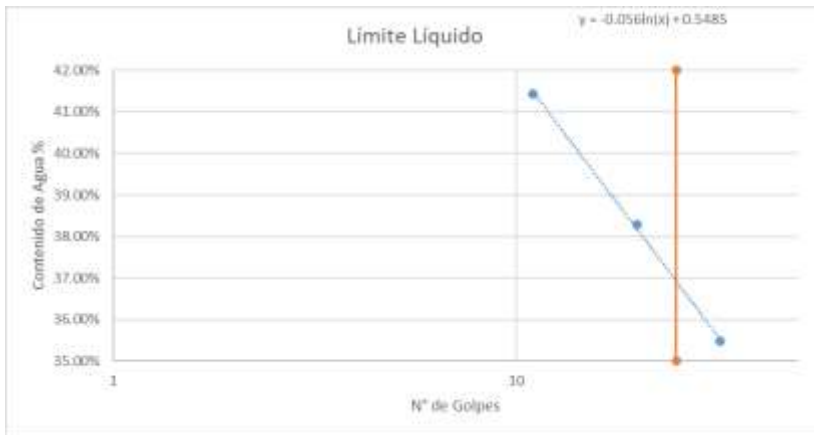


SUCS
CH (ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD)

Muestra: 113
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 12.5 m. a 13 m.

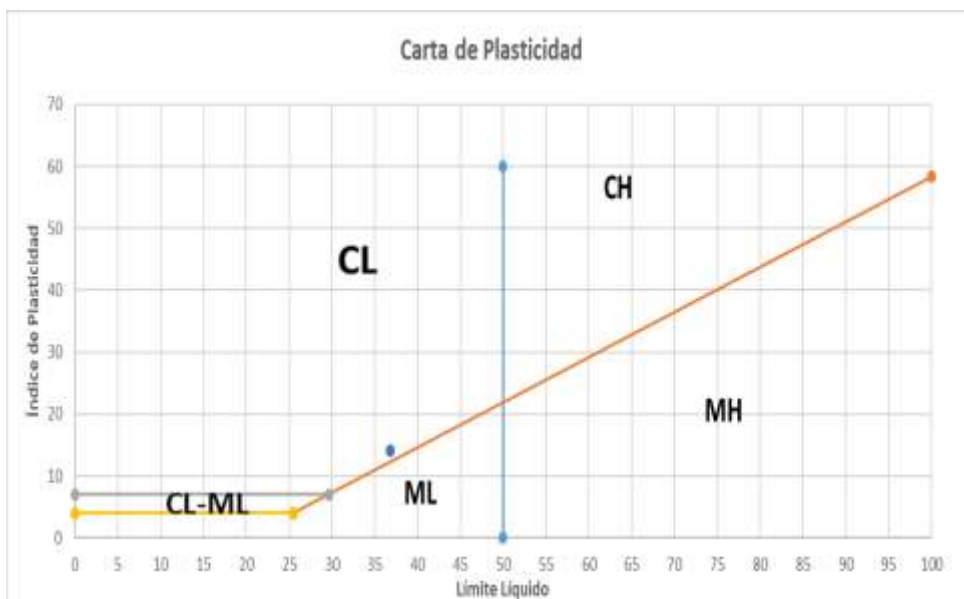
LIMITES DE ATTERBERG Y CONTENIDO DE HUMEDAD

Muestra No.	Recipiente No.	Número de golpes	Masa del recipiente suelo húmedo	Masa del recipiente suelo seco	Masa del recipiente	Masa del agua	Masa del suelo seco	Contenido de agua W%	
HUMEDAD									
13	78		162.28	119.89	23.64	42.39	96.25	44.04%	
	12		118.69	84.23	15.64	34.46	68.59	50.24%	
								Promedio	47.14%
LIMITE LIQUIDO									
13	35	32	15.49	13.28	7.05	2.21	6.23	35.47%	
	4	20	15.31	13.12	7.40	2.19	5.72	38.29%	
	19	11	15.13	12.88	7.45	2.25	5.43	41.44%	
LIMITE PLASTICO									
13	41		10.59	9.91	6.91	0.68	3	23%	
	28		10.48	9.82	6.9	0.66	2.92	23%	
	20		10.84	10.16	7.17	0.68	2.99	23%	22.67%



LIMITES DE ATTERBERG	WL	36.82%
	WP	22.67%
	IP	14.15%
	IL	172.93%
HUMEDAD	W	47.14%

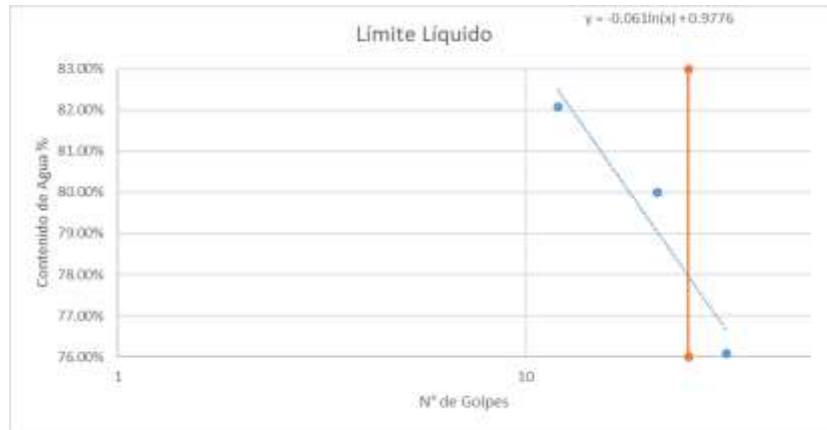
CLASIFICACIÓN DE SUELOS



SUCS
CL (ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD) Y POCA PRESENCIA DE LIMOS

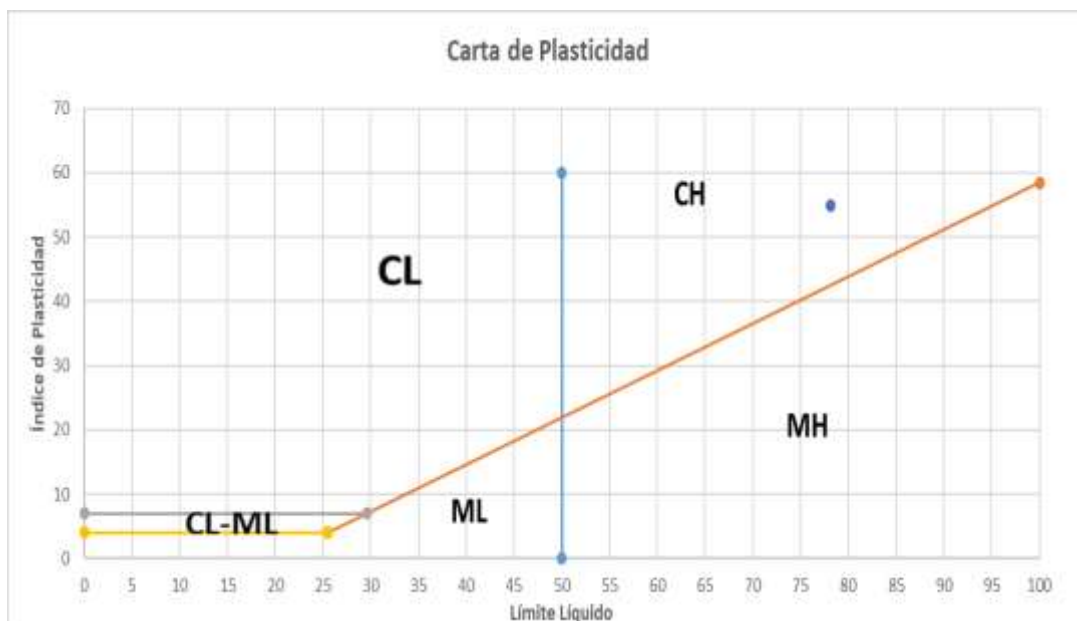
Muestra: 114
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 13.5 m. a 14 m.

LIMITES DE ATTERBERG Y CONTENIDO DE HUMEDAD



CLASIFICACIÓN DE SUELOS

LIMITES DE ATTERBERG	WL	78.12%
	WP	23.24%
	IP	54.88%
	IL	139.47%
HUMEDAD	W	99.78%

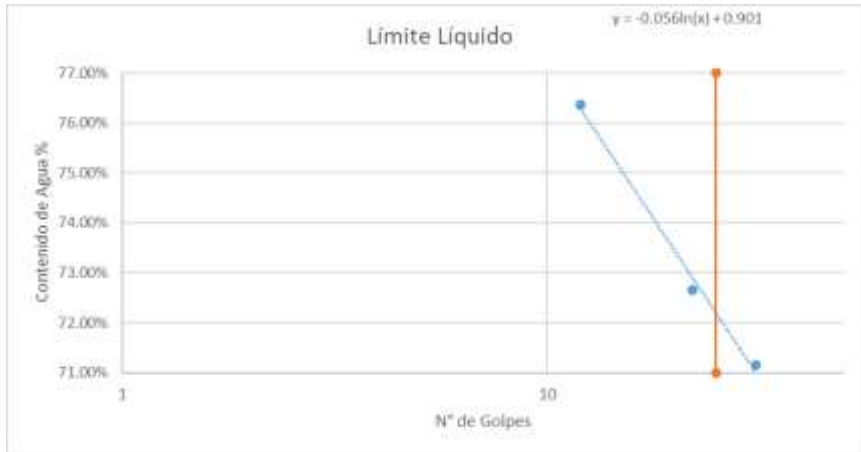


SUCS
CH (ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD)

Muestra: 115
 Sondeo: S1
 Profundidad: de 14.5 m. a 15 m.

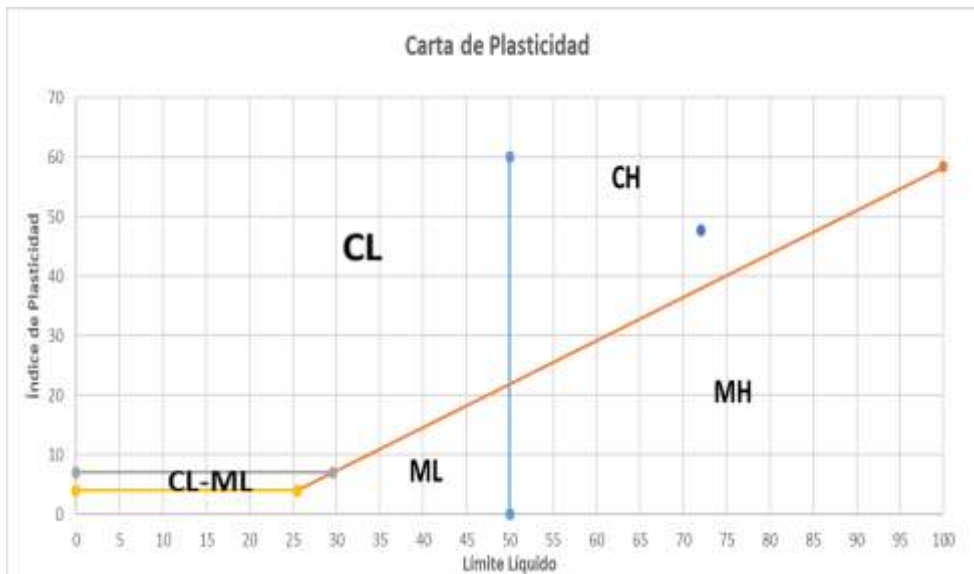
LIMITES DE ATTERBERG Y CONTENIDO DE HUMEDAD

Muestra No.	Recipiente No.	Número de golpes	Masa del recipiente suelo húmedo	Masa del recipiente suelo seco	Masa del recipiente	Masa del agua	Masa del suelo seco	Contenido de agua W%	
HUMEDAD									
15	35		157.67	120.17	31.56	37.50	88.61	42.32%	
	T47		120.8	79.59	15.59	41.21	64.00	64.39%	
								Promedio	53.36%
LIMITE LIQUIDO									
15	23	31	13.93	10.92	6.69	3.01	4.23	71.16%	
	25	22	13.64	10.93	7.20	2.71	3.73	72.65%	
	10	12	13.49	10.84	7.37	2.65	3.47	76.37%	
LIMITE PLASTICO									
15	19		10.09	9.6	7.54	0.49	2.06	24%	
	15		10.25	9.57	6.86	0.68	2.71	25%	
	16		10.18	9.51	6.76	0.67	2.75	24%	24.41%



LIMITES DE ATTERBERG	WL	72.07%
	WP	24.41%
	IP	47.66%
	IL	60.74%
HUMEDAD	W	53.36%

CLASIFICACIÓN DE SUELOS



SUCS
CH (ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD)

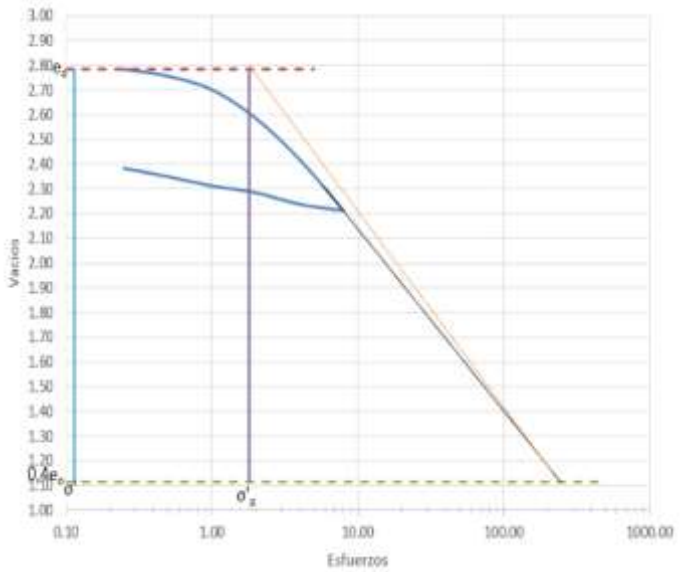
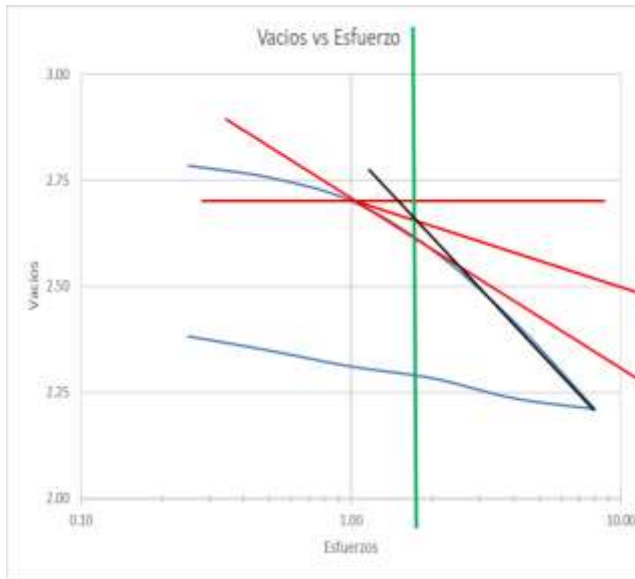
Anexo 2

Muestra 1

REGISTRO ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

TIEMPO	ESFUERZO = 1/4		ESFUERZO = 1/2		ESFUERZO = 1		ESFUERZO = 2		ESFUERZO = 4		ESFUERZO = 8	
	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial
0 seg	7:51	0	9:03	0.061	7:00	0.189	6:57	0.556	7:14	1.334	7:02	2.462
5 "	7:51:05	0.047	9:03:05	0.1	7:00:05	0.256	6:57:05	0.68	7:14:05	1.476	7:02:05	2.604
15 "	7:51:15	0.051	9:03:15	0.106	7:00:15	0.267	6:57:15	0.706	7:14:15	1.495	7:02:15	2.622
30 "	7:51:30	0.055	9:03:30	0.111	7:00:30	0.276	6:57:30	0.727	7:14:30	1.51	7:02:30	2.64
1 '	7:52	0.059	9:04	0.117	7:01	0.289	6:58	0.748	7:15	1.531	7:03	2.666
2 '	7:53	0.065	9:05	0.127	7:02	0.305	6:59	0.773	7:16	1.567	7:04	2.707
4 '	7:55	0.068	9:07	0.132	7:04	0.321	7:01	0.8	7:18	1.605	7:06	2.742
6 '	7:57	0.068	9:09	0.136	7:06	0.331	7:03	0.832	7:20	1.64	7:08	2.773
8 '	7:59	0.069	9:11	0.14	7:08	0.341	7:05	0.851	7:22	1.661	7:10	2.797
15'	8:06	0.07	9:18	0.147	7:15	0.373	7:12	0.9	7:29	1.727	7:17	2.875
30'	8:51	0.067	9:33	0.155	7:30	0.4	7:27		7:44	1.847	7:32	3.002
45'	8:36	0.066	9:48	0.16	7:45	0.42	7:42	1.031	7:59	1.925	7:47	
1 hora	8:51	0.064	10:03	0.163	8:00	0.438	7:57	1.066	8:14	1.97	8:02	
1h30'	9:21		10:33	0.169	8:30	0.456	8:27	1.11	8:44		8:32	3.222
2 h	9:51		11:03	0.171	9:00	0.477	8:57	1.147	9:14	2.116	9:02	3.375
3 h	10:51		12:03	0.174	10:00	0.489	9:57	1.185	10:14	2.192	10:02	
4 h	11:51		13:03	0.177	11:00	0.5	10:57	1.222	11:14	2.268	11:02	
6 h	13:51		15:03	0.181	13:00	5.17	12:57	1.257	13:14	2.337	13:02	
8 h	15:51				15:00		14:57		15:14		15:02	3.707
16 h									17:27	2.4		
24 h				0.189		0.556		1.334		2.461		3.846

DESCARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm2	Lectura de dial DH	DH / Hs mm./ mm.	e = eo - DH / Hs
6	8	0.253	3.846	0.5729	2.2108
5	4	0.126	3.676	0.5476	2.2362
4	2	0.063	3.359	0.5004	2.2834
3	1	0.032	3.175	0.4730	2.3108
2	0.5	0.016	2.923	0.4354	2.3483
1	0.25	0.008	2.697	0.4018	2.3820
DESCARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm2	Lectura de dial DH	DH / Hs mm./ mm.	e = eo - DH / Hs
6	8	0.253	3.846	0.5729	2.2108
5	4	0.126	3.676	0.5476	2.2362
4	2	0.063	3.359	0.5004	2.2834
3	1	0.032	3.175	0.4730	2.3108
2	0.5	0.016	2.923	0.4354	2.3483
1	0.25	0.008	2.697	0.4018	2.3820



Por el Método de Casa Grande		
Esfuerzo de preconsolidación	1.8	kg/cm ²

Cc (Corregido)	0.78
-----------------------	-------------

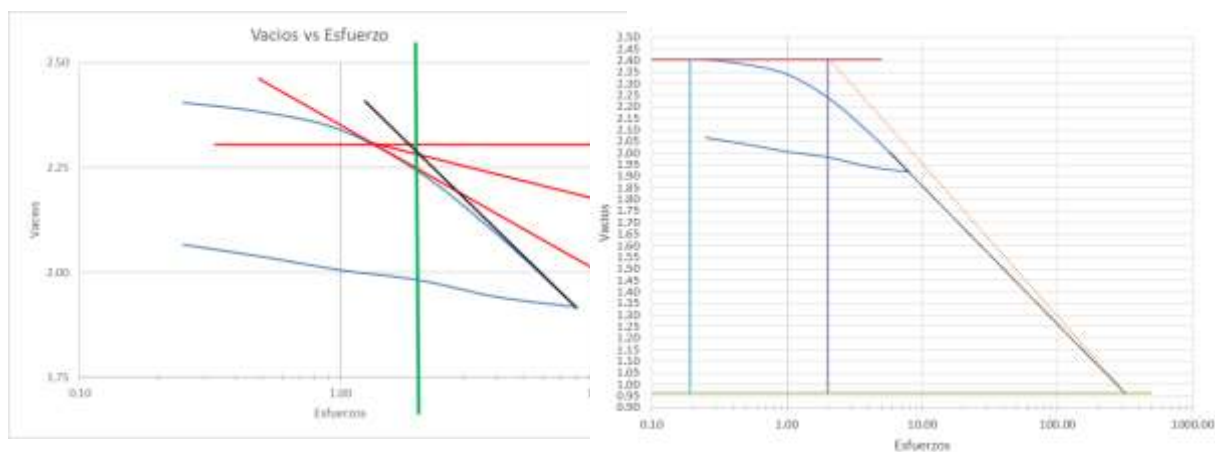
Gráfica	Coeficientes de compresión y expansión					
	Skempton		K&M			
	Cc	Cs	Cc	Cs	Cc	Cs
	0.69	0.35	0.59	0.06	0.70	0.14

Muestra 2

TIEMPO	ESFUERZO = 1/4		ESFUERZO = 1/2		ESFUERZO = 1		ESFUERZO = 2		ESFUERZO = 4		ESFUERZO = 8	
	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial
0 seg	7:53	0	9:05	0.058	7:00	0.167	6:57	0.482	7:14	1.255	7:02	2.336
5 "	7:53:05	0.038	9:05:05	0.1	7:00:05	0.231	6:57:05	0.687	7:14:05	1.515	7:02:05	2.547
15"	7:53:15	0.043	9:05:15	0.104	7:00:15	0.247	6:57:15	0.721	7:14:15	1.546	7:02:15	2.575
30"	7:53:30	0.047	9:05:30	0.108	7:00:30	0.258	6:57:30	0.749	7:14:30	1.569	7:02:30	2.592
1 '	7:54	0.051	9:06	0.112	7:01	0.272	6:58	0.775	7:15	1.596	7:03	2.637
2 '	7:55	0.056	9:07	0.118	7:02	0.293	6:59	0.811	7:16	1.63	7:04	2.657
4'	7:57	0.057	9:09	0.124	7:04	0.299	7:01	0.846	7:18	1.664	7:06	2.696
6'	7:59	0.058	9:11	0.128	7:06	0.309	7:03	0.871	7:20	1.699	7:08	2.72
8'	8:01	0.06	9:13	0.132	7:08	0.319	7:05	0.891	7:22	1.717	7:10	2.748
15'	8:08	0.06	9:20	0.136	7:15	0.34	7:12	0.911	7:29	1.769	7:17	2.855
30'	8:23	0.06	9:35	0.14	7:30	0.366	7:27		7:44	1.825	7:32	2.912
45'	8:38	0.059	9:50	0.143	7:45	0.375	7:42	1.014	7:59	1.915	7:47	
1 hora	8:53	0.058	10:05	0.145	8:00	0.384	7:57	1.036	8:14	1.94	8:02	
1h30'	9:23		10:35	0.149	8:30	0.398	8:27	1.067	8:44		8:32	3.197
2 h	9:53		11:05	0.151	9:00	0.403	8:57	1.089	9:14	2.053	9:02	3.23
3 h	10:53		12:05	0.154	10:00	0.425	9:57	1.123	10:14	2.089	10:02	
4 h	11:53		13:05	0.156	11:00	0.437	10:57	0.1151	11:14	2.17	11:02	
6 h	13:53		15:05	0.159	13:00	0.441	12:57	1.181	13:14	2.226	13:02	
8 h	15:53				15:00		14:57		15:14		15:02	3.41
16 h									17:27	2.28		
24 h				0.167		0.482		1.225		2.335		3.623

CARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm ²	Lectura de dialDH	DH / Hs mm./ mm.	e = eo - DH / Hs
1	0.25	0.008	0	0.0000	2.4042
2	0.5	0.016	0.167	0.0224	2.3818
3	1	0.032	0.482	0.0646	2.3396
4	2	0.063	1.225	0.1642	2.2400
5	4	0.126	2.335	0.3129	2.0913
6	8	0.253	3.623	0.4856	1.9186

DESCARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm ²	Lectura de dial DH	DH / Hs mm./ mm.	e = eo - DH / Hs
6	8	0.253	3.623	0.4856	1.9186
5	4	0.126	3.449	0.4622	1.9420
4	2	0.063	3.148	0.4219	1.9823
3	1	0.032	2.971	0.3982	2.0060
2	0.5	0.016	2.733	0.3663	2.0379
1	0.25	0.008	2.520	0.338	2.0665



Por el Método de Casa Grande		
Esfuerzo de preconsolidación	2	kg/cm ²

Cc (Corregido)	0.66
----------------	------

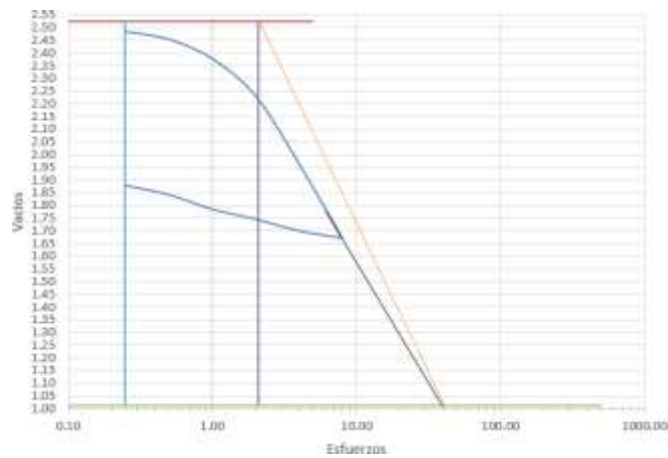
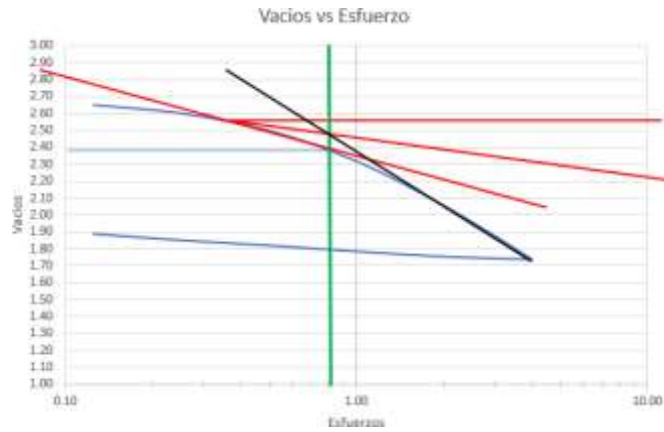
Coeficientes de compresión y expansión					
Gráfica		Skepton		K&M	
Cc	Cs	Cc	Cs	Cc	Cs
0.57	0.30	0.57	0.06	0.62	0.12

Muestra 3

TIEMPO	ESFUERZO = 1/4		ESFUERZO = 1/2		ESFUERZO = 1		ESFUERZO = 2		ESFUERZO = 4		ESFUERZO = 8	
	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial
0 seg	7:53	0	7:02	0.31	7:00	0.54	7:16	1.08	7:14	2.13	7:02	4.04
5 "	7:53:05	0.14	7:02:05	0.37	7:00:05	0.64	7:16:05	1.25	7:14:05	2.31	7:02:05	4.25
15 "	7:53:15	0.17	7:02:15	0.38	7:00:15	0.66	7:16:15	1.3	7:14:15	2.39	7:02:15	4.3
30 "	7:53:30	0.19	7:02:30	0.39	7:00:30	0.68	7:16:30	1.33	7:14:30	2.44	7:02:30	4.34
1 '	7:54	0.21	7:03	0.4	7:01	0.72	7:17	1.38	7:15	2.52	7:03	4.41
2 '	7:55	0.23	7:04	0.41	7:02	0.73	7:18	1.43	7:16	2.6	7:04	4.46
4 '	7:57	0.24	7:06	0.42	7:04	0.76	7:20	1.5	7:18	2.71	7:06	4.56
6 '	7:59	0.25	7:08	0.43	7:06	0.79	7:22	1.55	7:20	2.8	7:08	4.66
8 '	8:01	0.26	7:10	0.45	7:08	0.81	7:24	1.59	7:22	2.86	7:10	4.72
15 '	8:08	0.26	7:17	0.46	7:15	0.86	7:31	1.68	7:29	2.98	7:17	4.91
30 '	8:23	0.27	7:32	0.47	7:30		7:46	1.75	7:44	3.27	7:32	5.23
45 '	8:38	0.28	7:47	0.47	7:45	0.94	8:01	1.8	7:59		7:47	5.38
1 hora	8:53	0.28	8:02	0.48	8:00	0.96	8:16	1.85	8:14		8:02	5.49
1h30'	9:23	0.29	8:32	0.49	8:30	0.98	8:46		8:44	2047	8:32	5.63
2 h	9:53	0.29	9:02	0.5	9:00	0.99	9:16	1.95	9:14	3.6	9:02	5.75
3 h	10:53	0.3	10:02	0.51	10:00	1	10:16	1.97	10:14		10:02	5.82
4 h	11:53	0.3	11:02	0.51	11:00	1.02	11:16	2.01	11:14		11:02	5.88
6 h	13:53	0.3	13:02	0.52	13:00	1.03	13:16	2.04	13:14		13:02	5.96
8 h	15:53	0.3	15:02		15:00		15:16		15:14	3.86	15:02	
16 h									17:27			
24 h		0.31		0.53		1.08		2.13		4.04		6.14

CARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm2	Lectura de dial DH	DH / Hs mm. / mm.	e = eo - DH / Hs
1	0.25	0.008	0.31	0.0430	2.4827
2	0.5	0.016	0.53	0.0736	2.4522
3	1	0.032	1.08	0.1499	2.3759
4	2	0.063	2.13	0.2957	2.2301
5	4	0.126	4.04	0.5608	1.9650
6	8	0.253	6.14	0.8523	1.6735

DESCARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm2	Lectura de dial DH	DH / Hs mm. / mm.	e = eo - DH / Hs
6	8	0.253	6.140	0.8523	1.6735
5	4	0.126	5.940	0.8245	1.7012
4	2	0.063	5.610	0.7787	1.7471
3	1	0.032	5.330	0.7399	1.7859
2	0.5	0.016	4.920	0.6829	1.8428
1	0.25	0.008	4.660	0.647	1.8789



Por el Método de Casa Grande		
Esfuerzo de preconsolidación	2.1	kg/cm ²

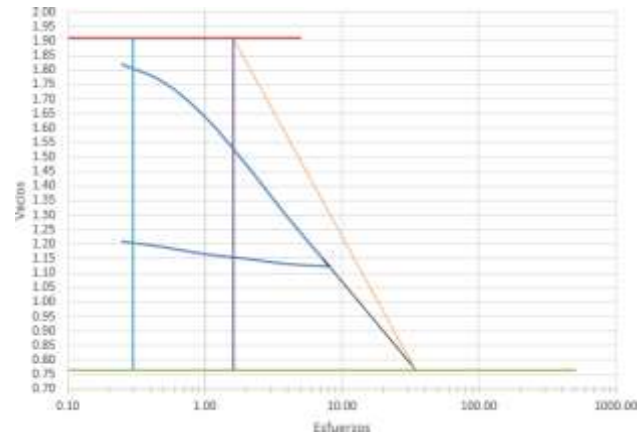
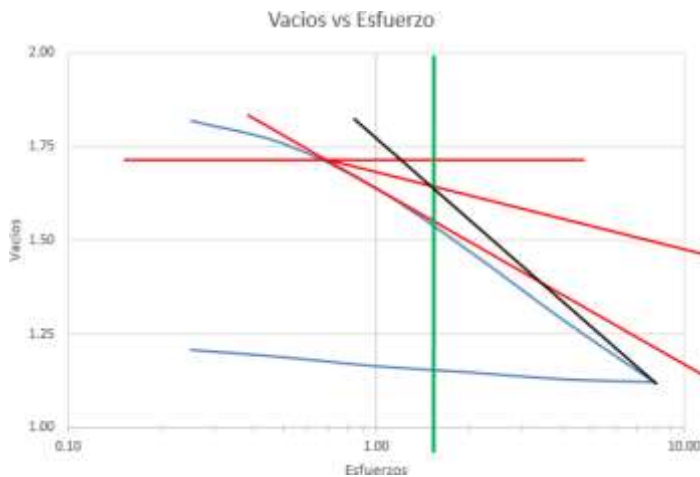
Cc (Corregido)	1.18
----------------	------

Coeficientes de compresión y expansión					
Gráfica		Skempton		K&M	
Cc	Cs	Cc	Cs	Cc	Cs
0.97	0.23	0.73	0.07	0.93	0.19

Muestra 4

TIEMPO	ESFUERZO = 1/4		ESFUERZO = 1/2		ESFUERZO = 1		ESFUERZO = 2		ESFUERZO = 4		ESFUERZO = 8	
	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial
0 seg	8:03	0	7:02	0.81	7:00	1.34	7:16	2.38	7:14	3.83	7:02	5.41
5"	8:03:05	0.03	7:02:05	0.95	7:00:05	1.58	7:16:05	2.74	7:14:05	4.19	7:02:05	5.75
15"	8:03:15	0.37	7:02:15	1.01	7:00:15	1.69	7:16:15	2.86	7:14:15	4.33	7:02:15	5.9
30"	8:03:30	0.47	7:02:30	1.09	7:00:30	1.75	7:16:30	2.98	7:14:30	4.47	7:02:30	6.03
1'	8:04	0.53	7:03	1.11	7:01	1.85	7:17	3.09	7:15	4.54	7:03	6.16
2'	8:05	0.63	7:04	1.13	7:02	1.92	7:18	3.22	7:16	4.6	7:04	6.24
4'	8:07	0.65	7:06	1.15	7:04	1.97	7:20	3.3	7:18	4.76	7:06	6.34
6'	8:09	0.67	7:08	1.16	7:06	2	7:22	3.34	7:20	4.82	7:08	6.38
8'	8:11	0.68	7:10	1.18	7:08	2.01	7:24	3.36	7:22	4.86	7:10	6.4
15'	8:18	0.69	7:17	1.2	7:15	2.06	7:31	3.43	7:29	4.96	7:17	6.46
30'	8:33	0.7	7:32	1.2	7:30		7:46	3.47	7:44	5	7:32	6.54
45'	8:48	0.72	7:47	1.21	7:45	2.14	8:01	3.51	7:59		7:47	6.56
1 hora	9:03	0.73	8:02	1.22	8:00	2.16	8:16	3.56	8:14		8:02	6.6
1h30'	9:33	0.73	8:32	1.24	8:30	2.18	8:46		8:44	5.02	8:32	6.63
2 h	10:03	0.75	9:02	1.25	9:00	2.2	9:16	3.6	9:14	5.1	9:02	6.65
3 h	11:03	0.75	10:02	1.26	10:00	2.24	10:16	3.66	10:14		10:02	6.7
4 h	12:03	0.77	11:02	1.28	11:00	2.26	11:16	3.68	11:14		11:02	6.73
6 h	14:03	0.78	13:02	1.29	13:00	2.28	13:16	3.72	13:14		13:02	6.77
8 h	16:03	0.79	15:02	1.3	15:00		15:16	3.76	15:14		15:02	
16 h									17:27			
24 h		0.81		1.34		2.38		3.83		5.41		6.88

ARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm ²	Lectura de dial DH	DH / Hs mm. / mm.	e = eo - DH / Hs
1	0.25	0.008	0.81	0.0928	1.8185
2	0.5	0.016	1.34	0.1536	1.7578
3	1	0.032	2.38	0.2728	1.6386
4	2	0.063	3.83	0.4390	1.4724
5	4	0.126	5.41	0.6201	1.2913
6	8	0.253	6.88	0.7886	1.1228
DESCARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm ²	Lectura de dial DH	DH / Hs mm. / mm.	e = eo - DH / Hs
6	8	0.253	6.880	0.7886	1.1228
5	4	0.126	6.810	0.7806	1.1308
4	2	0.063	6.650	0.7622	1.1491
3	1	0.032	6.510	0.7462	1.1652
2	0.5	0.016	6.300	0.7221	1.1893
1	0.25	0.008	6.130	0.703	1.2087



Por el Método de Casa Grande		
Esfuerzo de preconsolidación	1.6	kg/cm ²

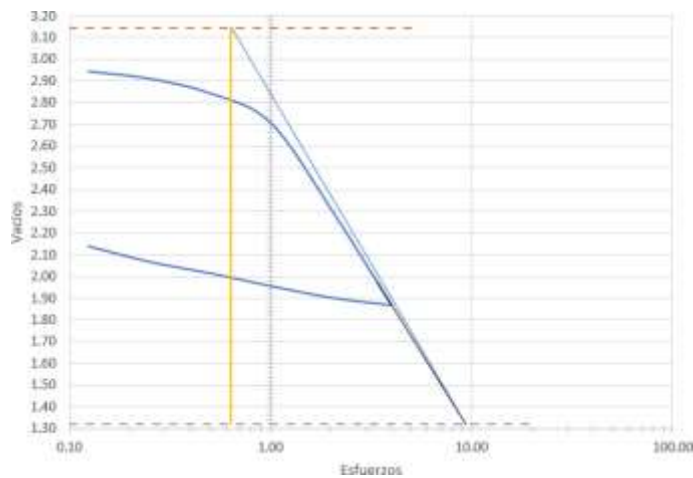
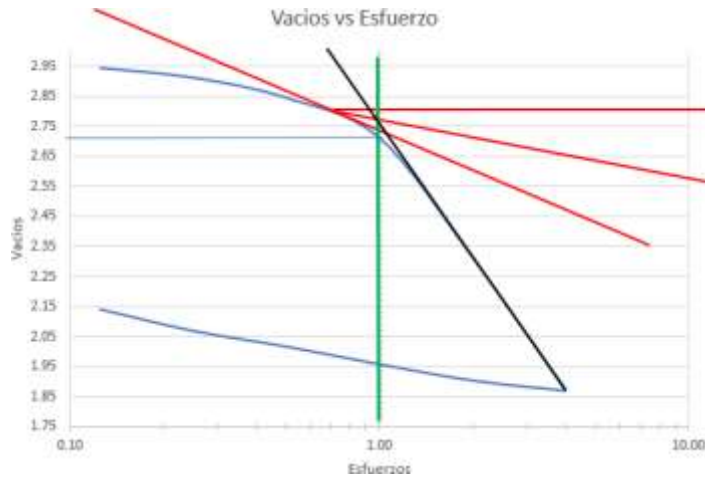
Cc [Corregido]	0.86
----------------	------

Coeficientes de compresión y expansión					
Gráfica		Skempton		K&M	
Cc	Cs	Cc	Cs	Cc	Cs
0.56	0.23	0.73	0.07	0.92	0.18

Muestra 11

TIEMPO	ESFUERZO = 1/8		ESFUERZO = 1/4		ESFUERZO = 1/2		ESFUERZO = 1		ESFUERZO = 2		ESFUERZO = 4	
	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial
0 seg	10:36	0.97	7:08	1.23	6:47	1.43	7:04	1.84	7:05	2.66	7:33	5.09
5 "	10:36:05	1.07	7:08:05	1.28	6:47:05	1.5	7:04:05	1.92	7:05:05	2.73	7:33:05	5.17
15"	10:36:15	1.09	7:08:15	1.29	6:47:15	1.52	7:04:15	1.95	7:05:15	2.78	7:33:15	5.23
30"	10:36:30	1.1	7:08:30	1.3	6:47:30	1.53	7:04:30	1.97	7:05:30	2.83	7:33:30	5.28
1'	10:37	1.12	7:09	1.31	6:48	1.57	7:05	2.02	7:06	2.94	7:34	5.41
2'	10:38	1.14	7:10	1.32	6:49	1.59	7:06	2.1	7:07	3.05	7:35	5.51
4'	10:40	1.15	7:12	1.34	6:51	1.63	7:08	2.16	7:09	3.18	7:37	5.7
6'	10:42	1.16	7:14	1.35	6:53	1.66	7:10	2.2	7:11	3.26	7:39	5.74
8'	10:44	1.17	7:16	1.36	6:55	1.67	7:12	2.23	7:13	3.35	7:41	5.92
15'	10:51	1.18	7:23	1.37	7:02	1.71	7:19	2.31	7:20	3.6	7:48	6.2
30'	11:06	1.19	7:38	1.39	7:17	1.74	7:34	2.37	7:35	4	8:03	6.22
45'	11:21	1.2	7:53	1.39	7:32	1.75	7:49	2.42	7:50	4.12	8:18	
1 hora	11:36	1.2	8:08	1.4	7:47	1.75	8:04	2.45	8:05	4.27	8:33	
1h30'	12:06	1.21	8:38	1.4	8:17	1.76	8:34	2.48	8:35	4.35	9:03	
2 h	12:36	1.21	9:08	1.4	8:47	1.78	9:04	2.49	9:05	4.47	9:33	
3 h	13:36	1.22	10:08	1.41	9:47	1.79	10:04	2.52	10:05	4.68	10:33	
4 h	14:36	1.22	11:08	1.41	10:47	1.79	11:04	2.54	11:05	4.72	11:33	
6 h	16:36	1.23	13:08	1.42	12:47	1.8	13:04	2.57	13:05	4.82	13:33	
8 h	18:36		15:08	1.42	14:47	1.81	15:04	2.59	15:05	4.86	15:33	7.58
16 h												
24 h		1.23		1.43		1.84		2.66		5.09		7.81

CARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm2	Lectura de dial DH	DH / Hs mm./ mm.	e = eo - DH / Hs
1	0.125	0.004	1.23	0.2007	2.9441
2	0.25	0.008	1.43	0.2333	2.9115
3	0.5	0.016	1.84	0.3003	2.8446
4	1	0.032	2.66	0.4341	2.7107
5	2	0.063	5.09	0.8306	2.3142
6	4	0.126	7.81	1.2744	1.8704
DESCARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm2	Lectura de dial DH	DH / Hs mm./ mm.	e = eo - DH / Hs
6	4	0.126	7.81	1.2744	1.8704
5	2	0.063	7.6	1.2402	1.9046
4	1	0.032	7.27	1.1863	1.9585
3	0.5	0.016	6.91	1.1276	2.0172
2	0.25	0.008	6.59	1.0754	2.0694
1	0.125	0.004	6.15	1.0036	2.1412



De la grafica		Skempton		Kulhaw y Mayne	
Cc	Cs	Cc	Cs	Cc	Cs
1.46	0.18	0.71	0.07	0.84	0.17

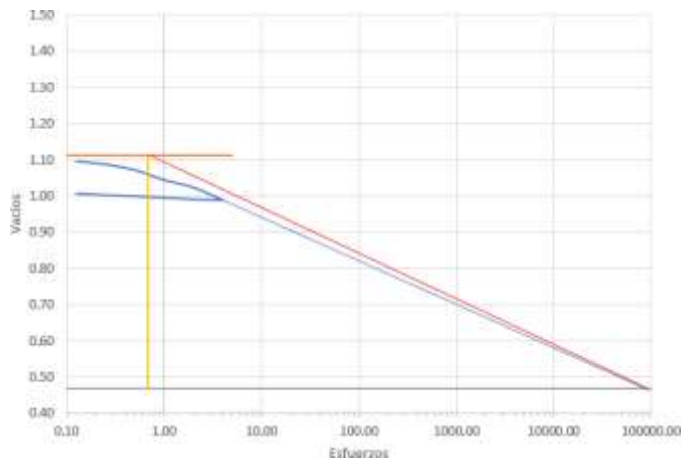
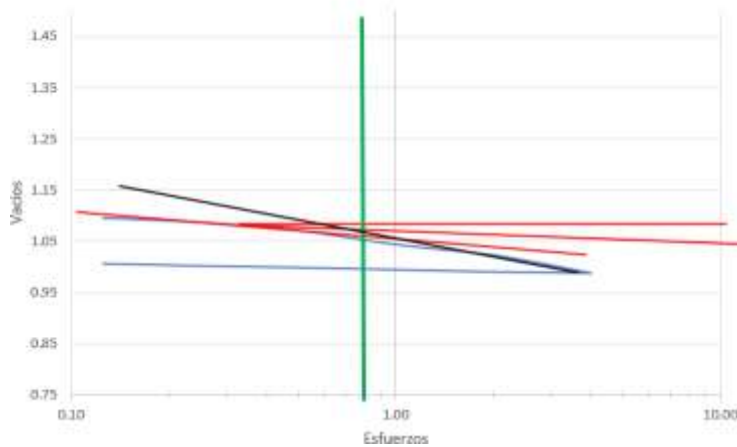
Cc (Corregido)	1.55
----------------	------

Muestra 12

TIEMPO	ESFUERZO = 1/8		ESFUERZO = 1/4		ESFUERZO = 1/2		ESFUERZO = 1		ESFUERZO = 2		ESFUERZO = 4	
	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial
0 seg	10:31	0.004	7:04	0.2	6:43	0.3	6:59	0.49	7:03	0.82	7:33	1.07
5 "	10:31:05	0.1	7:04:05	0.24	6:43:05	0.38	6:59:05	0.73	7:03:05	0.92	7:33:05	1.26
15"	10:31:15	0.12	7:04:15	0.24	6:43:15	0.39	6:59:15	0.77	7:03:15	0.93	7:33:15	1.29
30"	10:31:30	0.13	7:04:30	0.25	6:43:30	0.4	6:59:30	0.79	7:03:30	0.94	7:33:30	1.31
1'	10:32	0.14	7:05	0.25	6:44	0.41	7:00	0.8	7:04	0.95	7:34	1.32
2'	10:33	0.14	7:06	0.25	6:45	0.41	7:01	0.8	7:05	0.96	7:35	1.34
4'	10:35	0.15	7:00	0.26	6:47	0.42	7:03	0.8	7:07	0.97	7:37	1.35
6'	10:37	0.15	7:10	0.26	6:49	0.42	7:05	0.8	7:09	0.97	7:39	1.35
8'	10:39	0.16	7:12	0.26	6:51	0.42	7:07	0.8	7:11	0.98	7:41	1.36
15'	10:46	0.16	7:19	0.27	6:58	0.43	7:14	0.8	7:18	0.99	7:48	1.37
30'	11:01	0.17	7:34	0.27	7:13	0.44	7:29	0.8	7:33	1	8:03	1.39
45'	11:16	0.17	7:49	0.27	7:28	0.44	7:44	0.8	7:48	1.01	8:18	
1 hora	11:31	0.18	8:04	0.28	7:43	0.46	7:59	0.81	8:03	1.01	8:33	
1h30'	12:01	0.18	8:34	0.28	8:13	0.46	8:29	0.81	8:33	1.02	9:03	
2 h	12:31	0.18	9:04	0.29	8:43	0.46	8:59	0.81	9:03	1.02	9:33	
3 h	13:31	0.19	10:04	0.29	9:43	0.46	9:59	0.81	10:03	1.04	10:33	
4 h	14:31	0.19	11:04	0.29	10:43	0.47	10:59	0.81	11:03	1.04	11:33	
6 h	16:31	0.19	13:04	0.29	12:43	0.47	12:59	0.81	13:03	1.05	13:33	
8 h	18:31		15:04	0.3	14:43	0.47	14:59	0.82	15:03	1.05	15:33	1.45
16 h												
24 h		0.2		0.3				0.82		1.07		1.49

CARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm2	Lectura de dial DH	DH / Hs mm./ mm.	e = eo - DH / Hs
1	0.125	0.004	0.2	0.0166	1.0961
2	0.25	0.008	0.3	0.0250	1.0878
3	0.5	0.016	0.49	0.0408	1.0720
4	1	0.032	0.82	0.0682	1.0445
5	2	0.063	1.07	0.0890	1.0237
6	4	0.126	1.49	0.1239	0.9888
DESCARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm2	Lectura de dial DH	DH / Hs mm./ mm.	e = eo - DH / Hs
6	4	0.126	1.49	0.1239	0.9888
5	2	0.063	1.46	0.1214	0.9913
4	1	0.032	1.41	0.1173	0.9954
3	0.5	0.016	1.36	0.1131	0.9996
2	0.25	0.008	1.32	0.1098	1.0029
1	0.125	0.004	1.27	0.1056	1.0071

Vacios vs Esfuerzo



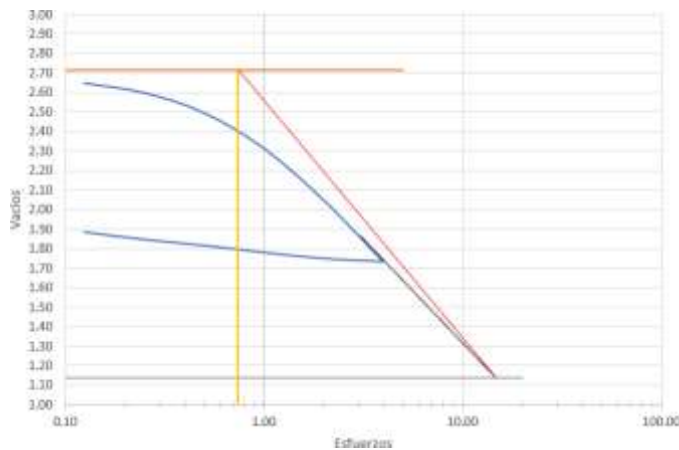
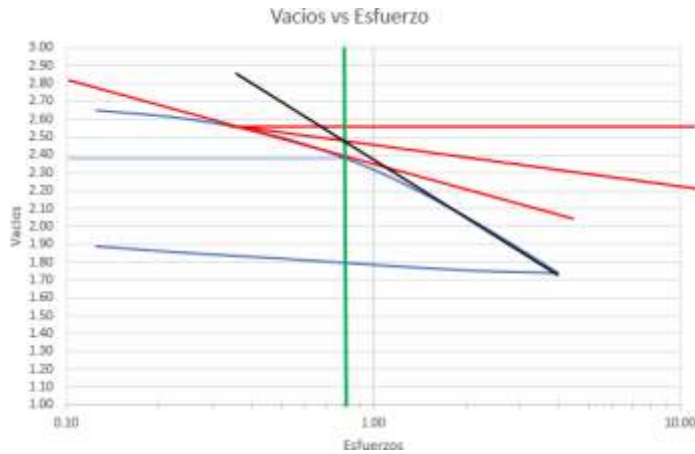
Por el Método de Casa Grande				
De la grafica	Esfuerzo de preconsolidación	Skempton	Kulhawy y Mayne	
Cc	Cc	Cs	Cs	Cs
0.12	0.01	0.39	0.8	0.14
		0.06	kg/cm2	
			0.69	

Cc (Corregido)	0.12
----------------	------

Muestra 13

TIEMPO	ESFUERZO = 1/8		ESFUERZO = 1/4		ESFUERZO = 1/2		ESFUERZO = 1		ESFUERZO = 2		ESFUERZO = 4	
	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial
0 seg	10:23	0.01	7:02	0.430	6:41	0.768	6:58	1.468	7:01	2.71	7:30	4.522
5 "	10:23:05	0.032	7:02:05	0.459	6:41:05	0.81	6:58:05	1.656	7:01:05	2.814	7:30:05	4.65
15"	10:23:15	0.054	7:02:15	0.468	6:41:15	0.824	6:58:15	1.723	7:01:15	2.85	7:30:15	4.675
30"	10:23:30	0.072	7:02:30	0.472	6:41:30	0.835	6:58:30	1.794	7:01:30	2.888	7:30:30	4.73
1'	10:24	0.098	7:03	0.489	6:42	0.852	6:59	1.92	7:02	2.944	7:31	4.838
2'	10:25	0.133	7:04	0.505	6:43	0.918	7:00	2.044	7:03	3.075	7:32	4.947
4'	10:27	0.179	7:06	0.529	6:45	0.972	7:02	2.226	7:05	3.192	7:34	5.13
6'	10:29	0.21	7:08	0.542	6:47	1.017	7:04	2.24	7:07	3.297	7:36	5.238
8'	10:31	0.237	7:10	0.552	6:49	1.048	7:06	2.273	7:09	3.369	7:38	5.342
15'	10:38	0.286	7:17	0.572	6:56	1.124	7:13	2.311	7:16	3.562	7:45	5.654
30'	10:53	0.332	7:32	0.613	7:11	1.155	7:28	2.384	7:31	3.803	8:00	5.911
45'	11:08	0.352	7:47	0.633	7:26	1.215	7:43	2.4	7:46	3.913	8:15	
1 hora	11:23	0.364	8:02	0.644	7:41	1.267	7:58	2.437	8:01	4.015	8:30	
1h30'	11:53	0.376	8:32	0.661	8:11	1.283	8:28	2.471	8:31	4.091	9:00	
2 h	12:23	0.384	9:02	0.683	8:41	1.316	8:58	2.496	9:01	4.145	9:30	
3 h	13:23	0.393	10:02	0.692	9:41	1.345	9:58	2.536	10:01	4.231	10:30	
4 h	14:23	0.4	11:02	0.703	10:41	1.366	10:58	2.556	11:01	4.253	11:30	
6 h	16:23	0.41	13:02	0.719	12:41	1.389	12:58	2.591	13:01	4.324	13:30	
8 h	18:23		15:02	0.73	14:41	1.406	14:58	2.619	15:01	4.362	15:30	6.496
16 h												
24 h		0.43		0.768		1.468		2.71		4.521		6.686

CARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm2	Lectura de dial DH	DH / Hs mm. / mm.	e = eo - DH / Hs
1	0.125	0.004	0.43	0.0629	2.6498
2	0.25	0.008	0.768	0.1123	2.6004
3	0.5	0.016	1.468	0.2146	2.4980
4	1	0.032	2.71	0.3961	2.3165
5	2	0.063	4.521	0.6608	2.0518
6	4	0.126	6.686	0.9773	1.7353
DESCARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm2	Lectura de dial DH	DH / Hs mm. / mm.	e = eo - DH / Hs
6	4	0.126	6.686	0.9773	1.7353
5	2	0.063	6.577	0.9613	1.7513
4	1	0.032	6.366	0.9305	1.7821
3	0.5	0.016	6.123	0.8950	1.8176
2	0.25	0.008	5.913	0.8643	1.8483
1	0.125	0.004	5.653	0.8263	1.8863



Por el Método de Casa Grande		
Esfuerzo de preconsolidación	0.81	kg/cm ²

Cc (Corregido)	1.19
----------------	------

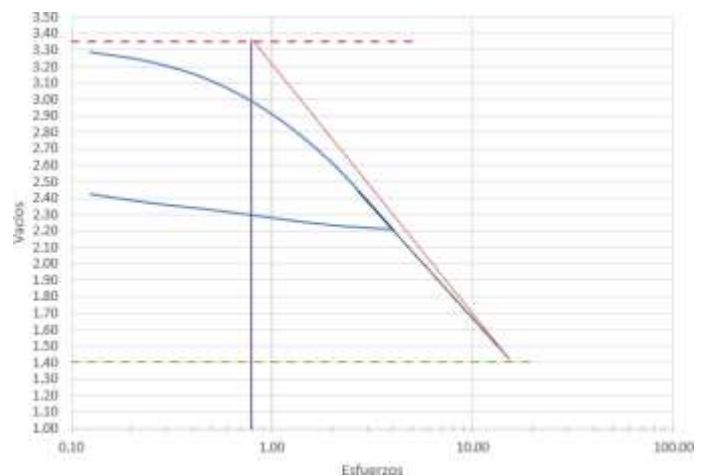
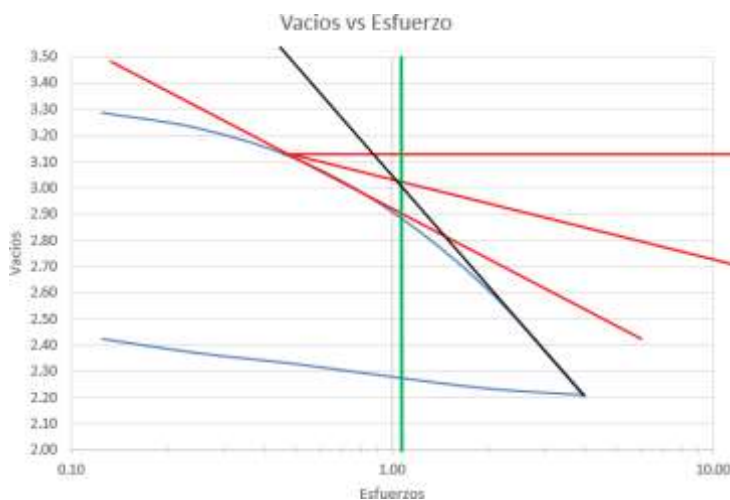
De la grafica		Skempton		Kulhaw y Mayne	
Cc	Cs	Cc	Cs	Cc	Cs
1.03	0.10	0.24	0.02	0.19	0.04

Muestra 14

TIEMPO	ESFUERZO = 1/8		ESFUERZO = 1/4		ESFUERZO = 1/2		ESFUERZO = 1		ESFUERZO = 2		ESFUERZO = 4	
	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial
0 seg	10:20	0.002	6:59	0.385	6:38	0.734	6:56	1.403	6:59	2.584	7:28	4.33
5"	10:20:05	0.069	6:59:05	0.418	6:38:05	0.792	6:56:05	1.517	6:59:05	2.675	7:28:05	4.4
15"	10:20:15	0.075	6:59:15	0.424	6:38:15	0.808	6:56:15	1.66	6:59:15	2.7	7:28:15	4.47
30"	10:20:30	0.087	6:59:30	0.432	6:38:30	0.824	6:56:30	1.719	6:59:30	2.749	7:28:30	4.525
1'	10:21	0.104	7:00	0.445	6:39	0.85	6:57	1.825	7:00	2.86	7:29	4.612
2'	10:22	0.125	7:01	0.478	6:40	0.888	6:58	1.968	7:01	2.883	7:30	4.765
4'	10:24	0.155	7:03	0.49	6:42	0.939	7:00	2.109	7:03	3.017	7:32	4.901
6'	10:26	0.177	7:05	0.506	6:44	0.975	7:02	2.211	7:05	3.095	7:34	5.036
8'	10:28	0.195	7:07	0.519	6:46	1.002	7:04	2.22	7:07	3.169	7:36	5.117
15'	10:35	0.234	7:14	0.552	6:53	1.084	7:11	2.258	7:14	3.346	7:43	5.378
30'	10:50	0.276	7:29	0.582	7:08	1.148	7:26	2.3	7:29	3.61	7:58	5.706
45'	11:05	0.294	7:44	0.609	7:23	1.178	7:41	2.351	7:44	3.703	8:13	
1 hora	11:20	0.305	7:59	0.621	7:38	1.207	7:56	2.375	7:59	3.809	8:28	
1h30'	11:50	0.319	8:29	0.638	8:08	1.24	8:26	2.396	8:29	3.91	8:58	
2 h	12:20	0.329	8:59	0.657	8:38	1.262	8:56	2.417	8:59	3.955	9:28	

3 h	13:20	0.34	9:59	0.666	9:38	1.288	9:56	2.449	9:59	4.05	10:28	
4 h	14:20	0.349	10:59	0.676	10:38	1.306	10:56	2.464	10:59	4.072	11:28	
6 h	16:20	0.3636	12:59	0.641	12:38	1.328	12:56	2.492	12:59	4.138	13:28	
8 h	18:20		14:59	0.702	14:38	1.344	14:56	2.514	14:59	4.155	15:28	6.472
16 h												
24 h		0.385		0.734		1.403		2.582		4.33		

CARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm2	Lectura de dial DH	DH / Hs mm./ mm.	e = eo - DH / Hs
1	0.125	0.004	0.385	0.0660	3.2865
2	0.25	0.008	0.734	0.1258	3.2267
3	0.5	0.016	1.403	0.2404	3.1121
4	1	0.032	2.582	0.4424	2.9100
5	2	0.063	4.33	0.7420	2.6105
6	4	0.126	6.677	1.1441	2.2083
DESCARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm2	Lectura de dial DH	DH / Hs mm./ mm.	e = eo - DH / Hs
6	4	0.126	6.667	1.1424	2.2100
5	2	0.063	6.524	1.1179	2.2345
4	1	0.032	6.260	1.0727	2.2798
3	0.5	0.016	5.974	1.0237	2.3288
2	0.25	0.008	5.735	0.9827	2.3697
1	0.125	0.004	5.417	0.9282	2.4242



Por el Método de Casa Grande		
Esfuerzo de preconsolidación	1.01	kg/cm2

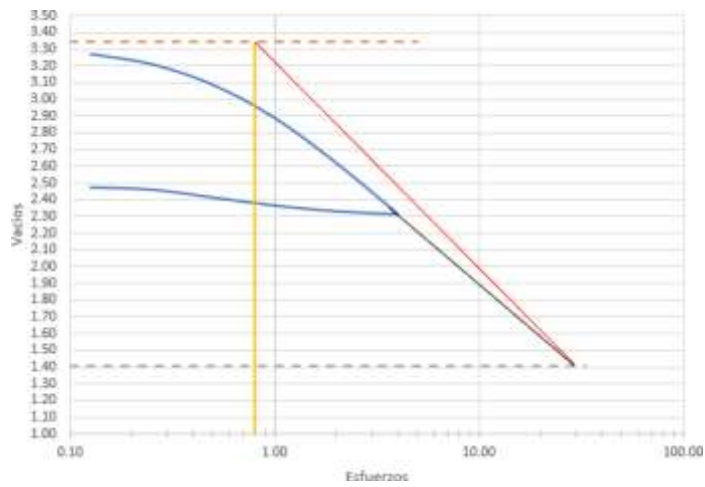
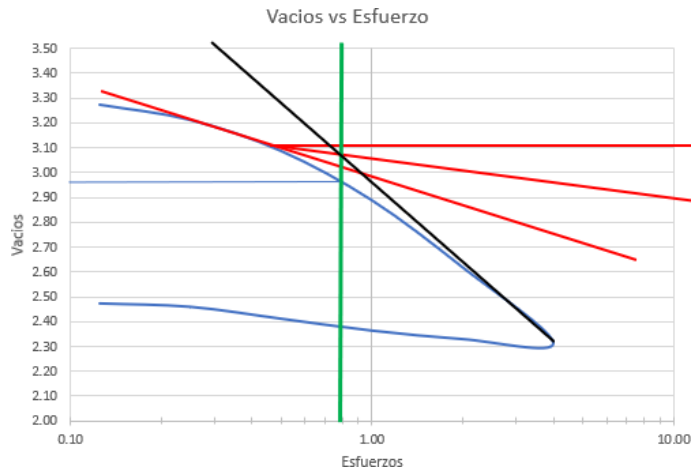
Cc (Corregido)	1.48
----------------	------

De la grafica		Skempton		Kulhawy y Mayne	
Cc	Cs	Cc	Cs	Cc	Cs
1.33	0.14	0.61	0.06	0.74	0.15

Muestra 15

TIEMPO	ESFUERZO = 1/8		ESFUERZO = 1/4		ESFUERZO = 1/2		ESFUERZO = 1		ESFUERZO = 2		ESFUERZO = 4	
	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial	HORA	Lectura Dial
0 seg	10:50	0	10:52	0.41		0.77	7:28	1.53	7:15	2.66	7:09	4.24
5 "	10:50:05	0.06	10:52:05	0.44			7:28:05	1.65	7:15:05	2.83	7:09:05	4.38
15"	10:50:15	0.08	10:52:15	0.45			7:28:15	1.7	7:15:15	2.88	7:09:15	4.45
30"	10:50:30	0.09	10:52:30	0.47			7:28:30	1.74	7:15:30	2.93	7:09:30	4.52
1'	10:51	0.11	10:53	0.48			7:29	1.8	7:16	3	7:10	4.73
2'	10:52	0.14	10:54	0.5			7:30	1.87	7:17	3.12	7:11	4.76
4'	10:54	0.19	10:56	0.53			7:32	1.97	7:19	3.3	7:13	4.91
6'	10:56	0	10:58	0.55			7:34	2.03	7:21	3.38	7:15	5.05
8'	10:58	0.24	11:00	0.56			7:36	2.08	7:23	3.45	7:17	5.14
15'	11:05	0.29	11:07	0.6			7:43	2.23	7:30	3.62	7:24	5.37
30'	11:20	0.34	11:22	0.63			7:58	2.33	7:45	3.78	7:39	5.39
45'	11:35	0.35	11:37	0.65			8:13	2.37	8:00	3.87	7:54	5.55
1 hora	11:50	0.36	11:52	0.66			8:28	2.4	8:15	3.9	8:09	5.69
1h30'	12:20	0.37	12:22	0.68			8:58	2.45	8:45	3.96	8:39	5.73
2 h	12:50	0.38	12:52	0.69			9:28	2.48	9:15	4	9:09	5.78
3 h	13:50	0.39	13:52	0.71			10:28	2.51	10:15	4.05	10:09	5.81
4 h	14:50	0.39	14:52	0.72			11:28	2.53	11:15	4.07	11:09	5.85
6 h	16:50	0.4	16:52	0.73			13:28	2.56	13:15	4.1	13:09	5.89
8 h	18:50	0.4	18:52	0.74					15:15	4.13	15:09	5.93
16 h						1.47						
24 h	10:50	0.41	10:52	0.77	7:00	1.5			7:15	4.24	7:09	6.03

CARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm2	Lectura de dial DH	DH / Hs mm./ mm.	e = eo - DH / Hs
1	0.125	0.004	0.41	0.0701	3.2736
2	0.25	0.008	0.77	0.1317	3.2121
3	0.5	0.016	1.5	0.2565	3.0872
4	1	0.032	2.66	0.4549	2.8889
5	2	0.063	4.24	0.7251	2.6187
6	4	0.126	6.03	1.0312	2.3125
DESCARGA					
CICLO	CARGA Kg.	PRESION Kg / cm2	Lectura de dial DH	DH / Hs mm./ mm.	e = eo - DH / Hs
5	2	0.063	5.93	1.0141	2.3296
4	1	0.032	5.73	0.9799	2.3638
3	0.5	0.016	5.45	0.9320	2.4117
2	0.25	0.008	5.17	0.8841	2.4596
1	0.125	0.004	5.09	0.8705	2.4733



Por el Método de Casa Grande		
Esfuerzo de preconsolidación	0.8	kg/cm ²

Cc (Corregido)	1.24
----------------	------

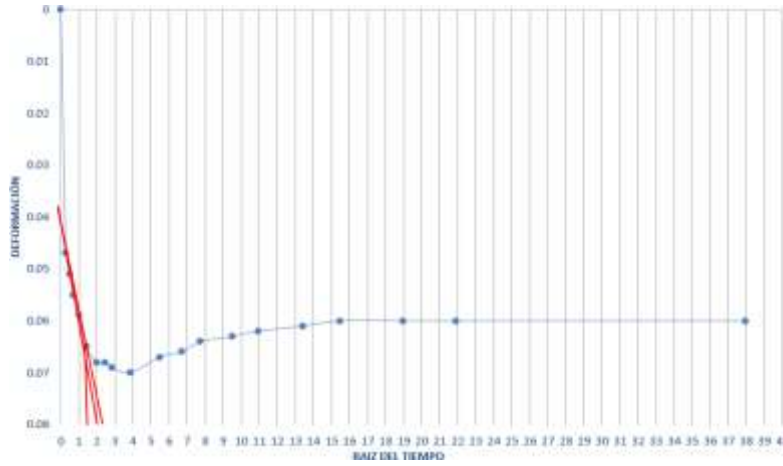
De la grafica		Skempton	Kulhaw y
Cc	Cs	Cc	
1.02			

Anexo 3

COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN (MÉTODO DE TAYLOR)

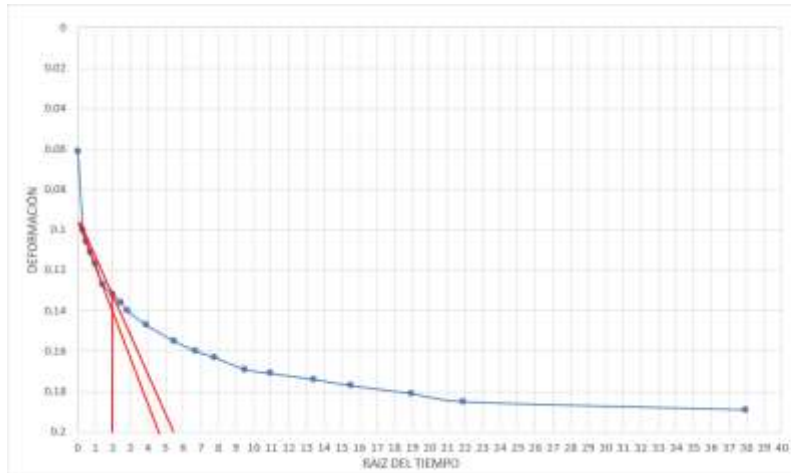
Muestra 1

Ciclo de carga 1



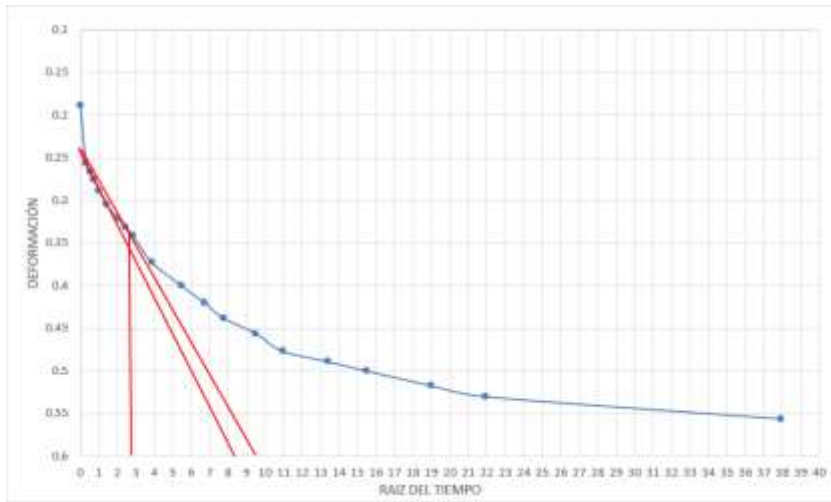
H_0	12.7	mm
\sqrt{t}	2	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	2.3	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1.4	$\sqrt{\text{min}}$
t_{50}	1.96	min
C_v	69.783	mm^2/min

Ciclo de carga 2



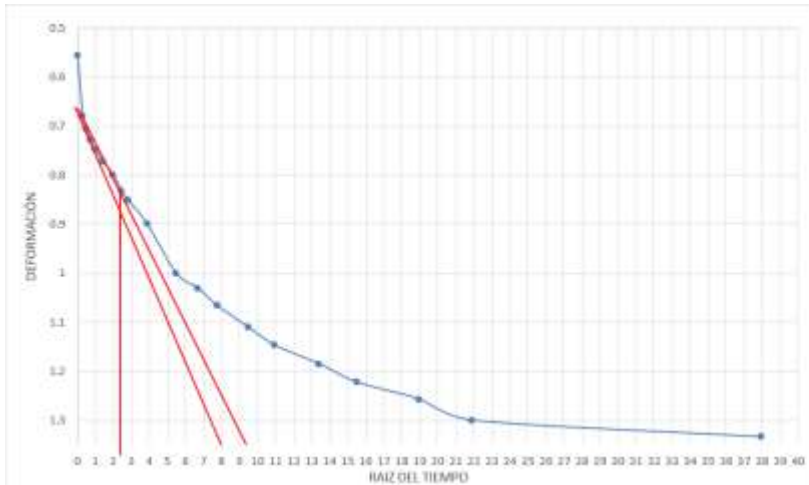
H_0	12.67	mm
\sqrt{t}	4.7	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	5.4	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	2	$\sqrt{\text{min}}$
t_{50}	4	min
C_v	34.032	mm^2/min

Ciclo de carga 3



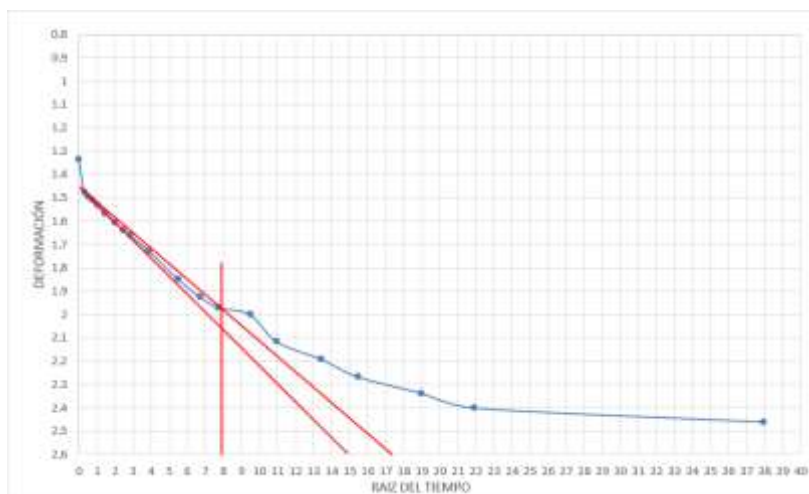
H_{sp}	12.6055	mm
\sqrt{t}	8.25	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	9.5	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	3	min
t_{95}	8	min
C_v	14.972	mm ² /min

Ciclo de carga 4



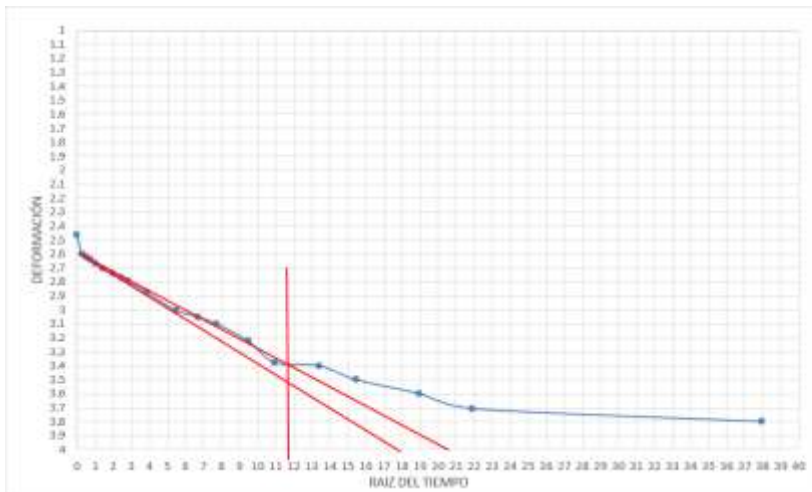
H_{sp}	12.422	mm
\sqrt{t}	8	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	9.2	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	2.4	min
t_{95}	5.76	min
C_v	22.717	mm ² /min

Ciclo de carga 5



H_{sp}	12.033	mm
\sqrt{t}	15	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	17.3	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	8	min
t_{95}	64	min
C_v	1.919	mm ² /min

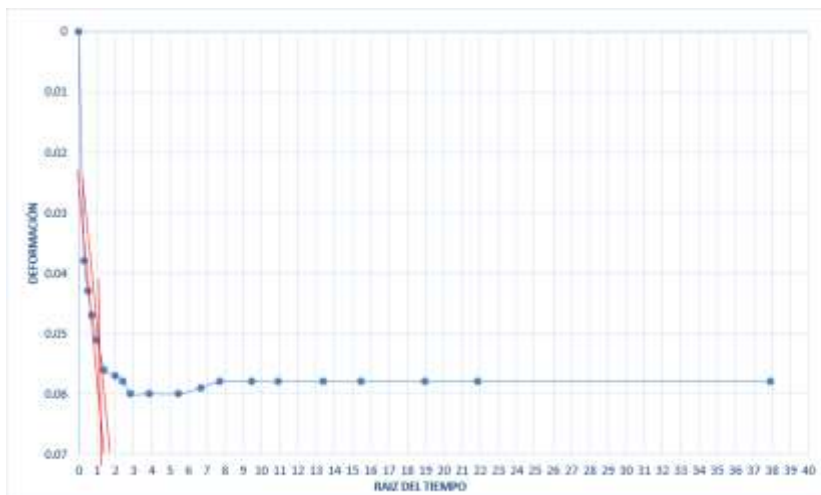
Ciclo de carga 6



H_{sp}	11.4695	mm
\sqrt{t}	17.8	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	20.5	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	11.7	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	136.89	min
Cv	0.815	mm ² /min

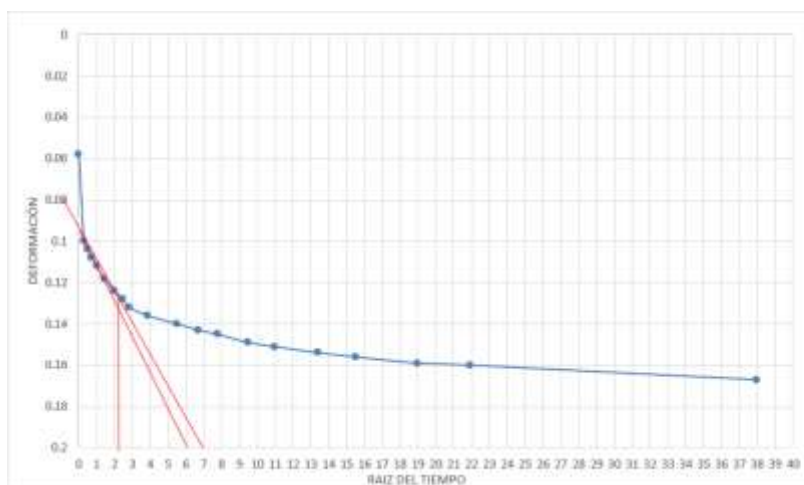
Muestra 2

Ciclo de carga 1



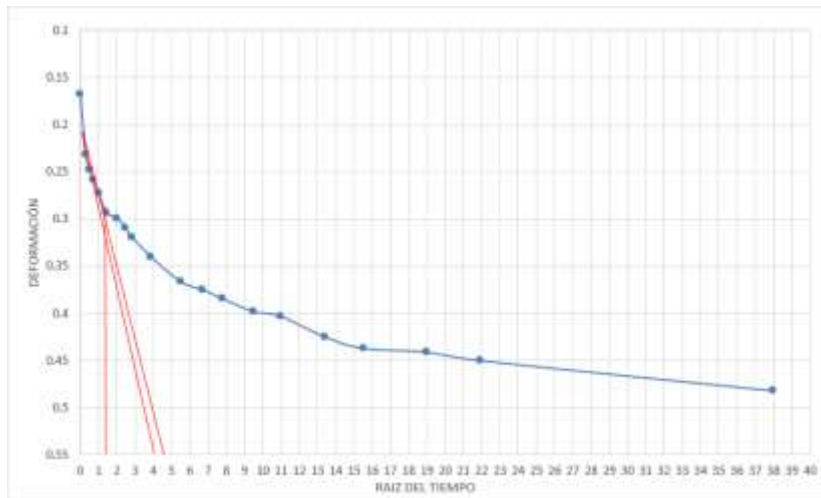
H_{sp}	12.7	mm
\sqrt{t}	1.4	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	1.6	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1.25	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	1.5625	min
Cv	87.535	mm ² /min

Ciclo de carga 2



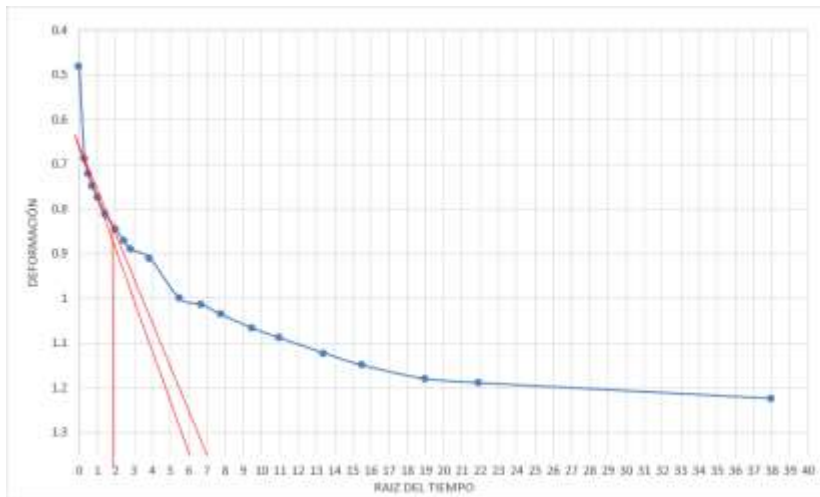
H_{sp}	12.671	mm
\sqrt{t}	6.1	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	7.0	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	2.25	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	5.0625	min
Cv	26.894	mm ² /min

Ciclo de carga 3



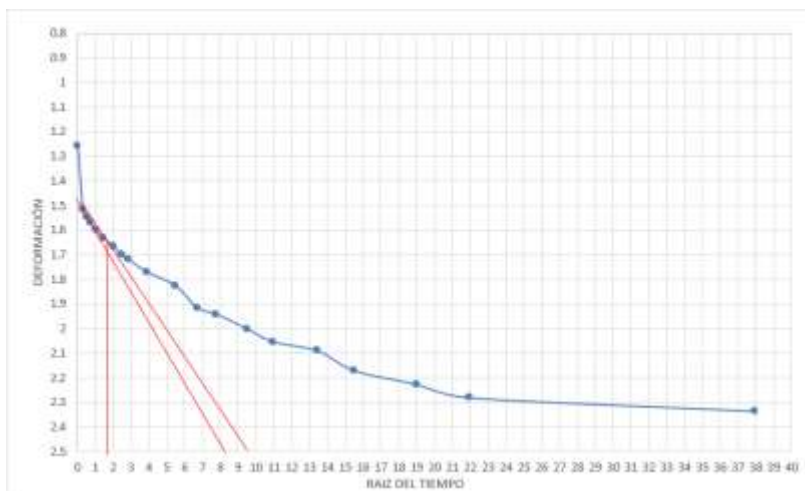
$H_{0.2}$	12.6165	mm
\sqrt{t}	4	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	4.6	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1.3	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	1.69	min
C_v	79.871	mm^2/min

Ciclo de carga 4



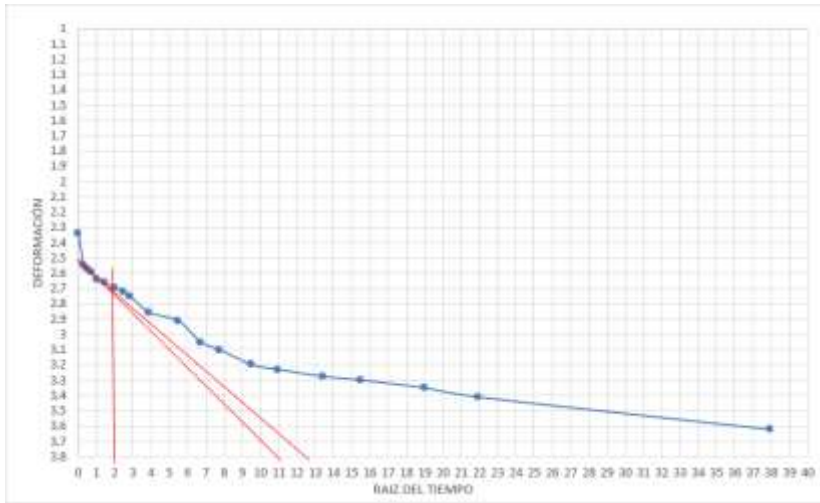
$H_{0.2}$	12.459	mm
\sqrt{t}	6	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	6.9	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	2	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	4	min
C_v	32.908	mm^2/min

Ciclo de carga 5



$H_{0.2}$	12.0875	mm
\sqrt{t}	8.3	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	9.5	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1.75	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	3.0625	min
C_v	40.457	mm^2/min

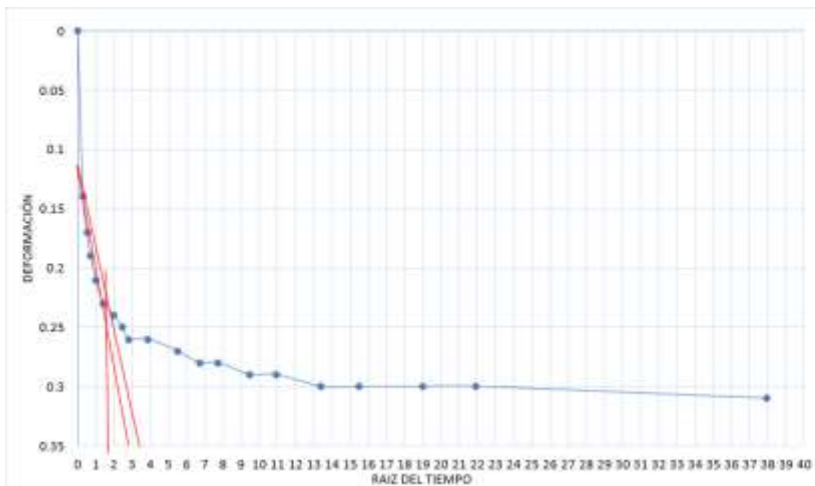
Ciclo de carga 6



H_{d1}	11.5325 mm
\sqrt{t}	11 $\sqrt{\text{min}}$
$1,15\sqrt{t}$	12.7 $\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	2 $\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	4 min
C_v	28.196 mm ² /min

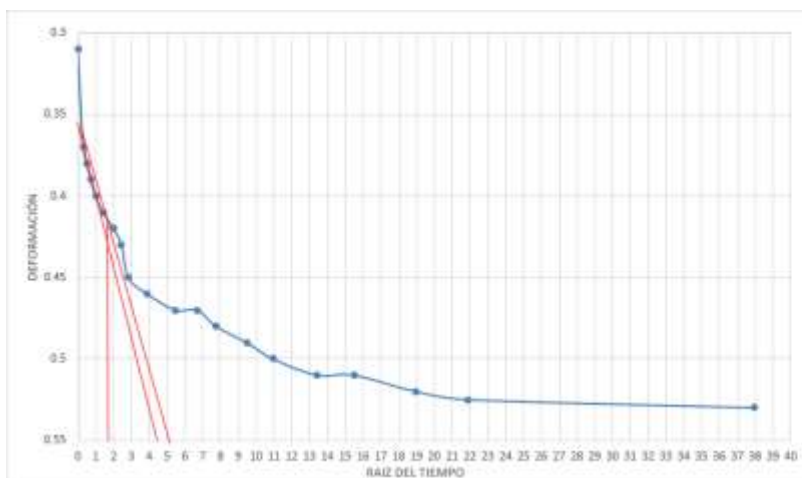
Muestra 3

Ciclo de carga 1



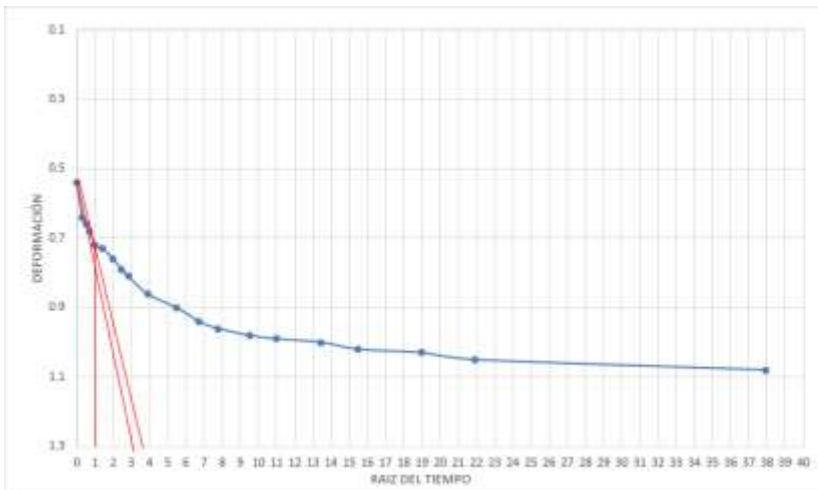
H_{d1}	12.7 mm
\sqrt{t}	2.8 $\sqrt{\text{min}}$
$1,15\sqrt{t}$	3.2 $\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1.8 $\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	3.24 min
C_v	42.214 mm ² /min

Ciclo de carga 2



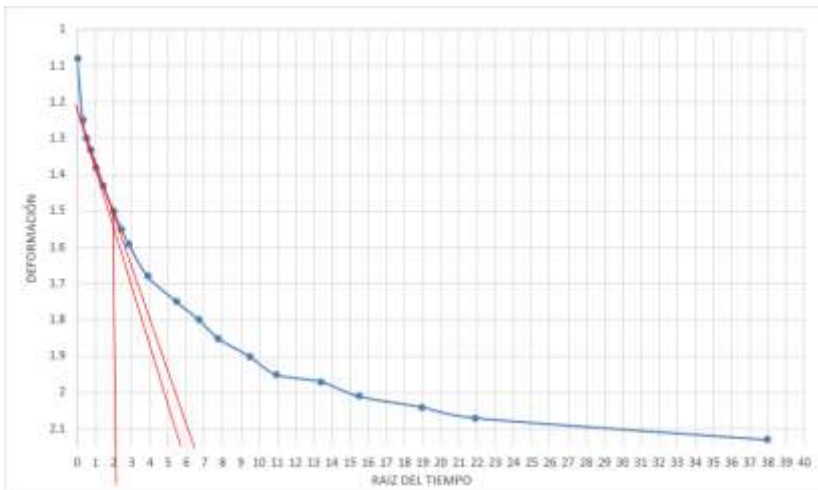
H_{d2}	12.545 mm
\sqrt{t}	4.4 $\sqrt{\text{min}}$
$1,15\sqrt{t}$	5.1 $\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1.75 $\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	3.0625 min
C_v	43.577 mm ² /min

Ciclo de carga 3



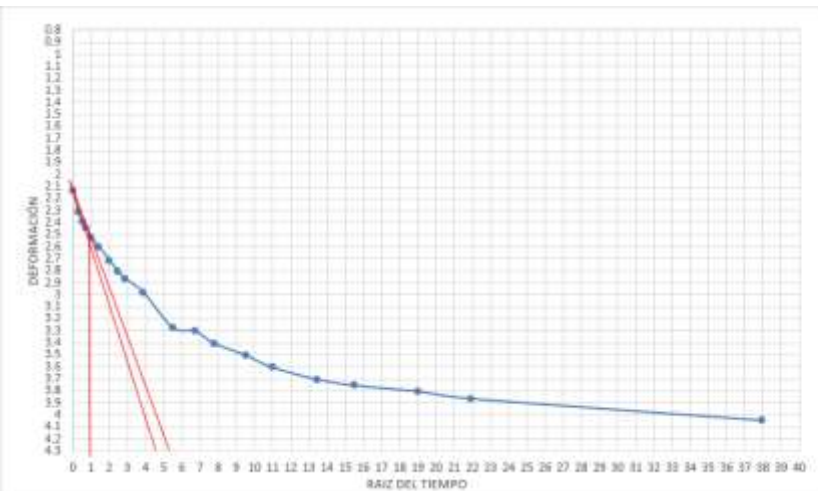
H_p	12.435 mm
\sqrt{t}	3.1 $\sqrt{\text{min}}$
$1,15\sqrt{t}$	3.6 $\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1 $\sqrt{\text{min}}$
t_{99}	1 min
Cv	131.126 mm ² /min

Ciclo de carga 4



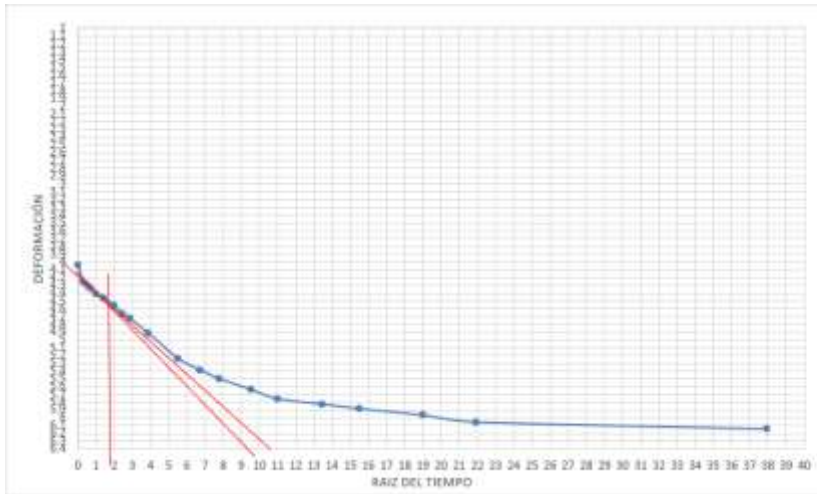
H_p	12.16 mm
\sqrt{t}	3.5 $\sqrt{\text{min}}$
$1,15\sqrt{t}$	6.3 $\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	2 $\sqrt{\text{min}}$
t_{99}	4 min
Cv	31.348 mm ² /min

Ciclo de carga 5



H_p	11.635 mm
\sqrt{t}	4.5 $\sqrt{\text{min}}$
$1,15\sqrt{t}$	5.2 $\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1 $\sqrt{\text{min}}$
t_{99}	1 min
Cv	114.796 mm ² /min

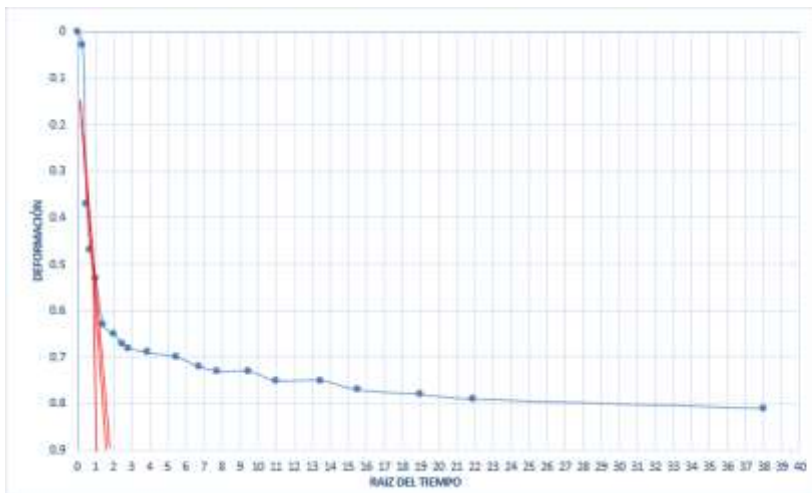
Ciclo de carga 6



H_p	16.68 mm
\sqrt{t}	9.2 $\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	10.6 $\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1.8 min
t_{95}	3.24 min
Cv	29.853 mm ² /min

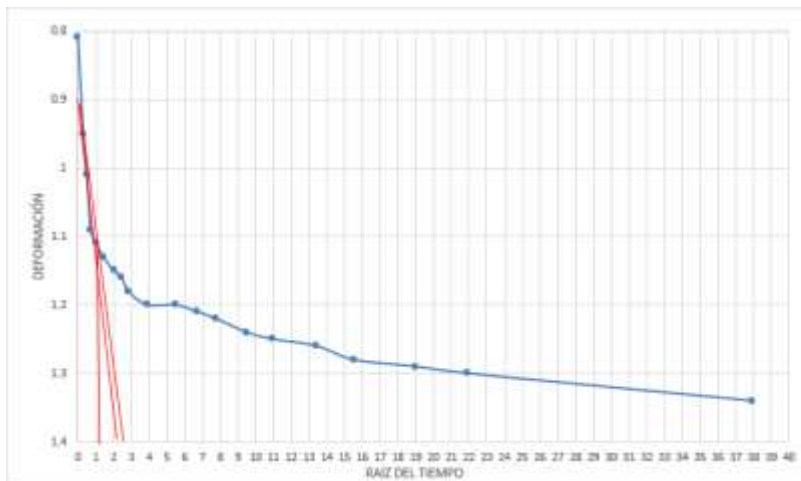
Muestra 4

Ciclo de carga 1



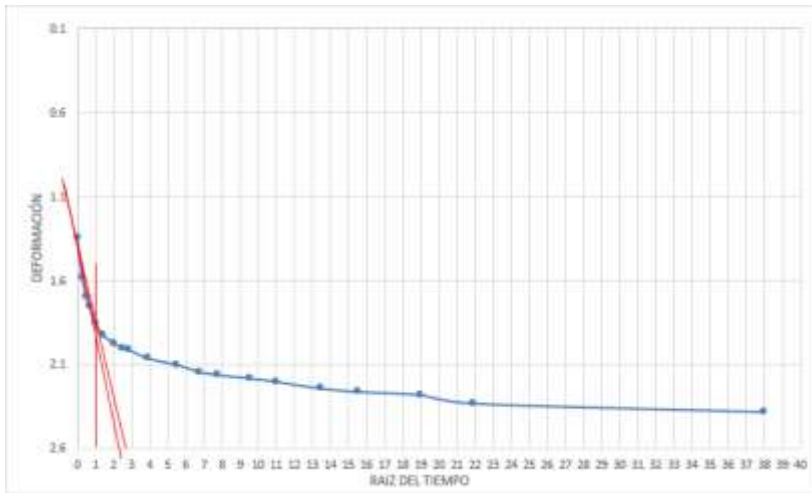
H_p	12.7 mm
\sqrt{t}	1.6 $\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	1.8 $\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1 $\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	1 min
Cv	136.774 mm ² /min

Ciclo de carga 2



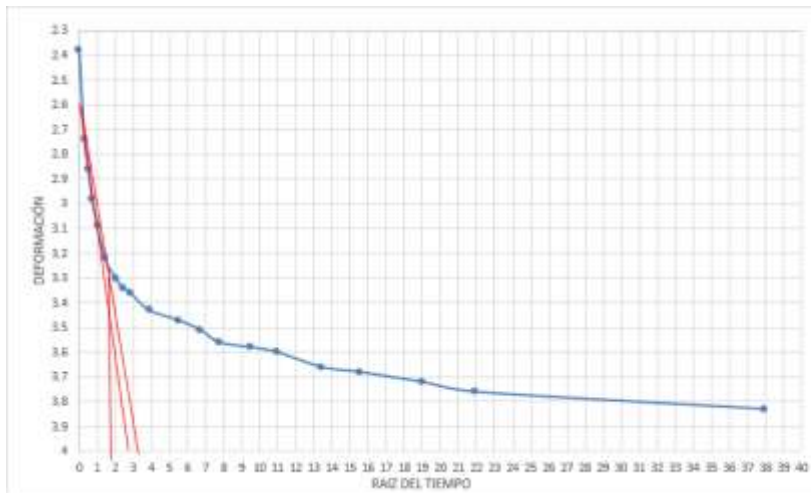
H_p	12.295 mm
\sqrt{t}	2.1 $\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	2.4 $\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1.1 $\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	1.21 min
Cv	105.942 mm ² /min

Ciclo de carga 3



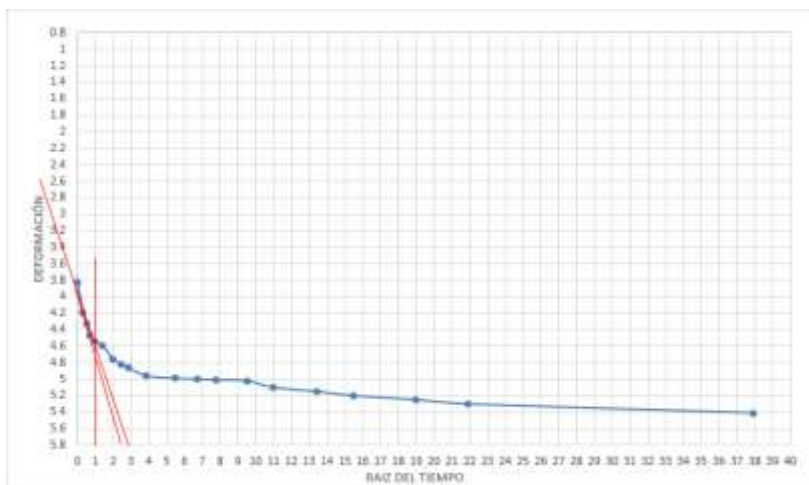
H_{21}	12.08	mm
v_f	2.25	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15 \cdot v_f$	2.6	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1	min
t_{95}	1	min
Cv	122.713	mm ² /min

Ciclo de carga 4



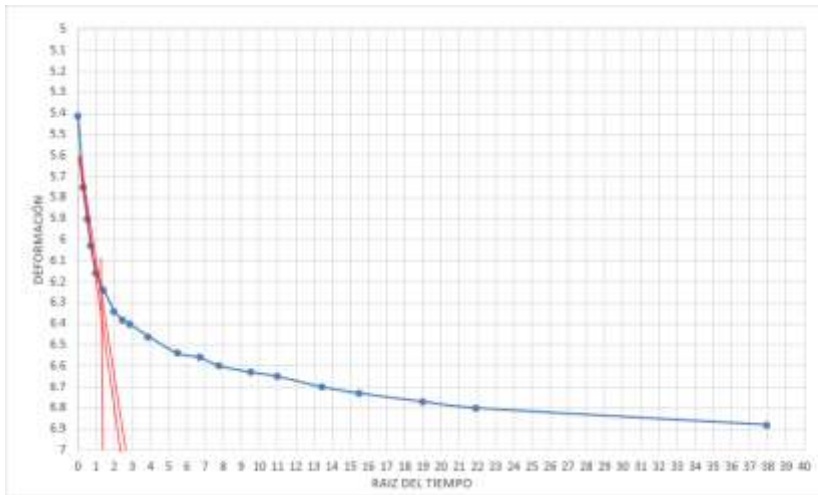
H_{41}	11.51	mm
v_f	2.8	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15 \cdot v_f$	3.2	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1.8	min
t_{95}	3.24	min
Cv	34.674	mm ² /min

Ciclo de carga 5



H_{51}	10.785	mm
v_f	2.4	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15 \cdot v_f$	2.8	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1	min
t_{95}	1	min
Cv	98.636	mm ² /min

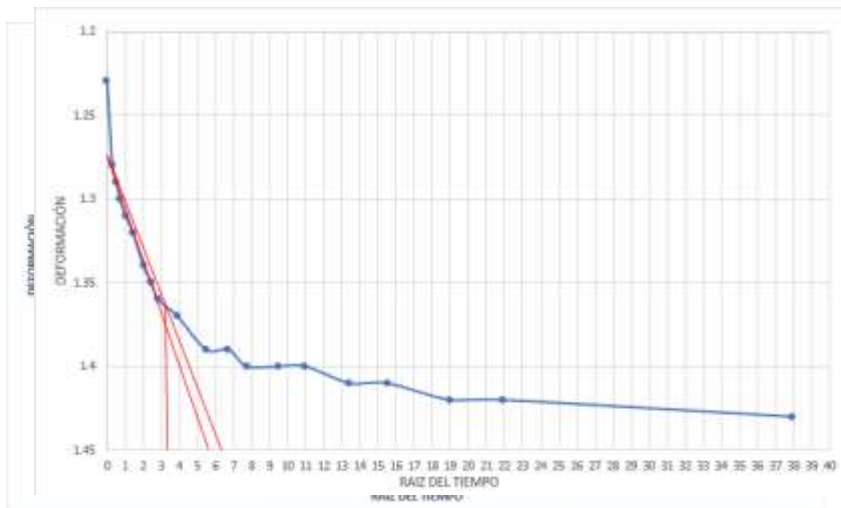
Ciclo de carga 6



$H_{0.2}$	9.995	mm
\sqrt{t}	2.2	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	2.5	$\sqrt{\text{min}}$
$t_{0.2}$	1.2	min
$t_{0.05}$	1.44	min
Cv	58.830	mm ² /min

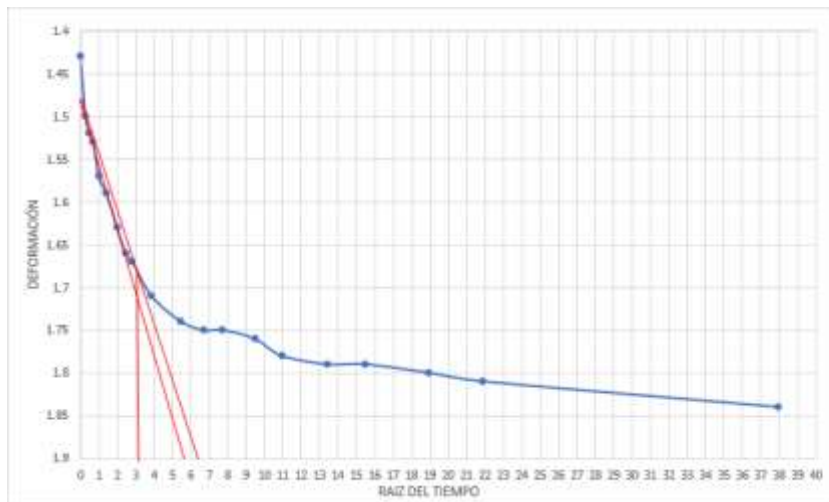
Muestra 11 Ciclo de carga 1

Ciclo de carga 2



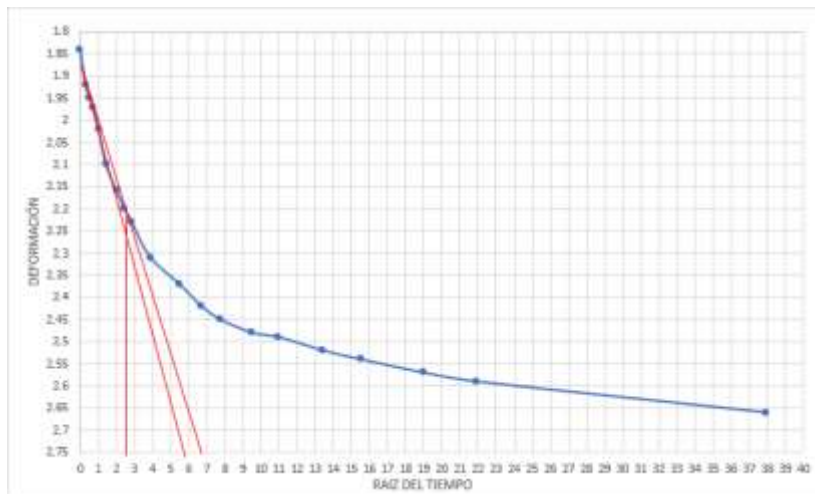
$H_{0.2}$	12.085	mm
\sqrt{t}	5.5	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	6.3	$\sqrt{\text{min}}$
$t_{0.2}$	3.4	min
$t_{0.05}$	11.56	min
Cv	10.713	mm ² /min

Ciclo de carga 3



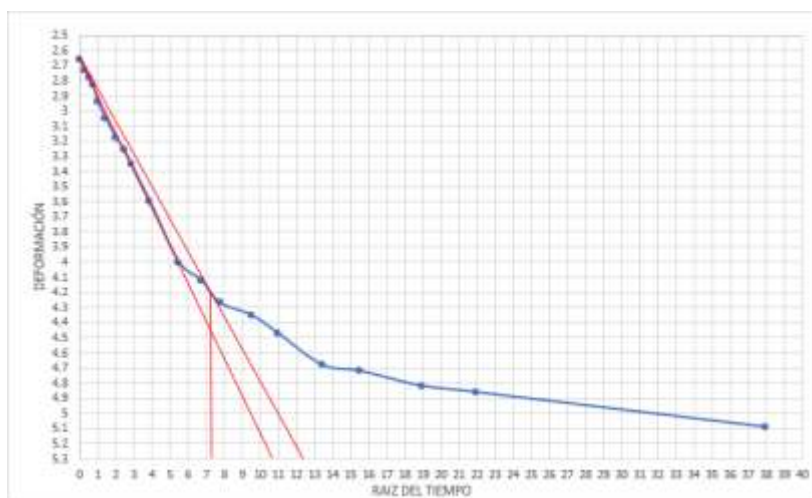
H_{d1}	11.985	mm
\sqrt{t}	5.6	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	6.4	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	3.1	min
t_{95}	9.61	min
Cv	12.675	mm ² /min

Ciclo de carga 4



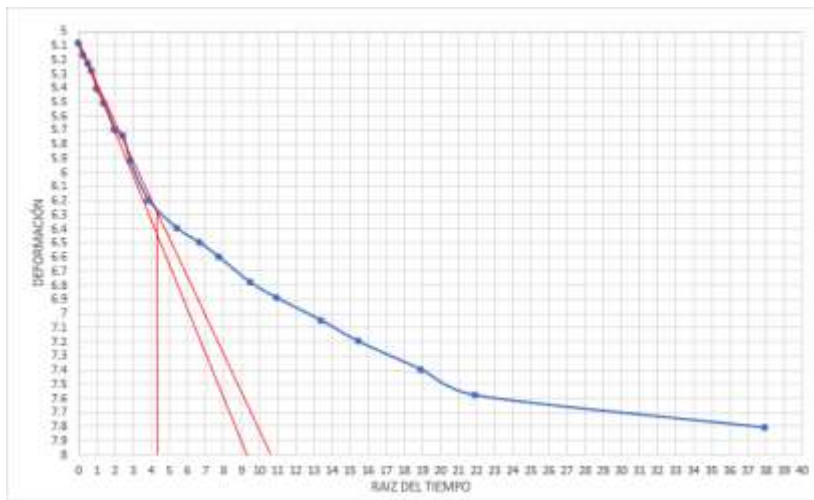
H_{d1}	11.78	mm
\sqrt{t}	5.8	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	6.7	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	2.6	min
t_{95}	6.76	min
Cv	17.408	mm ² /min

Ciclo de carga 5



H_{d1}	11.57	mm
\sqrt{t}	10.6	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	12.2	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	7.2	min
t_{95}	51.84	min
Cv	2.115	mm ² /min

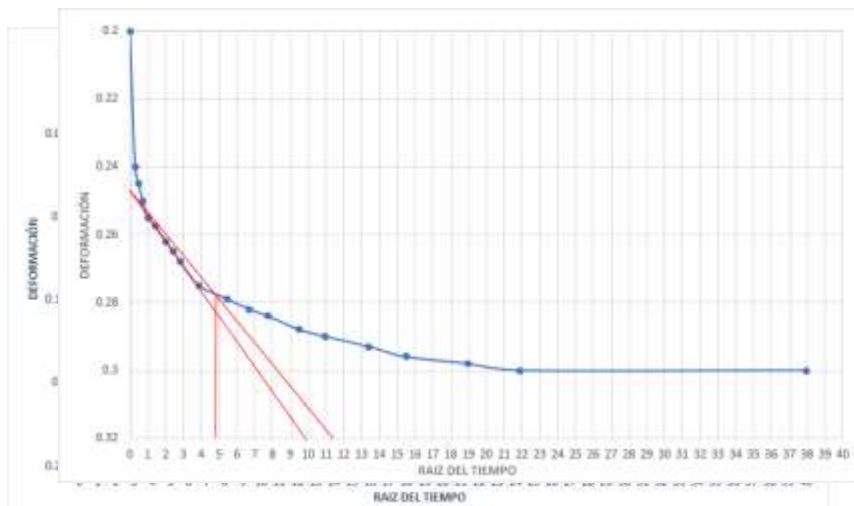
Ciclo de carga 6



H_{25}	10.155 mm
v_f	9.2 $\sqrt{\text{min}}$
$1.15v_f$	10.6 $\sqrt{\text{min}}$
t_{50}	4.2 $\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	17.64 min
C_v	4.957 mm ² /min

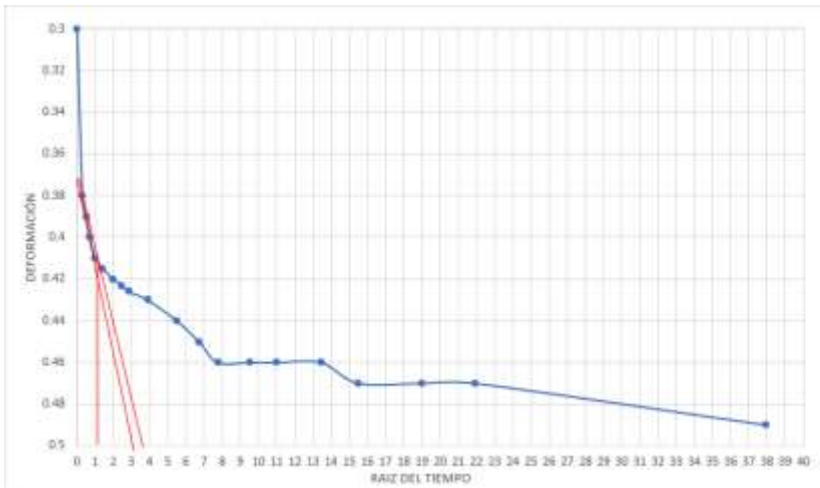
Muestra 12 Ciclo de carga 1

Ciclo de carga 2



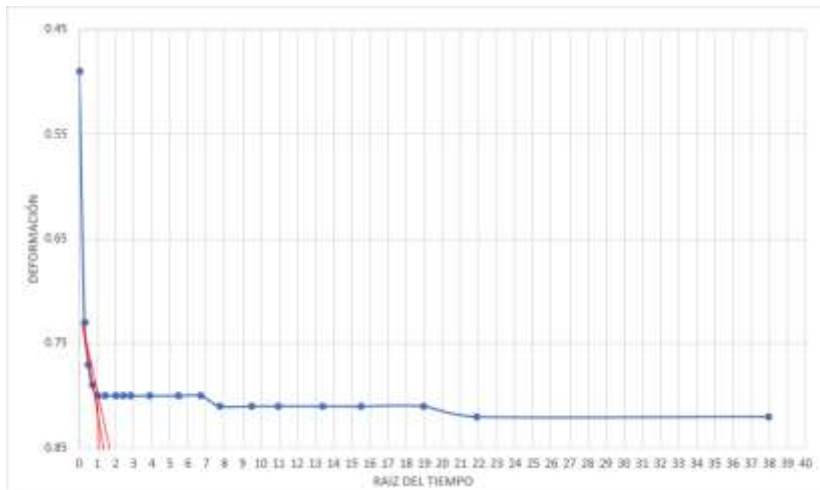
H_{25}	12.6 mm
v_f	9.9 $\sqrt{\text{min}}$
$1.15v_f$	11.4 $\sqrt{\text{min}}$
t_{50}	4.9 $\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	24.01 min
C_v	5.607 mm ² /min

Ciclo de carga 3



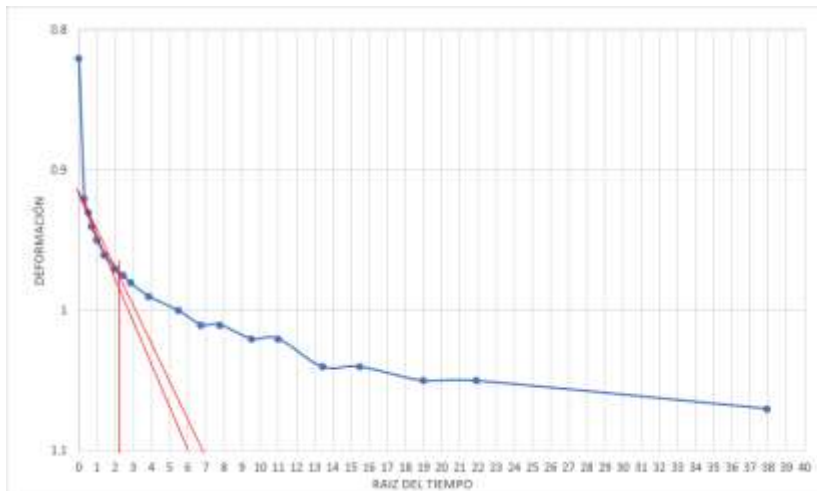
H_0	12.55	mm
\sqrt{t}	3.1	$\sqrt{\text{min}}$
$1,15\sqrt{t}$	3.6	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1.2	min
t_{95}	1.44	min
Cv	92.751	mm ² /min

Ciclo de carga 4



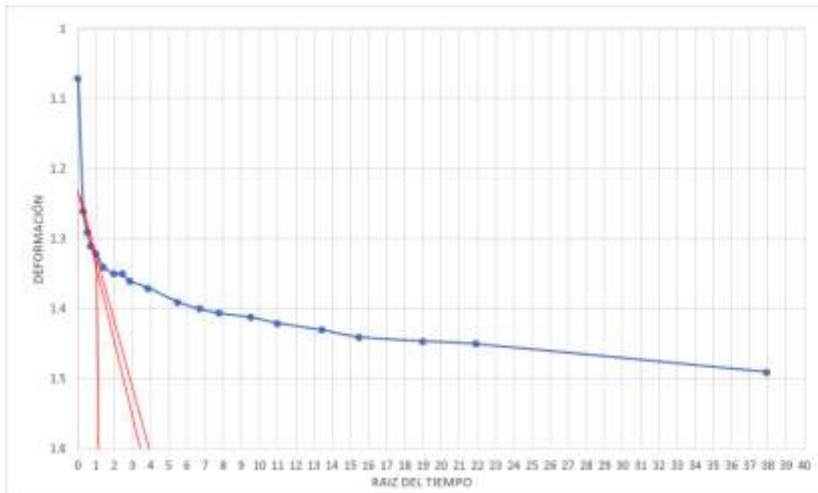
H_0	12.455	mm
\sqrt{t}	1.4	$\sqrt{\text{min}}$
$1,15\sqrt{t}$	1.6	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1	min
t_{95}	1	min
Cv	131.548	mm ² /min

Ciclo de carga 5



H_0	12.29	mm
\sqrt{t}	6	$\sqrt{\text{min}}$
$1,15\sqrt{t}$	6.9	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	2.25	min
t_{95}	5.0625	min
Cv	25.301	mm ² /min

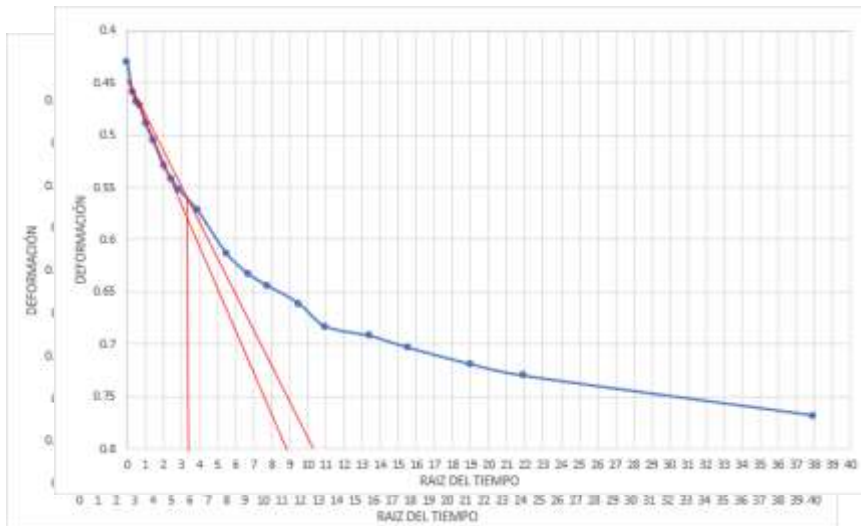
Ciclo de carga 6



H_0	12.165	mm
\sqrt{t}	3.4	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	3.9	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	1	min
t_{95}	1	min
Cv	125.493	mm ² /min

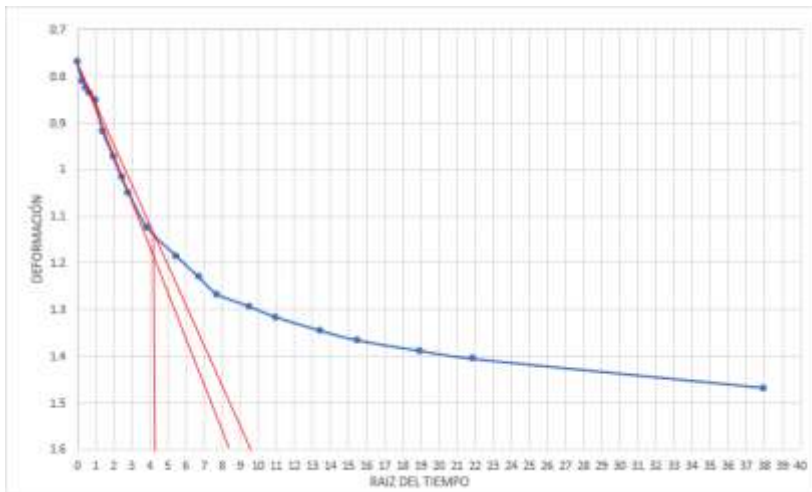
Muestra 13 Ciclo de carga 1

Ciclo de carga 2



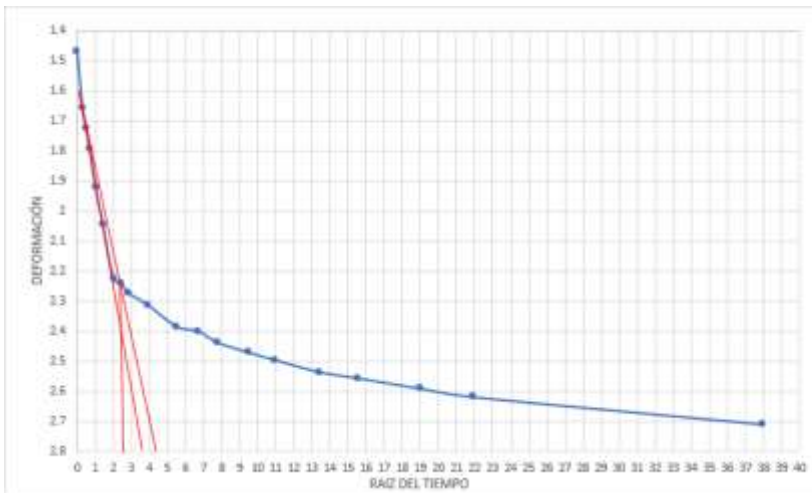
H_0	12.485	mm
\sqrt{t}	8.8	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	10.1	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	3.4	min
t_{95}	11.56	min
Cv	11.434	mm ² /min

Ciclo de carga 3



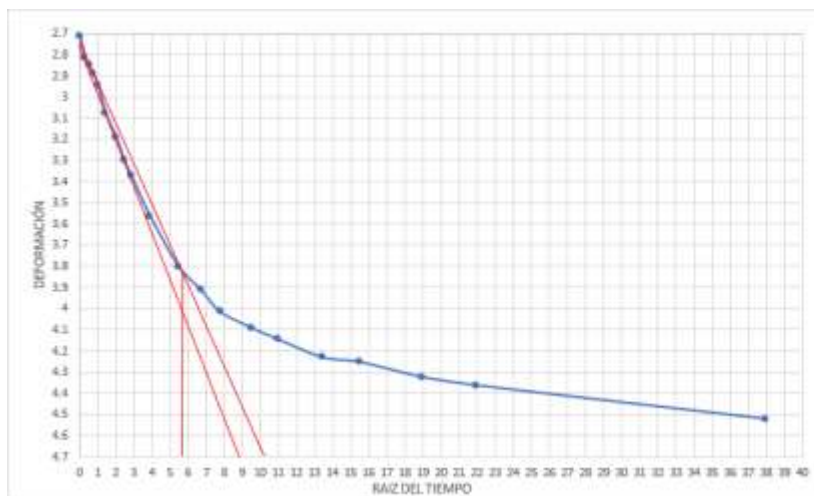
H_{21}	12.316	mm
v/t	8.3	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	9.5	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	4.2	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	17.64	min
C_v	7.292	mm^2/min

Ciclo de carga 4



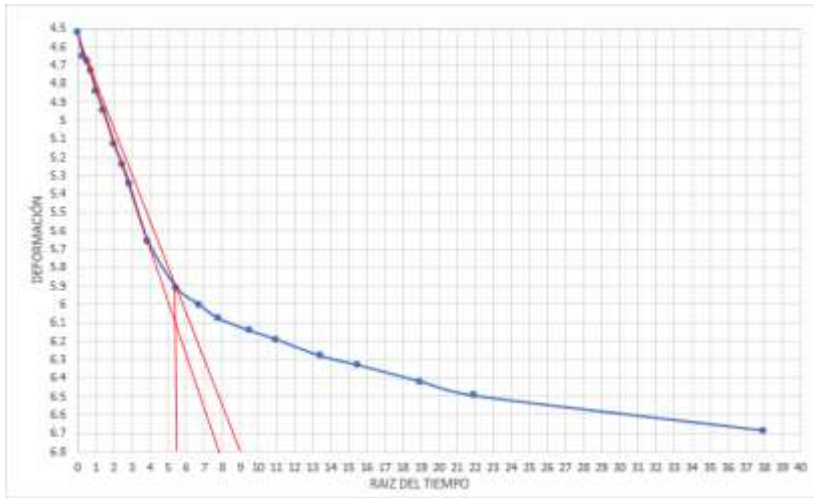
H_{21}	11.966	mm
v/t	3.7	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	4.3	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	2.5	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	6.25	min
C_v	19.427	mm^2/min

Ciclo de carga 5



H_{21}	11.345	mm
v/t	8.8	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	10.1	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	5.8	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	31.36	min
C_v	3.480	mm^2/min

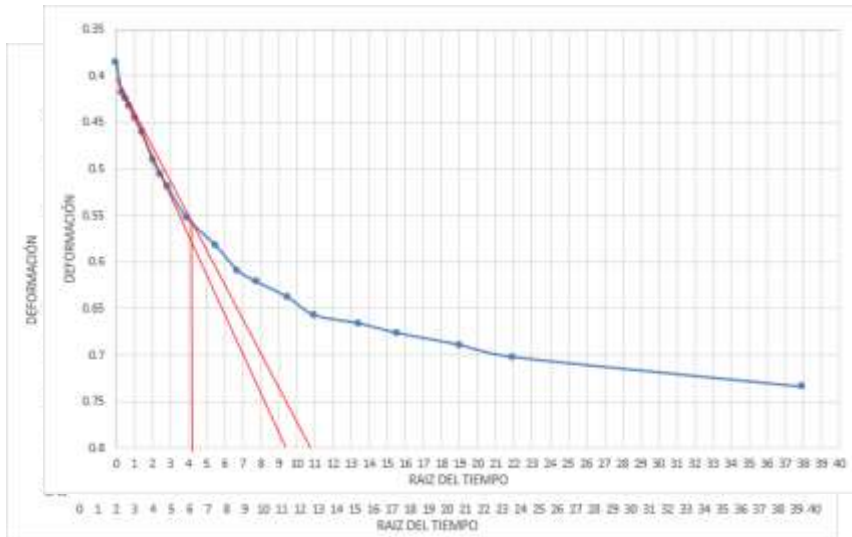
Ciclo de carga 6



H_{21}	10.4395	mm
\sqrt{t}	7.8	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	9.0	$\sqrt{\text{min}}$
t_{20}	5.45	min
t_{25}	29.7025	min
C_v	3.111	mm ² /min

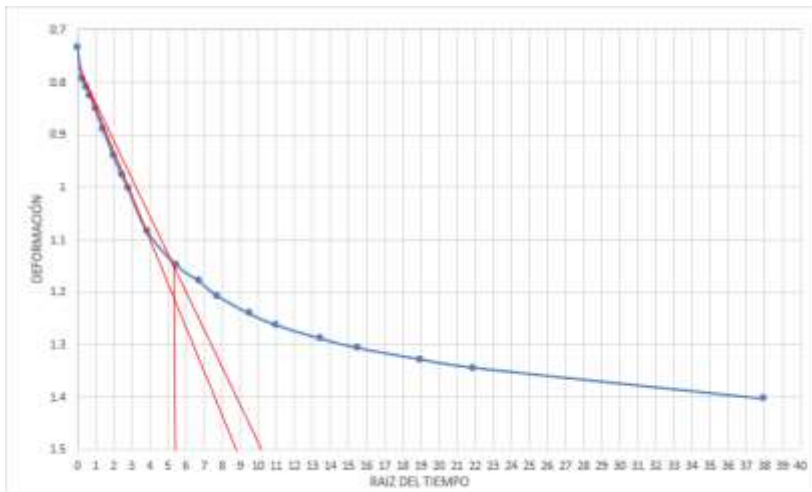
Muestra 14 Ciclo de carga 1

Ciclo de carga 2



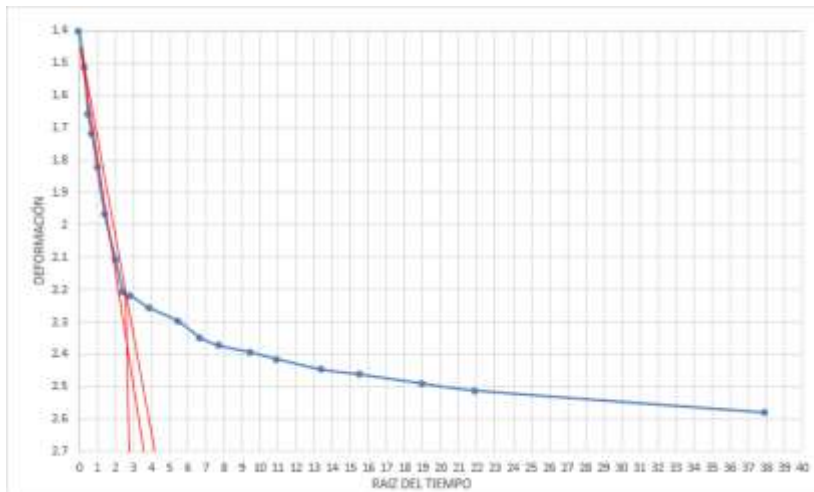
H_{21}	12.5075	mm
\sqrt{t}	9.3	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	10.7	$\sqrt{\text{min}}$
t_{20}	4.2	min
t_{25}	17.64	min
C_v	7.520	mm ² /min

Ciclo de carga 3



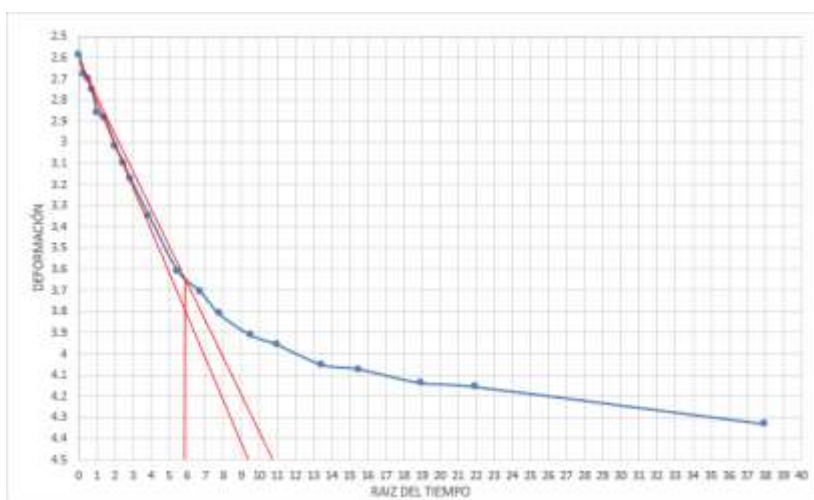
$H_{0.2}$	12.353	mm
$\dot{v}t$	8.8	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\dot{v}t$	10.1	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	5.4	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	29.16	min
C_v	4.423	mm ² /min

Ciclo de carga 4



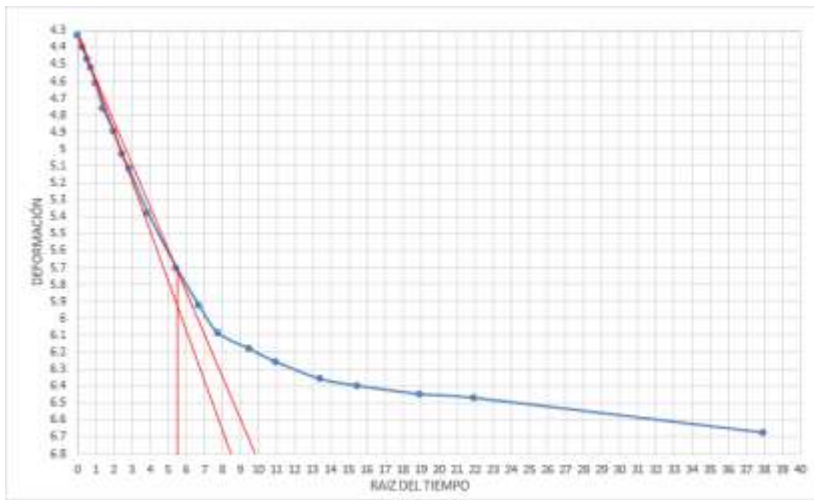
$H_{0.2}$	11.9985	mm
$\dot{v}t$	3.6	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\dot{v}t$	4.1	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	2.8	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	7.84	min
C_v	15.572	mm ² /min

Ciclo de carga 5



$H_{0.2}$	11.409	mm
$\dot{v}t$	9.3	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\dot{v}t$	10.7	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	5.8	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	33.64	min
C_v	3.281	mm ² /min

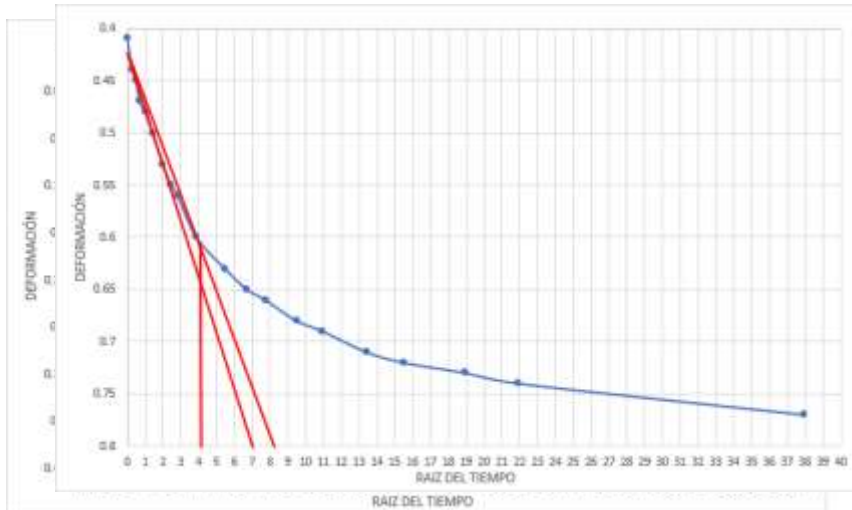
Ciclo de carga 6



H_{sp}	10.535	mm
\sqrt{t}	8.4	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	9.7	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	5.5	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	30.25	min
C_v	3.111	mm ² /min

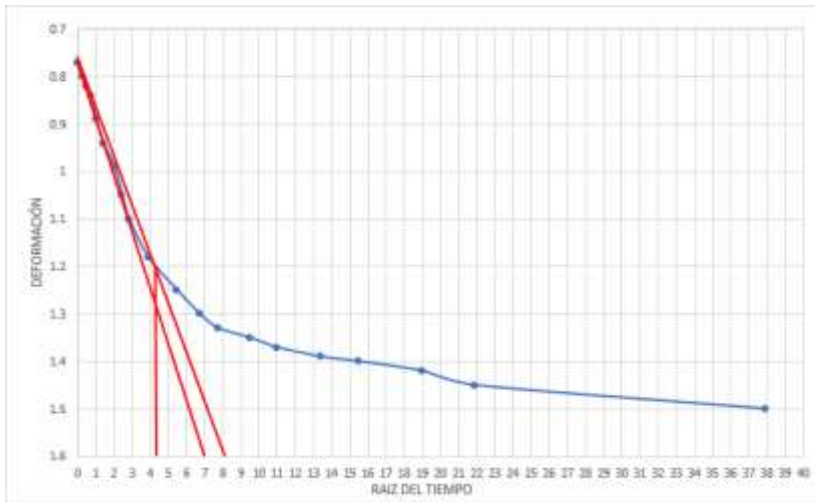
Muestra 15 Ciclo de carga 1

Ciclo de carga 2



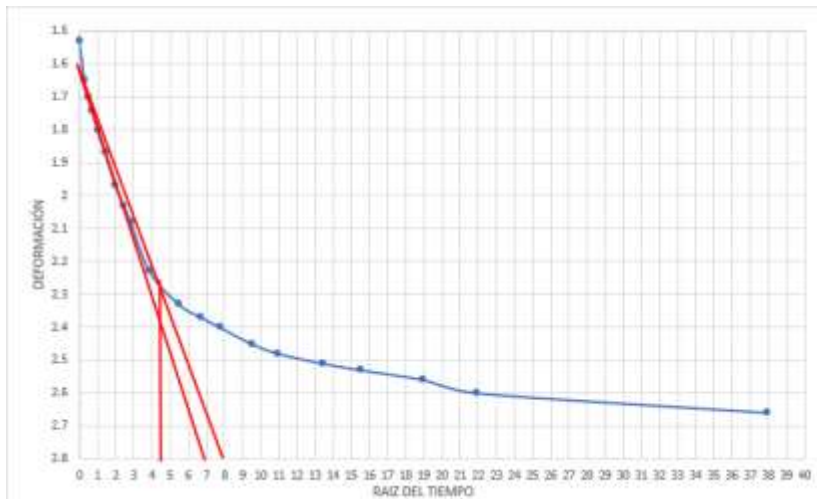
H_{sp}	12.495	mm
\sqrt{t}	7	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	8.1	$\sqrt{\text{min}}$
t_{90}	4.1	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	16.81	min
C_v	7.876	mm ² /min

Ciclo de carga 3



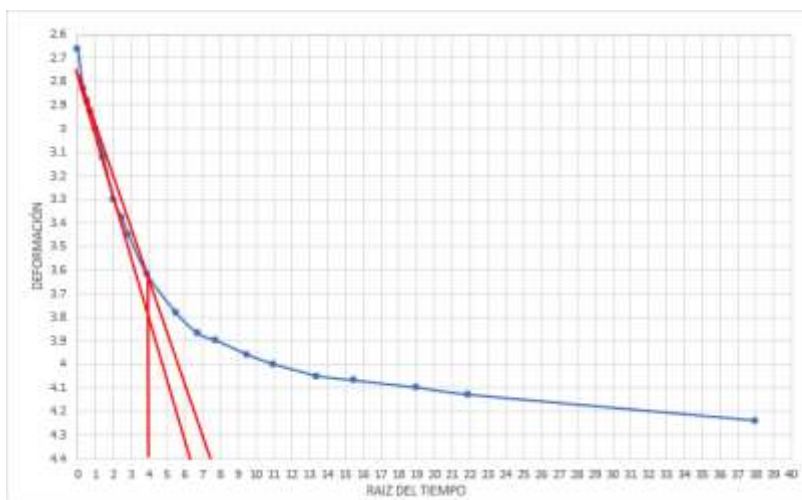
H_{d1}	12.315	mm
\sqrt{t}	7	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	8.1	$\sqrt{\text{min}}$
t_{99}	4.25	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	18.0625	min
Cv	7.120	mm ² /min

Ciclo de carga 4



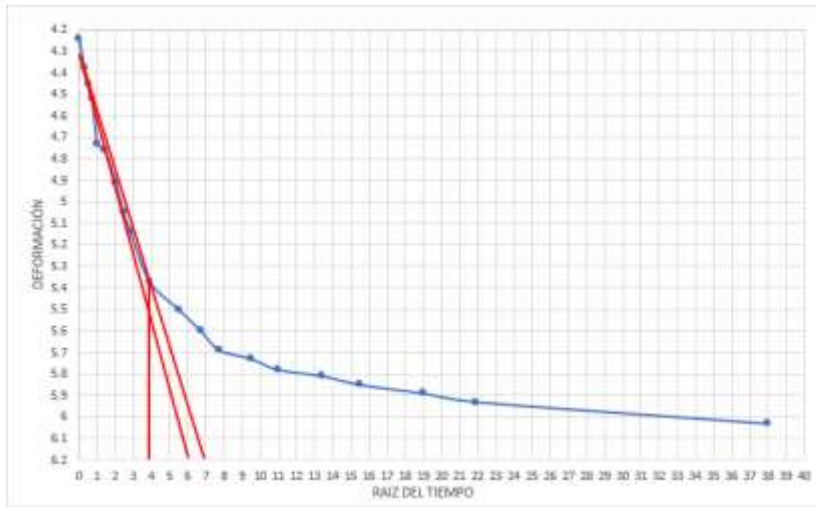
H_{d1}	11.95	mm
\sqrt{t}	6.9	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	7.9	$\sqrt{\text{min}}$
t_{99}	4.4	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	19.36	min
Cv	6.255	mm ² /min

Ciclo de carga 5



H_{d1}	11.57	mm
\sqrt{t}	6.4	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15\sqrt{t}$	7.4	$\sqrt{\text{min}}$
t_{99}	3.95	$\sqrt{\text{min}}$
t_{95}	15.6025	min
Cv	7.026	mm ² /min

Ciclo de carga 6



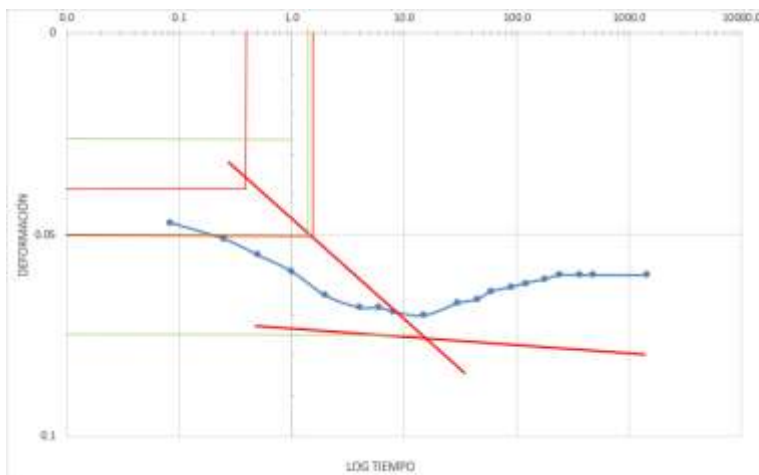
H_d	10.58	mm
v_f	6	$\sqrt{\text{min}}$
$1.15v_f$	6.9	$\sqrt{\text{min}}$
t_{60}	4	$\sqrt{\text{min}}$
t_{92}	16	min
C_v	5.933	mm ² /min

Anexo 4

COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN (MÉTODO DE CASAGRANDE)

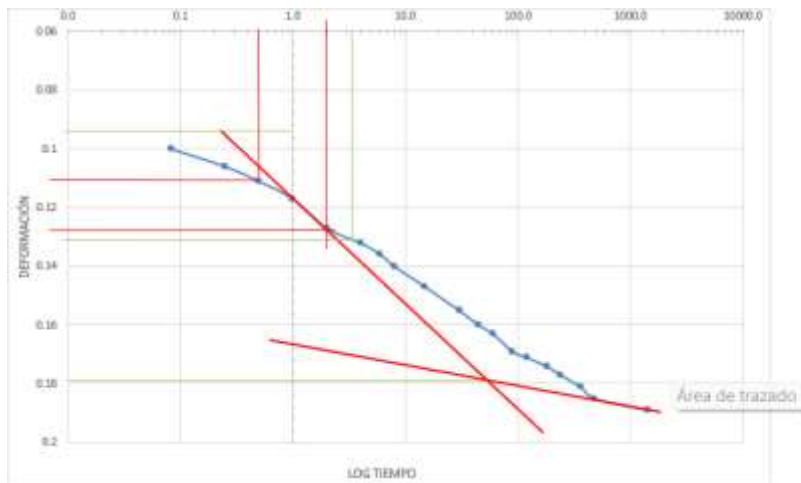
Muestra 1

Ciclo de carga 1



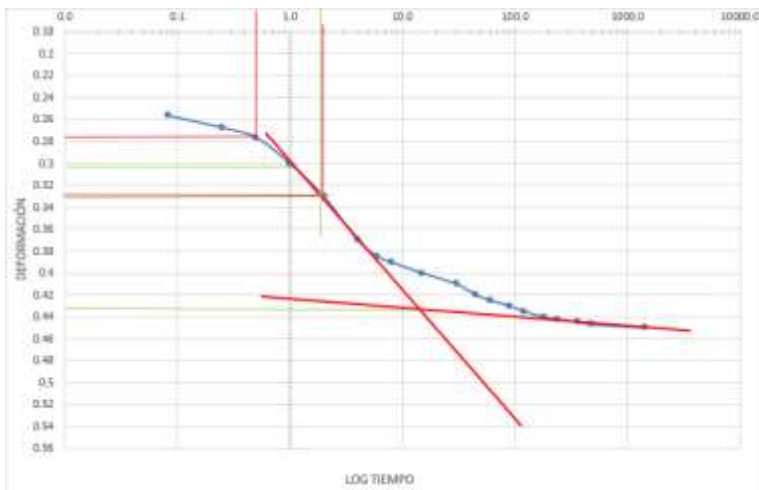
H_d	12.7	mm
t_d	0.4	min
t_f	1.6	min
Z_f	0.102	mm
Z_d	0.132	mm
Δz	0.03	mm
d_{10}	0.072	mm
d_{100}	0.19	mm
d_{50}	0.131	mm
t_{60}	1.5	min
C_v	21.18	mm ² /min

Ciclo de carga 2



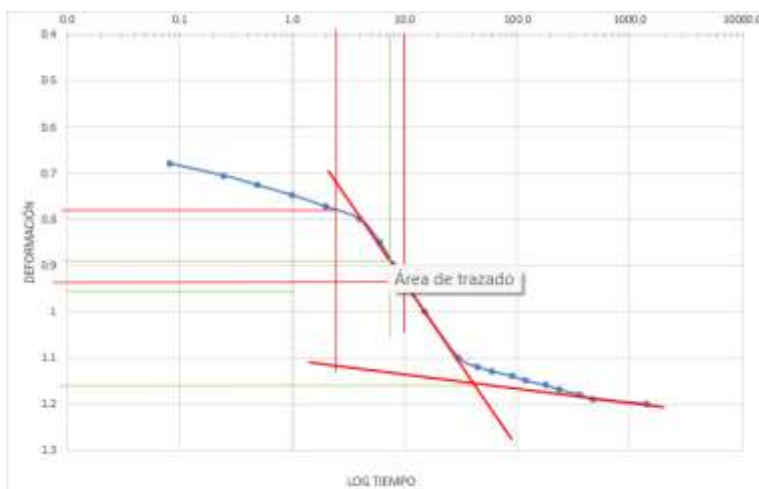
H_{20}	12.67	mm
t_1	0.5	min
t_2	2	min
Z_1	0.11	mm
Z_2	0.128	mm
Δz	0.018	mm
d_s	0.092	mm
d_{100}	0.175	mm
d_{50}	0.1355	mm
t_{50}	3.4	min
Cv	9.30	mm ² /min

Ciclo de carga 3



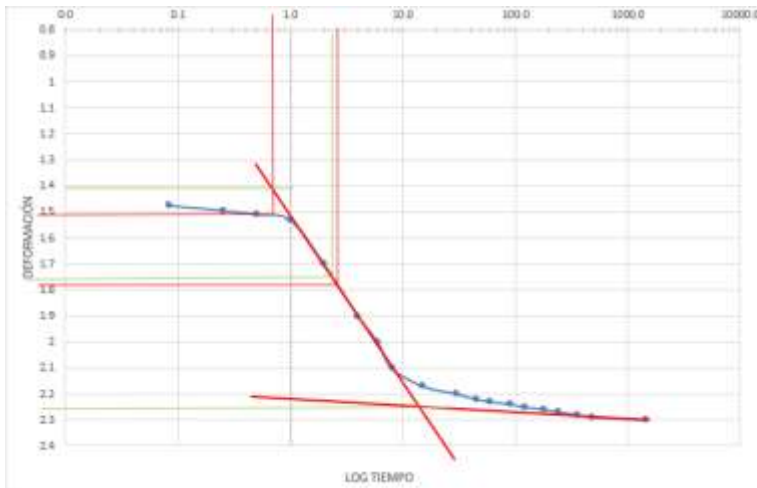
H_{20}	12.6055	mm
t_1	0.5	min
t_2	2	min
Z_1	0.276	mm
Z_2	0.33	mm
Δz	0.054	mm
d_s	0.222	mm
d_{100}	0.435	mm
d_{50}	0.3285	mm
t_{50}	1.9	min
Cv	16.48	mm ² /min

Ciclo de carga 4



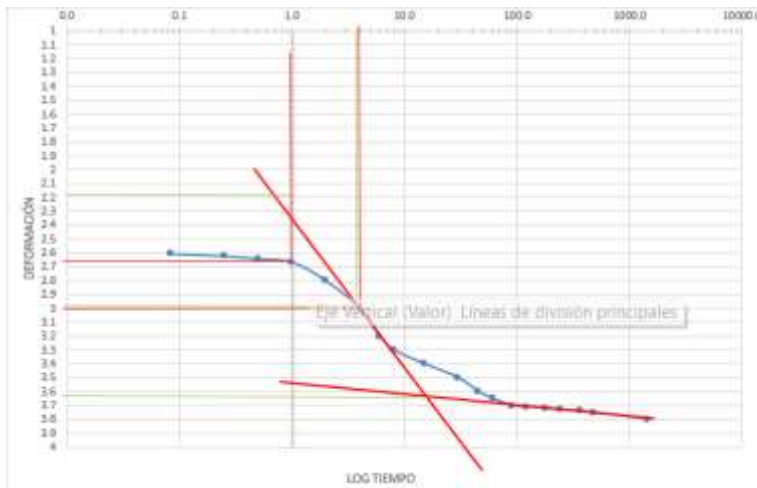
H_{20}	12.475	mm
t_1	2.5	min
t_2	10	min
Z_1	0.78	mm
Z_2	0.94	mm
Δz	0.16	mm
d_s	0.62	mm
d_{100}	1.16	mm
d_{50}	0.8900	mm
t_{50}	7.5	min
Cv	4.09	mm ² /min

Ciclo de carga 5



H_b	12.1	mm
t_L	0.7	min
t_C	2.8	min
Z_L	1.51	mm
Z_C	1.78	mm
Δz	0.27	mm
d_b	1.24	mm
d_{top}	2.25	mm
d_{bot}	1.7450	mm
t_{top}	2.5	min
C_v	11.54	mm ² /min

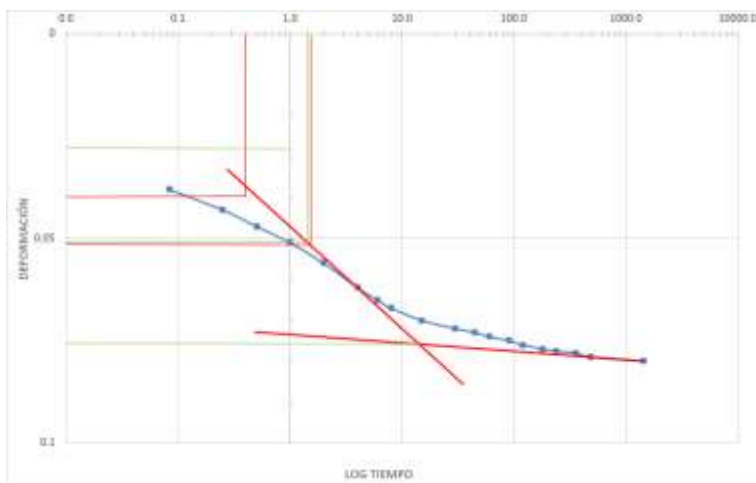
Ciclo de carga 6



H_b	11.55	mm
t_L	1	min
t_C	4	min
Z_L	2.666	mm
Z_C	3	mm
Δz	0.334	mm
d_b	2.352	mm
d_{top}	3.625	mm
d_{bot}	2.9785	mm
t_{top}	5.9	min
C_v	6.74	mm ² /min

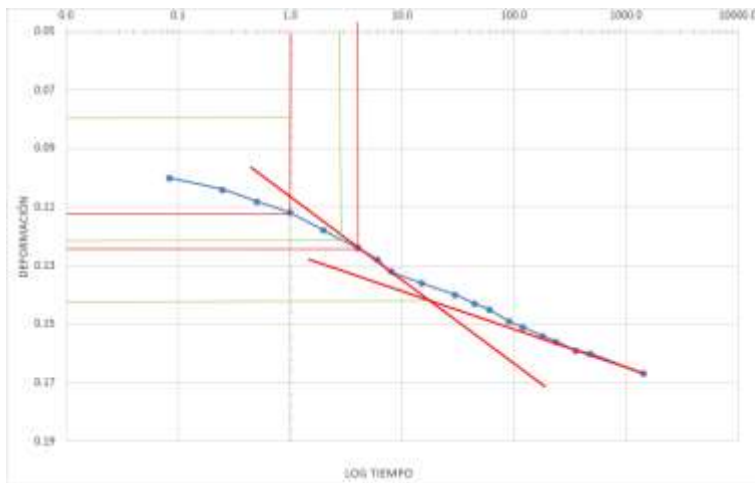
Muestra 2

Ciclo de carga 1



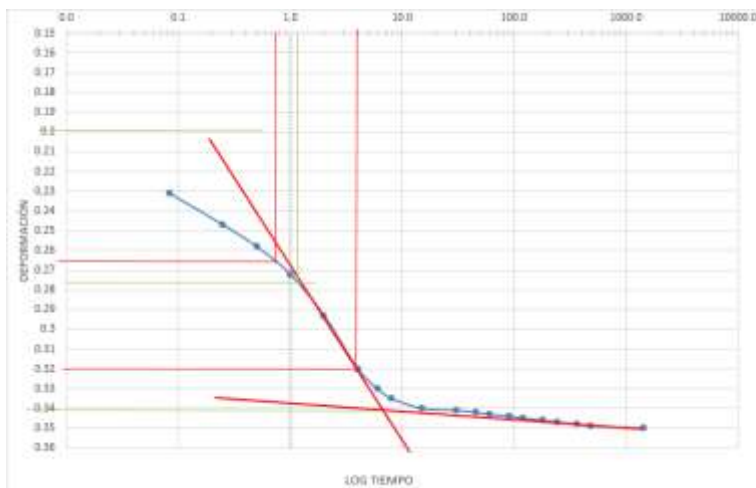
H_b	12.7	mm
t_L	0.4	min
t_C	1.6	min
Z_L	0.102	mm
Z_C	0.132	mm
Δz	0.03	mm
d_b	0.072	mm
d_{top}	0.18	mm
d_{bot}	0.131	mm
t_{top}	1.5	min
C_v	21.18	mm ² /min

Ciclo de carga 2



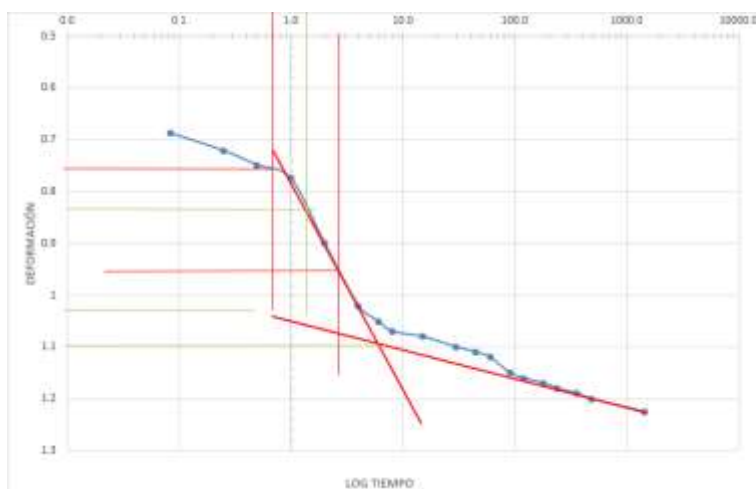
H_B	12.66	mm
t_1	1	min
t_2	4	min
Z_1	0.111	mm
Z_2	0.1225	mm
Δz	0.0115	mm
d_s	0.0995	mm
d_{100}	0.142	mm
d_{50}	0.12075	mm
t_{50}	2.9	min
C_V	10.89	mm ² /min

Ciclo de carga 3



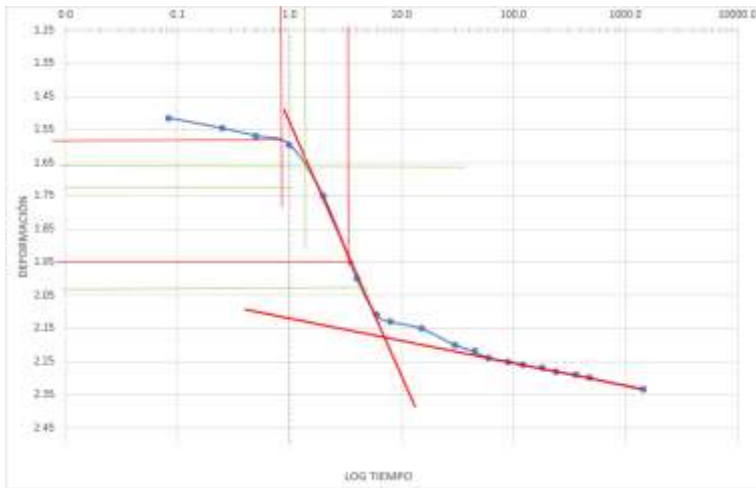
H_B	12.6165	mm
t_1	0.75	min
t_2	3	min
Z_1	0.205	mm
Z_2	0.32	mm
Δz	0.055	mm
d_s	0.21	mm
d_{100}	0.342	mm
d_{50}	0.276	mm
t_{50}	1.3	min
C_V	24.12	mm ² /min

Ciclo de carga 4



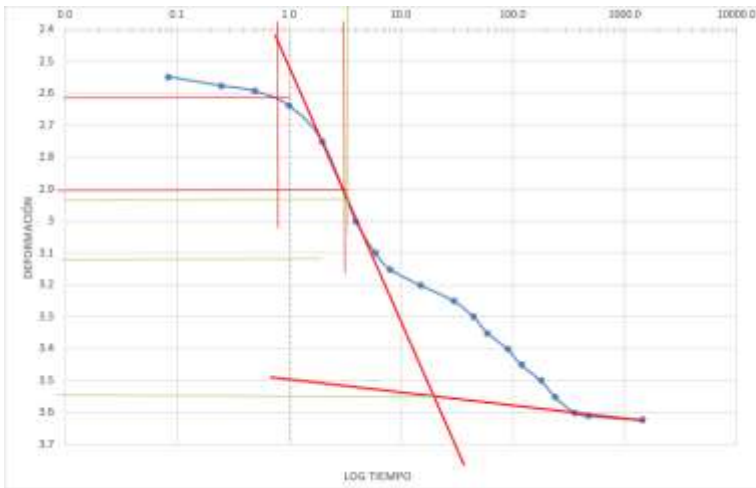
H_B	12.525	mm
t_1	0.7	min
t_2	2.8	min
Z_1	0.76	mm
Z_2	0.945	mm
Δz	0.185	mm
d_s	0.575	mm
d_{100}	1.09	mm
d_{50}	0.8325	mm
t_{50}	1.4	min
C_V	22.07	mm ² /min

Ciclo de carga 5



H_{gr}	12.8875	mm
t_1	0.85	min
t_2	3.4	min
Z_1	1.533	mm
Z_2	1.95	mm
ΔZ	0.397	mm
d_0	1.156	mm
d_{100}	2.153	mm
d_{50}	1.6545	mm
t_{50}	1.4	min
C_V	20.56	mm ² /min

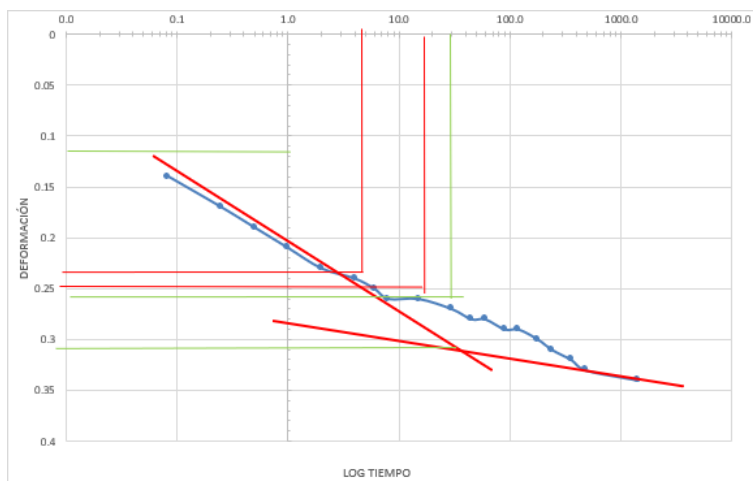
Ciclo de carga 6



H_{gr}	11.5325	mm
t_1	0.8	min
t_2	3.2	min
Z_1	2.617	mm
Z_2	2.9	mm
ΔZ	0.283	mm
d_0	2.334	mm
d_{100}	3.525	mm
d_{50}	2.9295	mm
t_{50}	3.5	min
C_V	7.49	mm ² /min

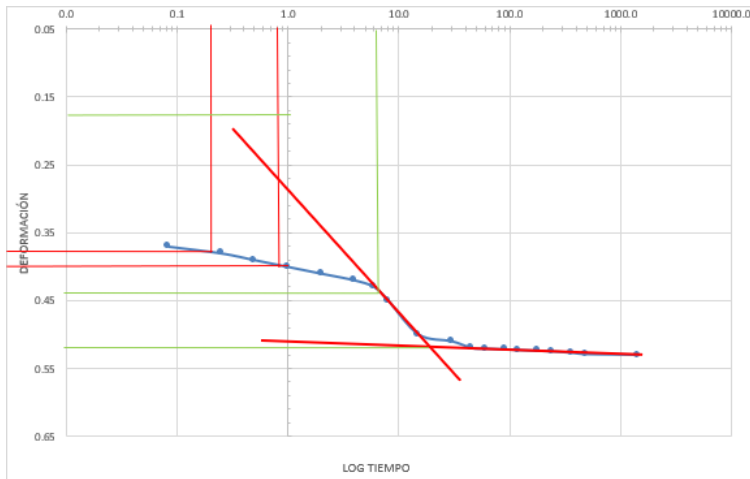
Muestra 3

Ciclo de carga 1



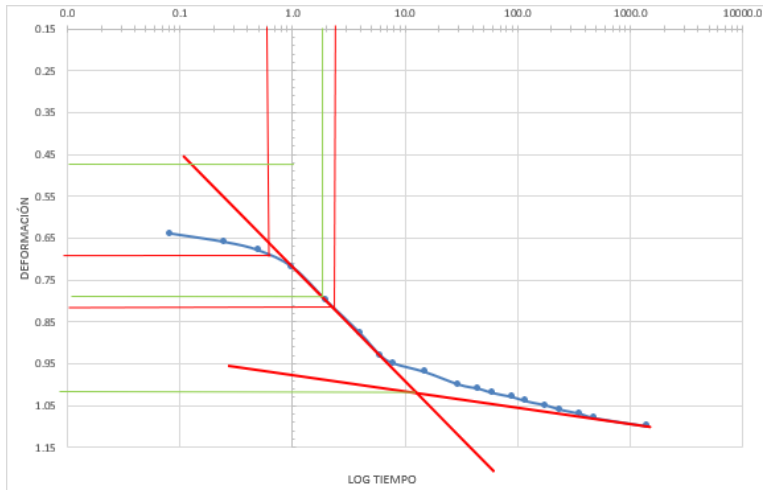
H_{gr}	12.7	mm
t_1	4.75	min
t_2	19	min
Z_1	0.2475	mm
Z_2	0.26	mm
ΔZ	0.0125	mm
d_0	0.235	mm
d_{100}	0.3125	mm
d_{50}	0.27375	mm
t_{50}	30	min
C_V	1.06	mm ² /min

Ciclo de carga 2



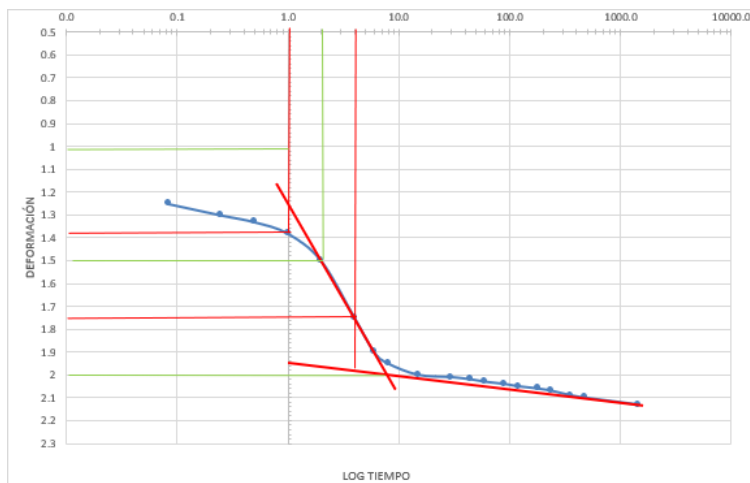
H_{dr}	12.53	mm
t_1	0.2	min
t_2	0.8	min
Z_1	0.38	mm
Z_2	0.4	mm
Δz	0.02	mm
d_0	0.36	mm
d_{100}	0.52	mm
d_{50}	0.44	mm
t_{50}	6.5	min
C_v	4.76	mm ² /min

Ciclo de carga 3



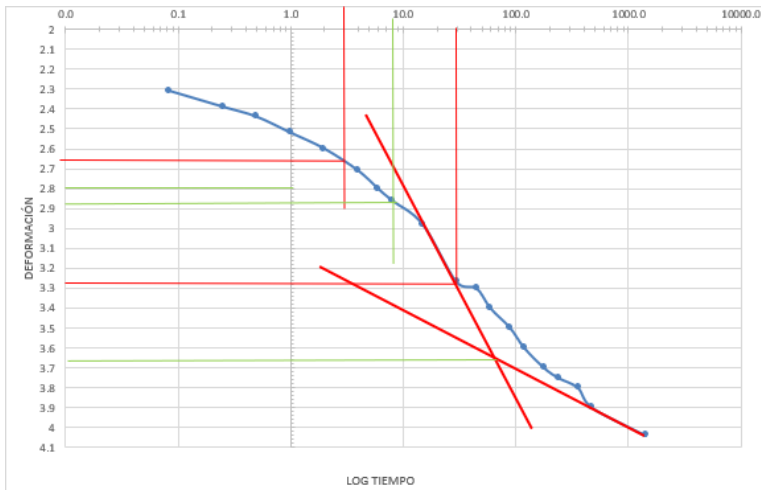
H_{dr}	12.435	mm
t_1	0.6	min
t_2	2.4	min
Z_1	0.69	mm
Z_2	0.815	mm
Δz	0.125	mm
d_0	0.565	mm
d_{100}	1.015	mm
d_{50}	0.79	mm
t_{50}	1.9	min
C_v	16.03	mm ² /min

Ciclo de carga 4



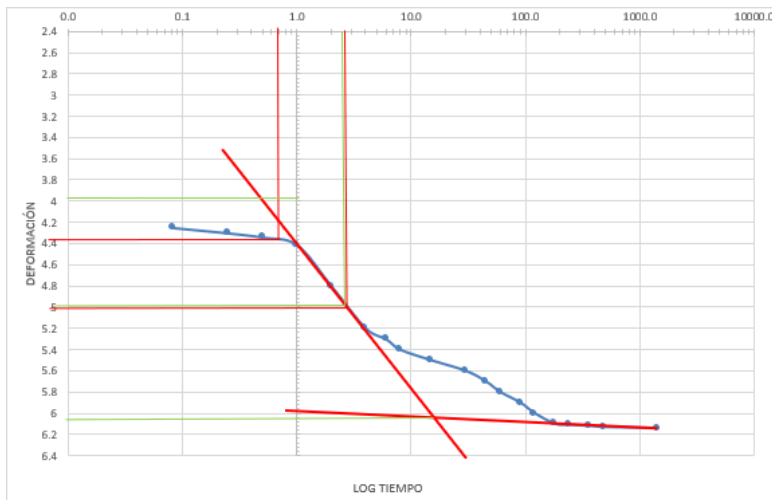
H_{dr}	12.15	mm
t_1	1	min
t_2	4	min
Z_1	1.38	mm
Z_2	1.75	mm
Δz	0.37	mm
d_0	1.01	mm
d_{100}	2	mm
d_{50}	1.505	mm
t_{50}	2	min
C_v	14.54	mm ² /min

Ciclo de carga 5



H_{dr}	11.635	mm
t_1	3	min
t_2	12	min
Z_1	2.66	mm
Z_2	3.26	mm
Δz	0.6	mm
d_0	2.06	mm
d_{100}	3.65	mm
d_{50}	2.855	mm
t_{50}	8	min
C_v	3.33	mm ² /min

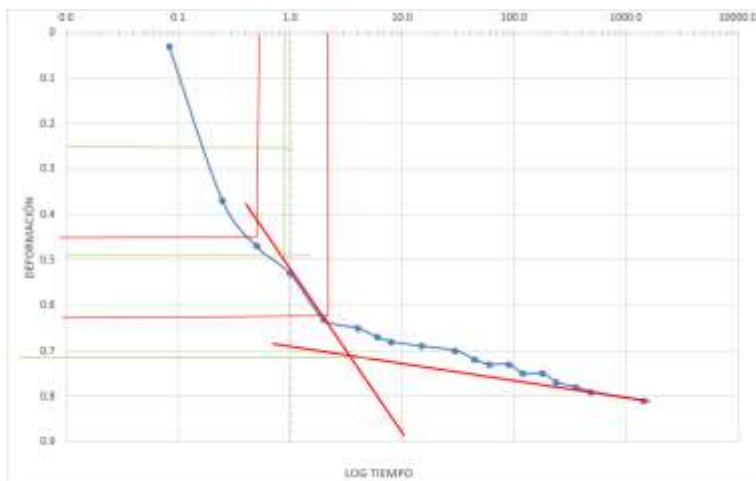
Ciclo de carga 6



H_{dr}	10.68	mm
t_1	0.7	min
t_2	2.8	min
Z_1	4.38	mm
Z_2	5	mm
Δz	0.62	mm
d_0	3.76	mm
d_{100}	6.05	mm
d_{50}	4.905	mm
t_{50}	2.7	min
C_v	8.32	mm ² /min

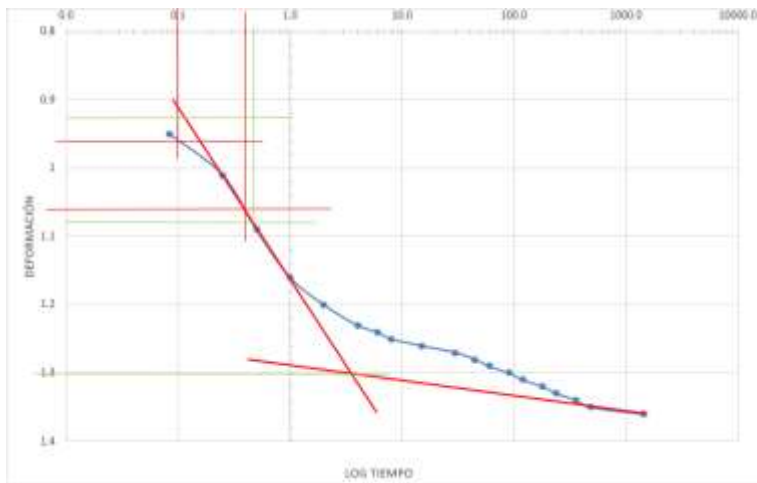
Muestra 4

Ciclo de carga 1



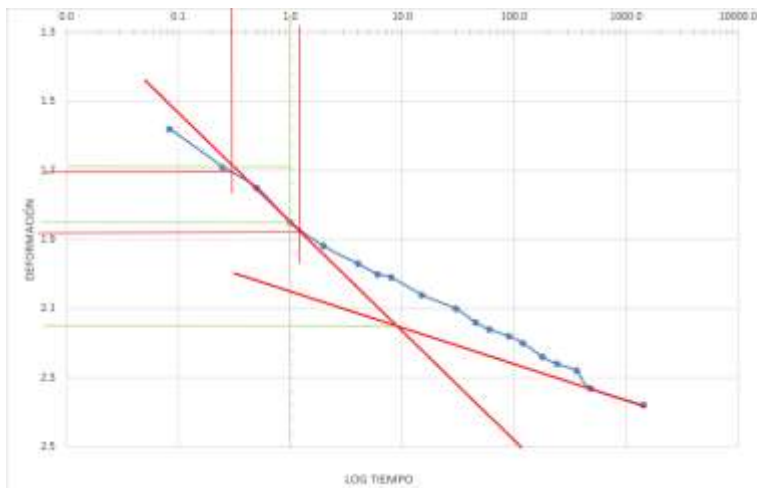
H_{dr}	12.7	mm
t_1	0.525	min
t_2	2.1	min
Z_1	0.49	mm
Z_2	0.64	mm
Δz	0.15	mm
d_0	0.34	mm
d_{100}	0.71	mm
d_{50}	0.525	mm
t_{50}	0.925	min
C_v	34.15	mm ² /min

Ciclo de carga 2



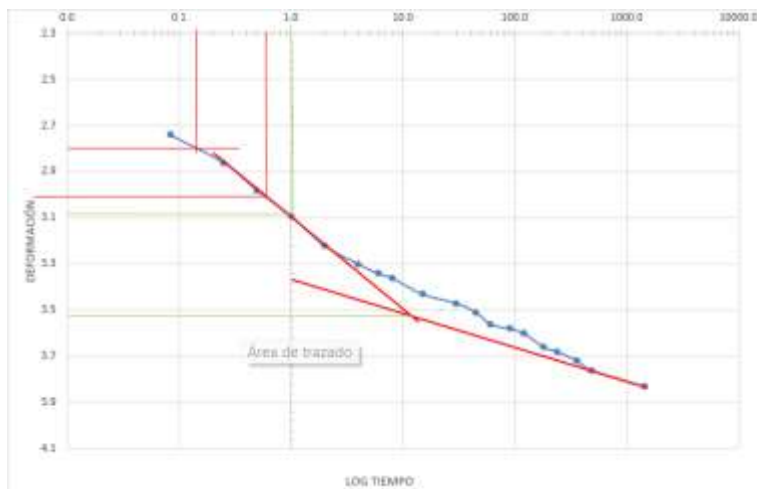
$H_{0.2}$	12.295 mm
t_1	0.1 min
t_2	0.4 min
Z_{L1}	0.96 mm
Z_{L2}	1.06 mm
Δz	0.1 mm
d_{L1}	0.86 mm
d_{L2}	1.3 mm
d_{M1}	1.08 mm
t_{M1}	0.475 min
Cv	62.69 mm ² /min

Ciclo de carga 3



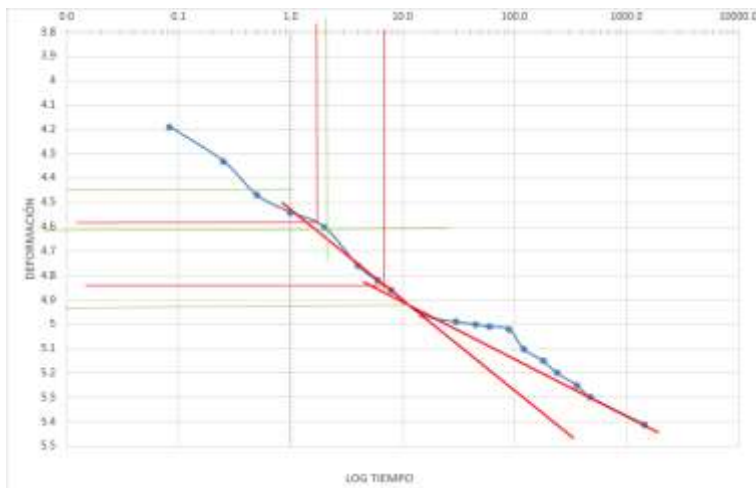
$H_{0.2}$	12.02 mm
t_1	0.3 min
t_2	1.2 min
Z_{L1}	1.72 mm
Z_{L2}	1.88 mm
Δz	0.16 mm
d_{L1}	1.36 mm
d_{L2}	2.16 mm
d_{M1}	1.86 mm
t_{M1}	1 min
Cv	28.46 mm ² /min

Ciclo de carga 4



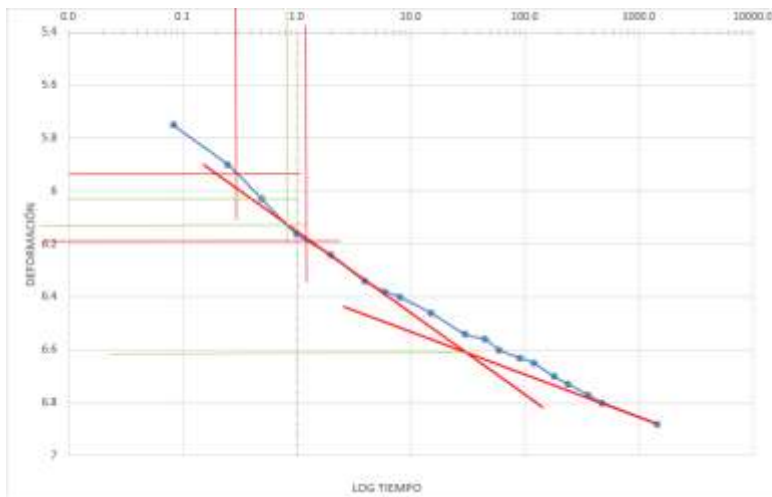
$H_{0.2}$	11.31 mm
t_1	0.15 min
t_2	0.6 min
Z_{L1}	2.82 mm
Z_{L2}	3.025 mm
Δz	0.205 mm
d_{L1}	2.615 mm
d_{L2}	3.525 mm
d_{M1}	3.07 mm
t_{M1}	1 min
Cv	26.10 mm ² /min

Ciclo de carga 5



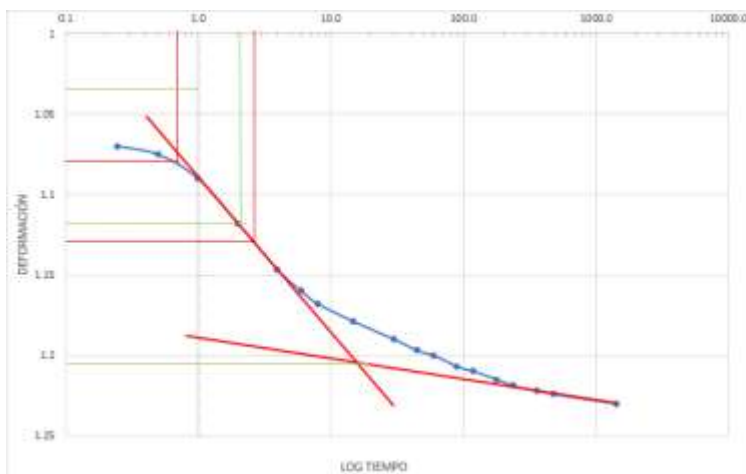
H_{10}	10.785 mm
t_{10}	1.75 min
t_{20}	7 min
Z_{10}	4.58 mm
Z_{20}	4.84 mm
Δz	0.26 mm
d_{10}	4.32 mm
d_{100}	4.51 mm
d_{20}	4.615 mm
t_{100}	2.1 min
Cv	10.91 mm ² /min

Ciclo de carga 6



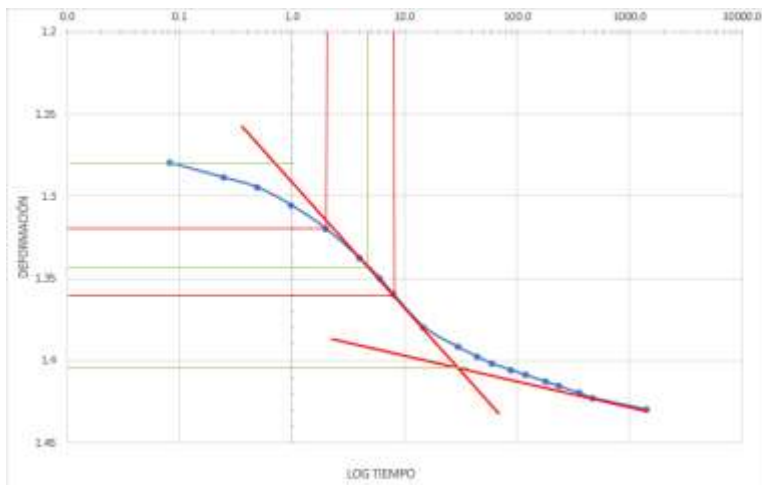
H_{10}	9.995 mm
t_{10}	0.3 min
t_{20}	1.2 min
Z_{10}	5.94 mm
Z_{20}	6.19 mm
Δz	0.25 mm
d_{10}	5.69 mm
d_{100}	6.61 mm
d_{20}	6.15 mm
t_{100}	0.85 min
Cv	23.15 mm ² /min

Muestra 11 Ciclo de carga 1



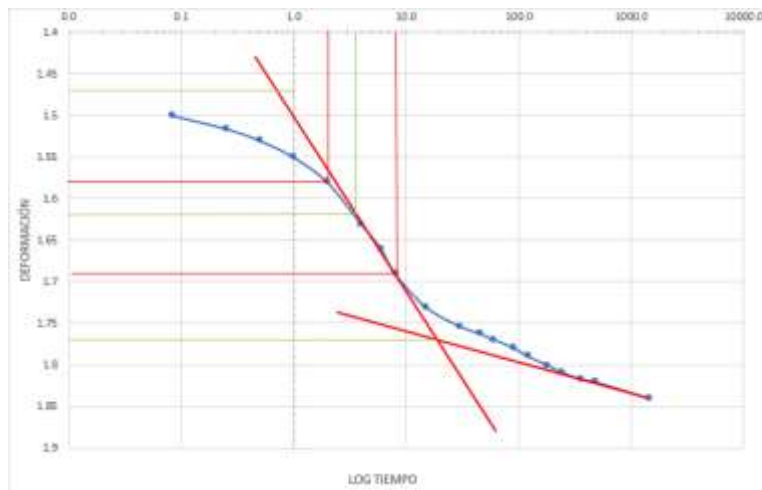
H_{10}	12.7 mm
t_{10}	0.7 min
t_{20}	2.8 min
Z_{10}	1.062 mm
Z_{20}	1.15 mm
Δz	0.048 mm
d_{10}	1.094 mm
d_{100}	1.205 mm
d_{20}	1.1195 mm
t_{100}	2.1 min
Cv	19.13 mm ² /min

Ciclo de carga 2



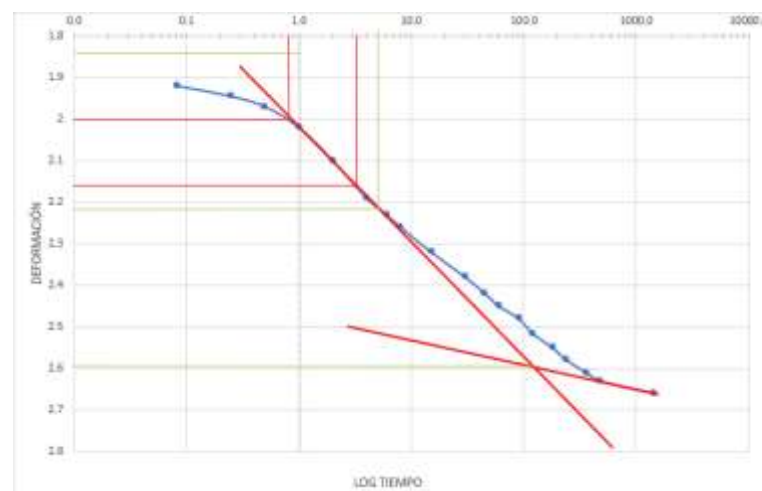
$H_{0.2}$	12.085 mm
t_1	2 min
t_2	8 min
Z_1	1.32 mm
Z_2	1.36 mm
Δz	0.04 mm
d_1	1.28 mm
d_{100}	1.405 mm
d_{50}	1.3425 mm
$t_{0.2}$	4.85 min
Cv	5.93 mm ² /min

Ciclo de carga 3



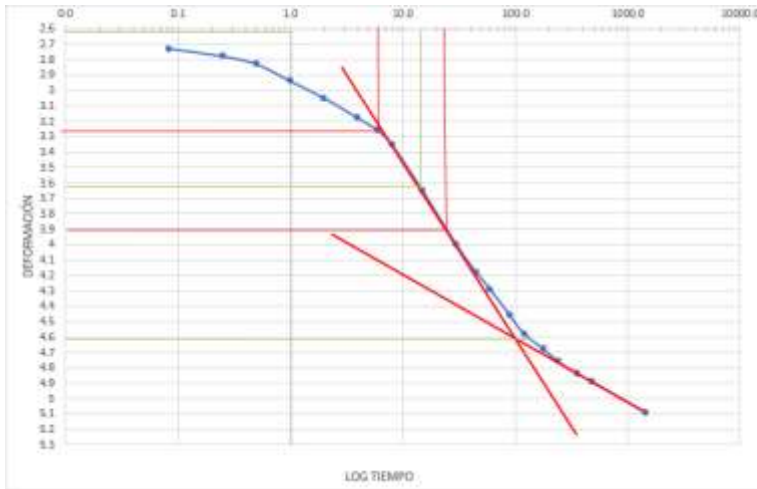
$H_{0.2}$	11.985 mm
t_1	2 min
t_2	8 min
Z_1	1.58 mm
Z_2	1.69 mm
Δz	0.11 mm
d_1	1.47 mm
d_{100}	1.77 mm
d_{50}	1.62 mm
$t_{0.2}$	2.5 min
Cv	11.32 mm ² /min

Ciclo de carga 4



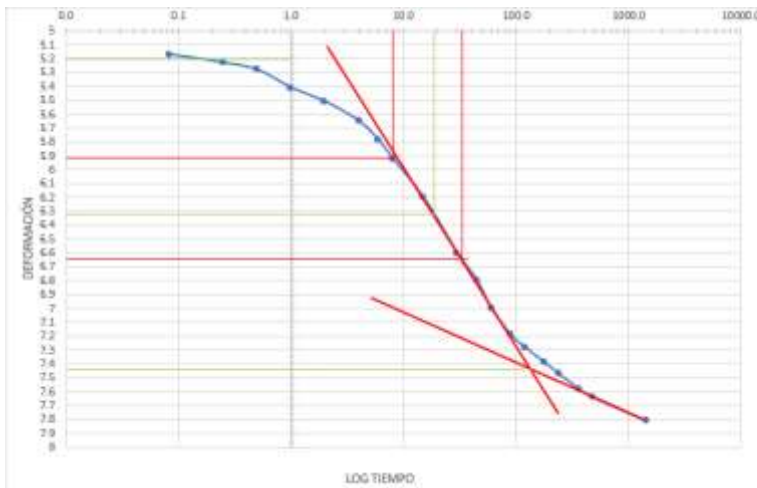
$H_{0.2}$	11.78 mm
t_1	0.8 min
t_2	3.2 min
Z_1	2 mm
Z_2	2.18 mm
Δz	0.16 mm
d_1	1.84 mm
d_{100}	2.599 mm
d_{50}	2.2195 mm
$t_{0.2}$	5 min
Cv	5.47 mm ² /min

Ciclo de carga 5



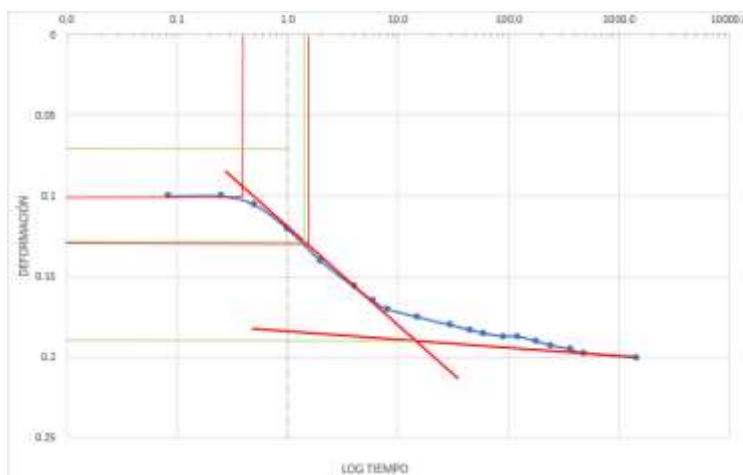
H_{50}	11.37 mm
t_1	6 min
t_2	24 min
Z_1	3.26 mm
Z_2	3.9 mm
Δz	0.64 mm
d_{50}	2.62 mm
d_{100}	4.619 mm
d_{10}	3.6195 mm
t_{50}	15 min
C_v	1.70 mm ² /min

Ciclo de carga 6



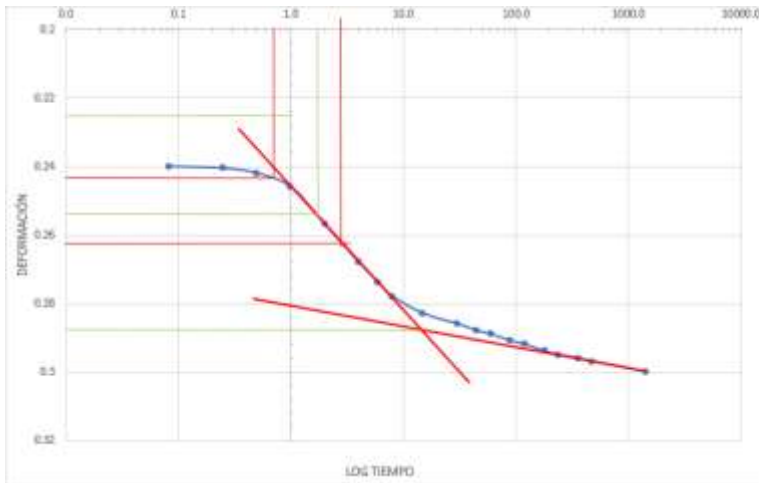
H_{50}	10.155 mm
t_1	8 min
t_2	32 min
Z_1	5.92 mm
Z_2	6.64 mm
Δz	0.72 mm
d_{50}	5.2 mm
d_{100}	7.44 mm
d_{10}	6.32 mm
t_{50}	19 min
C_v	1.07 mm ² /min

Muestra 12 Ciclo de carga 1



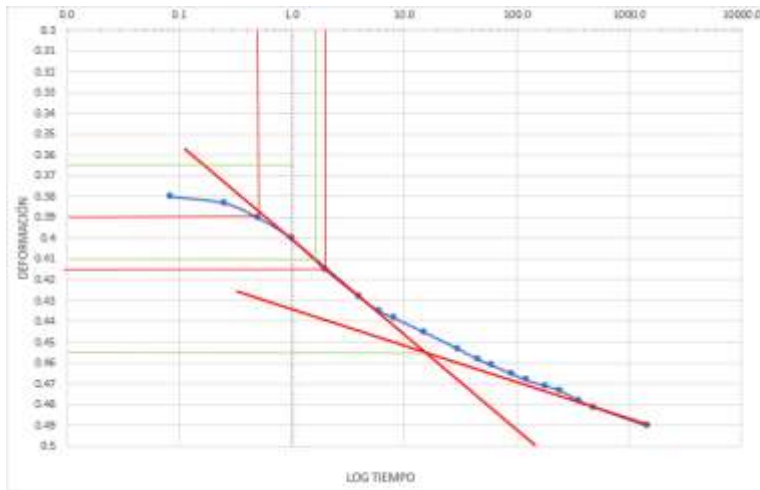
H_{50}	12.7 mm
t_1	0.4 min
t_2	1.6 min
Z_1	0.102 mm
Z_2	0.152 mm
Δz	0.05 mm
d_{50}	0.072 mm
d_{100}	0.19 mm
d_{10}	0.151 mm
t_{50}	1.5 min
C_v	21.18 mm ² /min

Ciclo de carga 2



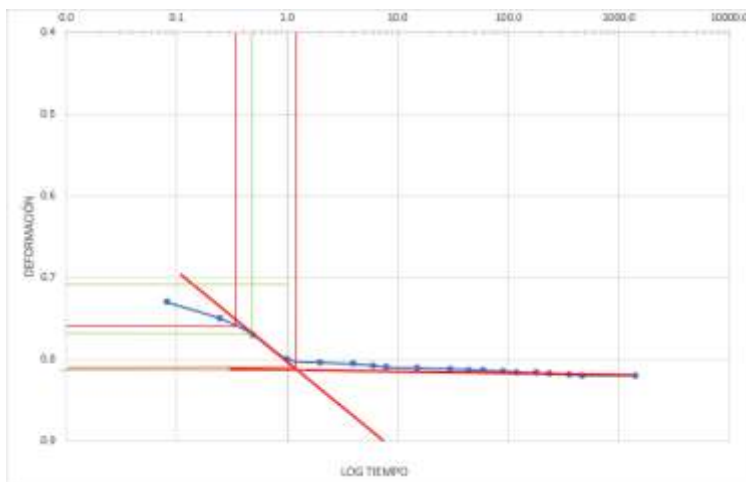
$H_{0.2}$	12.8	mm
$t_{0.2}$	0.7	min
$t_{0.1}$	2.8	min
Z_1	0.2439	mm
Z_2	0.262	mm
Δz	0.0181	mm
$d_{0.2}$	0.2258	mm
$d_{1.025}$	0.284	mm
d_{10}	0.2548	mm
$t_{0.1}$	1.7	min
C_v	18.40	mm ² /min

Ciclo de carga 3



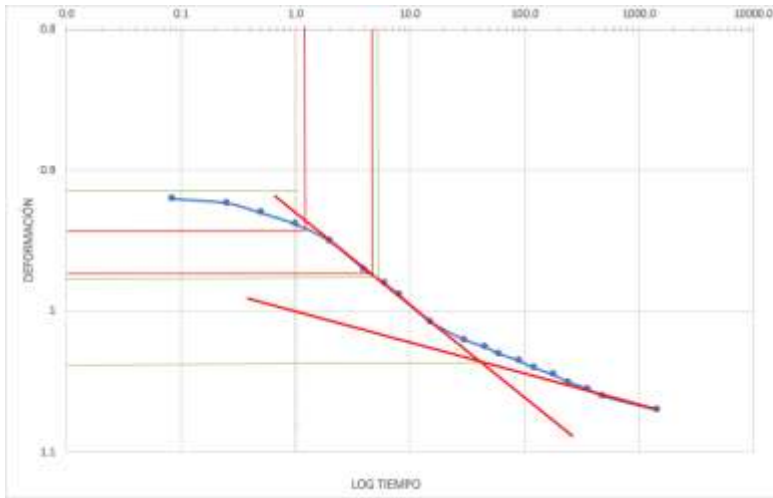
$H_{0.2}$	12.55	mm
$t_{0.2}$	0.5	min
$t_{0.1}$	2	min
Z_1	0.39	mm
Z_2	0.415	mm
Δz	0.025	mm
$d_{0.2}$	0.365	mm
$d_{1.025}$	0.455	mm
d_{10}	0.41	mm
$t_{0.1}$	1.7	min
C_v	18.25	mm ² /min

Ciclo de carga 4



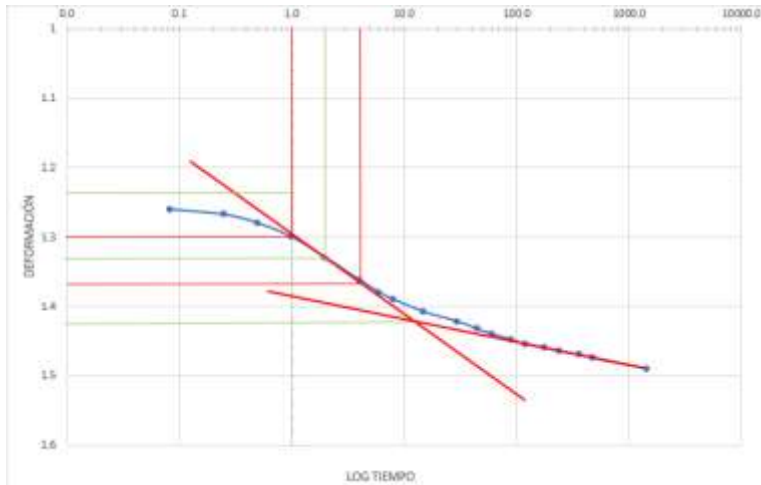
$H_{0.2}$	12.455	mm
$t_{0.2}$	0.34	min
$t_{0.1}$	1.36	min
Z_1	0.76	mm
Z_2	0.81	mm
Δz	0.05	mm
$d_{0.2}$	0.71	mm
$d_{1.025}$	0.817	mm
d_{10}	0.7635	mm
$t_{0.1}$	0.49	min
C_v	62.37	mm ² /min

Ciclo de carga 5



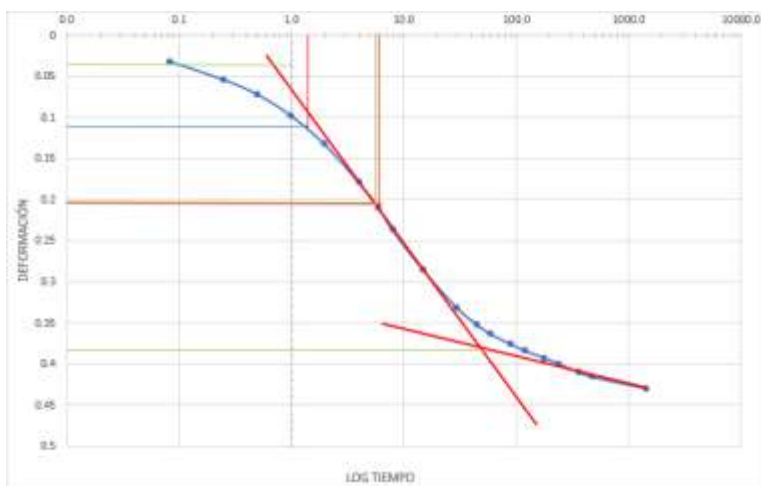
H_{de}	12.29	mm
t_0	1.2	min
t_1	4.8	min
Z_1	0.944	mm
Z_2	0.975	mm
Δz	0.031	mm
d_0	0.913	mm
d_{100}	1.039	mm
d_{50}	0.976	mm
t_{50}	5.1	min
Cv	5.83	mm ² /min

Ciclo de carga 6



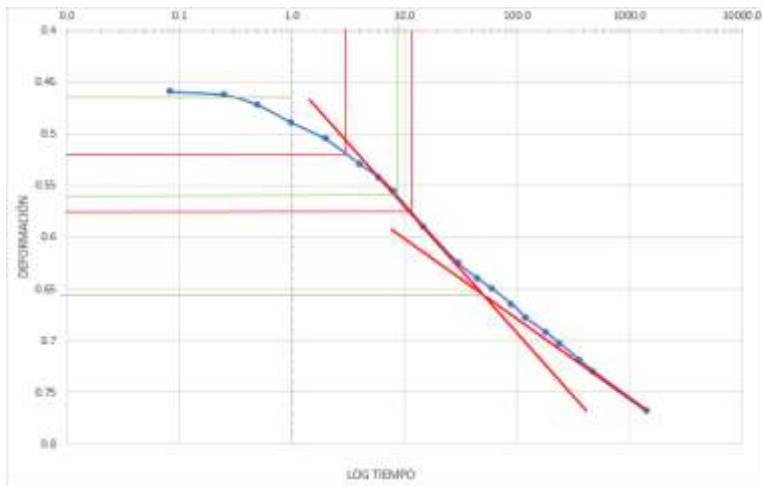
H_{de}	12.165	mm
t_0	1	min
t_1	4	min
Z_1	1.3	mm
Z_2	1.362	mm
Δz	0.062	mm
d_0	1.238	mm
d_{100}	1.422	mm
d_{50}	1.33	mm
t_{50}	2	min
Cv	14.58	mm ² /min

Muestra 13 Ciclo de carga 1



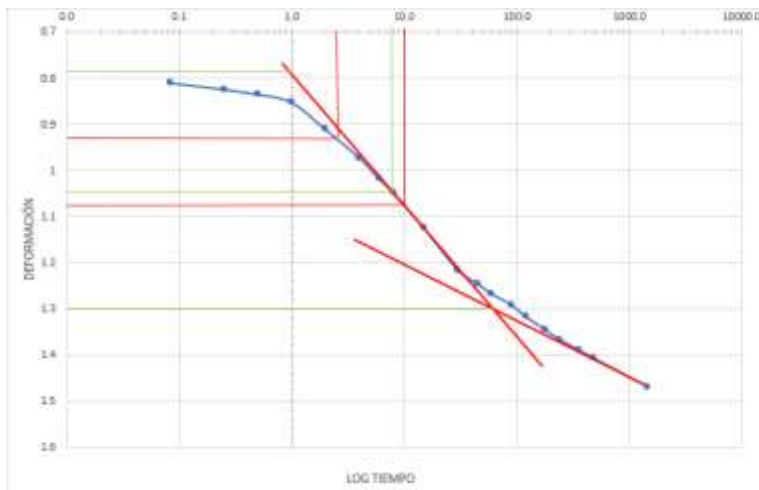
H_{de}	12.7	mm
t_0	1.5	min
t_1	6	min
Z_1	0.123	mm
Z_2	0.21	mm
Δz	0.087	mm
d_0	0.036	mm
d_{100}	0.383	mm
d_{50}	0.2095	mm
t_{50}	5.95	min
Cv	5.34	mm ² /min

Ciclo de carga 2



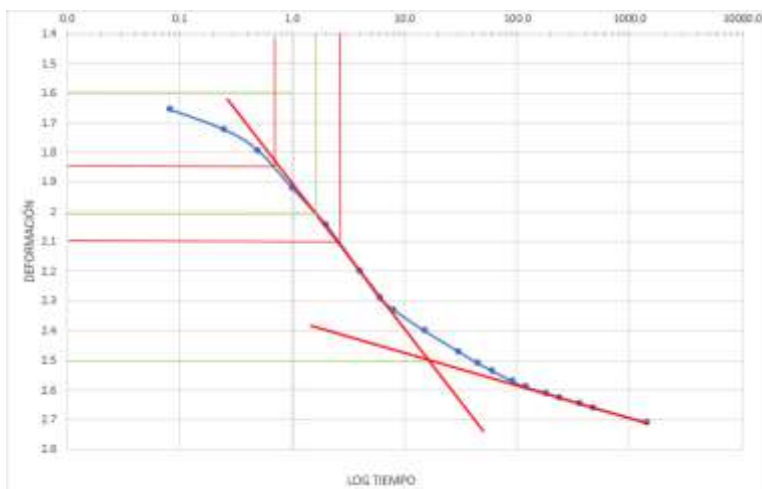
H_{d1}	12.485 mm
t_1	3 min
t_2	12 min
Z_1	0.52 mm
Z_2	0.575 mm
d_0	0.055 mm
$d_{1,00}$	0.655 mm
$d_{3,00}$	0.56 mm
t_{3a}	8.5 min
C_v	3.61 mm ² /min

Ciclo de carga 3



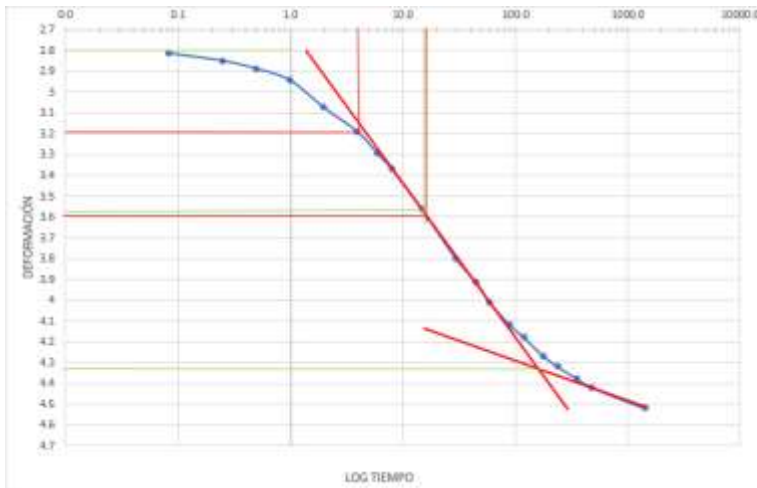
H_{d1}	12.316 mm
t_1	2.5 min
t_2	10 min
Z_1	0.93 mm
Z_2	1.076 mm
d_0	0.146 mm
$d_{1,00}$	0.784 mm
$d_{3,00}$	1.3 mm
t_{3a}	7.95 min
C_v	3.76 mm ² /min

Ciclo de carga 4



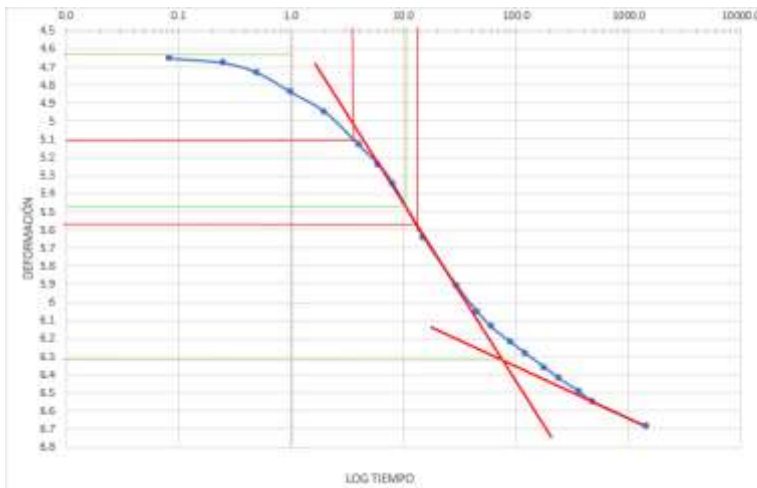
H_{d1}	11.966 mm
t_1	0.7 min
t_2	2.8 min
Z_1	1.85 mm
Z_2	2.1 mm
d_0	0.29 mm
$d_{1,00}$	1.6 mm
$d_{3,00}$	2.5 mm
t_{3a}	1.8 min
C_v	15.67 mm ² /min

Ciclo de carga 5



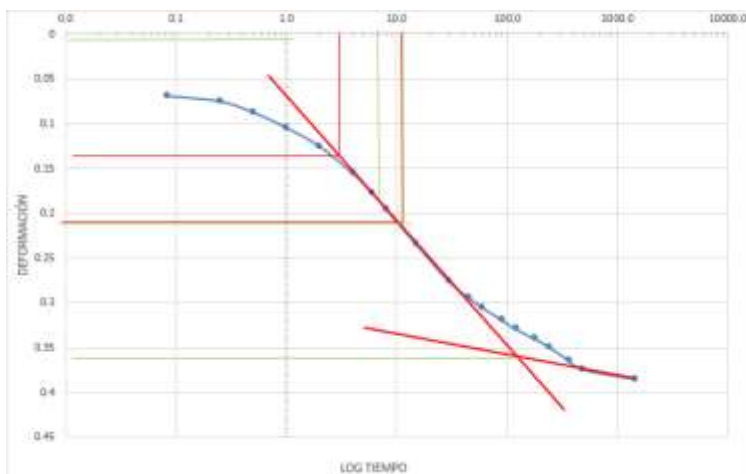
H_{21}	11.345 mm
t_1	4 min
t_2	16 min
Z_1	3.192 mm
Z_2	3.585 mm
Δz	0.393 mm
d_0	2.799 mm
d_{100}	4.538 mm
d_{50}	3.5685 mm
t_{50}	15.8 min
C_v	1.63 mm ² /min

Ciclo de carga 6



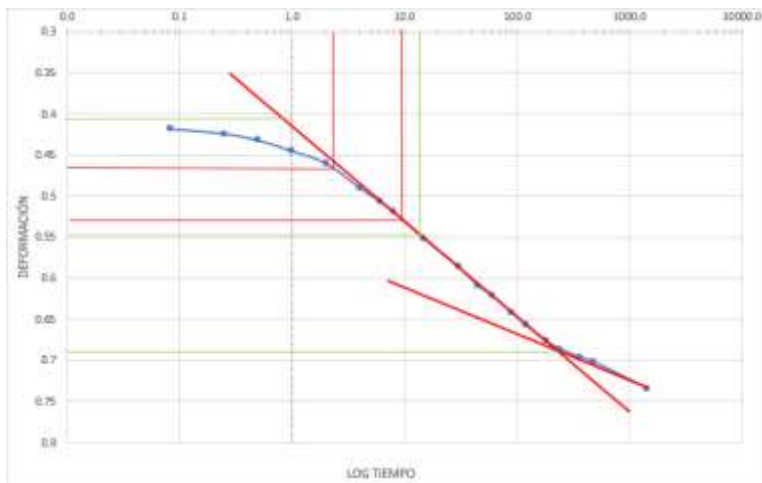
H_{21}	10.4395 mm
t_1	3.6 min
t_2	14.4 min
Z_1	5.1 mm
Z_2	5.57 mm
Δz	0.47 mm
d_0	4.63 mm
d_{100}	6.32 mm
d_{50}	5.475 mm
t_{50}	11 min
C_v	1.95 mm ² /min

Muestra 14 Ciclo de carga 1



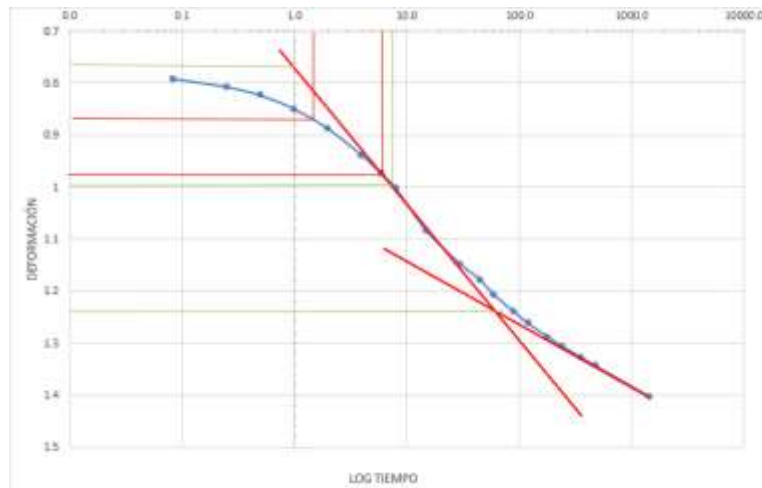
H_{21}	12.7 mm
t_1	3 min
t_2	12 min
Z_1	0.142 mm
Z_2	0.215 mm
Δz	0.073 mm
d_0	0.069 mm
d_{100}	0.362 mm
d_{50}	0.2155 mm
t_{50}	12.2 min
C_v	2.60 mm ² /min

Ciclo de carga 2



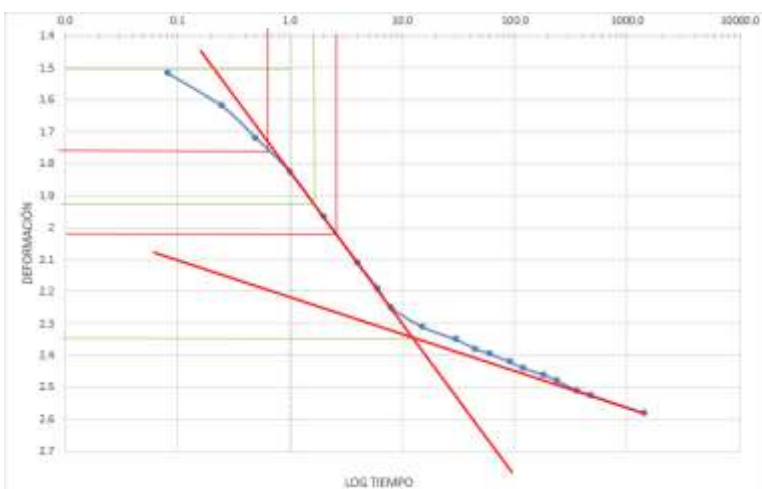
$H_{0.2}$	12.5075 mm
t_1	2.3 min
t_2	9.2 min
Z_1	0.468 mm
Z_2	0.529 mm
Δz	0.061 mm
d_{10}	0.407 mm
d_{100}	0.689 mm
d_{50}	0.548 mm
t_{50}	14 min
Cv	2.30 mm ² /min

Ciclo de carga 3



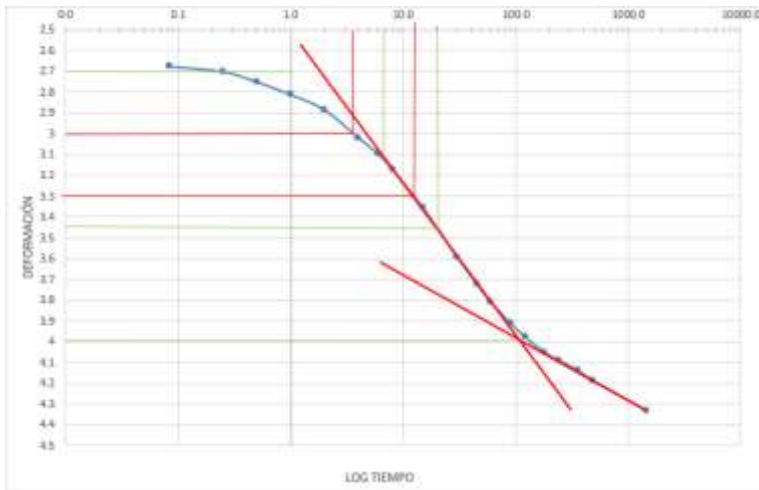
$H_{0.2}$	12.333 mm
t_1	1.5 min
t_2	6 min
Z_1	0.87 mm
Z_2	0.975 mm
Δz	0.105 mm
d_{10}	0.765 mm
d_{100}	1.22 mm
d_{50}	0.9925 mm
t_{50}	6.5 min
Cv	4.61 mm ² /min

Ciclo de carga 4



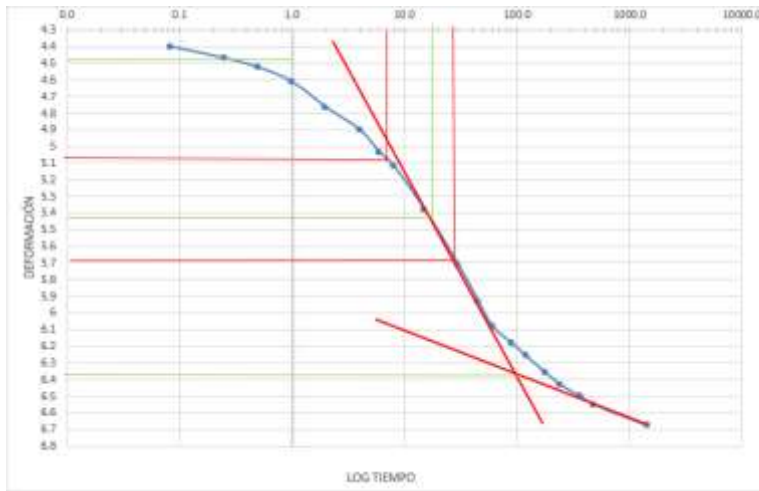
$H_{0.2}$	11.9985 mm
t_1	0.65 min
t_2	2.6 min
Z_1	1.76 mm
Z_2	2.02 mm
Δz	0.26 mm
d_{10}	1.5 mm
d_{100}	2.345 mm
d_{50}	1.9225 mm
t_{50}	1.7 min
Cv	16.68 mm ² /min

Ciclo de carga 5



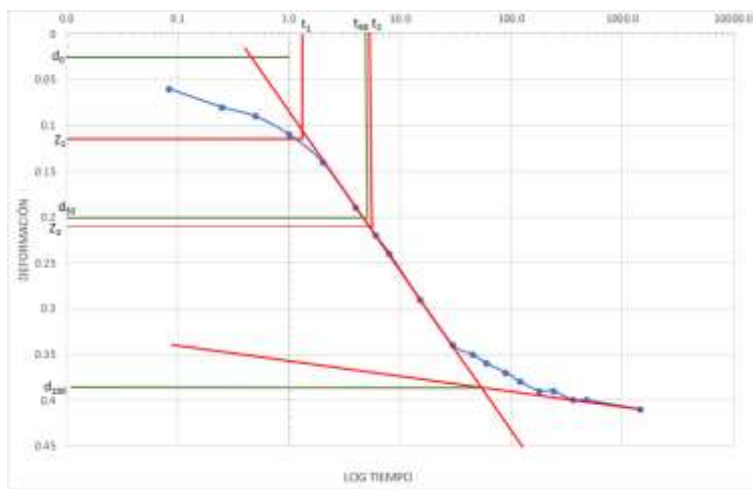
H_{10}	11.409	mm
t_1	3.6	min
t_2	14.4	min
Z_1	3	mm
Z_2	3.3	mm
Δz	0.3	mm
d_0	2.7	mm
d_{100}	5.99	mm
d_{50}	3.345	mm
t_{10}	20	min
C_v	1.28	mm ² /min

Ciclo de carga 6



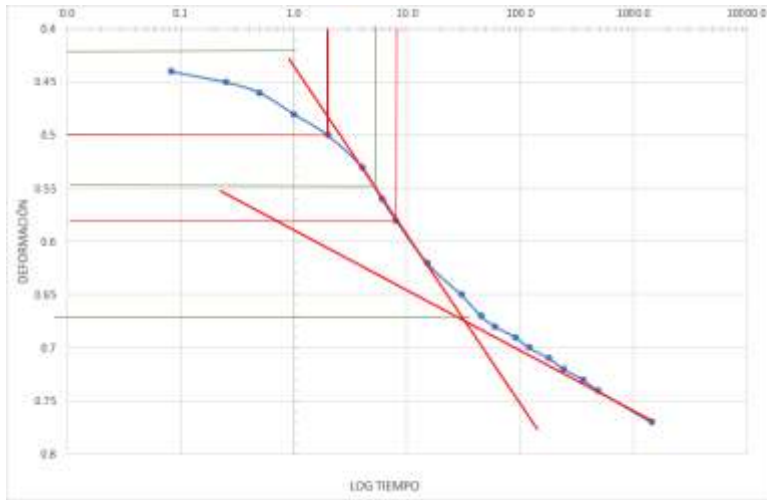
H_{10}	10.535	mm
t_1	7	min
t_2	28	min
Z_1	5.08	mm
Z_2	5.68	mm
Δz	0.6	mm
d_0	4.48	mm
d_{100}	6.378	mm
d_{50}	5.429	mm
t_{10}	18	min
C_v	1.21	mm ² /min

Muestra 15 Ciclo de carga 1



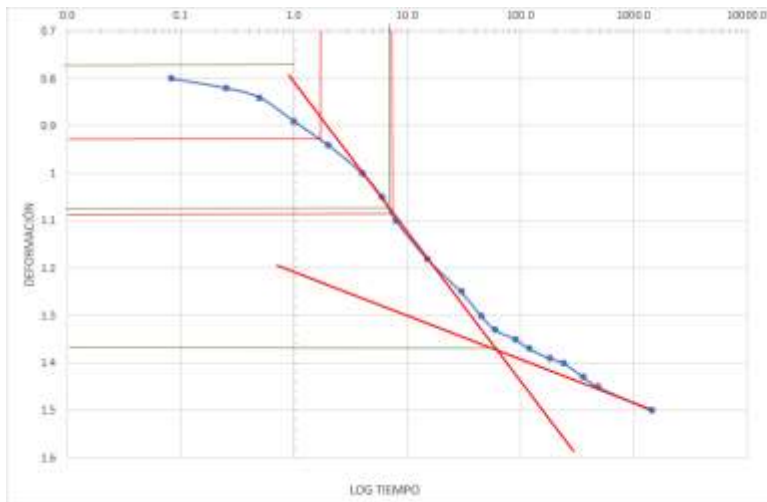
H_{10}	12.7	mm
t_1	1.3	min
t_2	5.2	min
Z_1	0.12	mm
Z_2	0.215	mm
Δz	0.095	mm
d_0	0.025	mm
d_{100}	0.389	mm
d_{50}	0.207	mm
t_{10}	4.95	min
C_v	8.42	mm ² /min

Ciclo de carga 2



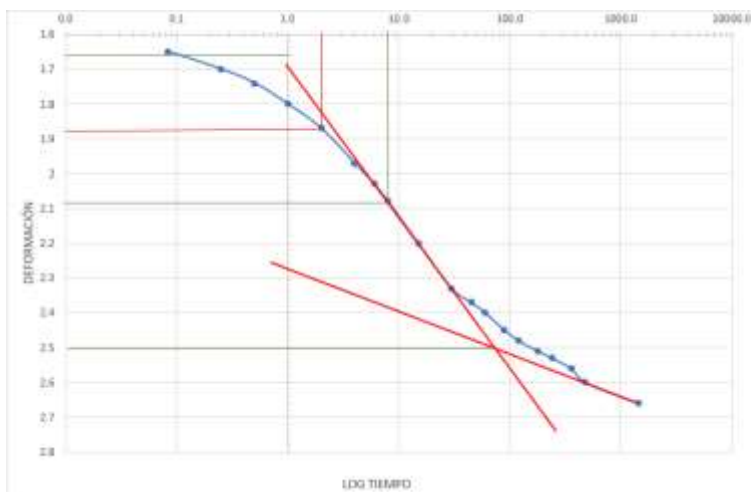
H_{sp}	12.495 mm
t_1	2 min
t_2	8 min
Z_1	0.5 mm
Z_2	0.58 mm
Δz	0.08 mm
d_0	0.42 mm
d_{100}	0.675 mm
d_{50}	0.5475 mm
t_{50}	5.1 min
Cv	6.03 mm ² /min

Ciclo de carga 3



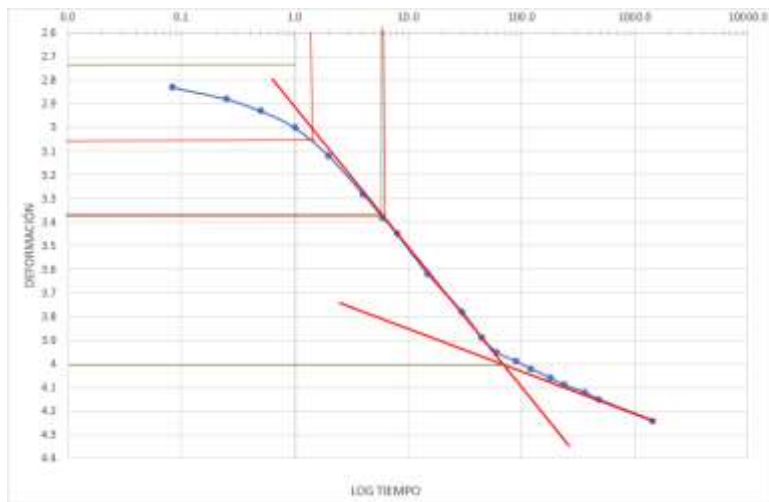
H_{sp}	12.315 mm
t_1	1.8 min
t_2	7.2 min
Z_1	0.928 mm
Z_2	1.085 mm
Δz	0.157 mm
d_0	0.771 mm
d_{100}	1.377 mm
d_{50}	1.074 mm
t_{50}	6.9 min
Cv	4.33 mm ² /min

Ciclo de carga 4



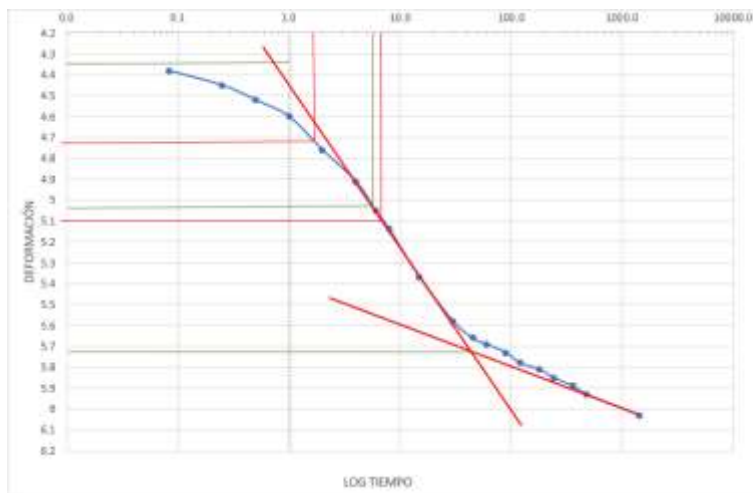
H_{sp}	11.95 mm
t_1	2 min
t_2	8 min
Z_1	1.87 mm
Z_2	2.08 mm
Δz	0.21 mm
d_0	1.66 mm
d_{100}	2.5 mm
d_{50}	2.08 mm
t_{50}	8 min
Cv	3.52 mm ² /min

Ciclo de carga 5



H_{01}	11.37	mm
t_{11}	1.5	min
t_{12}	6	min
Z_{11}	3.058	mm
Z_{12}	1.38	mm
Δz	0.322	mm
d_{11}	2.736	mm
d_{12}	4	mm
d_{10}	3.368	mm
t_{10}	5.9	min
Cv	4.12	mm ² /min

Ciclo de carga 6



H_{01}	10.58	mm
t_{11}	1.7	min
t_{12}	6.8	min
Z_{11}	4.72	mm
Z_{12}	5.1	mm
Δz	0.38	mm
d_{11}	4.34	mm
d_{12}	5.725	mm
d_{10}	5.0325	mm
t_{10}	5.8	min
Cv	3.80	mm ² /min

Anexo 5

REGISTRO DE ENSAYO CPTu

Estimaciones

1	In situ data			Estimati ons										Und. strength	Kocr	OCR	Vs (m/s)	State parameter	Ko	Sensitivity	Peak phi (°)	Shear strength (kPa)
	Depth (m)	qc (MPa)	fs (kPa)	Ksbt (m/s)	Ch (m2/s)	SPT N60 (blows/30cm)	Constrained Mod. (MPa)	Dr (%)	Friction angle (°)	Es (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)										
2	0.01	0	0	0	0.00E+00	0.00E+00	0	0	0	0	0	0	0	0.33	0	0	0	0	0	0	0	
3	0.02	0	0	0	0.00E+00	0.00E+00	0	0	0	0	0	0	0	0.33	0	0	0	0	0	0	0	
4	0.03	0	0	0	0.00E+00	0.00E+00	0	0.03	0	0	0	0.64	0	0	0.33	0	21.31	0	0	0	0	
5	0.04	0.05	0.03	0	0.00E+00	0.00E+00	0	0.09	0	0	0	1.54	0	0	0.33	0	33.16	0	0	0	0	
6	0.05	0.08	0.03	0	0.00E+00	0.00E+00	0	0.17	0	0	0	2.41	0	0	0.33	0	41.46	0	0	0	0	
7	0.06	0.09	0.07	0	0.00E+00	0.00E+00	0	0.24	0	0	0	2.62	0	0	0.33	0	43.25	0	0	0	0	
8	0.07	0.09	0.07	0	0.00E+00	0.00E+00	0	1.25	0	0	0	1.01	0	0	0.33	0	26.83	0	0	0	0	
9	0.08	0.09	0.1	5	4.55E-06	5.11E-04	0	1.1	27	32	0.88	0.81	0	0	0.33	0	24.05	0.05	0	0	0.2	
10	0.09	0.09	0.1	0	0.00E+00	0.00E+00	0	1.06	0	0	0	0.78	0	0	0.33	0	23.61	0	0	0	0	
11	0.1	0.09	0.03	0	0.00E+00	0.00E+00	0	1.03	0	0	0	0.76	0	0	0.33	0	23.24	0	0	0	0	
12	0.11	0.09	0.1	0	0.00E+00	0.00E+00	0	1.05	0	0	0	0.77	0	0	0.33	0	23.43	0	0	0	0	
13	0.12	0.09	0.1	0	0.00E+00	0.00E+00	0	1.69	0	0	0	1.24	0	0	0.33	0	29.79	0	0	0	0	
14	0.13	0.32	0.13	0	0.00E+00	0.00E+00	1	3.03	0	0	0	2.22	0	0	0.33	0	39.86	0	0	0	0	
15	0.14	0.67	0.07	0	0.00E+00	0.00E+00	1	4.47	0	0	0	3.28	0	0	0.33	0	48.43	0	0	0	0	
16	0.15	0.78	0.07	0	0.00E+00	0.00E+00	2	5.43	0	0	0	3.99	0	0	0.33	0	53.4	0	0	0	0	
17	0.16	0.95	0.37	0	0.00E+00	0.00E+00	2	6.01	0	0	0	4.42	0	0	0.33	0	56.17	0	0	0	0	
18	0.17	1.06	0.57	0	0.00E+00	0.00E+00	2	6.57	0	0	0	4.83	0	0	0.33	0	58.71	0	0	0	0	
19	0.18	1.12	2.1	6	1.62E-04	1.13E-01	2	6.84	51	36	5.46	5.03	0	0	0.33	0	59.92	-0.09	0	0	0.52	
20	0.19	0.99	2.07	6	9.98E-05	7.52E-02	2	7.39	54	37	5.9	5.68	0	0	0.33	0	62.3	-0.1	0	0	0.56	
21	0.2	1.03	5.43	6	6.50E-05	5.17E-02	2	7.81	57	38	6.23	6.22	0	0	0.33	0	64.04	-0.12	0	0	0.62	
22	0.21	1.05	7.97	6	4.32E-05	3.80E-02	2	8.63	60	39	6.89	7.08	0	0	0.33	0	67.31	-0.14	0	0	0.69	
23	0.22	1.07	9.46	6	3.02E-05	2.87E-02	3	9.32	60	39	7.44	7.79	0	0	0.33	0	69.96	-0.16	0	0	0.75	
24	0.23	1.07	11.2	6	2.58E-05	2.54E-02	3	9.68	61	40	7.73	8.16	0	0	0.33	0	71.3	-0.16	0	0	0.81	
25	0.24	1.08	11.4	6	2.20E-05	2.22E-02	3	9.87	62	40	7.87	8.37	0	0	0.33	0	71.97	-0.17	0	0	0.87	
26	0.25	1.04	13	6	1.72E-05	1.75E-02	3	10.03	62	40	8	8.56	0	0	0.33	0	72.56	-0.17	0	0	0.93	
27	0.26	0.98	14.33	6	1.17E-05	1.23E-02	3	10.37	62	40	8.27	8.92	0	0	0.33	0	73.79	-0.17	0	0	0.99	
28	0.27	0.97	16.86	6	8.19E-06	8.74E-03	3	10.46	62	41	8.34	9.06	0	0	0.33	0	74.1	-0.18	0	0	1.05	
29	0.28	0.88	18.03	5	5.10E-06	5.53E-03	2	10.62	62	41	8.48	9.28	0	0	0.33	0	74.68	-0.19	0	0	1.12	
30	0.29	0.79	22.46	5	3.11E-06	3.35E-03	2	10.56	63	42	8.42	9.29	0	0	0.33	0	74.44	-0.2	0	0	1.2	
31	0.3	0.73	24.63	8	1.76E-06	1.82E-03	2	10.11	63	42	8.47	9.41	0	0	0.33	0	74.66	-0.22	0	0	1.3	
32	0.31	0.66	27.69	8	1.18E-06	1.13E-03	2	9.36	62	43	8.43	9.4	0	0	0.33	0	74.49	-0.23	0	0	1.39	
33	0.32	0.63	28.16	9	7.81E-07	6.93E-04	2	8.71	0	0	0	9.45	14	44.42	28.49	0.33	43.01	74.57	0	1	1.51	44.42
34	0.33	0.59	30.59	9	6.08E-07	5.14E-04	2	8.28	0	0	0	9.42	14	42.26	25.96	0.33	42.02	74.4	0	1	1.39	42.26
35	0.34	0.57	30.73	9	4.67E-07	3.72E-04	2	7.81	0	0	0	9.33	14	39.87	23.5	0.33	40.83	74.01	0	1	1.27	39.87
36	0.35	0.53	30.66	9	4.00E-07	3.05E-04	2	7.49	0	0	0	9.18	14	38.19	21.63	0.33	39.31	73.47	0	1	1.23	38.19
37	0.36	0.52	29.96	9	3.30E-07	2.38E-04	2	7.06	0	0	0	8.95	14	36.04	19.65	0.33	37.59	72.61	0	1	1.17	36.04
38	0.37	0.48	29.59	9	2.85E-07	1.97E-04	2	6.78	0	0	0	8.8	14	34.6	18.19	0.33	36.22	72.09	0	1	1.14	34.6

DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Nosotros, **Abarca Pesántez Joshua André y Landín Cali Ángel Gabriel**, con C.C:#**0929617579** y #**0927780692** respectivamente, autores del trabajo de titulación: **Comparación de estimaciones de asentamientos de un terraplén en el cantón Durán por diferentes métodos**, previo a la obtención del título de **Ingeniería Civil** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, **28 de febrero del 2023**

f. 
Nombre: **Abarca Pesántez Joshua André**
C.C: **0929617579**

f. 
Nombre: **Landín Cali Ángel Gabriel**
C.C: **0927780692**

REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA

FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN

TEMA Y SUBTEMA:	Comparación de estimaciones de asentamientos de un terraplén en el cantón Durán por diferentes métodos.		
AUTOR(ES)	Joshua André Abarca Pesántez Ángel Gabriel Landín Cali		
REVISOR(ES)/TUTOR(ES)	Ing. Carlos Grau Sacoto, M.Sc.		
INSTITUCIÓN:	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
FACULTAD:	Facultad de Ingeniería		
CARRERA:	Carrera de Ingeniería Civil		
TÍTULO OBTENIDO:	Ingeniero Civil		
FECHA DE PUBLICACIÓN:	28 de febrero del 2023	No. DE PÁGINAS:	167
ÁREAS TEMÁTICAS:	Geotecnia, Mecánica de suelos, Geología.		
PALABRAS CLAVES/ KEYWORDS:	Consolidación, asentamiento, SPT, CPTu, coeficiente de asentamiento y tiempo de asentamiento.		
RESUMEN:	<p>En este trabajo de titulación se realiza una comparación de estimaciones de asentamientos de un terraplén en el cantón Durán por diferentes métodos.</p> <p>El proyecto inicia realizando dos ensayos, CPTu y Spt utilizando tubos Shelby para la extracción de muestras. Una vez realizado los ensayos se llevan las muestras obtenidas al laboratorio para proceder a analizarlas, a estas muestras se les realiza los siguientes ensayos: Compresión Unidimensional, Límites de Atterberg y Contenido de Humedad. Una vez obtenidos los resultados de estos ensayos se los interpreta y se obtienen los parámetros necesarios para realizar la estimación de asentamientos.</p> <p>De los resultados del ensayo de compresión unidimensional, se utiliza el método gráfico de Casagrande para obtener el esfuerzo de preconsolidación y los índices de compresión y recompresión, también se emplea la corrección de Schmertman para arcillas normalmente consolidadas y la corrección de Terzaghi y Peck para arcillas sobreconsolidadas para obtener un nuevo índice de compresión, también se utilizan correlaciones empíricas para obtener otros valores de índices de compresión y recompresión y buscar el que se adapte más a la realidad de nuestro suelo.</p> <p>De los datos obtenidos del CPTu se utilizará el módulo restringido como parámetro esencial para la estimación de asentamientos por este método.</p> <p>Adicionalmente se calculó el coeficiente de consolidación y a partir de este, el tiempo en el que se alcanzará el 90% y 50% de consolidación del suelo.</p>		
ADJUNTO PDF:	SI	NO	
CONTACTO CON AUTOR/ES:	Teléfono: +593978789980 +593998059411	E-mail: joshua.abarca@cu.ucsg.edu.ec angel.landin@cu.ucsg.edu.ec	
CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN (COORDINADOR DEL PROCESO UTE):	Nombre: Clara Glas Cevallos Teléfono: +593-4 -2206956 E-mail: clara.glas@cu.ucsg.edu.ec		
SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA			
Nº. DE REGISTRO (en base a datos):			
Nº. DE CLASIFICACIÓN:			
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):			