



UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA
La Universidad Católica de Loja

ÁREA TÉCNICA

TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**Estudio de la velocidad de deformación de suelos blandos frente a su
estabilidad.**

TRABAJO DE TITULACIÓN

AUTORA:

Silva Yaguana, Magali Elizabeth

DIRECTORA: Esparza Villalba, Carmen Antonieta, MSc

CO-DIRECTOR: Tapia Chávez, Ángel Guillermo, MSc

LOJA – ECUADOR

2016



Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es>

Septiembre, 2016

APROBACIÓN DE LA DIRECTORA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

M.Sc

Carmen Antonieta Esparza Villalba

DOCENTE DE LA TITULACIÓN

De mi consideración:

El presente trabajo de titulación: “**Estudio de la velocidad de deformación de suelos blandos frente a su estabilidad**”, realizado por **Magali Elizabeth Silva Yaguana**, ha sido orientado y revisado durante su ejecución, por cuanto se aprueba la presentación del mismo.

Loja, noviembre de 2016

f).....

M.Sc Carmen Antonieta Esparza Villalba

DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y CESIÓN DE DERECHOS

“Yo, **Silva Yaguana Magali Elizabeth** declaro ser autor del presente trabajo de titulación: Estudio de la velocidad de deformación de suelos blandos frente a su estabilidad, de la Titulación Ingeniería Civil, siendo Carmen Antonieta Esparza Villalba director del presente trabajo; y eximo expresamente a la Universidad Técnica Particular de Loja y a sus representantes legales de posibles reclamos o acciones legales. Además certifico que las ideas, conceptos, procedimientos y resultados vertidos en el presente trabajo investigativo, son de mi exclusiva responsabilidad.

Adicionalmente declaro conocer y aceptar la disposición del Art. 88 del Estatuto Orgánico de la Universidad Técnica Particular de Loja que en su parte pertinente textualmente dice: “Forman parte del patrimonio de la Universidad la propiedad intelectual de investigaciones, trabajos científicos o técnicos y tesis de grado o trabajos de titulación que se realicen con el apoyo financiero, académico o institucional (operativo) de la Universidad”

f.....

Autor: Silva Yaguana Magali Elizabeth

Cédula: 1106033002

DEDICATORIA

A Dios por permitirme alcanzar mis metas, a mis padres por el apoyo incondicional brindado durante estos años, por sus consejos, valores y por ser un ejemplo constante de perseverancia, todo aquello que me sirvió como guía para conseguir este valioso anhelo.

A mi familia que me ha acompañado en todo el transcurso de mi formación académica, a mis amigos por su amistad, por las vivencias y experiencias a su lado, por su constante apoyo.

Magali Silva

AGRADECIMIENTO

A mi directora de trabajo de titulación Carmen Esparza, M.Sc por sus consejos y asesoría durante el desarrollo y culminación de esta investigación. Mis más sinceros agradecimientos.

A mis padres, César y Gloria por cada uno de sus consejos, por creer en mí y guiarme en todo el transcurso de mi formación, por enseñarme que la constancia, perseverancia y responsabilidad son la base del éxito.

A toda mi familia y amigos por ser parte importante en el desarrollo de mi vida estudiantil, por apoyarme directa o indirectamente en la culminación de este proyecto.

Magali Silva

ÍNDICE DE CONTENIDOS

APROBACIÓN DE LA DIRECTORA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	ii
DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y CESIÓN DE DERECHOS.....	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
ÍNDICE DE CONTENIDOS	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	x
RESUMEN.....	1
ABSTRACT	2
INTRODUCCIÓN.....	3
CAPÍTULO I.....	6
MARCO TEÓRICO	6
1.1. Estructura de los suelos blandos.	7
1.1.1. Estructura floculada.	9
1.1.2. Estructura dispersa.	9
1.2. Propiedades físico-químico de los suelos blandos.....	10
1.1.3. Superficie específica.	10
1.1.4. Capacidad de intercambio catiónico.....	10
1.1.5. Capacidad de absorción.....	11
1.1.6. Hidratación e hinchamiento.....	11
1.1.7. Plasticidad.....	11
1.1.8. Tixotropía.	12
1.3. Consolidación.....	12
1.1.9. Consolidación primaria.....	13
1.1.10. Consolidación secundaria.	13
1.4. Suelos normalmente consolidados.	14
1.5. Suelos sobreconsolidados.....	14
CAPÍTULO II.....	15
ÁREA DE ESTUDIO	15
2. Zonas de estudio.....	16
2.1. Ubicación Geográfica.	16
2.2. Sector “La Banda”.....	17
2.3. Sector “Las Pitás”.....	17
2.4. Topografía.	18
2.5. Clima y vegetación.	18
2.6. Geología.....	19

CAPÍTULO III.....	21
DATOS Y EQUIPOS.....	21
3. Datos y equipos.....	22
3.1. Levantamiento topográfico.....	22
3.2. Muestreo.....	22
3.3. Clasificación de suelos.....	22
3.4. Determinación de la densidad y equipo de remoldeo.....	23
3.5. Ensayo triaxial.....	24
3.6. Ensayo de compresión simple.....	25
3.7. Ensayo de consolidación.....	25
3.8. Modelación.....	26
CAPÍTULO IV.....	27
METODOLOGÍA.....	27
4. ETAPA 1: Reconocimiento y delimitación de las zonas de estudio.....	28
4.1. Visualización Zona de estudio.....	28
4.2. ETAPA 2: Procedimiento de campo.....	29
4.2.1. Levantamiento topográfico.....	29
4.2.2. Clasificación primaria.....	29
4.2.3. Perforación de calicatas.....	31
4.2.4. Muestreo.....	32
4.3. ETAPA 3: Ensayos de laboratorio.....	32
4.3.1. Granulometría por lavado.....	32
4.3.2. Límites de Atterberg.....	33
4.3.3. Contenido de humedad.....	34
4.3.4. Determinación de la densidad.....	34
4.3.5. Probetas remoldeadas.....	35
4.3.6. Ensayo triaxial.....	36
4.3.7. Ensayo de compresión simple.....	36
4.3.8. Ensayo de consolidación o edométrico.....	36
4.4. ETAPA 4: Análisis de información.....	37
CAPÍTULO V.....	38
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	38
5.1. Resultados de laboratorio.....	39
5.2. Resultados de modelación.....	44
CONCLUSIONES.....	54
RECOMENDACIONES.....	56
ANEXOS.....	62

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. (a) Tetraedro de sílice; (b) lámina de sílice.	8
Figura 2. (c) Octaedro de alúmina (óxido de aluminio); (d) lámina octaédrica (gibbsita).	8
Figura 3. Estructura floculada.	9
Figura 4. Estructura dispersa.	10
Figura 5. Esquema del proceso de consolidación.	13
Figura 6. Ubicación geográfica de las zonas de estudio.	16
Figura 7. Fotografía talud ubicado en el sector "La Banda".	17
Figura 8. Fotografía talud ubicado en el sector "Las Pitas".	17
Figura 9. Fotografía vegetación del talud ubicado en el sector "La Banda".	18
Figura 10. Fotografía vegetación del talud ubicado en el sector "Las Pitas".	19
Figura 11. Mapa Geológico de la Hoya de Loja.	20
Figura 12. Fotografía de tamices serie fina.	22
Figura 13. Fotografía equipo para determinación de límites.	23
Figura 14. Fotografía equipo para remoldear muestras.	24
Figura 15. Fotografía del equipo para ensayo triaxial.	24
Figura 16. Fotografía de equipo para ensayo de consolidación.	25
Figura 17. Fotografía de visualización del talud "Las Pitas".	28
Figura 18. Fotografía de visualización del talud "La Banda".	28
Figura 19. Fotografía de calicata en el talud "La Banda".	31
Figura 20. Fotografía de calicata en talud "Las Pitas".	32
Figura 21. Fotografía de muestra para granulometría por lavado.	33
Figura 22. Fotografía de la determinación del límite líquido.	33
Figura 23. Fotografía de la determinación de límite plástico.	34
Figura 24. Fotografía de recipientes para determinar contenido de humedad.	34
Figura 25. Fotografía de cubos para determinar la densidad del suelo.	35
Figura 26. Fotografía de probeta remoldeada.	35
Figura 27. Fotografía probeta revestida con la membrana.	36
Figura 28. Fotografía de equipo de consolidación.	36
Figura 29. Curvas tiempo-deformación del pozo P1.	40
Figura 30. Curvas tiempo-deformación del pozo P2.	41
Figura 31. Curvas tiempo-deformación del pozo B2.	41
Figura 32. Curvas de compresión de los pozos P1, P2 y B2.	42
Figura 33. Factor de seguridad con Bishop.	45
Figura 34. Factor de seguridad con Morgenstern-Price.	45
Figura 35. Factor de seguridad con Spencer.	46

Figura 36. Factor de seguridad con Bishop considerando nivel freático.....	46
Figura 37. Factor de seguridad con Morgenstern-Price considerando nivel freático.	47
Figura 38. Factor de seguridad con Spencer considerando nivel freático.	47
Figura 39. Factor de Seguridad con Bishop.	49
Figura 40. Factor de seguridad con Morgenstern-Price.	49
Figura 41. Factor de seguridad con Spencer.	50
Figura 42. Factor de seguridad con Bishop considerando nivel freático.....	50
Figura 43. Factor de seguridad con Morgenstern-Price considerando nivel freático.	51
Figura 44. Factor de seguridad con Spencer considerando nivel freático.	51
Figura 45. Plano topográfico del talud "La Banda".	63
Figura 46. Plano topográfico del talud "Las Pitas".....	64
Figura 47. Factor de seguridad con Bishop.....	112
Figura 48. Factor de seguridad con Morgenstern-Price.	112
Figura 49. Factor de seguridad con Spencer.	113
Figura 50. Factor de seguridad con Bishop considernado nivel freático.....	113
Figura 51. Factor de seguridad con Morgenstern-Price considerando nivel freático.	114
Figura 52. Factor de seguridad con Spencer con nivel freático.....	114
Figura 53. Factor de seguridad con Bishop.....	115
Figura 54. Factor de seguridad con Morgenstern-Price.	115
Figura 55. Factor de seguridad con Spencer.	116
Figura 56. Factor de seguridad con Bishop considerando nivel freático.....	116
Figura 57. Factor de seguridad con Morgenstern-Price considerando nivel freático.	117
Figura 58. Factor de seguridad con Spencer considerando nivel freático.	117
Figura 59. Factor de seguridad con Bishop.....	118
Figura 60. Factor de seguridad con Morgenstern-Price.	118
Figura 61. Factor de seguridad con Spencer.	119
Figura 62. Factor de seguridad con Bishop considerando nivel freático.....	119
Figura 63. Factor de seguridad con Morgenstern-Price considerando nivel freático.	120
Figura 64. Factor de seguridad con Spencer considerando nivel freático.	120

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Criterios para describir la resistencia en seco.	29
Tabla 2. Criterios para describir la dilatancia.	30
Tabla 3. Criterios para describir la tenacidad 30	30
Tabla 4. Criterios para ensayo de sedimentación.	30
Tabla 5. Resumen de resultados clasificación primaria.....	31
Tabla 6. Resumen de resultados de clasificación en cada pozo.	39
Tabla 7. Resumen de las propiedades del suelo de ambas zonas de estudio.....	39
Tabla 8. Tiempos de consolidación de los pozos P1-P2-B2.....	40
Tabla 9. Resumen de resultados del ensayo de consolidación.	42
Tabla 10. Velocidad de deformación.....	43
Tabla 11. Resultados del factor de seguridad.	44
Tabla 12. Resultados del factor de seguridad.	48
Tabla 13. Datos de precipitación.....	52
Tabla a.1. Ensayo de clasificación Pozo 1.....	65
Tabla a.2. Ensayo de clasificación Pozo 2.....	66
Tabla a.3. Ensayo de clasificación Pozo 3.....	67
Tabla a.4. Ensayo de clasificación Pozo 4.....	68
Tabla a.5. Ensayo de clasificación Pozo 5.....	69
Tabla b.1. Ensayo triaxial Pozo 1.....	70
Tabla b.2. Ensayo triaxial Pozo 2.....	73
Tabla b.3. Ensayo triaxial Pozo 3.....	76
Tabla b.4. Ensayo triaxial Pozo 4.....	79
Tabla b.5. Ensayo triaxial Pozo 5.....	82
Tabla c.1. Ensayo de consolidación Pozo 1.....	85
Tabla c.2. Ensayo de consolidación Pozo 2.....	94
Tabla c.3. Ensayo de consolidación Pozo 5.....	103

RESUMEN

El presente trabajo de investigación analiza la velocidad de deformación de los suelos blandos frente a la estabilidad que presentan, considerando dos zonas de estudio ubicadas en el sector “La Banda” calle Chuquiribamba y “Las Pitas” Av. Pablo Palacio.

Para efectuar el análisis se aplica ensayos de laboratorio y se obtiene parámetros de resistencia: ángulo de fricción, cohesión, peso específico, etc., los que se adquieren mediante la ejecución de ensayos triaxiales aplicados en cada punto de muestreo. Además se considera los factores desencadenantes y condicionantes que afectan a los sectores en estudio por medio de una inspección visual y manual de los materiales o suelos presentes en las zonas analizadas.

Por medio de un software que emplea el método de equilibrio límite se modela el comportamiento que adquiere el suelo cuando las condiciones de su entorno varían y se evalúa las posibles zonas de falla.

Como resultado de la investigación se han establecido los parámetros incidentes y se brinda las recomendaciones a fin de mitigar el impacto en las estructuras u obras aledañas.

Palabras claves: suelos blandos, arcillas, deslizamiento, estabilidad, deformación.

ABSTRACT

The present research analyzes soft soils deformation speed against stability, considering two study areas located in the sector “La Banda” in Chuquiribamba street and “Las Pitas” in Av. Pablo Palacio.

In order to realize the analysis laboratory tests are applied and resistance parameters: friction angle, cohesion, specific weight, etc., which are acquired by performing triaxial tests applied at each sampling point. In addition considered triggers and conditioning factors that affect the sectors under study by means of a visual and manual inspection of the materials or soil present in the analyzed areas.

Through software that uses the method of limit equilibrium, soil behavior variations due to the change conditions of their environment is modeled, and possible areas of failure is evaluated.

As a result of the research, it has been established incidents parameters and recommendations to mitigate the impact on surrounding structures or nearby areas.

Keywords: soft soils, clays, slip, stability, deformation.

INTRODUCCIÓN

A lo largo de los años en el campo de la Ingeniería Civil, específicamente en la implantación de obras civiles se ha enfrentado una variedad de problemas relacionados a las propiedades que los suelos brindan para ejecutar sobre ellos las bases de un proyecto (Universidade da Coruña y E.T.S.E.C.C.P, 2015).

Muchos de los fenómenos que definen el comportamiento de los suelos son complejos debido no solo a causas mecánicas sino también a factores químicos, ambientales, etc., esto provoca un comportamiento singular del terreno (Redolfi, 2007).

El progreso e innovación en las estructuras permite que en la práctica ingenieril se incorporen otras alternativas de proyectos, tal es el caso de los taludes. El desarrollo moderno de las presentes vías de comunicación (canales, caminos, presas de tierra, etc.) han situado al diseño y construcción de taludes en un plano de importancia de primer orden por ende constituyendo así una de las estructuras ingenieriles que demanda mayor cuidado por parte del diseñador (De Matteis, 2003).

Las laderas que han permanecido estables por muchos años pueden fallar de manera súbita debido a modificaciones topográficas, flujos de agua subterránea o cambios que alteran el estado natural del suelo (Suarez, 1998).

El comportamiento mecánico de los suelos blandos está vinculado directamente con su formación e historia geológica observándose la relación intrínseca entre el material y el tiempo (Jácome Ordoñez, 2006). Los suelos blandos son materiales geológicos contradictorios en algunos casos considerados como colapsables. Según Reginatto (1970) entre las características que definen a un suelo colapsable están: estructura macroporosa, granulometría predominante fina (limos y arcillas), estructura mal acomodada con partículas separada por espacios abiertos y unidas entre sí por acumulaciones de material predominantemente arcilloso.

Los estudios enfocados al análisis de suelos blandos han encontrado que el rendimiento de este tipo de suelos es dependiente del tiempo y afecta el comportamiento tensión-deformación según los resultados de una serie de pruebas sobre arcillas naturales (Graham et al, 1983). Otro de los estudios propone un nuevo modelo para el comportamiento anisotrópico dependiente del tiempo en suelos blandos basándose en un modelo isotrópico desarrollado

anteriormente comparándolo con datos experimentales obtenidos de ensayos triaxiales no drenados (Leoni et al, 2008).

Los estudios experimentales del comportamiento de suelos blandos han derivado en leyes empíricas que son capaces de modelar el comportamiento de los materiales (Leroueil et al, 1985; Leroueil, 1988). Entre los modelos aplicados al estudio de suelos blandos están los hipoplásticos y elastoplásticos que presentan facilidades y dificultades en la aplicación numérica pero son utilizados para conocer el comportamiento mecánico de la arcilla de Bogotá (Villamil Esguerra y Lizcano Peláez, 2010).

Finalmente Jácome Ordoñez (2006) a través del software Element Test bajo la ley constitutiva visco-hipoplástica modela el comportamiento mecánico de los suelos blandos obteniendo como resultados que la velocidad de deformación no afecta directamente el comportamiento en estado crítico del material.

El estudio de suelos blandos en Ecuador no se ha centrado en analizar el comportamiento que presentan este tipo de suelos cuando las condiciones de su entorno varían, más bien se enfocan en otro tipo de investigaciones, tal es el caso de Almeida Avila (2014) su investigación se basa en el uso de bloques de poliestireno sobre terraplenes derivando en una aplicación a terraplenes sobre suelos blandos de manera que se desarrollen soluciones que aporten una reducción en el impacto ambiental. Otros estudios no se implican directamente en los suelos blandos sino en la reacción que estos ofrecen ante los sismos (Ambrosio et al, 1999; Villalba Nieto, 2015).

Como se ha explicado anteriormente los suelos blandos presentan problemas de estabilidad; dichos problemas no dependen únicamente de la presión o el tipo de carga que se le aplique, sino también de su estructura interna además del contenido de agua y la permeabilidad que posean. Estas características establecen que un suelo blando con el paso del tiempo alcanza condiciones desfavorables como: el cambio de volumen en la masa de suelo, asentamientos (deformaciones) a largo plazo, pérdida de capacidad de soporte, etc.

Es necesario conocer los cambios que experimentan los suelos blandos bajo diversas circunstancias, por ende el presente proyecto tiene la finalidad de realizar un análisis de la velocidad de deformación en comparación a la estabilidad que presentan. Se estudiará su comportamiento mecánico cuando se aplican cargas o bajo diferentes estados de humedad o saturación.

El comportamiento físico y mecánico de estos suelos se evalúa mediante modelaciones con herramientas informáticas requiriendo parámetros como: cohesión, ángulo de fricción, peso específico, etc.

Con el presente proyecto se pretende cubrir las necesidades básicas que permiten estudiar el comportamiento mecánico de los suelos blandos para las zonas en estudio, se debe aclarar que los resultados varían según los componentes que se consideren restringiendo así que la investigación tome en cuenta todas las variables. La investigación consta de cinco capítulos: 1) marco teórico que consiste en conceptos básicos que definen los suelos blandos, 2) área de estudio, 3) datos y materiales a emplear en el proyecto, 4) metodología utilizada y finalmente 5) análisis y discusión de resultados.

CAPÍTULO I
MARCO TEÓRICO

1.1. Estructura de los suelos blandos.

La mayoría de suelos presenta a lo largo de su historia geológica dos tipos de fenómenos: meteorización física (mecánica) y química, las mismas que intervienen de manera directa en la desintegración de la roca madre (Murthy, 2002; Arora, 2004).

La meteorización física convierte a la roca en partículas de menor tamaño debido a factores como los cambios de temperatura, abrasión, raíces de plantas e incluso presencia de agua congelada en las grietas de las rocas. En esta primera etapa no existe cambio en la composición química (Arora, 2004). Una de las causas para que este fenómeno se desarrolle es la temperatura: en el día la roca se somete a dilatación (temperaturas altas) mientras que por las noches se contrae (temperaturas bajas), esta variación provoca las fisuras de las rocas (Loayza Pérez, 2016).

Mientras tanto la meteorización química implica una modificación en los minerales que conforman la roca transformándolos en nuevos minerales por medio de una reacción química, agentes como la oxidación, carbonatación, hidratación e hidrólisis perjudican la composición mineralógica de las rocas (Murthy, 2002; Arora, 2004; Coduto, Yeung, y Kitch, 2011; Che Mamat, 2013; Das, 2015). En este tipo de proceso también interviene la meteorización biológica que a través de organismos bacterianos ocasiona la putrefacción de materia orgánica (Muelas Rodríguez, 2010).

Además de la meteorización como un proceso principal en el origen de los suelos, existe también la sedimentación y transporte; por medio de los cuales las derivaciones de las rocas continúan con su transformación en otro tipo de suelo (Murthy, 2002).

Los suelos blandos se originan debido a la meteorización química que sufren las rocas en un proceso degenerativo a lo largo de los años de manera que terminan en partículas menores a 0,002 mm. Estas partículas a su vez poseen minerales arcillosos que contienen dos tipos de láminas que son: lámina tetraédrica y octaédrica. La diferencia entre las dos, es el número de átomos de oxígeno que poseen; la primera está compuesta de un átomo de silicio rodeado por cuatro de oxígeno mientras la octaédrica tiene un átomo de aluminio o magnesio y en su exterior cuenta con seis de oxígeno (Das, 2015).

El tipo de composición de cada lámina se muestra en la figura 1 y figura 2.

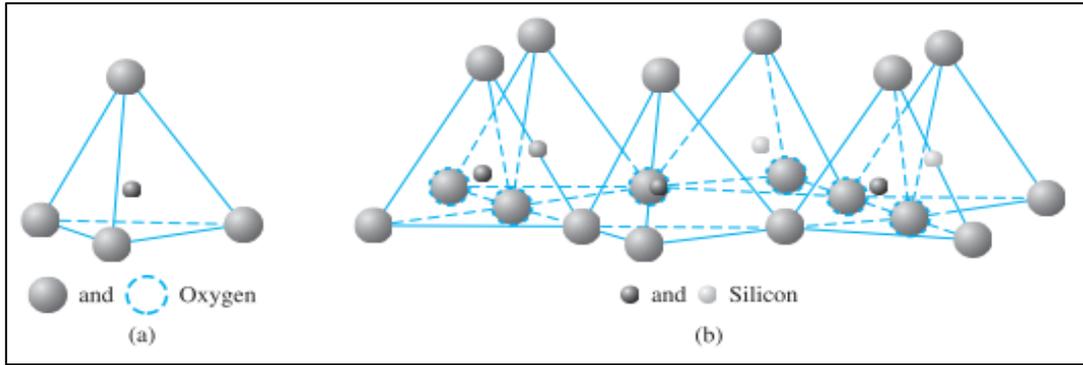


Figura 1. (a) Tetraedro de sílice; (b) lámina de sílice.

Fuente: Das, 2015.

Elaboración: Das, 2015.

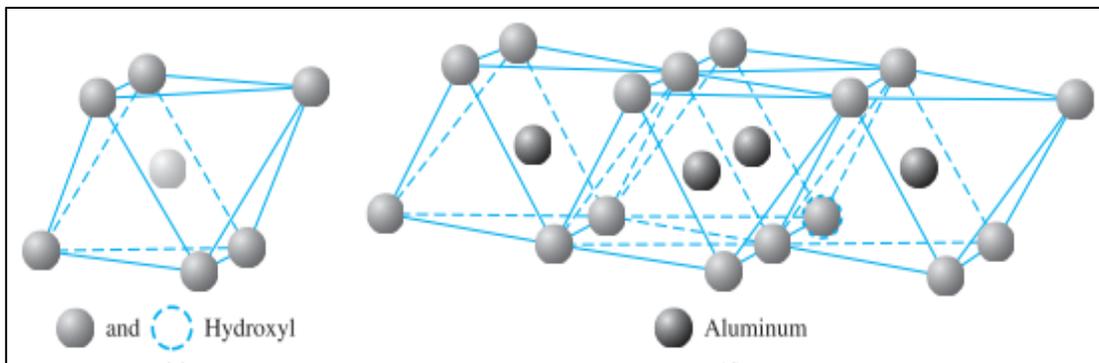


Figura 2. (c) Octaedro de alúmina (óxido de aluminio); (d) lámina octaédrica (gibbsita).

Fuente: Das, 2015.

Elaboración: Das, 2015.

Con base a los párrafos anteriores, se puede decir que la meteorización química es un proceso que al igual que la sedimentación influye en la estructura de los suelos blandos, la estructura que adoptan las arcillas también depende de las fuerzas de atracción y repulsión que adquieran. Ambos tipos de fuerzas ocurren a nivel micro al considerar el tipo de carga eléctrica que posea la partícula coloidal.

Las fuerzas de repulsión se originan cuando los coloides (partículas) de las arcillas poseen la misma carga por ende al estar a una distancia cercana se repelen; mientras que las fuerzas de atracción o también conocidas como de Van der Waals no dependen del tipo de carga o el medio en que la partícula se encuentre. Considerando esto se logra distinguir dos tipos de estructura: estructura floculada y dispersa.

1.1.1. Estructura floculada.

En la estructura floculada están presentes las fuerzas de atracción por ende las partículas se unen unas hacia otras de manera que están en contacto. Al poseer carga positiva en los bordes las partículas se ubican arista contra cara (Lambe y Whitman, 1972; Rico Rodríguez y Del Castillo, 1976).

La estructura floculada permite desarrollar características como: elevado índice de huecos obteniendo así una baja compresibilidad, mayor permeabilidad y por ende mayor resistencia (Arora, 2004). Las partículas se aproximan entre si y forman un tipo de estructura denominado castillo de naipes (Jácome Ordoñez, 2006).

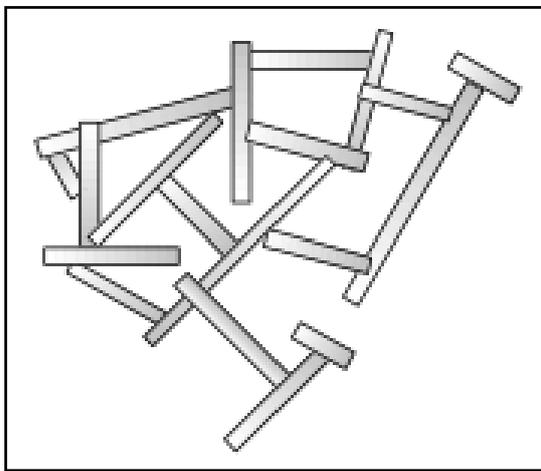


Figura 3. Estructura floculada.
Fuente: Jácome Ordoñez, 2006.
Elaboración: Jácome Ordoñez, 2006.

1.1.2. Estructura dispersa.

La estructura dispersa ocurre cuando las fuerzas eléctricas entre partículas son de repulsión debido a que las cargas en los bordes y caras son iguales (Rico Rodríguez y Del Castillo, 1976; Whitlow, 1996; Murthy, 2002; Punmia et al., 2005). Al repelerse, las partículas se sitúan de manera paralela, generando un menor índice de vacíos por lo que disminuye la permeabilidad y aumenta su compresibilidad además presentan menor resistencia y mayor facilidad para ser desplazadas (Arora, 2004; Rahman, n.d.).

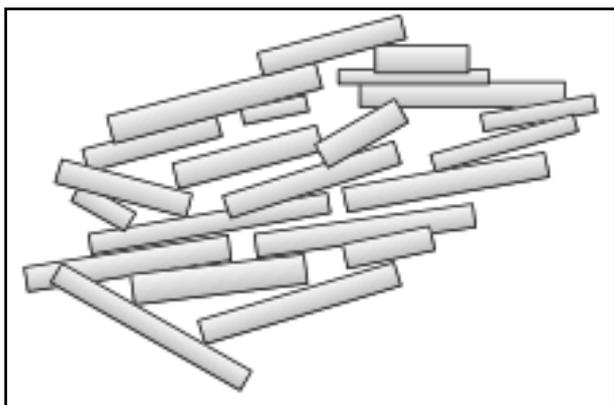


Figura 4. Estructura dispersa.
Fuente: Jácome Ordoñez, 2006.
Elaboración: Jácome Ordoñez, 2006.

1.2. Propiedades físico-químico de los suelos blandos.

1.1.3. Superficie específica.

Según Murthy (2002) define a la superficie específica como el área total de superficie de granos expresada en centímetros cuadrados por gramo tomando en cuenta que dicha superficie depende también de la forma que posea la partícula. En resumen la superficie específica es el área de superficie de material por unidades de masa (Lambe y Whitman, 1972; Whitlow, 1996; Punmia et al., 2005).

La superficie específica es inversamente proporcional al tamaño de partículas, cuando las partículas poseen un menor tamaño la superficie aumentará, por lo tanto en las arcillas es evidente que la superficie específica será mayor (Holtz y Kovacs, 1981).

1.1.4. Capacidad de intercambio catiónico.

La capacidad de intercambio catiónico se la define como la habilidad de una partícula de arcilla de adsorber iones en su superficie o bordes (Ranjan y Rao, 2005). Se expresa en unidades de miliequivalentes por 100 g de mineral totalmente deshidratado (Van Olphen, 1977) o un mEq por 100 g de peso de arcilla seca (Newman, 1987) donde 1 mEq equivale a 1 mg de hidrógeno o a una porción de cualquier ion que podría combinarse o desplazarse con 1 mg de hidrógeno (Ranjan y Rao, 2005). La capacidad de intercambio catiónico varía de acuerdo al tipo de arcilla, sin embargo en las esmectitas es una cualidad primordial porque son capaces de cambiar los iones adheridos a la superficie de los cristales y la estructura interlamina por otros que existen en la solución acuosa (Burrato y Miano, 1993). Ammann (2003) explica a la capacidad de intercambio catiónico como la suma de los cationes de cambio que un mineral adsorbe a un pH específico. Las propiedades mecánicas de una arcilla (plasticidad y

resistencia) se modifican de acuerdo a los cationes contenidos en su complejo de adsorción (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 2005).

1.1.5. Capacidad de absorción.

Las arcillas pueden absorber agua u otras moléculas en el espacio interlaminar. La capacidad de absorción de las arcillas tiene relación con las siguientes propiedades: superficie específica y porosidad (García Romero y Suárez Barrios, 2004). En este proceso intervienen a su vez las fases de absorción (retención capilar) y adsorción (interacción química entre el adsorbente y el líquido o gas adsorbido, que a su vez se denomina adsorbato) (Cámara Oficial Mineira de Galicia, 2007).

1.1.6. Hidratación e hinchamiento.

Por lo general las arcillas atraen agua a su superficie sin embargo minerales como la esmectita además de captar agua en su superficie también la integran a las láminas de su estructura, esto provoca formación de hidratos y cambios de volumen (Carretero León y Pozo Rodriguez, 2007). El hinchamiento se define como la absorción de agua en el espacio interlaminar lo que da lugar a la separación de las láminas y depende del balance entre la atracción electrostática catión-lámina y la energía de hidratación del catión (Instituto Tecnológico GeoMinero de España, 2000). La hidratación y deshidratación del espacio interlaminar son singularidades de las esmectitas (Beltrán Martínez, 2009). Mientras se combinan capas de agua y la separación entre láminas es mayor las fuerzas de repulsión aumentan y contribuyen al proceso de hinchamiento, esto puede llegar a disgregar totalmente unas láminas de otras (Instituto Tecnológico GeoMinero de España, 2000; Cámara Oficial Mineira de Galicia, 2007; Beltrán Martínez, 2009).

1.1.7. Plasticidad.

La plasticidad es una de las cualidades representativas de las arcillas y se la define como la propiedad para ser deformado repetidamente sin agrietarse (Andrade, Al-Qureshi y Hotza, 2011) o la habilidad de tomar y retener una nueva forma cuando es comprimida o moldeada (Whitlow, 1996). Aunque conserva la deformación cuando la fuerza aplicada se ha eliminado.

El tipo de mineral arcilloso, tamaño y forma de la partícula, materia orgánica, sales solubles, iones adsorbidos y la cantidad de estos minerales influyen las propiedades plásticas de la arcilla (Patterson y Murray, 1983).

Debido a que las partículas de arcilla se ven envueltas en agua se crea un efecto lubricante que facilita el deslizamiento de unas sobre otras. La plasticidad depende del contenido de

agua que posea la arcilla (García Romero y Suárez Barrios, 2004; Beltrán Martínez, 2009). Una manera de determinar la plasticidad es por medio de los límites de Atterberg.

1.1.8. Tixotropía.

La tixotropía es el fenómeno que radica en la pérdida de resistencia del coloide al aglutinarlo y la recuperación que presenta después con el tiempo (Jimenez Salas y De Justo Alpañes, 1975). Las partículas de arcilla tienden a perder fuerza o resistencia si son remoldeadas pero con el paso del tiempo recuperan dicha fuerza aunque no de manera original (Punmia et al., 2005) es por eso que se define a la tixotropía como el proceso de disminución de fuerza dependiente del tiempo (Mitchell y Soga, 2005; Park, 2011; Ishibashi y Hazarika, 2015). El aumento o recuperación de la resistencia con el paso del tiempo se debe a la tendencia del suelo cohesivo para recuperar su equilibrio químico debido a la reorientación de las moléculas de agua en la capa de agua adsorbida (Ranjan y Rao, 2005).

1.3. Consolidación.

Terzaghi (1925) fue el primero en incluir el término de consolidación definiéndolo cómo: el proceso de disminución de volumen que tiene lugar en un lapso debido al aumento de las cargas sobre el suelo. Aunque también se lo define como un proceso dependiente del tiempo resultado de la compresión gradual por un aumento de las cargas sobre el suelo y la expulsión de agua de los poros del mismo (Lambe y Whitman, 1972; Holtz y Kovacs, 1981; Murthy, 2002; Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 2005; Budhu, 2015). Según Terzaghi y Peck (1973) también se puede definir a la consolidación como la disminución gradual del contenido de humedad a carga constante.

Cuando un material se somete a varios esfuerzos experimenta deformaciones, este proceso permite la disminución de la presión de poros en el interior del suelo, la misma que depende si los vacíos entre partículas poseen aire o agua (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 2005). Las partículas al contener aire en su interior permiten que la reducción de vacíos sea más rápida mientras que al contener agua la transmisión de la carga hacia el suelo es más lenta debido a que el agua y el suelo son elementos incompresibles.

Las características esfuerzo-deformación-tiempo de un suelo dependen del tipo de suelo, estado de consistencia, forma en que se cargan, ubicación estratigráfica, etc (Poliotti y Sierra, 2011).

La consolidación implica básicamente una disminución de volumen de la masa de suelo al ser sometida a una serie de esfuerzos o cargas. Esta variación depende del contenido de agua o saturación que presentan los suelos blandos además de la permeabilidad este proceso es

asintótico lo que quiere decir que al principio será más rápido y con el paso del tiempo se hará lento.

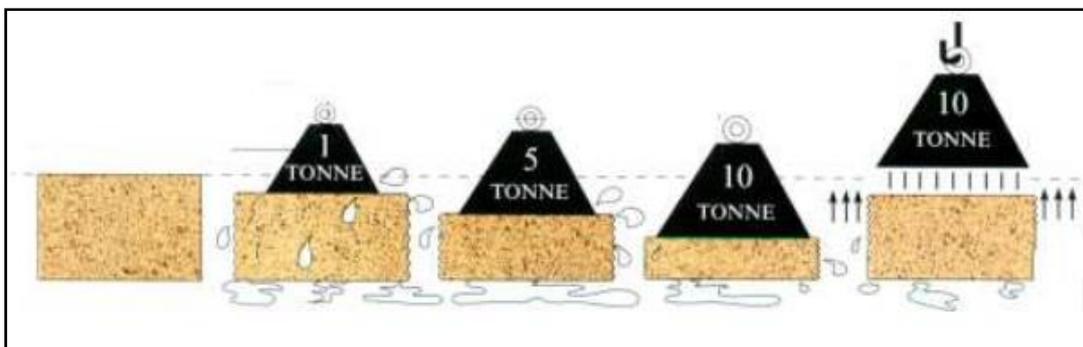


Figura 5. Esquema del proceso de consolidación.

Fuente: Poliotti & Sierra, 2011.

Elaboración: Poliotti & Sierra, 2011.

En una masa de suelo que posea carga externa se puede diferenciar claramente tres tipos de asentamiento, que son: elástico, consolidación primaria y secundaria. La primera fase conocida como elástica se desarrolla inmediatamente después que el suelo ha sido expuesto a la carga por ende su ocurrencia en el tiempo se producirá en horas o días; sin embargo las otras fases de asentamiento conllevan más tiempo.

1.1.9. Consolidación primaria.

La consolidación primaria es la reducción del volumen debido al aumento de la tensión efectiva con la disipación de la presión de poros (Budhu, 2015; Fellenius, 2016). Ocurre al cargar un suelo de manera que la presión de poros aumenta: es decir que el agua es expulsada de los orificios y así origina una reducción en la relación de vacíos. Lambe y Whitman (1972) la define también como la disipación de sobrepresiones intersticiales.

Como se ha mencionado antes el suelo y el agua son elementos incompresibles de manera que cuando el agua es drenada la carga se transfiere hacia las partículas del suelo (Das, 2001).

1.1.10. Consolidación secundaria.

La consolidación secundaria ocurre cuando la relación entre la relación de vacíos y el esfuerzo efectivo depende del tiempo (Lambe y Whitman, 1972).

Una vez terminada la consolidación primaria se desarrolla la consolidación secundaria aunque según UPC (2013) ambos procesos suceden simultáneamente sin embargo la diferencia entre

cada una de ellas radica en el tiempo en que se desarrollan. Este tipo de consolidación genera asentamientos conocidos como flujo plástico debido al reacomodo o reajuste de las partículas de suelo (Arora, 2004; Craig, 2004; Budhu, 2015; Das, 2015). El efecto plasto-viscoso se debe primordialmente al deslizamiento de los granos entre sí, buscando posiciones más estables (Vázquez Carballo, 2011). En algunos suelos inorgánicos (arcillas y/o limos) el asentamiento por consolidación secundaria es pequeño y puede pasar desapercibido mientras que en suelos orgánicos (turbas) o en suelos inorgánicos altamente compresibles estos asentamientos pueden ser parcialmente notables (Medrano Castillo, 2008; Fellenius, 2016).

1.4. Suelos normalmente consolidados.

Los suelos normalmente consolidados son aquellos que en el pasado no soportaron ninguna carga externa o esfuerzo mayor al que actualmente soportan (Jimenez Salas y De Justo Ipañes, 1975; Whitlow, 1996; Arora, 2004; Ishibashi y Hazarika, 2015) . Según Quintela (2009) un suelo es normalmente consolidado cuando en su pasado geológico no ha sido sometido a presiones efectivas superiores a las que en el presente toleran.

1.5. Suelos sobreconsolidados.

Los suelos sobreconsolidados sería lo opuesto a lo explicado en el párrafo anterior, debido a que el suelo ha sido antes expuesto a una serie de ciclos de descarga, las presiones efectivas o esfuerzos que soporta el suelo en el presente son menores a los que en el pasado ha experimentado (Whitlow, 1996; Das, 2001; Arora, 2004; Budhu, 2015; Das, 2015; Ishibashi y Hazarika, 2015).

CAPÍTULO II
ÁREA DE ESTUDIO

2. Zonas de estudio.

2.1. Ubicación Geográfica.

Para el presente estudio se han seleccionado dos zonas situadas en la región sur del Ecuador, provincia de Loja, cantón Loja. La primera zona se encuentra en el sector “La Banda”, calle Chuquiribamba mientras que la segunda está ubicada en la Av. Pablo Palacio, sector “Las Pitás” vía a Cuenca; para conseguir una mejor apreciación del terreno se lleva a cabo un levantamiento topográfico que a su vez servirá para definir los perfiles de suelo.

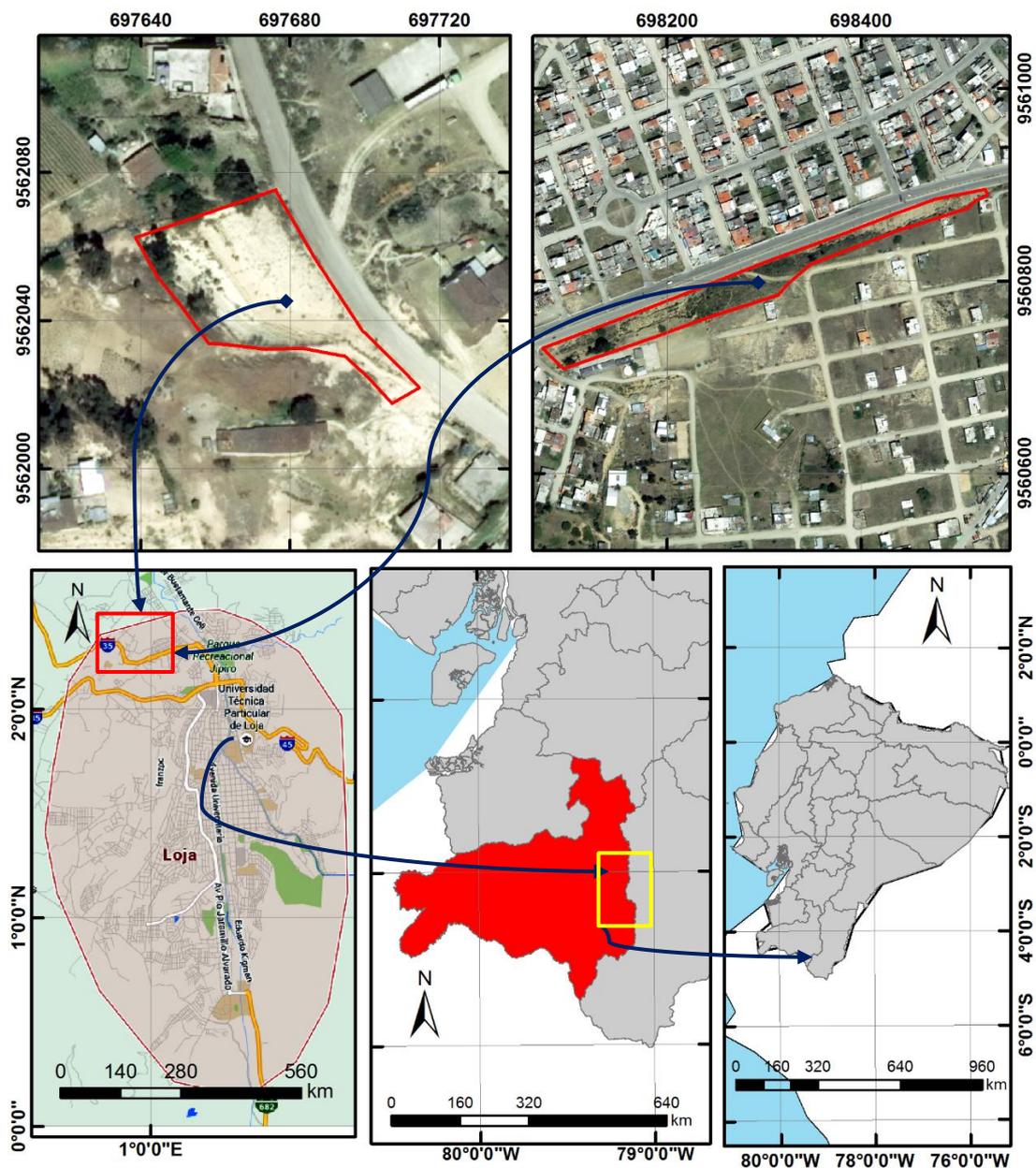


Figura 6. Ubicación geográfica de las zonas de estudio.
Fuente: Adaptado de SIG Tierras. Elaborado en Qgis.

2.2. Sector “La Banda”.

El talud en estudio se encuentra entre las coordenadas 697652 E 9562045 N, ubicado en la calle Chuquiribamba y tiene un área aproximada de 0,5 hectáreas. Su delimitación se basó en función del tipo de suelo y buzamiento de los estratos frente a deslizamientos. Para realizar el análisis se ha procedido a extraer muestras de suelo en corona, media ladera y pie del talud.



Figura 7. Fotografía talud ubicado en el sector “La Banda”.
Fuente: Elaboración propia.

2.3. Sector “Las Pitás”.

El talud ubicado en el sector “Las Pitás” está en las coordenadas 698268E 9560773 N, se encuentra en la Av. Pablo Palacio y tiene un área aproximada de 1 ha, en este sector en el pasado se han presentado deslizamientos superficiales siendo notorios porque una de las aceras del lugar ha sido visiblemente levantada, esto podría causar problemas a la vía aledaña. Se extrae muestras de suelo en corona, media ladera y pie.



Figura 8. Fotografía talud ubicado en el sector “Las Pitás”.
Fuente: Elaboración propia.

2.4. Topografía.

La topografía de ambas zonas de estudio permite conocer el relieve que posee cada una. Al visualizar ambos sectores se los define como terrenos accidentados pues poseen una pendiente media: el talud ubicado en el sector “La Banda” cuenta con una pendiente promedio de aproximadamente 41% mientras que el talud del sector “Las Pitas” tiene 50,3%. Las zonas de estudio se han visto anteriormente afectadas por la presencia de deslizamientos superficiales debido probablemente a los cambios en la resistencia, esto influenciado por factores externos uno ellos la precipitación.

Para visualizar y digitalizar el relieve se procede a llevar a cabo el levantamiento topográfico por medio de un GPS Trimble modelo R6 los cuales pueden observados a detalle en los anexos A y B.

2.5. Clima y vegetación.

El clima en las zonas de estudio es impredecible pero se puede diferenciar los meses con periodo invernal, seco y los más lluviosos. Los meses de junio y julio por lo general suele presentarse vientos y lloviznas, los meses de septiembre a diciembre existen temperaturas medias sin embargo y los meses más lluviosos se encuentran febrero-abril. El clima de la ciudad de Loja se ha caracterizado por ser templado, es decir que la temperatura por lo general es de 16°C dependiendo del mes la variación en el clima es notable.

La vegetación en las dos zonas ha sido intervenida y constan de matorrales, pastizales y árboles de eucalipto.



Figura 9. Fotografía vegetación del talud ubicado en el sector “La Banda”.
Fuente: Elaboración propia.



Figura 10. Fotografía vegetación del talud ubicado en el sector “Las Pitas”.
Fuente: Elaboración propia.

2.6. Geología.

La geología de la ciudad de Loja se encuentra expuesta por medio de un mapa geológico elaborado por la Escuela de Geología y Minas-UTPL, en donde se puede evidenciar el tipo de litologías que conforman cada lugar de estudio. En este caso el talud del sector “La Banda” está conformada en su mayoría por la formación “El trigal” y en menor cantidad por la formación “La Banda”. La formación El trigal posee areniscas de grano grueso con láminas finas de conglomerado; la formación “La Banda” posee caliza masiva, lutitas carbonatadas, capas de chert y areniscas de grano fino.

El talud ubicado en el sector “Las Pitas” está constituido en su totalidad por la formación “Belén”, que se caracteriza por tener gruesas capas de arenisca marrón de grano granulado.

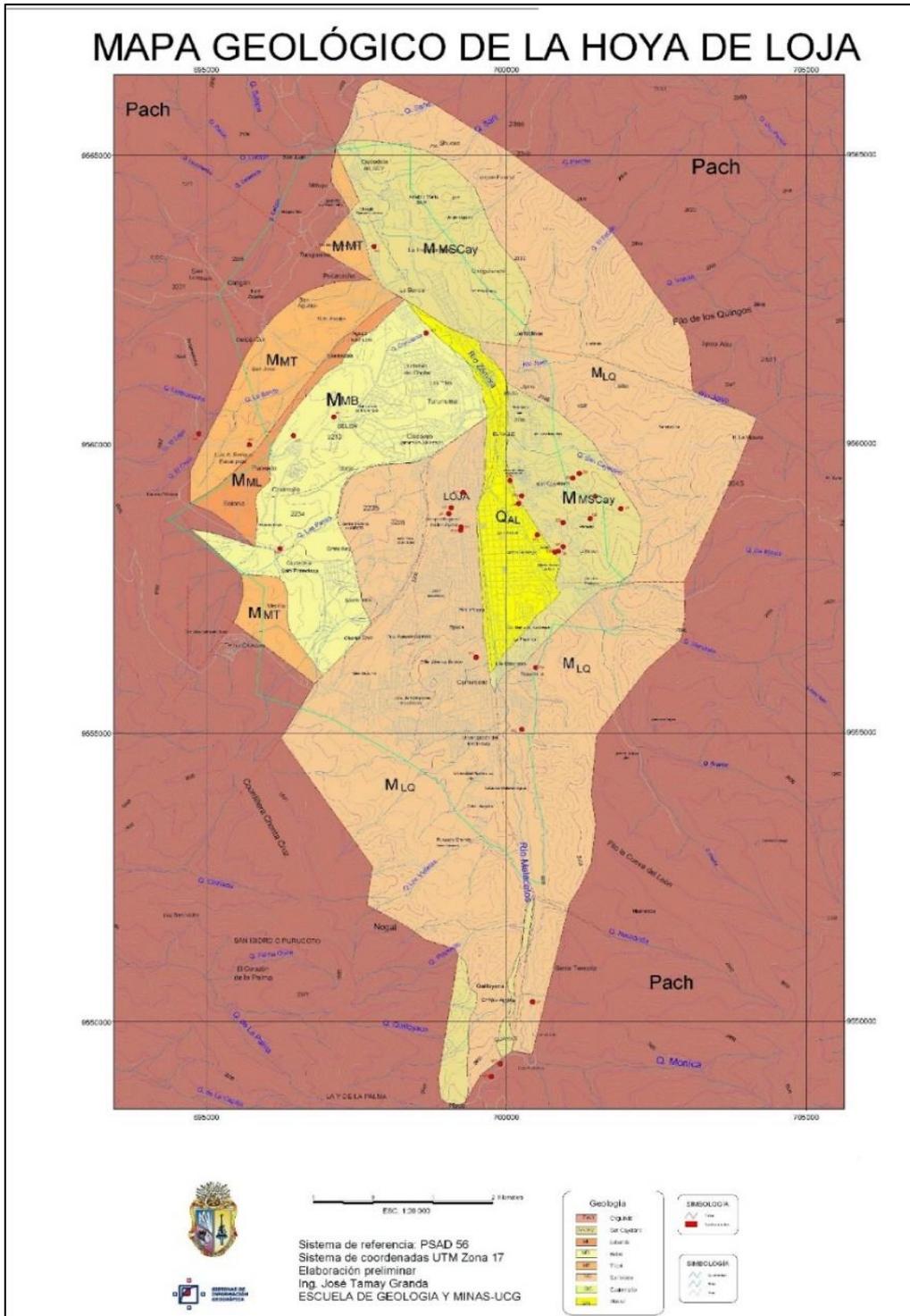


Figura 11. Mapa Geológico de la Hoya de Loja.
 Fuente: Escuela de Geología y Minas-UCG
 Elaboración: Ing. José Tamay Granda.

CAPÍTULO III
DATOS Y EQUIPOS

3. Datos y equipos.

3.1. Levantamiento topográfico.

El levantamiento topográfico de las zonas de estudio se llevó a cabo con un GPS Trimble R6, que posee mejor precisión y trabaja con el sistema GNSS. Con el levantamiento topográfico se obtiene los perfiles que se utilizan en las modelaciones.

3.2. Muestreo.

El muestreo para las zonas de estudio se llevó a cabo mediante las normativas NTE INEN 0686 y NTE INEN 0687 donde se explica el procedimiento de extracción de muestras alteradas e inalteradas.

3.3. Clasificación de suelos.

La clasificación de suelos se realizó por medio del análisis granulométrico por lavado y determinación de límites de Atterberg.

El análisis granulométrico por lavado se efectúa cuando se posee suelos finos. Los equipos empleados para método de clasificación son:

Granulometría por lavado:

- Tamices para serie fina: #4, #10, #40, #200 y fondo.
- Muestra de suelo mayor a 500 g.
- Máquina para vibrar tamices.
- Horno de secado.



Figura 12. Fotografía de tamices serie fina.
Fuente: Elaboración propia.

Límites de Atterberg:

Límite líquido y plástico:

- Aparato de Casagrande.
- Muestra entre 150-200 g. que pase el tamiz N°40 (límite líquido).
- Espátula de hoja flexible.
- Acanalador.
- Calibrador.
- Balanza con una precisión del 0.1 %.
- Horno a temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$.
- Recipientes.
- Agua destilada.
- Muestra de 20g. que pase el tamiz N°40 (límite plástico).
- Superficie de rodadura (vidrio esmerilado).



Figura 13. Fotografía equipo para determinación de límites.
Fuente: Elaboración propia.

3.4. Determinación de la densidad y equipo de remoldeo.

Previo a la realización de los ensayos triaxiales se debe conocer la densidad de los puntos de muestreo, de manera que al momento de remoldear las probetas se corrijan el número de golpes por capa. Para determinar la densidad se perfila cubos, se obtiene las medidas correspondientes de cada uno y el peso. El equipo empleado fueron talladores o cuchillos.



Figura 14. Fotografía equipo para remoldear muestras.
Fuente: Elaboración propia.

3.5. Ensayo triaxial.



Figura 15. Fotografía del equipo para ensayo triaxial.
Fuente: Elaboración propia.

El ensayo triaxial o resistencia al corte emplea los siguientes dispositivos:

- Dispositivo de carga axial que sirve para proporcionar la velocidad de carga.
- Cámara triaxial
- Máquina de compresión triaxial
- Membrana de caucho
- Calibrador
- Bomba de vacío

- Aparato de presión de poros: consiste en un manómetro cerrado, un indicador de cero presión, o con un transductor de presión.
- Balanzas con una precisión del 0.1 %.

3.6. Ensayo de compresión simple.

El ensayo de compresión simple emplea los siguientes dispositivos:

- Aparato de compresión: consta de una prensa para rotura de las probetas con velocidad controlada de manera manual y capacidad suficiente para llegar a la carga de rotura. El dispositivo debe tener una sensibilidad de 1%.
- Moldes para preparar probetas de suelo remoldeado.
- Aparatos para determinar la humedad de la muestra.
- Balanzas con precisión del 0.1 %.
- Horno a temperatura de 110 ± 5 °C.

3.7. Ensayo de consolidación.



Figura 16. Fotografía de equipo para ensayo de consolidación.
Fuente: Elaboración propia

El ensayo de consolidación utiliza:

- Aparato de carga con precisión $\pm 0,5\%$.
- Consolidómetro
- Piedras porosas
- Deformímetro
- Horno a temperatura de 110 ± 5 °C.

3.8. Modelación.

Para llevar a cabo la modelación y de acuerdo a los resultados de laboratorio se ha utilizado la herramienta informática Slope/W (versión estudiantil) para el análisis de la estabilidad de taludes. Slope/W forma parte del paquete GeoStudio que posee muchas características para realizar el análisis. De todos los métodos se ha considerado tres: Bishop, Morgenstern-Price y Spencer. Este análisis se lo concibe mediante entrada de una geometría base con perfiles topográficos y las propiedades geomecánicas determinadas a partir de los ensayos.

CAPÍTULO IV
METODOLOGÍA

4. ETAPA 1: Reconocimiento y delimitación de las zonas de estudio.

En lo que concierne al reconocimiento de las zonas de estudio se ha escogido dos sectores acorde al enfoque de la investigación. La delimitación estuvo en función de los deslizamientos y condiciones observadas; la primera zona se encuentra en el barrio "La Banda", calle Chuquiribamba mientras que la segunda está ubicada en la Av. Pablo Palacio, sector "La Pitas" vía a Cuenca.

4.1. Visualización Zona de estudio.

Una vez que se ha ubicado y delimitado las zonas de estudio se realiza una inspección visual de las mismas con la finalidad de conocer de manera superficial las condiciones en las que se encuentra el terreno. Es decir observar posible presencia de nivel freático, vegetación (cobertura del suelo), problemas de inestabilidad, zonas que han sido afectadas por deslizamientos.



Figura 17. Fotografía de visualización del talud "Las Pitas".
Fuente: Elaboración propia.



Figura 18. Fotografía de visualización del talud "La Banda".
Fuente: Elaboración propia

4.2. ETAPA 2: Procedimiento de campo.

La segunda etapa comprende la investigación de campo efectuada en cada zona de estudio, como primer paso se ha realizado el levantamiento topográfico de los sitios, una clasificación primaria que ha permitido conocer las propiedades básicas del suelo finalmente se ejecuta la perforación de calicatas para la extracción de muestras.

4.2.1. Levantamiento topográfico.

Según Torres Nieto y Villate Bonilla (1968) el levantamiento topográfico permite definir las coordenadas de un terreno. El plano topográfico de las zonas de estudio correspondientes se realiza por medio de levantamiento con GPS diferencial modelo Trimble R6, la información obtenida se utiliza para elaborar el relieve del terreno y los perfiles topográficos.

4.2.2. Clasificación primaria.

La clasificación primaria del suelo proporciona la identificación de manera general del tipo de suelo. Entre los parámetros que se determinan están: dilatancia, tenacidad, sedimentación, resistencia seca. En la normativa INVIAS (2012) se puede encontrar las tablas y criterios para el análisis.

4.2.2.1. Resistencia en estado seco.

Se toma un trozo de suelo para analizar su resistencia a ser roto, es decir que se aplica una presión con las manos, si esta resistencia es alta indicará que es una arcilla pues dependerá directamente de su cohesión.

Tabla 1. Criterios para describir la resistencia en seco.

DESCRIPCIÓN	CRITERIOS
Nula:	La muestra se desmorona bajo la simple manipulación
Baja:	La muestra seca se desmorona hasta pulverizarse con ligera presión de los dedos
Mediana:	La muestra seca se rompe en fragmentos o se desmorona bajo una presión considerable de los dedos
Alta:	La muestra seca no se rompe con la presión de los dedos, pero se romperá al aprisionarla con el pulgar sobre una superficie dura
Muy alta:	La muestra no se puede romper al aprisionarla con el pulgar sobre una superficie dura

Fuente: INVIAS, 2012.

Elaboración: INVIAS, 2012.

4.2.2.2. Dilatancia.

A través de una porción de suelo húmedo y golpeando con una mano por debajo de la otra, se observa si existe el afloramiento de agua en la superficie de dicha porción.

Tabla 2. Criterios para describir la dilatancia.

DESCRIPCIÓN	CRITERIOS
Nula:	No hay cambio visible en la muestra
Lenta:	El agua aparece lentamente en la superficie de la muestra al sacudirla, pero no desaparece o lo hace lentamente al apretarla
Rápida:	El agua aparece rápidamente sobre la superficie de la muestra mientras se la sacude y desaparece rápidamente al apretarla

Fuente: INVIAS, 2012.

Elaboración: INVIAS, 2012.

4.2.2.3. Tenacidad.

Se conforma una pastilla alargada y se la hace rodar sobre una superficie plana y lisa hasta formar cilindros de 3 mm. Se determina si se rompe por su propio peso, las arcillas presentan por lo general tenacidad alta.

Tabla 3. Criterios para describir la tenacidad

DESCRIPCIÓN	CRITERIOS
Baja:	Solo se requiere ligera presión para formar rollitos cerca del límite plástico. Los rollitos y los terrones son débiles y blandos
Mediana:	Se requiere presión mediana para formar rollitos cerca del límite plástico. Los rollitos y los terrones tienen mediana tenacidad
Alta:	Se requiere una presión considerable para formar rollitos cerca del límite plástico. Los rollitos y los terrones tienen muy alta tenacidad

Fuente: INVIAS, 2012.

Elaboración: INVIAS, 2012.

4.2.2.4. Sedimentación.

Se utiliza un frasco de vidrio y material triturado, se mide el tiempo de sedimentación, en las arcillas hay sedimentación que dura una o varias horas.

Tabla 4. Criterios para ensayo de sedimentación.

Tiempo estimado de sedimentación	Diámetro de partículas	Clase
1 a 2 s	Hasta 5 mm	Arena gruesa
30 a 40 s	Hasta 0,08 mm	Arena fina
10 a 12 min	Partículas de limo	Limo
1 hora	Partículas de arcillas	Arcilla

Fuente: INVIAS, 2012.

Elaboración: INVIAS, 2012

Se presenta un resumen con los resultados obtenidos en la tabla 5.

Tabla 5. Resumen de resultados clasificación primaria.

CLASIFICACIÓN PRIMARIA						
#PUNTO	Resistencia en seco	Dilatancia	Tenacidad	Plasticidad	Sedimentación	Resultado
P1						ML-MH
	Baja	Lenta	Baja	Media	5-10 min	
P2	Baja-mediana	Lenta	Baja	Media	10 min	MH
P3	Baja	Rápida	Baja	Baja	5-10 min	ML
B1	Muy alta	Rápida	Mediana	Media	10 min	ML
B2						MH
	Baja-mediana	Lenta	Baja	Baja	5 min	

Fuente: Elaboración propia.

4.2.3. Perforación de calicatas.

Las calicatas posibilitan extraer muestras, realizar ensayos de campo y observar el terreno de manera directa (Obando, 2009). La perforación de calicatas se lleva a cabo para conocer la estratigrafía del terreno, observar las características y extraer muestras de suelo ya sean alteradas o inalteradas. En la visualización del perfil se debe realizar una descripción completa: ubicar el espesor del estrato y tipo de suelo que lo conforma.



Figura 19. Fotografía de calicata en el talud "La Banda".
Fuente: Elaboración propia.



Figura 20. Fotografía de calicata en talud "Las Pitás".
Fuente: Elaboración propia.

4.2.4. Muestreo.

El muestro se realizó a una profundidad de 1,5 metros, la profundidad y técnica de muestreo a seguir depende del alcance y análisis del proyecto de investigación. En este caso las muestras a obtener serán alteradas e inalteradas. Antes de realizar el muestreo se debe asegurar que el área esté limpia de residuos orgánicos de manera que las condiciones iniciales del terreno se conserven intactas. La toma de muestras se las ha realizado bajo las normas NTE INEN 0686 y NTE INEN 0687.

4.2.4.1. Muestras alteradas.

Este tipo de muestra no preserva algunas propiedades del suelo, es decir no conserva la estructura que tenían in situ. Se las utiliza generalmente para obtener la clasificación del suelo y para elaborar de probetas remoldeadas.

4.2.4.2. Muestras inalteradas.

Mantienen las propiedades del suelo, se obtienen por medio de muestreadores y sirven para realizar ensayos que permiten conocer la resistencia y comportamiento del suelo.

4.3. ETAPA 3: Ensayos de laboratorio.

Con las muestras obtenidas se efectúa el trabajo de laboratorio entre los ensayos que se realizan de manera primordial se encuentran: granulometría por lavado, límites de Atterberg, contenido de humedad, densidad del material, ensayo triaxial, compresión simple y consolidación.

4.3.1. Granulometría por lavado.

Según INVIAS (2012) la granulometría permite determinar cuantitativamente el tamaño de las partículas del suelo. En la normativa ASTM D 422 se puede encontrar más información detallada.



Figura 21. Fotografía de muestra para granulometría por lavado.
Fuente: Elaboración propia.

4.3.2. Límites de Atterberg.

Los límites de Atterberg permiten obtener los límites del rango de humedad donde el suelo persiste en estado plástico (Departamento de Ingeniería Civil, 2006). Se explica el procedimiento para realizar correctamente los límites en la norma ASTM D-4318.

4.3.2.1. Límite líquido.

El límite líquido se ha efectuado de acuerdo a lo especificado en la norma ASTM D 4318 donde se define al límite líquido como el contenido de agua en porcentaje de un suelo que se encuentra entre los estados líquidos y plásticos.



Figura 22. Fotografía de la determinación del límite líquido.
Fuente: Elaboración propia.

4.3.2.2. Límite plástico.

Permite determinar el contenido de agua en el cual un suelo no puede ser más deformado al enrollarlo en una pastilla de 3.2 mm. En la norma ASTM D 4318 se encuentra el procedimiento.



Figura 23. Fotografía de la determinación de límite plástico.
Fuente: Elaboración propia.

4.3.2.3. Índice de plasticidad.

Se encuentra bajo la misma normativa que el límite líquido y plástico, se lo define como la diferencia entre ambos.

4.3.3. Contenido de humedad.

El contenido de agua es calculado usando el peso de agua y el peso del espécimen seco (ASTM D-2216, 1998).



Figura 24. Fotografía de recipientes para determinar contenido de humedad.
Fuente: Elaboración propia.

4.3.4. Determinación de la densidad.

Existen diversas maneras de determinar la densidad de un suelo sin embargo en la presente investigación el procedimiento llevado a cabo consiste en perfilar un cubo por cada punto de muestreo, determinar las dimensiones del mismo y finalmente obtener su peso. La densidad es el resultado entre la división del peso para su volumen. Con esta densidad se realiza la corrección del número de golpes por capa para las probetas remoldeadas.



Figura 25. Fotografía de cubos para determinar la densidad del suelo.
Fuente: Elaboración propia.

4.3.5. Probetas remoldeadas.

Los resultados de densidad posibilitan corregir el número de golpes por capa para las probetas remoldeadas, dichas probetas se han utilizado para la realización de los ensayos de compresión simple y triaxial. El número de probetas remoldeadas por punto en total fue de seis.

Para el ensayo de consolidación igualmente se utilizaron probetas remoldeadas.



Figura 26. Fotografía de probeta remoldeada.
Fuente: Elaboración propia.

4.3.6. Ensayo triaxial.



Figura 27. Fotografía probeta revestida con la membrana.
Fuente: Elaboración propia.

Existen tres tipos de ensayo triaxial: ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU), triaxial consolidado no drenado (CU) y triaxial consolidado drenado (CD). La investigación emplea el último (CD). El ensayo triaxial sirve para determinar parámetros como: cohesión y ángulo de fricción además de la relación esfuerzo-deformación por medio del esfuerzo cortante. En las normas ASTM D 4767 y ASTM D 2850 se especifica mejor el procedimiento para su realización.

4.3.7. Ensayo de compresión simple.

El ensayo de compresión simple se realiza bajo la normativa ASTM D 2166. Permite determinar la resistencia a la compresión no confinada de una muestra de suelo.

4.3.8. Ensayo de consolidación o edométrico.



Figura 28. Fotografía de equipo de consolidación.
Fuente: Elaboración propia.

Con este ensayo se conoce la velocidad y grado de asentamiento que experimentará un suelo, su procedimiento se describe en la norma ASTM D 2435.

4.4. ETAPA 4: Análisis de información.

Como etapa final se considera el análisis de información, es decir interpretar los resultados obtenidos a través de los ensayos de laboratorio después de procesar todos los datos se efectúa la modelación respectiva por medio del software Slope/W (versión estudiantil) en donde se toma en cuenta los parámetros conseguidos en laboratorio.

La modelación permite evaluar el comportamiento que adquiere el suelo cuando las condiciones de su entorno varían.

CAPÍTULO V
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5. Resultados.

5.1. Resultados de laboratorio.

Una vez realizado los ensayos de laboratorio se obtiene los datos necesarios para realizar las modelaciones de las zonas de estudio. En el anexo C (a, b y c) se puede observar los resultados de cada ensayo. Las tablas 6 y 7 presentan un resumen de las propiedades resultantes de los sectores analizados.

Tabla 6. Resumen de resultados de clasificación en cada pozo.

Pozo	CH (%)	Límite líquido	Límite plástico	Índice de plasticidad	Clasificación SUCS	Denominación
P1	29,63	60,00	36,00	24,00	MH	Limo inorgánico de alta plasticidad
P2	28,36	42,00	21,00	21,00	CL	Arcilla de baja plasticidad
P3	33,98	66,00	35,00	31,00	GM	Grava limosa
B1	19,58	44,00	39,00	5,00	ML	Limo inorgánico de plasticidad media
B2	31,10	54,00	34,00	20,00	MH	Limo inorgánico de alta plasticidad

Fuente: Elaboración propia.

Dónde: P1-P2-P3 pertenecen a talud “Las Pitás”

B1-B2 pertenecen a talud “La Banda”

Tabla 7. Resumen de las propiedades del suelo de las zonas de estudio.

Pozo	Clasificación SUCS	Cohesión (kn/m ²)	Ángulo de fricción (°)	Peso específico (kn/m ³)
P1	MH	73,55	21	17,65
P2	CL	117,68	26	17,06
P3	GM	68,64	27	16,67
B1	ML	39,23	37	15,69
B2	MH	79,43	25	15,59

Fuente: Elaboración propia.

Por medio de los ensayos de consolidación se puede establecer una relación entre este ensayo y la velocidad de deformación. Los ensayos de consolidación proporcionan el asentamiento y deformación que experimenta una masa de suelo al ser sometida a pruebas de cargas hasta que el suelo alcance el tiempo de consolidación. En la presente investigación se ha considerado realizar ensayos de consolidación en tres puntos de muestreo en las zonas de estudio (talud “La Banda” y talud “Las Pitás”). Con las gráficas tiempo-deformación se obtiene el tiempo en que la presión de poros se disipa casi en su totalidad mientras que de las

gráficas de relación de vacíos-esfuerzo se determina parámetros como índice de compresión, índice de expansión, presión de consolidación, permeabilidad, etc.

En la tabla 8 se presenta un resumen de los parámetros obtenidos de las curvas tiempo-deformación (figuras 29-30-31).

Tabla 8. Tiempos de consolidación de los pozos P1-P2-B2.

Carga (Kpa)	P1-t100 (min)	P2-t100 (min)	B2-t100 (min)
0-1	3,9	97	5
1-2	460	350	280
2-4	650	105	450
4-8	420	145	160
8-16	550	140	250
16-32	318	250	120

Fuente: Elaboración propia.

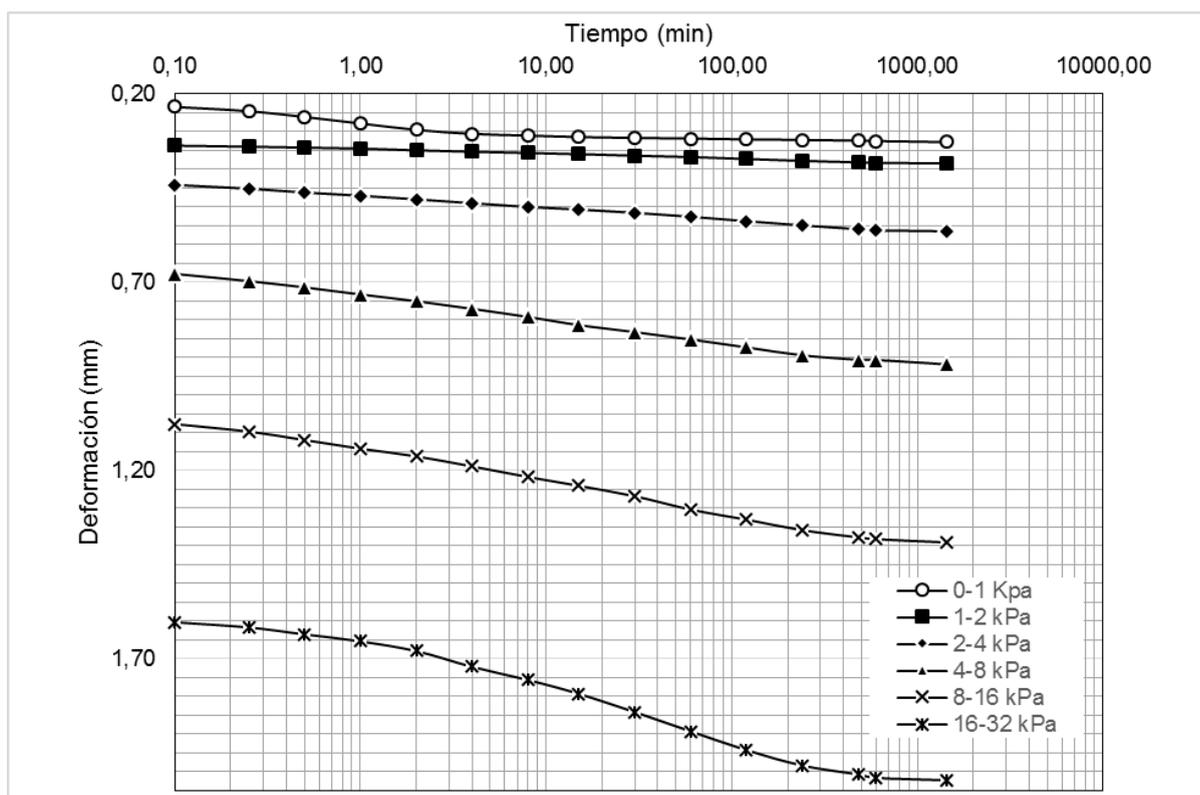


Figura 29. Curvas tiempo-deformación del pozo P1.

Fuente: Elaboración propia.

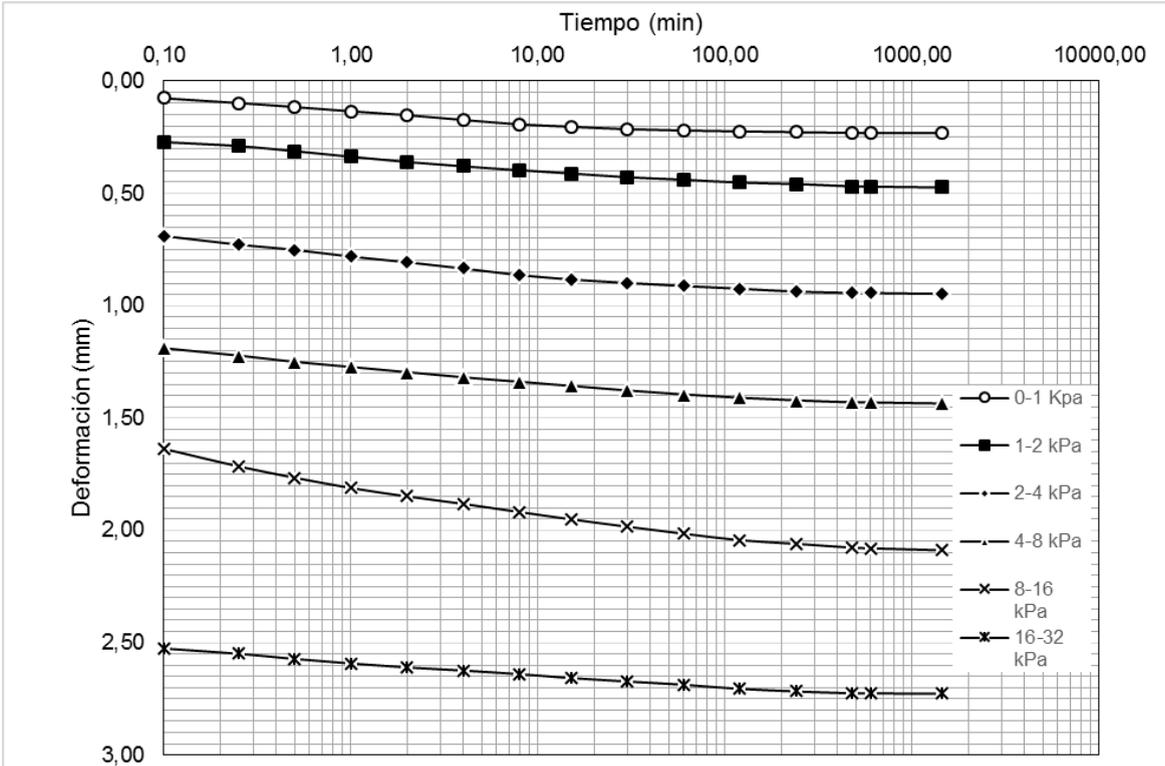


Figura 30. Curvas tiempo-deformación del pozo P2.
Fuente: Elaboración propia

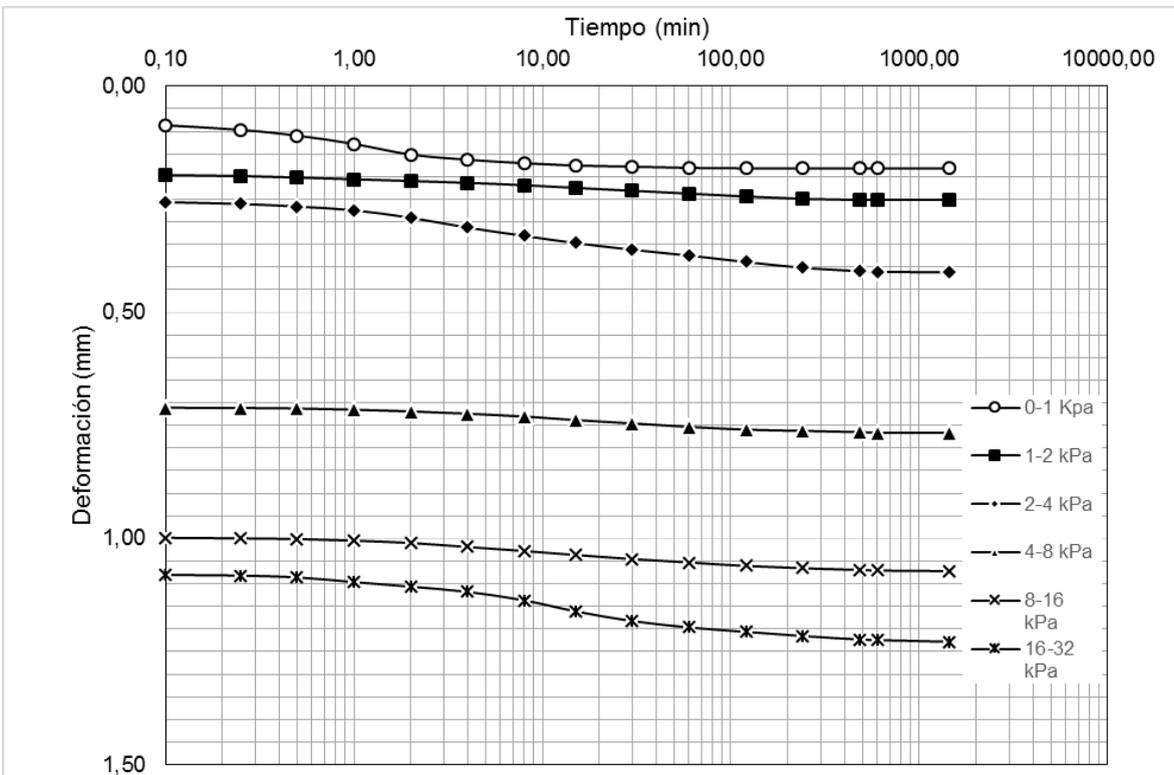


Figura 31. Curvas tiempo-deformación del pozo B2.
Fuente: Elaboración propia.

Con las curvas de las figuras 29 a 31 se determina el t_{100} o tiempo de consolidación que según varios autores representa el final de la consolidación primaria y el inicio de la consolidación secundaria. Durante mucho tiempo el establecer una clara diferencia entre la consolidación primaria y secundaria ha resultado ser engorrosa. Sin embargo, a pesar de que hay estudios que se han enfocado en estudiar el comportamiento de la consolidación secundaria, entre ellos: Taylor y Merchant, 1940; Mesri, Kelly, Vallee y Andersland, 1973 y otros, el debate se plantea porque el proceso de consolidación comprende ambas etapas, por ende también se dice que las fases ocurren de manera simultánea. Feng (2010) indica que la duración de la consolidación primaria depende de la compresibilidad, permeabilidad y drenaje del espécimen y Barden (1968) identifica a la consolidación secundaria como la fluencia bajo tensión efectiva constante. Aun así sigue siendo difícil diferenciar entre ambos procesos (Takeda, Sugiyama, Akaishi y Chang, 2012).

De las curvas de compresión (figura 32) se obtiene los parámetros que permiten evaluar el efecto que tiene la velocidad de deformación sobre el comportamiento de un suelo. Dichos resultados se presentan en la tabla 9.

Tabla 9. Resumen de resultados del ensayo de consolidación.

Pozo	e_0	e_f	a_v	C_c	C_e	C_v (cm/s)	k (cm/s)	p'_c (kPa)
P1	0,9220	0,7817	0,0085	0,143	0,0100	0,0005	$2,32 \times 10^{-9}$	186,32
P2	1,0198	0,8210	0,0093	0,156	0,0033	0,0033	$1,65 \times 10^{-8}$	107,83
B2	0,8901	0,8063	0,0038	0,063	0,0130	0,0006	$1,22 \times 10^{-9}$	88,26

Fuente: Elaboración propia.

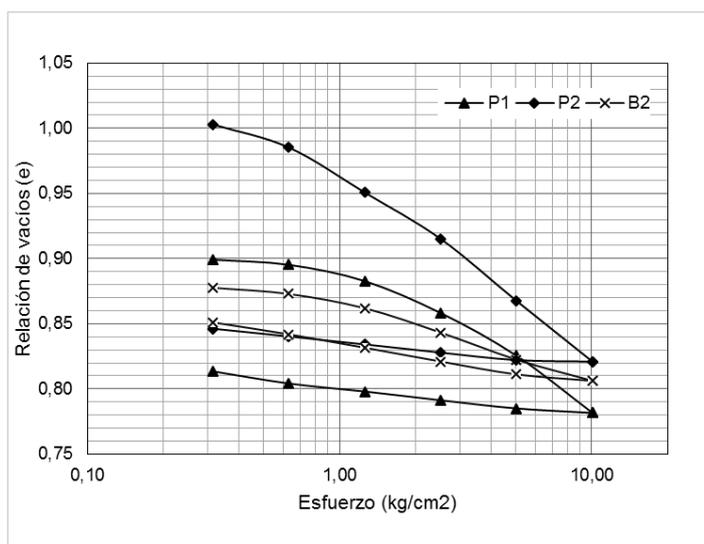


Figura 32. Curvas de compresión de los pozos P1, P2 y B2.
Fuente: Elaboración propia

La tabla 9 muestra valores de relación de vacíos inicial (e_0), relación de vacíos final (e_f), coeficiente de compresibilidad (av), índice de compresión (C_c), índice de expansión (C_e), coeficiente de consolidación (C_v), coeficiente de permeabilidad (k) y presión de consolidación (p'_c). Con el coeficiente de consolidación o C_v se determina la velocidad con la que ocurrirá el asentamiento, en función de los resultados se puede decir que el punto P2 es el que posee una velocidad de asentamiento más rápida en comparación con los otros puntos de muestreo, sin embargo los valores de C_v bajos no representan un efecto negativo simplemente indican que la consolidación se producirá en un periodo más largo. Según Thian y Lee (2014) el valor de C_v obtenido en laboratorio variará al obtenido en campo debido a que el suelo es más permeable en esas condiciones, esto se verifica por Germaine (2009) quien dice que el comportamiento de C_v se verá afectado una vez que la muestra inalterada sea remodelada por completo.

La velocidad de deformación es la deformación vertical del suelo con respecto al tiempo (Grupo Geotecnia, n.d.; Montes Leguizamón, 2007). Puede afectar al valor de la presión y el coeficiente de consolidación (Gorman, Hopkins, Deen y Drnevich, 1977). Diversos modelos y ensayos se han propuesto para evaluar este tema, el primero en hablar de los efectos de la velocidad de deformación en el comportamiento de los suelos blandos o arcillas fue Crawford a partir de ahí la gama de estudios es amplia. Entre los que han estudiado este tema están Gorman, 1981; S. Leroueil et al., 1985; Tavenas y Leroueil, 1991, entre otros. Además existen diversas variaciones en cuanto a la aplicación del ensayo de consolidación, por ejemplo el ensayo CRS (Constant Rate of Strain) en donde se aplica una velocidad de deformación constante durante el ensayo, esto bajo normativa ASTM D 4186.

Basado en los estudios mencionados se calcula la velocidad de deformación en cada punto de muestreo.

Tabla 10. Velocidad de deformación.

Pozo	$ev (s^{-1})$
P1	1,49E-08
P2	1,54E-08
B2	6,67E-09

Fuente: Elaboración propia.

Por medio de los resultados de la tabla 10 se puede apreciar que la influencia de la velocidad de deformación en cuanto a parámetros como C_v o p'_c es mínima, pues los valores están bordeando en un rango de $10^{-8} - 10^{-9} / s^{-1}$, al ser porcentajes de deformaciones bajos en cada pozo la contribución que tendrá sobre el comportamiento de los suelos blandos será mínima lo que se puede reflejar en la estabilidad de las zonas de estudio.

Debido a que los suelos blandos poseen una capacidad de permeabilidad baja y como la velocidad de deformación depende de este factor los resultados del ensayo se justifican.

5.2. Resultados de modelación.

Resultados del talud “Las Pitas”.

Con los parámetros de la tabla 7 correspondientes a los puntos P1, P2 y P3 (talud “Las Pitas” y los perfiles topográficos se procede a realizar las modelaciones mediante un software de análisis de equilibrio límite. Se considera tres perfiles, la modelación del comportamiento del suelo se realiza por medio de tres tipos análisis y tomando en cuenta la geometría base de cada perfil. El talud “Las Pitas” cuenta con una altura aproximada de 22 m y un ancho de 35 a 45 m.

En el software Slope/W se realiza la modelación considerando tres diferentes métodos: Bishop, Morgenstern-Price y Spencer. Para realizar el análisis de los perfiles se escoge el que presente factor de seguridad crítico bajo las condiciones asumidas. La tabla 11 muestra los resultados del talud “Las Pitas”.

Tabla 11. Resultados del factor de seguridad.

Método	FS sin nivel freático	FS con nivel freático
Bishop	2,231	2,150
Morgenster-Price	2,231	2,154
Spencer	2,23	2,156

Fuente: Elaboración propia.

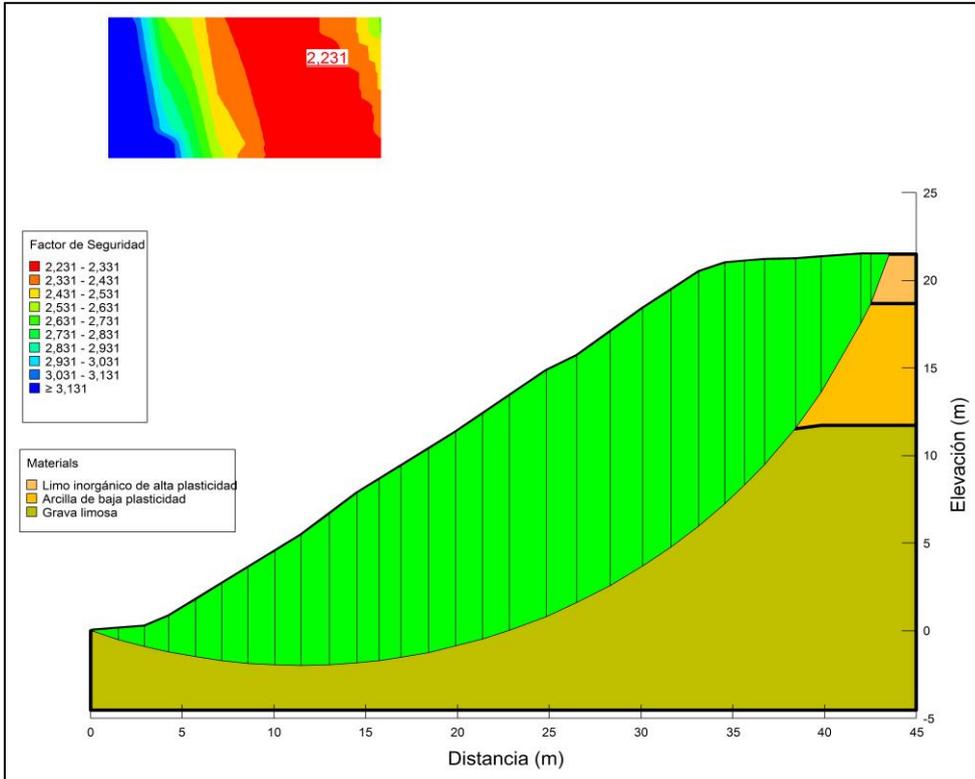


Figura 33. Factor de seguridad con Bishop.
 Fuente: Software Slope/W 2012.
 Elaboración propia.

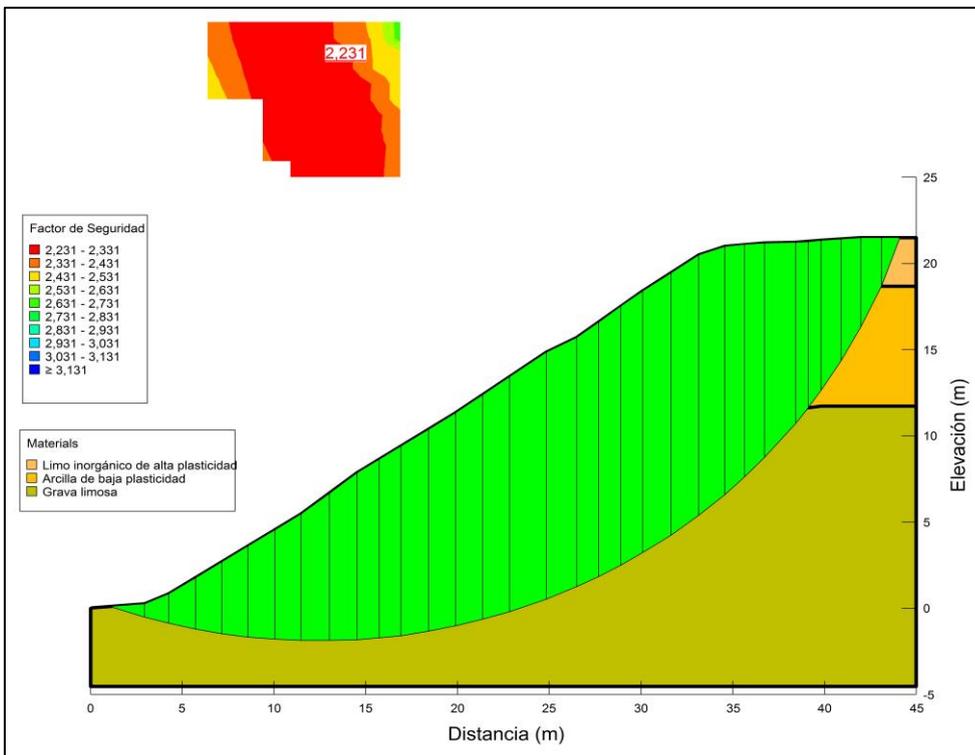


Figura 34. Factor de seguridad con Morgenstern-Price.
 Fuente: Software Slope/W 2012.
 Elaboración propia.

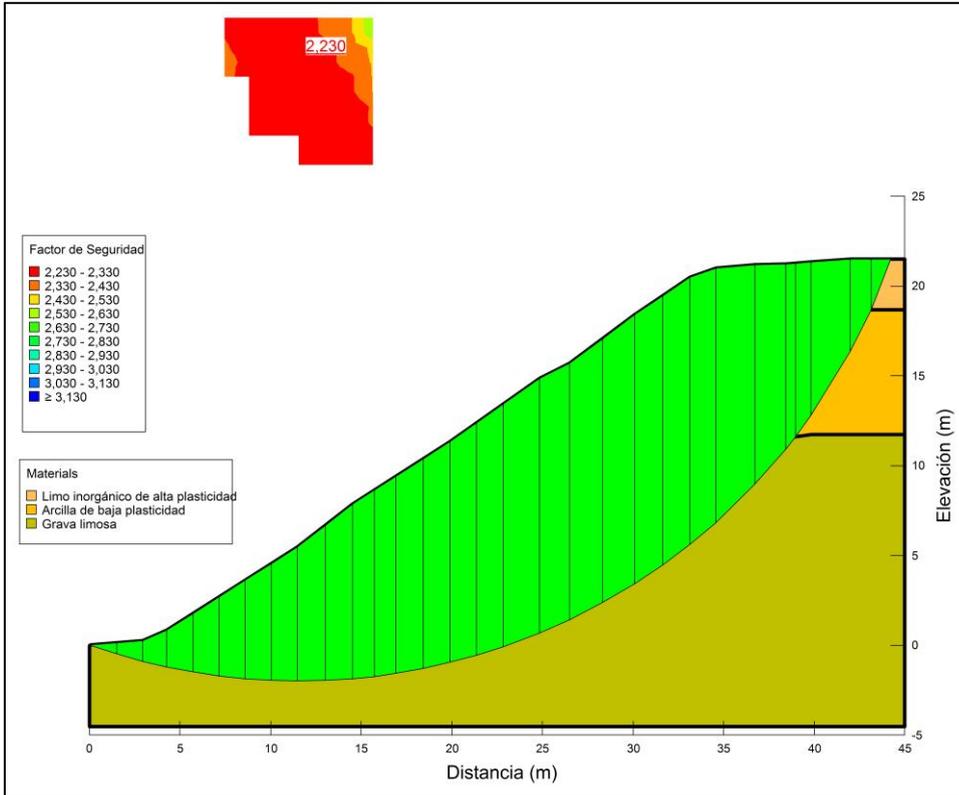


Figura 35. Factor de seguridad con Spencer.

Fuente: Software Slope/W 2012.

Elaboración propia.

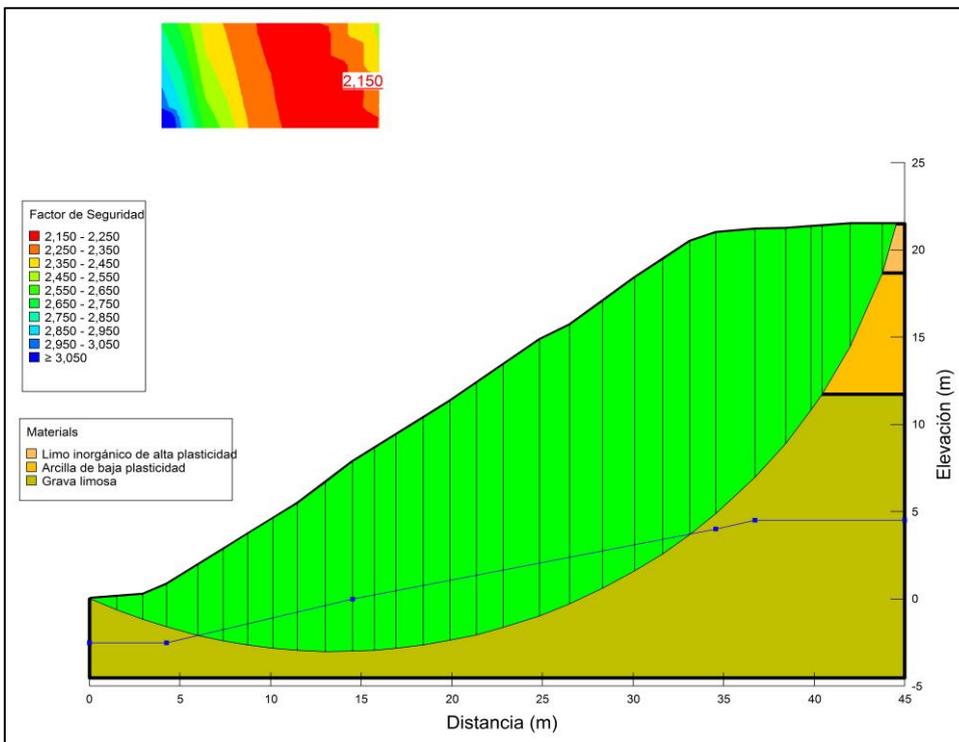


Figura 36. Factor de seguridad con Bishop considerando nivel freático.

Fuente: Software Slope/W 2012.

Elaboración propia.

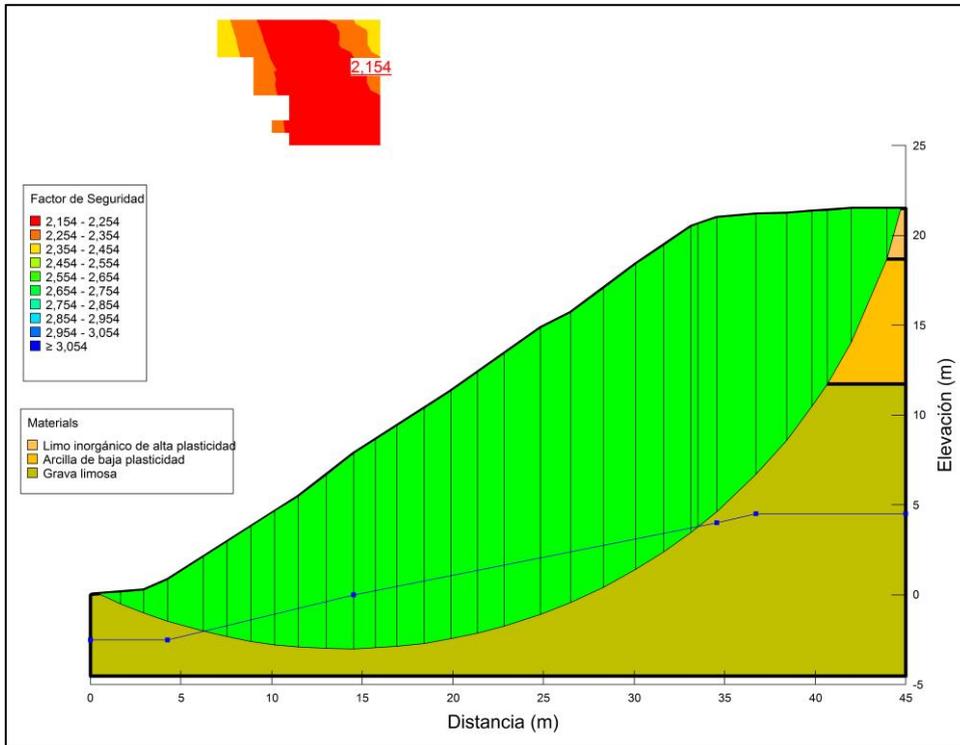


Figura 37. Factor de seguridad con Morgenstern-Price considerando nivel freático.
 Fuente: Software Slope/W 2012.
 Elaboración propia.

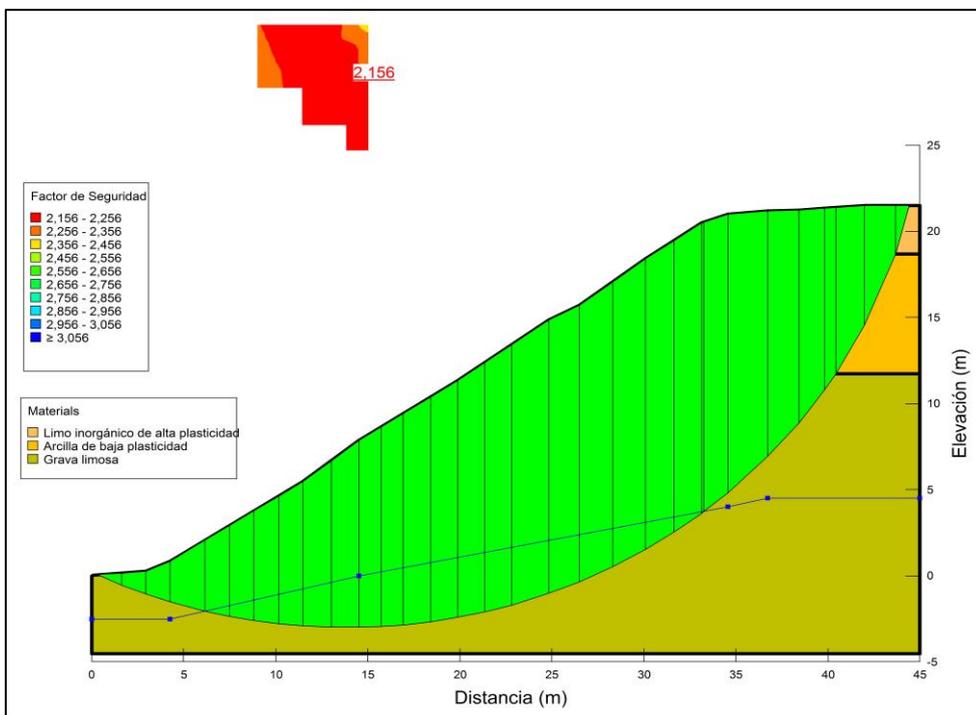


Figura 38. Factor de seguridad con Spencer considerando nivel freático.
 Fuente: Software Slope/W 2012.
 Elaboración propia.

Se entiende por estabilidad a la resistencia o seguridad de una masa de tierra frente al movimiento. Entre los parámetros que afectan la estabilidad están: la precipitación, cargas externas, presencia de nivel freático y las propiedades del suelo (Suarez, 1998; De Matteis, 2003; Sanhueza Plaza y Rodríguez Cifuentes, 2013). Los suelos blandos por lo general presentan problemas de estabilidad debido a que sus propiedades ingenieriles no son las mejores (Bañón Blásquez y Beviá García, 2000). Sometiendo a las zonas de estudio a diferentes condiciones se puede examinar el comportamiento que adopta el suelo. Como se observa en los resultados de las figuras 33 a 38 se presenta una falla de tipo rotacional con variación numérica escasa de los resultados del factor de seguridad mediante los tres métodos. A pesar de que cada uno considera diferentes características de análisis.

Se entiende que todo factor de seguridad que sea mayor a 1 garantiza la estabilidad del talud o ladera natural (Perri, 1998). El factor de seguridad obtenido en condiciones normales y con presencia de nivel de freático es mayor a uno tal como se detalló en la tabla 11 por lo tanto se entiende que en el talud “Las Pitas” existe estabilidad aceptable y no debería ocurrir desplazamientos sin embargo estas condiciones están sujetas a variaciones entre las que intervienen las propiedades del suelo y la presencia de flujo de agua. En el sector de estudio se ha observado anteriormente deslizamientos superficiales que han ocasionado inclusive el levantamiento de la acera, esto no corrobora los resultados obtenidos en la modelación. Por ende a pesar de que el resultado es favorable es necesario aclarar que la estabilidad estará restringida por las circunstancias del entorno mencionadas con anterioridad.

Resultados modelación talud “La Banda”

El talud “La Banda” tiene 17 m de altura y 40 m de ancho, se considera dos perfiles de análisis y los métodos: Bishop, Morgenstern-Price y Spencer además de los parámetros expuestos en la tabla 7 correspondientes a los puntos B1 y B2.

Los resultados se presentan en la tabla 12.

Tabla 12. Resultados del factor de seguridad.

Método	FS sin nivel freático	FS con nivel freático
Bishop	2,535	2,521
Morgenstern Price	2,521	2,516
Spencer	2,527	2,515

Fuente: Elaboración propia.

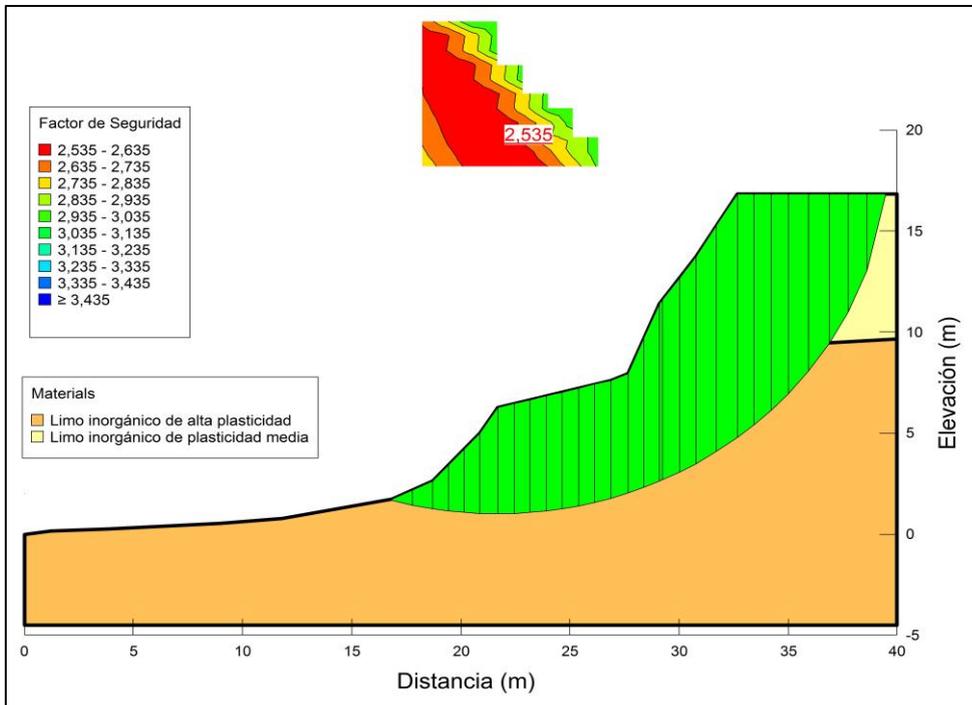


Figura 39. Factor de Seguridad con Bishop.

Fuente: Software Slope/W 2012.

Elaboración propia.

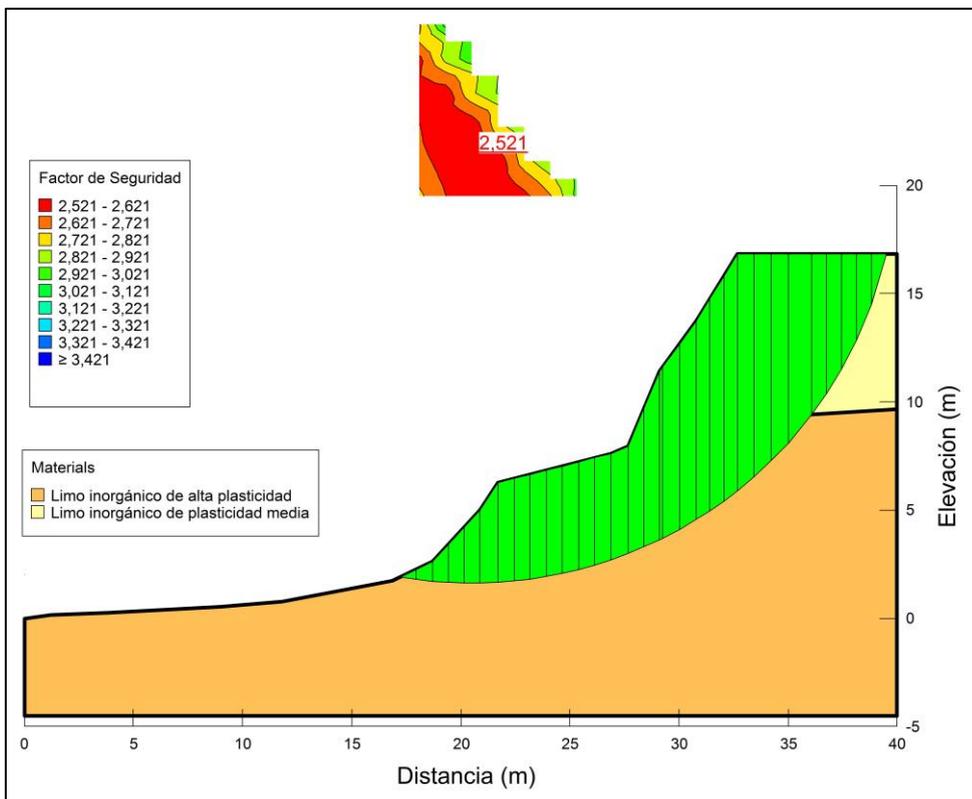


Figura 40. Factor de seguridad con Morgenstern-Price.

Fuente: Software Slope/W 2012.

Elaboración propia.

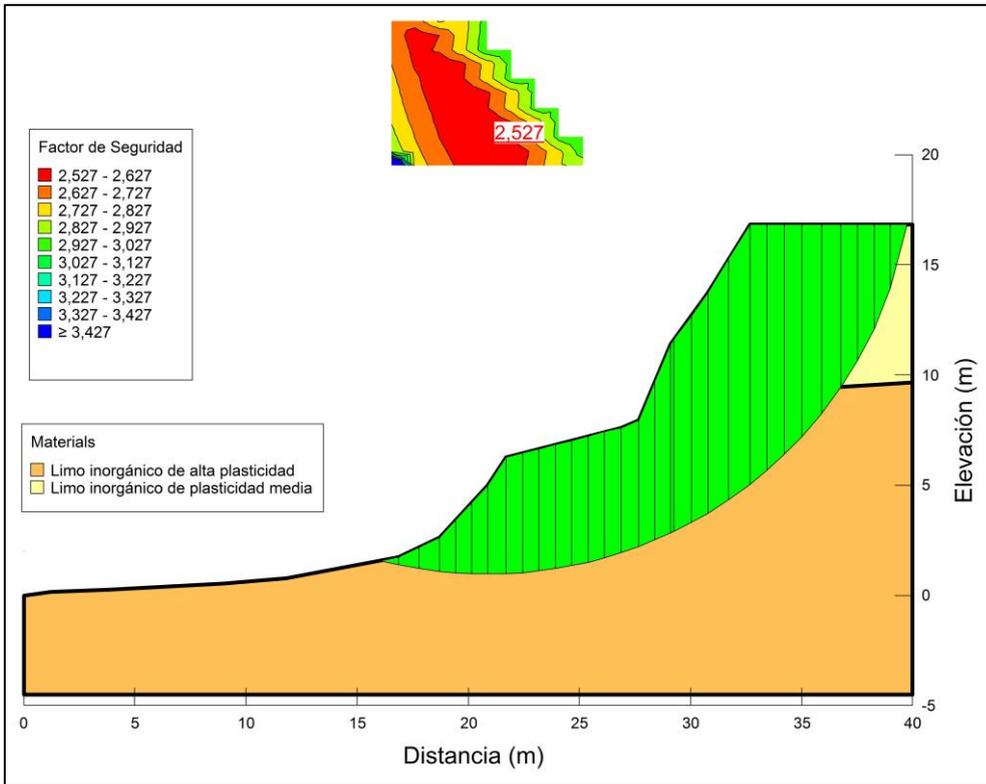


Figura 41. Factor de seguridad con Spencer.
 Fuente: Software Slope/W 2012.
 Elaboración propia.

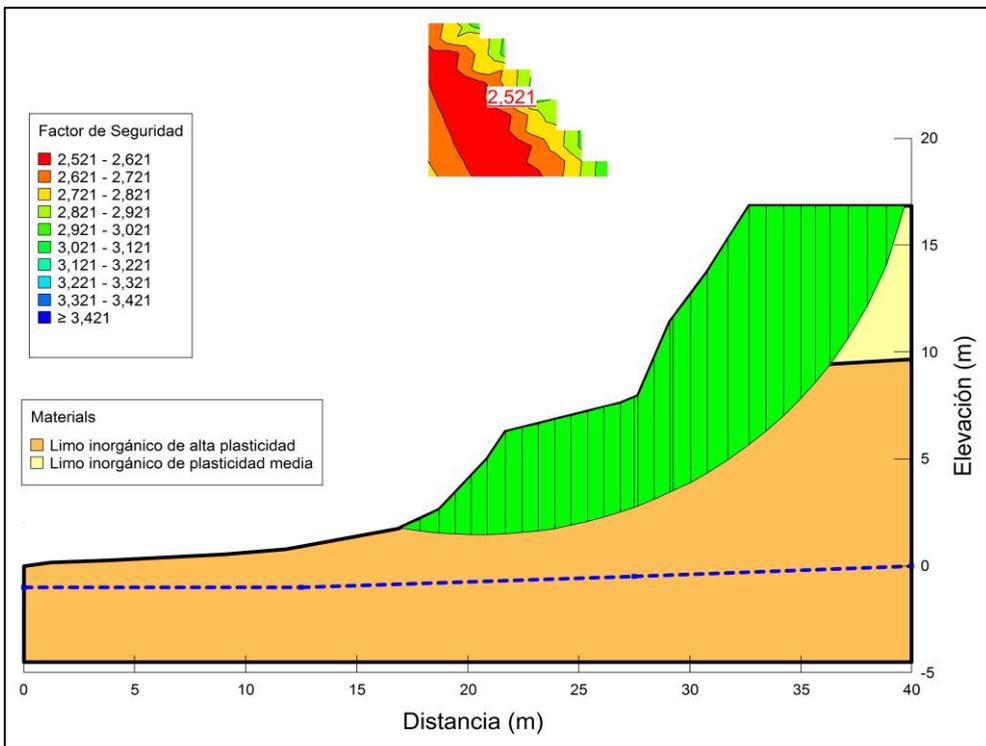


Figura 42. Factor de seguridad con Bishop considerando nivel freático.
 Fuente: Software Slope/W 2012.
 Elaboración propia.

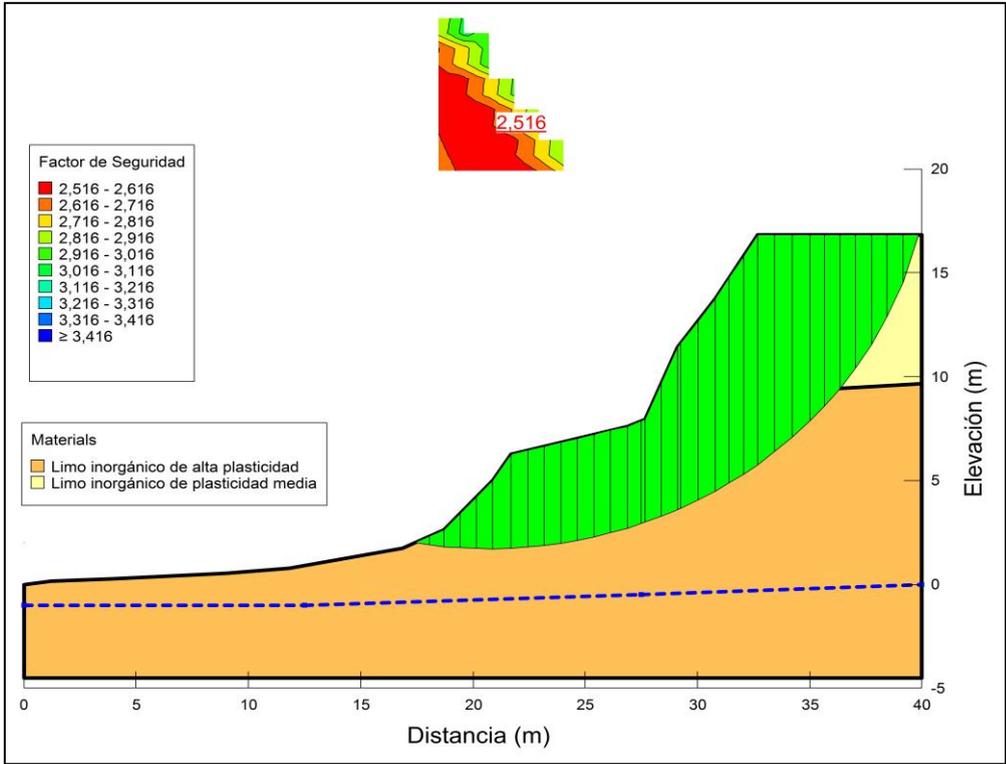


Figura 43. Factor de seguridad con Morgenstern-Price considerando nivel freático.
Fuente: Software Slope/W 2012.
Elaboración propia.

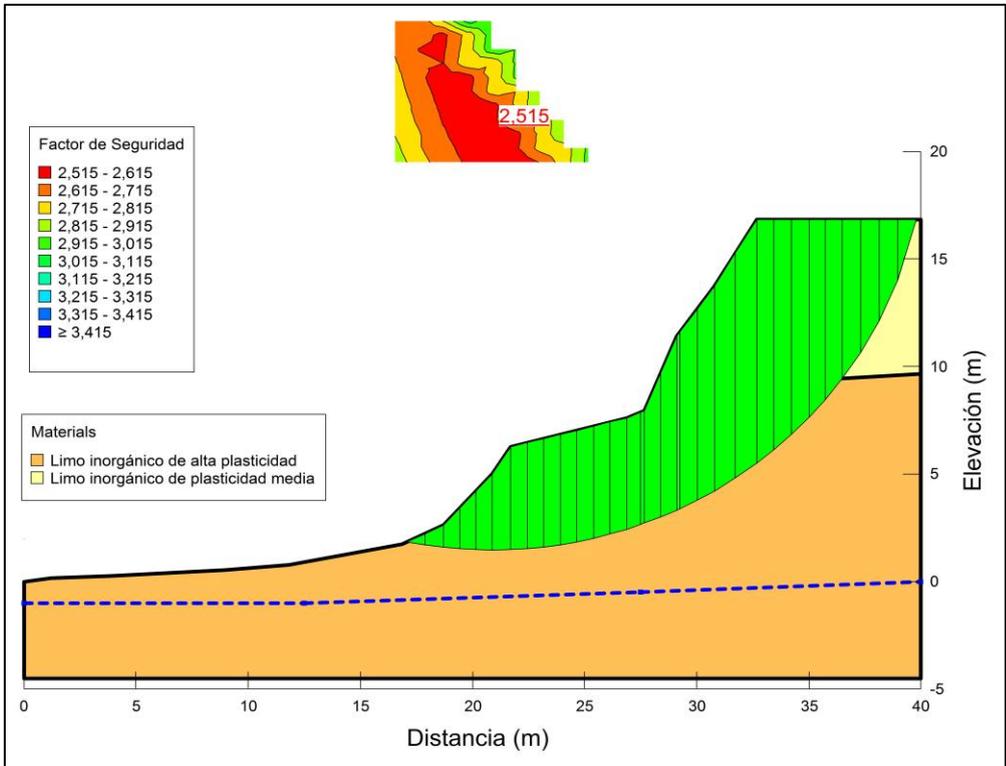


Figura 44. Factor de seguridad con Spencer considerando nivel freático.
Fuente: Software Slope/W 2012.
Elaboración propia.

Se procede a analizar el perfil que arroje un factor de seguridad crítico, en las figuras 39 a 44 en condiciones normales y con presencia de nivel freático el factor de seguridad tiene resultados aceptables con una variación mínima entre ellos. Como se explicó antes el obtener un valor admisible no garantiza la estabilidad del talud pues las condiciones del entorno pueden variar.

El factor de seguridad admisible que se obtiene en ambos taludes puede tener relación con el sentido de buzamiento, pues en las zonas de estudio el sentido es contrario a la tendencia de deslizamiento que presentan los sectores analizados.

En el talud “La Banda” también se ha presenciado deslizamientos aunque no de la misma magnitud que en el talud “Las Pitas”, se aplica un análisis referente a la precipitación y nivel freático. Las propiedades del suelo en cada talud son diferentes lo que determina que el comportamiento difiera entre uno y otro.

Los deslizamientos superficiales presenciados en ambos sectores pueden estar relacionados con los aspectos climáticos de la zona así también como con las propiedades del suelo, se conoce que la pluviosidad es un factor importante en la estabilidad de un talud pues las posibilidades de saturar el suelo son mayores (Mora-Ortiz y Rojas-González, 2012). Para tener una idea de la influencia de la precipitación en la estabilidad del talud se ha tomado el registro de precipitaciones producidas en los dos últimos años y se ha estimado el porcentaje de variación que ha existido para un periodo de tres meses comprendido de enero a abril. Dicho periodo ha sido tomado en base a un registro histórico donde es notorio el incremento en los desplazamientos y considerando la fecha de extracción de las muestras.

Tabla 13. Datos de precipitación.

AÑO	Prec. Enero-Abril (mm)	% Variación
2014	414,9	-
2015	562,1	35,47
2016	445,7	-20,7

Fuente: Elaboración propia.

En el periodo del 2015 existió un evidente aumento en la precipitación mientras que en el presente año hubo una disminución de la misma. El aumento en la precipitación durante dicho periodo pudo ocasionar la variación en el nivel freático desencadenando así la ocurrencia de los desplazamientos.

Los deslizamientos superficiales o creep son movimientos continuos y lentos ladera abajo (Navarro, 2008). La deformación creep también se asocia con la velocidad de deformación (Alvarado Bueno, 2013). Afecta parámetros que están relacionados con la resistencia del suelo.

En definitiva la estabilidad de un talud puede cambiar drásticamente por alteraciones en los factores propios del suelo ya sea por pérdida de resistencia, flujos de agua subterránea, cambios de topografía o por causas externas, en este caso ambas zonas de estudio garantizan estabilidad debido a que la velocidad de deformación es demasiado baja de manera que su influencia en el comportamiento del suelo es casi imperceptible.

CONCLUSIONES

- En el análisis de estabilidad de taludes se pueden presentar escenarios donde los factores de seguridad sean altos por ende la estabilidad del talud estaría garantizada. Sin embargo estos factores suelen diferir de la realidad, tal es el caso de las zonas de estudio, donde a pesar de contar con un factor estable los deslizamientos en ambas zonas se han presenciado en el pasado.
- Las propiedades del suelo como cohesión y resistencia cambian en función de las condiciones de su entorno, si existe un incremento en el flujo de agua el contenido de humedad del suelo se modifica en función de la permeabilidad y plasticidad que el material posea.
- Los suelos blandos debido a sus deficientes propiedades ingenieriles han sido objeto importante de estudio, actualmente existen ensayos que permiten conocer y determinar la conducta que estos suelos adoptan bajo diversas circunstancias.
- Los ensayos de consolidación o edométricos ratifican una vez más la relación que existe entre la carga aplicada y la reducción de vacíos en el material, es decir la correlación entre el tiempo de aplicación y la deformación que se evidencia en el suelo.
- La compresibilidad del suelo tiene un rol importante en la resistencia del mismo y las características de deformación en el tiempo.
- El proceso de consolidación de un suelo es complejo porque intervienen muchos factores propios y algunos externos entre los que se encuentran la composición mineral, tamaño de partícula, contenido de humedad, permeabilidad, densidad, magnitud, duración y frecuencia de la carga, etc.
- Existen cuatro tipos de ensayos de consolidación basados en el principio básico de consolidación propuesto por Terzaghi, cada uno de estos ensayos ha adoptado diversas metodologías con las que se puede conocer el comportamiento del terreno y la velocidad de deformación que experimentará al ser sometido a carga externa.
- La velocidad de deformación varía según sea el tipo de suelo, siendo así que en materiales granulares se presentará de manera instantánea mientras que en suelos finos o arcillosos dependerá de la variable de permeabilidad.
- Los valores de velocidad de deformación de los suelos blandos permiten relacionarlo con su estabilidad, pues al presentar valores bajos su estabilidad no se verá afectada. Sin embargo esto dependerá de cómo varíen las condiciones de su entorno, se hace hincapié en que el comportamiento de este tipo de suelos es dependiente del tiempo. Por ende aunque actualmente no se presenten fallas considerables en las zonas de estudio esto solo se conocerá con el transcurso del tiempo.

- El método aplicado para la modelación es el de equilibrio límite, es el más utilizado en cuanto a estabilidad de taludes y se basa en el principio de la estática. Cabe recalcar que aunque es uno de los más fáciles de usar no permite tener una exploración a fondo de las deformaciones del talud.
- El fenómeno creep es conocido también como fluencia lenta debido a los deslizamientos que se producen de manera paulatina, algunos estudios lo relacionan con el ensayo de consolidación y a pesar de que tiene similitudes existe una ligera variación en su desarrollo. Además para interpretar y analizarlo es necesario considerar otras variables, el presente proyecto no está enfocado hacia este tipo de comportamiento de manera que acerca del tema se ha hecho una revisión general.
- El presente trabajo ha tratado de cubrir las necesidades básicas en cuanto al comportamiento de los suelos blandos sin embargo es posible que no se haya considerado todas las variables.

RECOMENDACIONES

- En caso de que se quiera implantar alguna estructura u obra civil en cualquiera de las zonas de estudio es recomendable realizar un estudio geotécnico más preciso que permita conocer a fondo el estado del talud de manera que se garantice su estabilidad y así evitar posibles inconvenientes en un futuro.
- Es importante que cualquier sondeo o extracción de muestras posterior garantice la exactitud y credulidad en los ensayos de laboratorio pues de estos se obtienen los parámetros de entrada para realizar las modelaciones. La resistencia del suelo variará en función de la precisión de los mismos.
- Es necesario tener una interpretación adecuada y correcta de los resultados que se obtienen por medio de herramientas informáticas, los datos considerados en el análisis deben estar en concordancia con el enfoque del proyecto.
- A pesar de que en este trabajo se ha considerado el uso del método de equilibrio límite, se recomienda utilizar el de elementos finitos pues dentro de su análisis considera otros parámetros que ayudaran a entender mejor el comportamiento de la estructura.
- En caso de que los deslizamientos se sigan produciendo en cualquiera de las zonas estudiadas se recomienda tomar medidas de mitigación como por ejemplo: cunetas de coronación, sistemas de drenaje e incluso realizar un cambio en la geometría del talud.
- Para entender y examinar mejor el comportamiento del suelo es necesario considerar todos los factores internos y externos que intervienen en la susceptibilidad del talud además de identificar de mejor manera las probables zonas de falla.

BIBLIOGRAFÍA

- Almeida Avila, C. G. (2014). *Uso de bloques de poliestireno expandido en terraplenes*. Universidad Central del Ecuador.
- Alvarado Bueno, M. (2013). *Efectos del cambio de la velocidad de deformación sobre la resistencia del suelo. Aplicación del método del punto material*. UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA.
- Ambrosio, G., González, J., & Arévalo, V. (1999). 1. Introducción, 1–15.
- Ammann, L. (2003). *Cation exchange and adsorption on clays and clay minerals*. Christian-Albrechts-Universität.
- Andrade, F. A., Al-Qureshi, H. A., & Hotza, D. (2011). Measuring the plasticity of clays: A review. *Applied Clay Science*, 51(1–2), 1–7.
- Arora, K. R. (2004). *Soil Mechanics and foundation engineering* (Sixth Edit). Delhi: Standard Publishers Distributors.
- Bañón Blásquez, L., & Beviá García, J. F. (2000). *Manual de Carreteras Volumen 2: Construcción Mantenimiento. Manual de Carreteras*.
- Barden, L. (1968). Primary and secondary consolidation of clay and peat. *Géotechnique*, 18, 1–24.
- Beltrán Martínez, R. (2009). *Diseño Geotecnico y Estructural de una cimentación en arcilla expansiva*. Universidad Nacional Autonoma de México.
- Budhu, M. (2015). *Soil Mechanincs and Foundations. Statewide Agricultural Land Use Baseline 2015* (Vol. 1).
- Burrafato, G., & Miano, F. (1993). Determination of the cation exchange capacity of clays by surface tension measurments. *The Mineralogical Society*, 28, 475–481.
- Cámara Oficial Mineira de Galicia. (2007). *Las Arcillas*. Cámara Oficial Mineira de Galicia.
- Carretero León, M. I., & Pozo Rodriguez, M. (2007). *Mineralogía Aplicada: salud y medio ambiente*. España: Paraninfo.
- Che Mamat, R. Bin. (2013). *Engineering properties of Batu Pahat soft clay stabilized with lime, cement and bentonite for subgrade in road construction*. Universiti Tun Hussein Onn Malaysia.
- Civil, D. de I. (2006). *Guía de Laboratorio Limites de Atterberg. Apuntes de Laboratorio*. Universidad de Chile.
- Coduto, D. P., Yeung, M. R., & Kitch, W. A. (2011). *Geotechnical Engineering : Principles and Practices* (Second). Pearson Higher Education Inc.
- Craig, R. F. (2004). *Craig's Soil Mechanics. Journal of Chemical Information and Modeling* (Seventh Ed, Vol. 53). London-New York: Spon Press.
- Crawford, C. B. (1986). State of the Art : Evaluation and Interpretation of Soil Consolidation Tests. *ASTM Special Technical Publication*, 892, 71–103.
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Thomson Learning.

- Das, B. M. (2015). *Principles of Geotechnical Engineering* (Seventh, Vol. 1). Cengage Learning.
- De Matteis, Á. F. (2003). *Estabilidad de taludes*. Universidad Nacional de Rosario.
- Fellenius, B. H. (2016). *Basics of Foundation Design* (Electronic). Canada. Recuperado de www.Fellenius.net
- Feng, T. (2010). Some observations on the oedometric consolidation strain rate behaviors of saturated clay. *Journal of GeoEngineering*, 5(1), 1–7.
- García Romero, E., & Suárez Barrios, M. (2004). Las Arcillas: Propiedades y Usos. *Universidad Complutense (Madrid) Universidad de Salamanca*, 25.
- Germaine, J. T., & Germaine, A. V. (2009). *Geotechnical Laboratory Measurements for Engineers*. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Gorman, T. C. (1981). Strain-Rate Selection in the Constant-Rate-of-Strain Consolidation Test.
- Gorman, T. C., Hopkins, T. C., Deen, R. C., & Drnevich, V. P. (1977). Constant-Rate-of-Strain and Controlled-Gradient Consolidation Testing.
- Graham, J., Crooks, J. H. A., & Bell, A. L. (1983). Time effects on stress-strain behavior of natural soft clays, 33(3), 327–340.
- Grupo Geotecnia. (n.d.). Comportamiento de suelos en compresión confinada. Universidad de Cantabria.
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*. New Jersey: PRENTICE HALL.
- Instituto Tecnológico GeoMinero de España. (2000). Inventario Nacional de Arcillas Especiales. Instituto Tecnológico GeoMinero de España.
- INVIAS. (2012). *Sección 100 - suelos. Normas de ensayo de materiales para carreteras*.
- Ishibashi, I., & Hazarika, H. (2015). *Soil Mechanics Fundamentals and Applications* (Second Edi). New York: CRC Press.
- Jácome Ordoñez, J. R. (2006). *Velocidad de deformación y estado crítico en suelos blandos*. Universidad de Los Andes.
- Jimenez Salas, J. A., & De Justo Alpañes, J. L. (1975). *Geotecnia y cimientos I Propiedades de los suelos y de las rocas* (Rueda Apar). Madrid.
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (2005). *Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Mecánica de Suelos* (Editorial). México: Limusa.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1972). *Mecánica de Suelos*. México: Limusa-Wiley.
- Leoni, M., Karstunen, M., & Vermeer, P. (2008). Anisotropic creep model for soft soils. *Strathprints Institutional Repository*, 58(3), 215–226.
- Leroueil, S. (1988). Tenth Canadian Geotechnical Colloquium: Recent developments in consolidation of natural clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(1), 85–107.
- Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F., & Bouchard, R. (1985). Stress–strain–strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. *Géotechnique*, 35(2), 159–180.

- Medrano Castillo, R. C. (2008). *Sistema Nacional de Educación Superior Tecnológica Instituto Tecnológico de Tehuacán Libro : Mecánica de Suelos II*.
- Mesri, G., Kelly, W. E., Vallee, R. P., & Andersland, O. B. (1973). Coefficient of secondary compression (Discussion) -. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 99(8), 641.
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior* (Third Edit). New York: Wiley. Retrieved from w
- Montes Leguizamón, A. M. (2007). *Comportamiento Viscoplastico de la arcilla de la ciudad de México bajo condiciones de deformación controlada*. Universidad Nacional Autónoma de México. Recuperado de <http://python-compiler-unam2011-2.googlecode.com/svn-history/r4/trunk/proyecto1/Readme.pdf>
- Mora-Ortiz, R. S., & Rojas-González, E. (2012). Efecto de la saturación en el deslizamiento de talud en la comunidad San Juan de Grijalva. *Ingeniería Investigación Y Tecnología*, XIII(1), 55–68.
- Muelas Rodriguez, A. (2010). Manual de mecanica del suelo y cimentaciones. Capítulo 1: Caracterización de los Suelos. *Universidad Nacional de Educación a Distancia*. Recuperado de http://www.uned.es/dpto-icf/mecanica_del_suelo_y_cimentaciones/images/mecansueloycimentacionescap_1.pdf
- Murthy, V. N. . (2002). *Geotechnical Engineering Principles and Practices of Soil Mechhanics and Foundation Engineering*. (M. Dekker, Ed.) (Illustrate). New York-Basel: CRC Press, 2002.
- Navarro, S. J. (2008). Estabilidad de Taludes.
- Newman, A. D. C. (1987). *Chemistry of clays & clay minerals*. Longman Essex.
- Obando, T. (2009). Sondeos Geotécnicos y Calicatas.
- Park, D. S. (2011). *Strength Loss and Softening of Sensitive Clay Slopes*. University Of California Davis.
- Patterson, S. H., & Murray, H. H. (1983). Clays. *Industrial Minerals and Rocks. Society Of Mining Engineers, I*.
- Perri, G. (1998). Validez relativa del valor numérico del factor de seguridad de un talud.
- Poliotti, M., & Sierra, P. (2011). Consolidación Unidimensional de Suelos.
- Punmia, B. C., Kumar Jain, A., & Kumar Jain, A. (2005). *Soil mechanics and foundation* (16th EDITI). New Delhi: LAXMI PUBLICATIONS (P) LTD.
- Quintela, M. D. (2009). *Rigidez Edométrica del Pampeano Medio*. Universidad de Buenos Aires.
- Rahman, A. M. (n.d.). Chapter : 3 Clay Mineralogy and Soil Structure.
- Rahmatian, M., Noorzad, A., & Mahboudi Ardakani, A. R. (2014). Slope stability of soft soils using pile foundations considering the creep effects. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, 559–563.
- Ranjan, G., & Rao, A. S. R. (2005). *Basic and Applied Soil Mechanics* (Second Edi). New Delhi: New Age International Publishers.

- Redolfi, E. R. (2007). Suelos colapsables.
- Reginatto, A. (1970). Predicción de la Susceptibilidad al Colapso. In *2º Reunión Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*. Córdoba, Argentina.
- Rico Rodríguez, A., & Del Castillo, H. (1976). *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres: Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas* (Vol. 1). México: Limusa.
- Sanhueza Plaza, C., & Rodríguez Cifuentes, L. (2013). Análisis comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. *Revista de La Construcción*, 12(1), 17–29.
- Suarez, J. (1998). Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Bucaramanga-Colombia. Recuperado de <http://desastres.usac.edu.gt/documentos/docgt/pdf/spa/doc0101/doc0101.pdf>
- Takeda, T., Sugiyama, M., Akaishi, M., & Chang, H. (2012). Secondary compression behavior in One-dimensional Consolidation Tests. *Journal of GeoEngineering*, 7(2), 53–58.
- Tavenas, F., & Leroueil, S. (1991). Laboratory and in situ stress-strain-time behavior of soft clays.
- Taylor, D. W., & Merchant, W. (1940). A Theory of Clay Consolidation Accounting for Secondary Compression. *Journal of Mathematics and Physics*, 19(1–4), 167–185. JOUR.
- Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*. Franz Deuticke.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1973). *Mecánica de suelos en la ingeniería practica* (Segunda Ed). México: EL ATENEO.
- Thian, S. Y., & Lee, C. Y. (2014). Geotechnical Characterisation of High Plasticity Offshore Clay. *Journal of Scientific Research & Reports*, 3(21), 2745–2756.
- Torres Nieto, A., & Villate Bonilla, E. (1968). *Topografía* (NORMA). Bogotá.
- Universidade da Coruña, & E.T.S.E.C.C.P. (2015). Arcillas. Recuperado de http://caminos.udc.es/info/asignaturas/grado_tecic/211/algloki/pdfs/ARCILLAS.pdf
- UPC, G. (2013). GEOTECNIA – GICO UPC Tema 5. Consolidación de suelos saturados. GICO UPC.
- Van Olphen, H. (1977). *An Introduction to Clay Colloid Chemistry* (2nd Ed.). New York: John Wiley & Sons.
- Vázquez Carballo, R. (2011). *Ajuste de Curvas de Consolidación con procedimiento derivado de la teoría de Juárez Badillo*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Villalba Nieto, P. X. (2015). *Comparación del análisis modal espectral, lineal y no lineal*. Universidad Central del Ecuador.
- Villamil Esguerra, F. I., & Lizcano Peláez, A. (2010). Modelos hipoplásticos y elastoplásticos para arcillas : Ventajas y desventajas en su aplicación práctica, 1–8.
- Whitlow, R. (1996). *Basic soil mechanics* (Third Edit). London: Longman Group Limited.

Normas

ASTM D 2166-13. (2013). Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. ASTM INTERNATIONAL.

ASTM D 2435. (2011). Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using. ASTM INTERNATIONAL.

ASTM D 2850-03. (2003). Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils. ASTM INTERNATIONAL.

ASTM D 4186. (1999). Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Controlled-Strain Loading. ASTM INTERNATIONAL.

ASTM D 422-63. (2008). Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. ASTM INTERNATIONAL.

ASTM D 4318. (2005). Límite Líquido, Límite de plástico, y el índice de plasticidad de los suelos.

ASTM D 4767-95. (1995). Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. ASTM INTERNATIONAL.

ASTM D 2216. (1998). Método de prueba estándar para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de suelos y rocas por masa. *Journal of Chemical Information and Modeling*, 53(9), 1689–1699.

INVIAS. (2012). *Sección 100 - suelos. Normas de ensayo de materiales para carreteras.*

NTE INEN 0686. (1987). Mecánica de suelos. Toma de muestras alteradas.

NTE INEN 0687. (1982). Mecánica de suelos. Toma de muestras inalteradas.

ANEXOS

A. Plano topográfico del talud "La Banda".

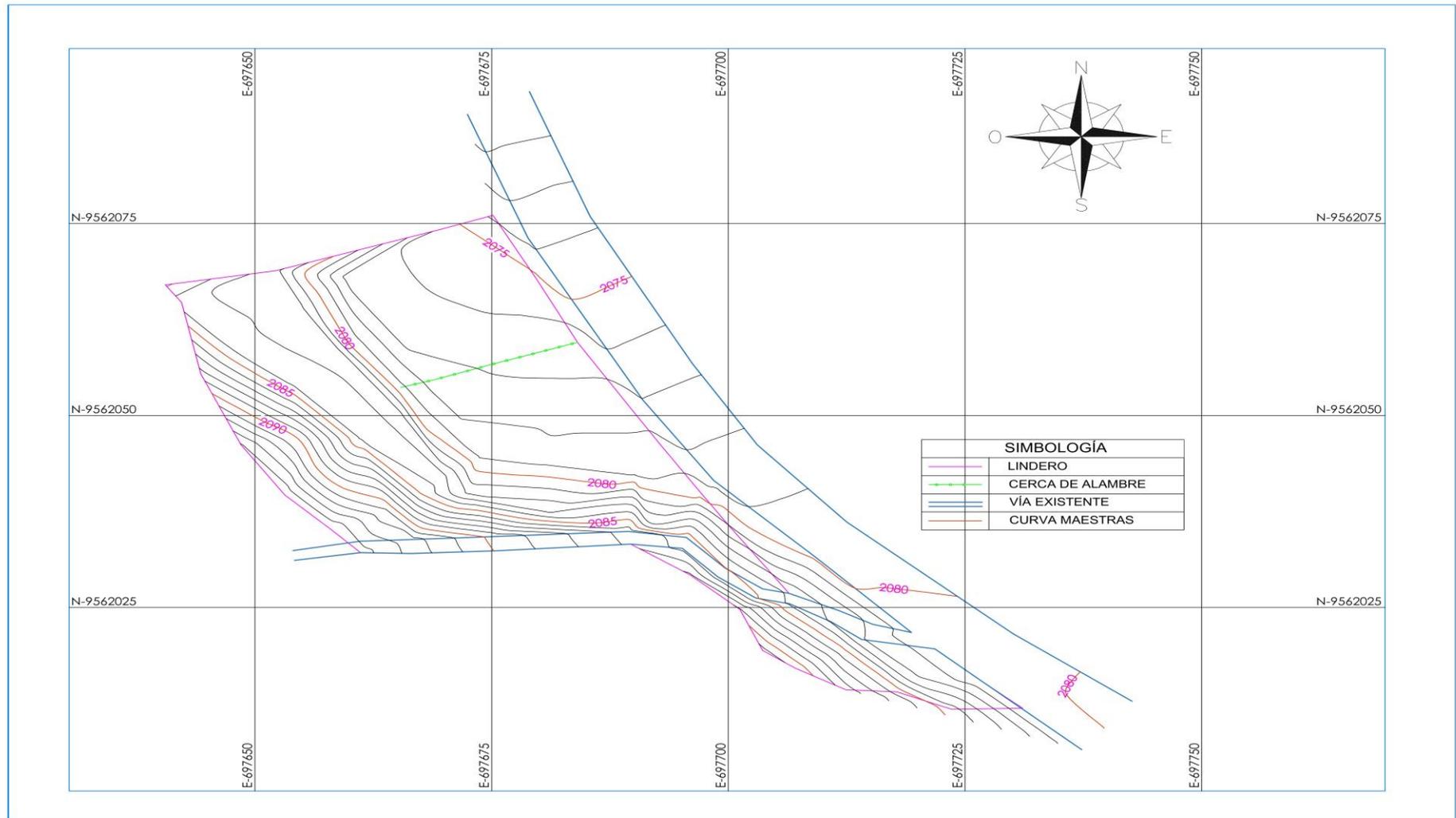


Figura 45. Plano topográfico del talud "La Banda".
Fuente: Elaboración propia.

B. Plano topográfico del talud "Las Pitas".

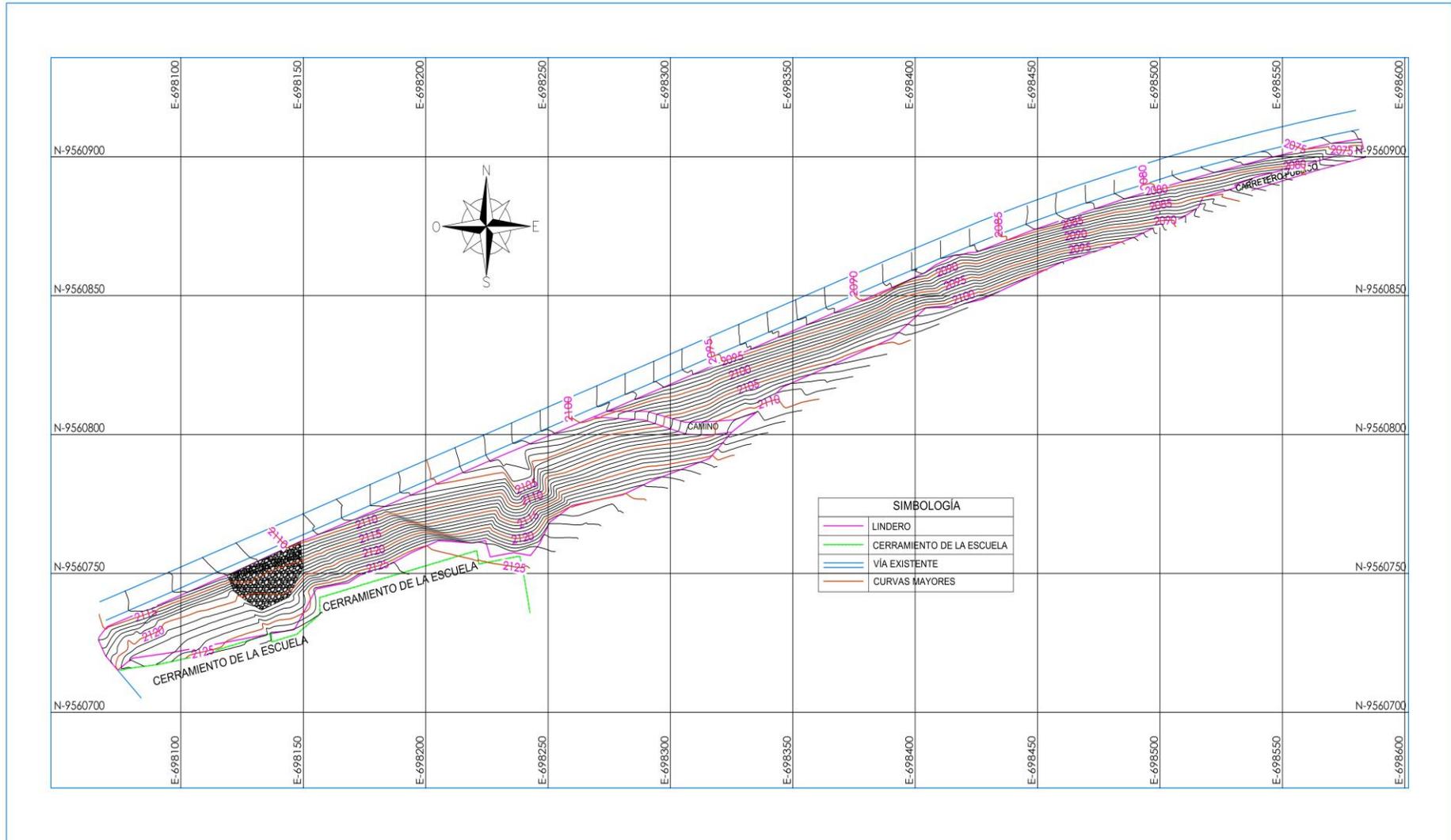
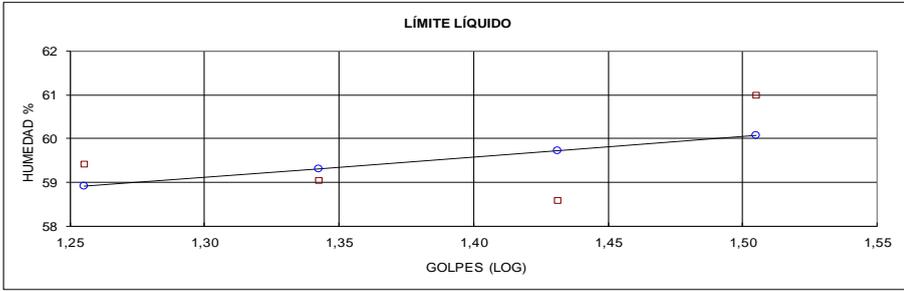


Figura 46. Plano topográfico del talud "Las Pitas".
Fuente: Elaboración propia

C. Resultados de ensayos de laboratorio

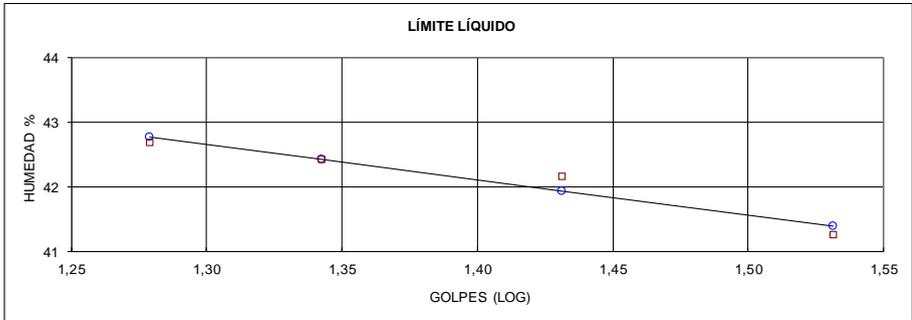
a. Resultados de ensayos de clasificación de suelos

Tabla a.14. Ensayo de clasificación Pozo 1.

 DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL						
ENSAYO DE CLASIFICACIÓN						
INF-LAB-DGM-IC-05-2016						
PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD						
OBRA: ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DEL SUELO			NORMA: ASTM D 4318, AASHTO T-27			
LOCALIZACIÓN: LAS PITAS			CALICATA: 1			
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN			MUESTRA: 1			
REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA			PROFUNDIDAD: 1,5 m			
FECHA:						
	GOLPES	PESO HUM.	PESO SECO	CÁPSULA	w %	RESULTADO
1. CONTENIDO DE AGUA		248,63 234,29	205,82 196,87	61,19 70,73	29,60 29,67	29,63
2.- LÍM. LÍQUIDO	18 22 27 32	82,74 93,12 88,99 76,46	75,11 85,88 82,72 69,74	62,27 73,62 72,02 58,72	59,42 59,05 58,60 60,98	59,58
3.- LÍMITE PLÁSTICO		57,60 75,25	56,99 74,05	55,26 70,73	35,26 36,14	35,70
4.- GRANULOMETRÍA			5.- CLASIFICACIÓN			
PESO IN= 820,75		(H/S)	S	GRAVA 1		
PESO INICIAL DE CÁLCULO:			820,75	ARENA 23		
				FINOS 75		
TAMIZ	PESO RT.	% RET	% PASA	LL = 60,00		
1"	0,00	0	100	LP = 36,00		
3/4"	0,00	0	100	IP = 24,00		
1/2"	0,00	0	100	CLASIFICACIÓN		
3/8"	0,00	0	100	SUCS : MH		
No. 4	11,29	1	99	AASHTO: A-7-6		
No. 10	9,97	1	99	IG(86): 21		
No. 40	43,19	5	95	IG(45): 18		
No. 200	201,34	25	75			
						
CLASIFICACIÓN AASHTO: Limo inorgánico de alta plasticidad (MH)						
Observaciones: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevada al laboratorio de la UTPL.						
Mgs. Carmen Esparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN			Magali Silva PROFESIONAL EN FORMACIÓN			

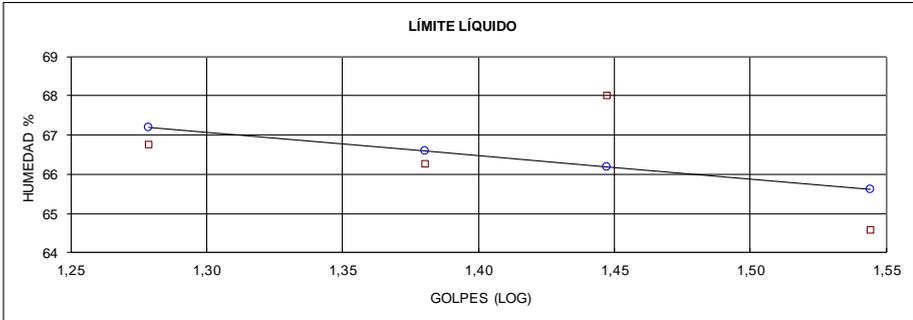
Fuente: Elaboración propia.

Tabla a.15. Ensayo de clasificación Pozo 2.

 DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL						
ENSAYO DE CLASIFICACIÓN						
INF-LAB-DGM-IC-05-2016						
PROYECTO: ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD						
OBRA: ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DEL SUELO			NORMA: ASTM D 4318, AASHTO T-27			
LOCALIZACIÓN: LAS PITAS			CALICATA: 2			
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN			MUESTRA: 2			
REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA			PROFUNDIDAD: 1,5 m			
FECHA:						
	GOLPES	PESO HUM.	PESO SECO	CÁPSULA	w %	RESULTADO
1. CONTENIDO DE AGUA		253,36 286,18	208,58 238,86	53,39 68,99	28,85 27,86	28,36
2.- LÍM. LÍQUIDO	19 22 27 34	82,56 67,61 76,35 68,83	79,55 64,42 73,15 66,09	72,50 56,90 65,56 59,45	42,70 42,42 42,16 41,27	42,12
3.- LÍMITE PLÁSTICO		61,06 68,07	60,87 67,83	59,96 66,67	20,88 20,69	20,78
4.- GRANULOMETRÍA			5.- CLASIFICACIÓN			
PESO IN= 811,67 (H/S) S			GRAVA ✓ 4			
PESO INICIAL DE CÁLCULO: 811,67			ARENA ✓ 40			
			FINOS ✓ 56			
TAMIZ	PESO RT.	% RET	% PASA	LL = ✓ 42,00		
1"	0,00	0	100	LP = ✓ 21,00		
3/4"	0,00	0	100	IP = ✓ 21,00		
1/2"	0,00	0	100	CLASIFICACIÓN		
3/8"	0,00	0	100	SUCS: CL		
No. 4	35,06	4	96	AASHTO: A-7-5		
No. 10	37,30	5	95	IG(86): 9		
No. 40	98,26	12	88	IG(45): 9		
No. 200	360,02	44	56			
						
CLASIFICACIÓN AASHTO: Arcilla de baja plasticidad (CL)						
Observaciones: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevada al laboratorio de la UTPL.						
Mgs. Carmen Esparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN			Magali Silva PROFESIONAL EN FORMACIÓN			

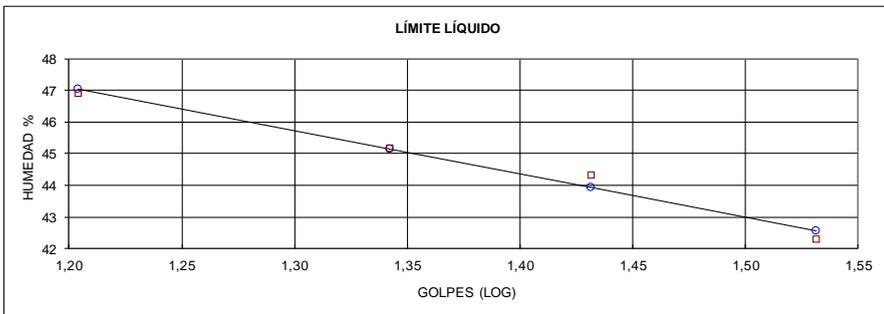
Fuente: Elaboración propia.

Tabla a.16. Ensayo de clasificación Pozo 3.

 DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL						
ENSAYO DE CLASIFICACIÓN						
INF-LAB-DGM-IC-05-2016						
PROYECTO: ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD						
OBRA: ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DEL SUELO			NORMA: ASTM D 4318, AASHTO T-27			
LOCALIZACIÓN: LAS PITAS			CALICATA: 3			
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN			MUESTRA: 3			
REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA			PROFUNDIDAD: 1,5 m			
FECHA:						
	GOLPES	PESO HUM.	PESO SECO	CÁPSULA	w %	RESULTADO
1. CONTENIDO DE AGUA		312,14 271,23	249,18 216,20	63,30 54,79	33,87 34,09	33,98
2.- LÍM. LÍQUIDO	19 24 28 35	68,97 76,79 76,74 76,40	65,28 73,41 72,00 72,42	59,71 68,27 64,98 66,21	66,25 65,76 67,52 64,09	65,99
3.- LÍMITE PLÁSTICO		66,20 61,49	65,89 61,25	64,99 60,57	34,44 35,29	34,87
4.- GRANULOMETRÍA			5.- CLASIFICACIÓN			
PESO IN= 750,36 (H/S)		S		GRAVA		0
PESO INICIAL DE CÁLCULO:		750,36		ARENA		56
				FINOS		44
TAMIZ	PESO RT.	% RET	% PASA	LL = 66,00		
1"	0,00	0	100	LP = 35,00		
3/4"	0,00	0	100	IP = 31,00		
1/2"	0,00	0	100	CLASIFICACIÓN		
3/8"	0,00	0	100	SUCS : GM		
No. 4	0,32	0	100	AASHTO: A-7-6		
No. 10	1,77	0	100	IG(86): 9		
No. 40	233,36	31	69	IG(45): 8		
No. 200	422,21	56	44			
						
CLASIFICACIÓN AASHTO: Grava limosa (GM)						
Observaciones: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevada al laboratorio de la UTPL.						
Mgs. Carmen Esparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN			Magali Silva PROFESIONAL EN FORMACIÓN			

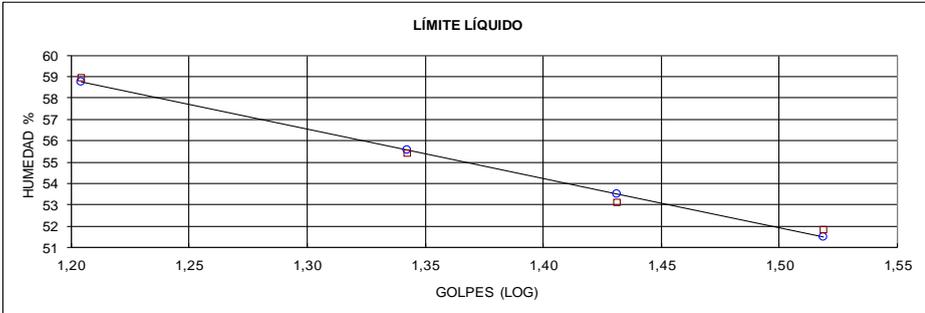
Fuente: Elaboración propia.

Tabla a.17. Ensayo de clasificación Pozo 4.

 DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL						
ENSAYO DE CLASIFICACIÓN						
INF-LAB-DGM-IC-05-2016						
PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD						
OBRA: ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DEL SUELO			NORMA: ASTM D 4318, AASHTO T-27			
LOCALIZACIÓN: LA BANDA			CALICATA: 4			
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN			MUESTRA: 4			
REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA			PROFUNDIDAD: 1,5 m			
FECHA:						
	GOLPES	PESO HUM.	PESO SECO	CÁPSULA	w %	RESULTADO
1.CONTENIDO DE AGUA		284,70 283,23	247,43 246,99	59,12 59,85	19,79 19,37	19,58
2.- LÍM. LÍQUIDO	16 22 27 34	35,82 35,07 35,06 36,24	33,08 32,96 31,69 33,88	27,24 28,29 24,09 28,30	46,92 45,18 44,34 42,29	44,40
3.- LÍMITE PLÁSTICO		32,95 32,33	31,33 30,49	27,21 25,77	39,32 38,98	39,15
4.- GRANULOMETRÍA			5.- CLASIFICACIÓN			
PESO IN= 826,22 (HS)		S		GRAVA		26
PESO INICIAL DE CÁLCULO:		826,22		ARENA		11
				FINOS		63
TAMIZ	PESOR.T.	% RET	% PASA	LL = 44,00		
1"	0,00	0	100	LP = 39,00		
3/4"	0,00	0	100	IP = 5,00		
1/2"	0,00	0	100	CLASIFICACIÓN		
3/8"	0,00	0	100	SUCS : ML		
No. 4	216,68	26	74	AASHTO: A-5		
No. 10	65,15	8	92	IG(86): 6		
No. 40	128,81	16	84	IG(45): 6		
No. 200	308,36	37	63			
						
CLASIFICACIÓN AASHTO: Limo inorgánico de plasticidad media (A-5)						
Observaciones: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevada al laboratorio de la UTPL.						
Mgs. Carmen Esparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN			Magali Silva PROFESIONAL EN FORMACIÓN			

Fuente: Elaboración propia.

Tabla a.18. Ensayo de clasificación Pozo 5.

 DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL						
ENSAYO DE CLASIFICACIÓN						
INF-LAB-DGM-IC-05-2016						
PROYECTO: ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD						
OBRA: ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DEL SUELO			NORMA: ASTM D 4318, AASHTO T-27			
LOCALIZACIÓN: LA BANDA			CALICATA: 5			
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN			MUESTRA: 5			
REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA			PROFUNDIDAD: 1,5 m			
FECHA:						
	GOLPES	PESO HUM.	PESO SECO	CÁPSULA	w %	RESULTADO
1.CONTENIDO DE AGUA		292,59 270,01	236,29 219,66	55,72 57,31	31,18 31,01	31,10
2.- LÍM. LÍQUIDO	16 22 27 33	36,80 32,35 33,41 35,48	33,21 29,69 30,85 32,78	27,12 24,89 26,03 27,57	58,95 55,42 53,11 51,82	54,27
3.- LÍMITE PLÁSTICO		32,07 31,62	30,48 30,16	25,81 25,91	34,05 34,35	34,20
4.- GRANULOMETRÍA			5.- CLASIFICACIÓN			
PESO IN= 806,91 (H/S)		S		GRAVA 13		
PESO INICIAL DE CÁLCULO:		806,91		ARENA 29		
				FINOS 58		
TAMZ	PESO RT.	% RET	% PASA	LL = 54,00		
1"	0,00	0	100	LP = 34,00		
3/4"	0,00	0	100	IP = 20,00		
1/2"	0,00	0	100	CLASIFICACIÓN		
3/8"	0,00	0	100	SUCS : MH		
No. 4	103,96	13	87	AASHTO: A-7-6		
No. 10	75,34	9	91	IG(86): 11		
No. 40	81,69	10	90	IG(45): 10		
No. 200	335,80	42	58			
						
CLASIFICACIÓN AASHTO: Limo inorgánico de alta plasticidad (A-7-6)						
Observaciones: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevada al laboratorio de la UTPL.						
Mgs. Carmen Esparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN			Magali Silva PROFESIONAL EN FORMACIÓN			

Fuente: Elaboración propia.

b. Resultados de ensayos triaxiales

Tabla b.19. Ensayo triaxial Pozo 1.

		DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL	
ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL			
PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD			
LOCALIZACIÓN: LAS PITAS		NORMA: ASTM D 2850-D 4767, AASHTO T-296-T297	
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		CALICATA: 1	
REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA		MUESTRA: 1	
FECHA: JULIO DE 2016		PROFUNDIDAD: 1,5 m	
DATOS DE LAS MUESTRAS			
MUESTRA: P1a			
Diámetros (cm):	3,35	Peso (gr):	113,91
	3,35	Volumen (cm3):	63,84
	3,34	Densidad (gr/cm3):	1,78
Área (cm2):	8,81	Velocidad de carga (pulg/min):	0,5
Lo (cm):	7,25	Constante del anillo (kg/div):	0,8517
MUESTRA: P1b			
Diámetros (cm):	3,33	Peso (gr):	114,13
	3,34	Volumen (cm3):	63,46
	3,34	Densidad (gr/cm3):	1,80
Área (cm2):	8,75	Velocidad de carga (pulg/min):	1
Lo (cm):	7,25	Constante del anillo (kg/div):	0,8517
MUESTRA: P1c			
Diámetros (cm):	3,33	Peso (gr):	113,90
	3,32	Volumen (cm3):	62,89
	3,33	Densidad (gr/cm3):	1,81
Área (cm2):	8,67	Velocidad de carga (pulg/min):	2
Lo (cm):	7,25	Constante del anillo (kg/div):	0,8517
Mgs. Camen Esparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		Magali Silva PROFESIONAL EN FORMACIÓN	

Fuente: Elaboración propia.



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD

LOCALIZACIÓN: LAS PITAS **NORMA:** ASTM D 2850-D 4767, AASHTO T-296-T297
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN **CALICATA:** 1
REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA **MUESTRA:** 1
FECHA: JULIO DE 2016 **PROFUNDIDAD:** 1,5 m

DATOS DE LA PRUEBA MUESTRA P1a							
Lectura del deformímetro (0,001")	Deformímetro de carga	ΔL (pulg)	ϵ Deformación unitaria	ϵ Deformación unitaria %	Factor de corrección	Área corregida	Esfuerzo Desviador (kg/cm ²)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	8,81	0,00
5	6,55	0,01	0,00	0,18	1,00	8,82	0,63
10	13,10	0,01	0,00	0,35	1,00	8,84	1,26
20	18,20	0,02	0,01	0,70	0,99	8,87	1,75
30	23,00	0,03	0,01	1,05	0,99	8,90	2,20
40	25,20	0,04	0,01	1,40	0,99	8,93	2,40
50	27,40	0,05	0,02	1,75	0,98	8,96	2,60
60	28,70	0,06	0,02	2,10	0,98	8,99	2,72
70	29,60	0,07	0,02	2,45	0,98	9,03	2,79
80	29,80	0,08	0,03	2,80	0,97	9,06	2,80
90	29,80	0,09	0,03	3,15	0,97	9,09	2,79

DATOS DE LA PRUEBA MUESTRA P1b							
Lectura del deformímetro (0,001")	Deformímetro de carga	ΔL (pulg)	ϵ Deformación unitaria	ϵ Deformación unitaria %	Factor de corrección	Área corregida	Esfuerzo Desviador (kg/cm ²)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	8,75	0,00
5	7,00	0,01	0,00	0,18	1,00	8,77	0,68
10	11,10	0,01	0,00	0,35	1,00	8,78	1,08
20	16,20	0,02	0,01	0,70	0,99	8,81	1,57
30	21,50	0,03	0,01	1,05	0,99	8,85	2,07
40	24,80	0,04	0,01	1,40	0,99	8,88	2,38
50	26,30	0,05	0,02	1,75	0,98	8,91	2,51
60	27,50	0,06	0,02	2,10	0,98	8,94	2,62
70	28,00	0,07	0,02	2,45	0,98	8,97	2,66
80	28,50	0,08	0,03	2,80	0,97	9,01	2,70
90	28,50	0,09	0,03	3,15	0,97	9,04	2,69
100	28,50	0,10	0,04	3,50	0,96	9,07	2,68

DATOS DE LA PRUEBA MUESTRA P1c							
Lectura del deformímetro (0,001")	Deformímetro de carga	ΔL (pulg)	ϵ Deformación unitaria	ϵ Deformación unitaria %	Factor de corrección	Área corregida	Esfuerzo Desviador (kg/cm ²)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	8,67	0,00
5	1,90	0,01	0,00	0,18	1,00	8,69	0,19
10	2,80	0,01	0,00	0,35	1,00	8,70	0,27
20	7,80	0,02	0,01	0,70	0,99	8,74	0,76
30	15,20	0,03	0,01	1,05	0,99	8,77	1,48
40	21,80	0,04	0,01	1,40	0,99	8,80	2,11
50	26,00	0,05	0,02	1,75	0,98	8,83	2,51
60	30,20	0,06	0,02	2,10	0,98	8,86	2,90
70	33,50	0,07	0,02	2,45	0,98	8,89	3,21
80	35,20	0,08	0,03	2,80	0,97	8,92	3,36
90	37,50	0,09	0,03	3,15	0,97	8,96	3,57
100	39,00	0,10	0,04	3,50	0,96	8,99	3,70
110	40,50	0,11	0,04	3,85	0,96	9,02	3,82
120	41,70	0,12	0,04	4,20	0,96	9,06	3,92
130	42,60	0,13	0,05	4,55	0,95	9,09	3,99
140	43,50	0,14	0,05	4,90	0,95	9,12	4,06
150	44,00	0,15	0,05	5,26	0,95	9,16	4,09
160	45,00	0,16	0,06	5,61	0,94	9,19	4,17
170	45,10	0,17	0,06	5,96	0,94	9,22	4,16
180	46,00	0,18	0,06	6,31	0,94	9,26	4,23
190	46,00	0,19	0,07	6,66	0,93	9,29	4,22
200	47,00	0,20	0,07	7,01	0,93	9,33	4,29
210	47,30	0,21	0,07	7,36	0,93	9,36	4,30
220	48,00	0,22	0,08	7,71	0,92	9,40	4,35
230	48,50	0,23	0,08	8,06	0,92	9,43	4,38
240	48,50	0,24	0,08	8,41	0,92	9,47	4,36
250	49,10	0,25	0,09	8,76	0,91	9,51	4,40
260	50,00	0,26	0,09	9,11	0,91	9,54	4,46
270	50,00	0,27	0,09	9,46	0,91	9,58	4,44
280	50,50	0,28	0,10	9,81	0,90	9,62	4,47
290	51,00	0,29	0,10	10,16	0,90	9,66	4,50
300	51,00	0,30	0,11	10,51	0,89	9,69	4,48
310	51,50	0,31	0,11	10,86	0,89	9,73	4,51
320	51,50	0,32	0,11	11,21	0,89	9,77	4,49
330	52,00	0,33	0,12	11,56	0,88	9,81	4,52
340	52,00	0,34	0,12	11,91	0,88	9,85	4,50
350	52,00	0,35	0,12	12,26	0,88	9,89	4,48

Mgs. Carmen Esparza
**DIRECTOR DE PROYECTO DE
FIN DE TITULACIÓN**

Magali Silva
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Fuente: Elaboración propia.



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD

LOCALIZACIÓN: LAS PITAS

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA

FECHA: JULIO DE 2016

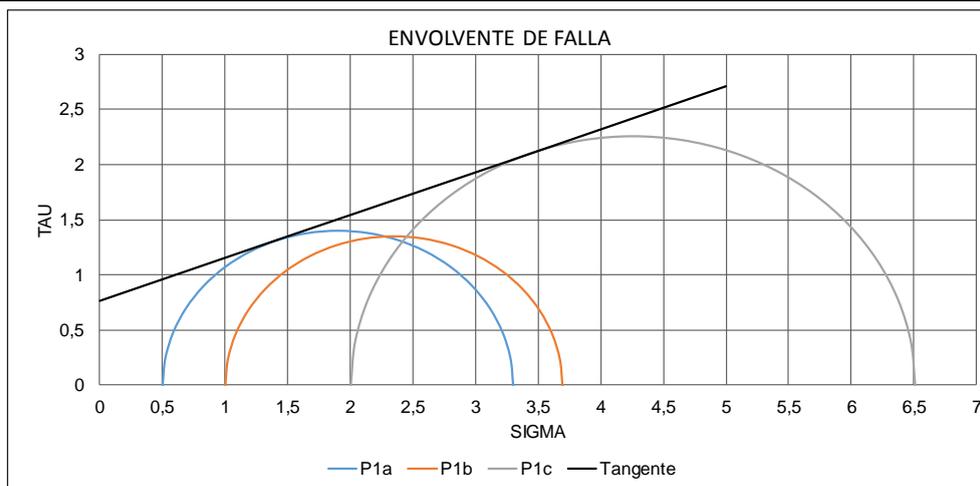
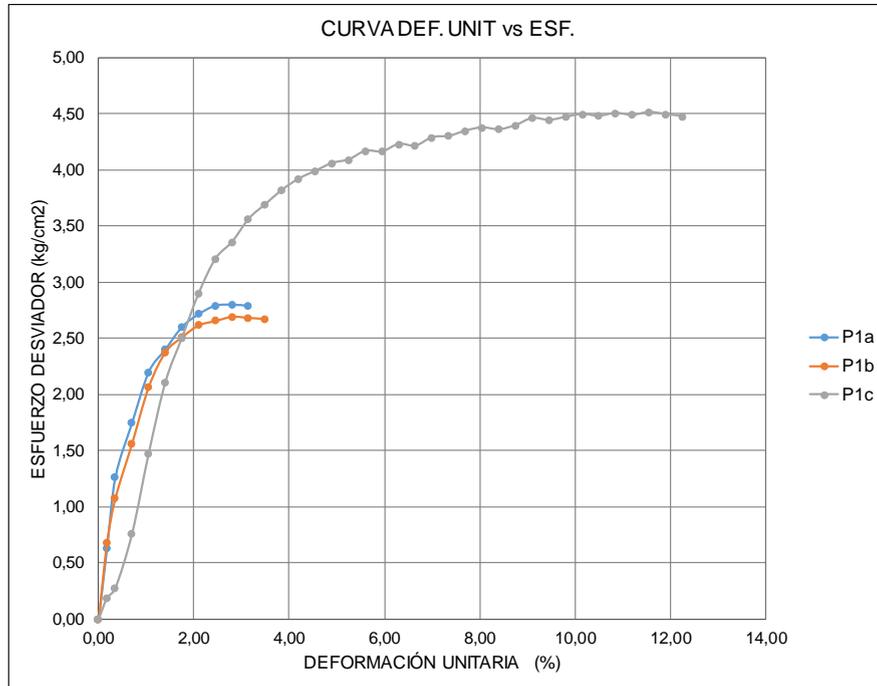
NORMA: ASTM D 2850-D 4767, AASHTO T-296-T297

CALICATA: 1

MUESTRA: 1

PROFUNDIDAD: 1,5 m

RESULTADOS DE LA PRUEBA



Cohesión (kg/cm²): 0,76

Ángulo de fricción (°): 21

Mgs. Carmen Esparza
**DIRECTOR DE PROYECTO DE
FIN DE TITULACIÓN**

Magali Silva
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Fuente: Elaboración propia.

Tabla b.20. Ensayo triaxial Pozo 2.

		DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL	
ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL			
PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD			
LOCALIZACIÓN: LAS PITAS		NORMA: ASTM D 2850-D 4767, AASHTO T-296-T297	
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		CALICATA: 2	
REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA		MUESTRA: 2	
FECHA: JULIO DE 2016		PROFUNDIDAD: 1,5 m	
DATOS DE LAS MUESTRAS			
MUESTRA: P2a			
Diámetros (cm):	3,33	Peso (gr):	111,13
	3,34	Volumen (cm3):	63,41
	3,34	Densidad (gr/cm3):	1,75
Área (cm2):	8,75	Velocidad de carga (pulg/min):	0,5
Lo (cm):	7,245	Constante del anillo (kg/div):	0,8517
MUESTRA: P2b			
Diámetros (cm):	3,33	Peso (gr):	111,09
	3,34	Volumen (cm3):	63,41
	3,34	Densidad (gr/cm3):	1,75
Área (cm2):	8,75	Velocidad de carga (pulg/min):	1
Lo (cm):	7,245	Constante del anillo (kg/div):	0,8517
MUESTRA: P2c			
Diámetros (cm):	3,34	Peso (gr):	108,90
	3,335	Volumen (cm3):	63,28
	3,335	Densidad (gr/cm3):	1,72
Área (cm2):	8,74	Velocidad de carga (pulg/min):	2
Lo (cm):	7,24	Constante del anillo (kg/div):	0,8517
Mgs. Carmen Esparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		Magali Silva PROFESIONAL EN FORMACIÓN	

Fuente: Elaboración propia.



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD

LOCALIZACIÓN: LAS PITAS

NORMA: ASTM D 2850-D 4767, AASHTO T-296-T297

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

CALICATA: 2

REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA

MUESTRA: 2

FECHA: JULIO DE 2016

PROFUNDIDAD: 1,5 m

DATOS DE LA PRUEBA MUESTRA P2a

Lectura del deformímetro (0,001")	Deformímetro de carga	ΔL (pulg)	ϵ Deformación unitaria	ϵ Deformación unitaria %	Factor de corrección	Área corregida	Esfuerzo Desviador (kg/cm2)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	8,75	0,00
5	11,30	0,01	0,00	0,18	1,00	8,77	1,10
10	23,00	0,01	0,00	0,35	1,00	8,78	2,23
20	38,80	0,02	0,01	0,70	0,99	8,81	3,75
30	44,90	0,03	0,01	1,05	0,99	8,85	4,32
40	47,60	0,04	0,01	1,40	0,99	8,88	4,57
50	48,00	0,05	0,02	1,75	0,98	8,91	4,59
60	48,00	0,06	0,02	2,10	0,98	8,94	4,57

DATOS DE LA PRUEBA MUESTRA P2b

0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	8,75	0,00
5	4,00	0,01	0,00	0,18	1,00	8,77	0,39
10	9,50	0,01	0,00	0,35	1,00	8,78	0,92
20	18,00	0,02	0,01	0,70	0,99	8,81	1,74
30	24,00	0,03	0,01	1,05	0,99	8,85	2,31
40	30,90	0,04	0,01	1,40	0,99	8,88	2,96
50	35,30	0,05	0,02	1,75	0,98	8,91	3,37
60	40,20	0,06	0,02	2,10	0,98	8,94	3,83
70	43,50	0,07	0,02	2,45	0,98	8,97	4,13
80	46,00	0,08	0,03	2,80	0,97	9,01	4,35
90	48,90	0,09	0,03	3,16	0,97	9,04	4,61
100	50,40	0,10	0,04	3,51	0,96	9,07	4,73
110	51,80	0,11	0,04	3,86	0,96	9,10	4,85
120	52,20	0,12	0,04	4,21	0,96	9,14	4,87
130	52,80	0,13	0,05	4,56	0,95	9,17	4,90
140	53,00	0,14	0,05	4,91	0,95	9,20	4,90
150	53,00	0,15	0,05	5,26	0,95	9,24	4,89
160	53,00	0,16	0,06	5,61	0,94	9,27	4,87

DATOS DE LA PRUEBA MUESTRA P2c

0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	8,74	0,00
5	7,80	0,01	0,00	0,18	1,00	8,76	0,76
10	14,80	0,01	0,00	0,35	1,00	8,77	1,44
20	28,30	0,02	0,01	0,70	0,99	8,80	2,74
30	38,80	0,03	0,01	1,05	0,99	8,83	3,74
40	48,00	0,04	0,01	1,40	0,99	8,86	4,61
50	54,40	0,05	0,02	1,75	0,98	8,90	5,21
60	59,80	0,06	0,02	2,10	0,98	8,93	5,70
70	63,00	0,07	0,02	2,46	0,98	8,96	5,99
80	66,00	0,08	0,03	2,81	0,97	8,99	6,25
90	68,00	0,09	0,03	3,16	0,97	9,02	6,42
100	69,60	0,10	0,04	3,51	0,96	9,06	6,54
110	71,00	0,11	0,04	3,86	0,96	9,09	6,65
120	71,90	0,12	0,04	4,21	0,96	9,12	6,71
130	72,30	0,13	0,05	4,56	0,95	9,16	6,72
140	73,00	0,14	0,05	4,91	0,95	9,19	6,76
150	73,00	0,15	0,05	5,26	0,95	9,23	6,74
160	73,80	0,16	0,06	5,61	0,94	9,26	6,79
170	74,00	0,17	0,06	5,96	0,94	9,29	6,78
180	74,00	0,18	0,06	6,31	0,94	9,33	6,76
190	74,00	0,19	0,07	6,67	0,93	9,36	6,73

Mgs. Carmen Esparza
**DIRECTOR DE PROYECTO DE
FIN DE TITULACIÓN**

Magali Silva
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Fuente: Elaboración propia.



ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD

LOCALIZACIÓN: LAS PITAS

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA

FECHA: JULIO DE 2016

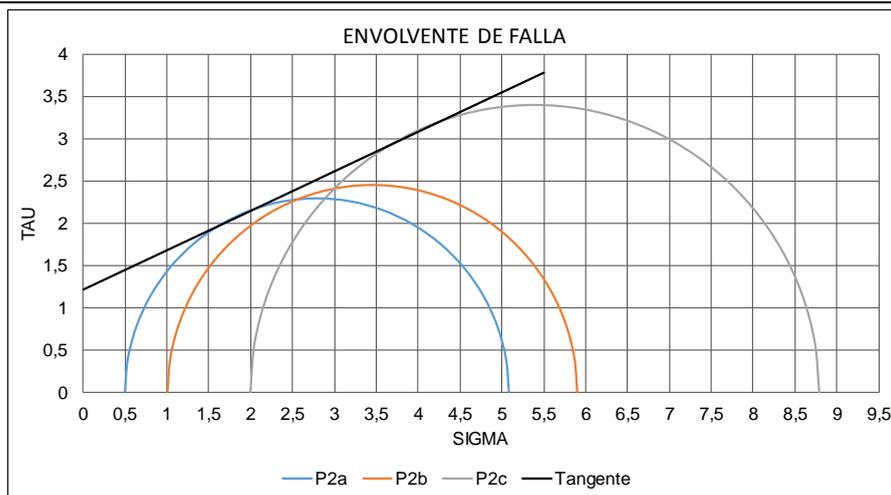
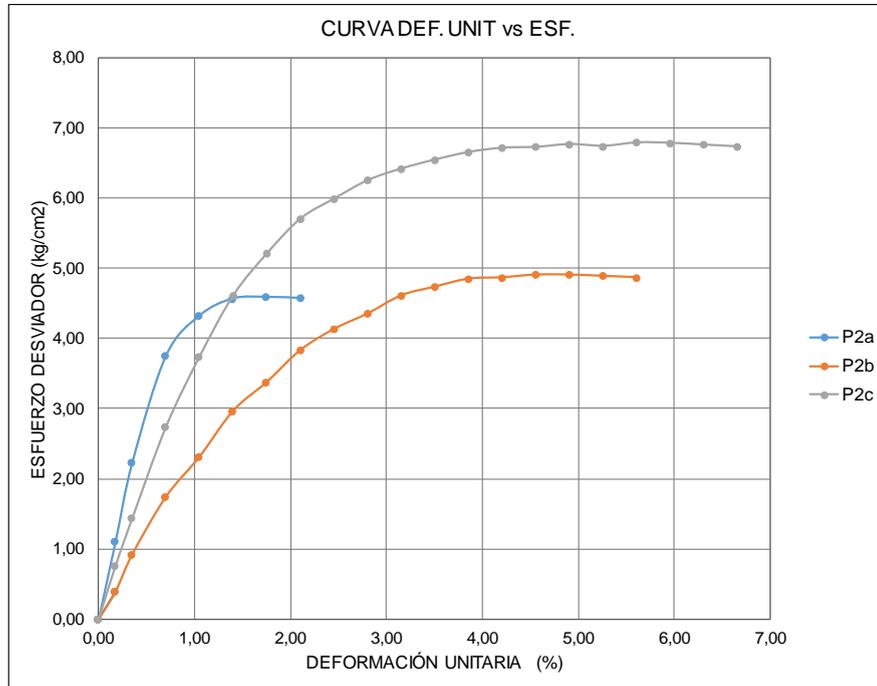
NORMA: ASTM D 2850-D 4767, AASHTO T-296-T297

CALICATA: 2

MUESTRA: 2

PROFUNDIDAD: 1,5 m

RESULTADOS DE LA PRUEBA



Cohesión (kg/cm²): 1.2

Ángulo de fricción (°): 25

Mgs. Carmen Esparza
**DIRECTOR DE PROYECTO DE
FIN DE TITULACIÓN**

Magali Silva
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Fuente: Elaboración propia.

Tabla b.21. Ensayo triaxial Pozo 3.

		DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL	
ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL			
PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD			
LOCALIZACIÓN: LAS PITAS		NORMA: ASTM D 2850-D 4767, AASHTO T-296-T297	
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		CALICATA: 3	
REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA		MUESTRA: 3	
FECHA: JULIO DE 2016		PROFUNDIDAD: 1,5 m	
DATOS DE LAS MUESTRAS			
MUESTRA: P3a			
Diámetros (cm):	3,33	Peso (gr):	108,20
	3,34	Volumen (cm3):	63,55
	3,34	Densidad (gr/cm3):	1,70
Área (cm2):	8,75	Velocidad de carga (pulg/min):	0,5
Lo (cm):	7,26	Constante del anillo (kg/div):	0,8517
MUESTRA: P3b			
Diámetros (cm):	3,34	Peso (gr):	108,24
	3,35	Volumen (cm3):	64,10
	3,35	Densidad (gr/cm3):	1,69
Área (cm2):	8,81	Velocidad de carga (pulg/min):	1
Lo (cm):	7,28	Constante del anillo (kg/div):	0,8517
MUESTRA: P3c			
Diámetros (cm):	3,34	Peso (gr):	107,67
	3,33	Volumen (cm3):	63,29
	3,33	Densidad (gr/cm3):	1,70
Área (cm2):	8,72	Velocidad de carga (pulg/min):	2
Lo (cm):	7,26	Constante del anillo (kg/div):	0,8517
Mgs. Carmen Esparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		Magali Silva PROFESIONAL EN FORMACIÓN	

Fuente: Elaboración propia.



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD

LOCALIZACIÓN: LAS PITAS

NORMA: ASTM D 2850-D 4767, AASHTO T-296-T297

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

CALICATA: 3

REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA

MUESTRA: 3

FECHA: JULIO DE 2016

PROFUNDIDAD: 1,5 m

DATOS DE LA PRUEBA MUESTRA P3a

Lectura del deformímetro (0,001")	Deformímetro de carga	ΔL (pulg)	ϵ Deformación unitaria	ϵ Deformación unitaria %	Factor de corrección	Área corregida	Esfuerzo Desviador (kg/cm ²)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	8,75	0,00
5	6,50	0,01	0,00	0,17	1,00	8,77	0,63
10	10,00	0,01	0,00	0,35	1,00	8,78	0,97
20	14,50	0,02	0,01	0,70	0,99	8,81	1,40
30	19,00	0,03	0,01	1,05	0,99	8,85	1,83
40	21,90	0,04	0,01	1,40	0,99	8,88	2,10
50	24,50	0,05	0,02	1,75	0,98	8,91	2,34
60	25,00	0,06	0,02	2,10	0,98	8,94	2,38
70	25,90	0,07	0,02	2,45	0,98	8,97	2,46
80	25,90	0,08	0,03	2,80	0,97	9,00	2,45
90	25,90	0,09	0,03	3,15	0,97	9,04	2,44

DATOS DE LA PRUEBA MUESTRA P3b

0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	8,81	0,00
5	3,90	0,01	0,00	0,17	1,00	8,82	0,38
10	7,30	0,01	0,00	0,35	1,00	8,84	0,70
20	14,50	0,02	0,01	0,70	0,99	8,87	1,39
30	20,50	0,03	0,01	1,05	0,99	8,90	1,96
40	25,00	0,04	0,01	1,40	0,99	8,93	2,38
50	29,00	0,05	0,02	1,74	0,98	8,96	2,76
60	32,00	0,06	0,02	2,09	0,98	8,99	3,03
70	36,50	0,07	0,02	2,44	0,98	9,03	3,44
80	38,50	0,08	0,03	2,79	0,97	9,06	3,62
90	39,90	0,09	0,03	3,14	0,97	9,09	3,74
100	41,00	0,10	0,03	3,49	0,97	9,12	3,83
110	41,80	0,11	0,04	3,84	0,96	9,16	3,89
120	42,00	0,12	0,04	4,19	0,96	9,19	3,89
130	42,20	0,13	0,05	4,54	0,95	9,22	3,90
140	42,20	0,14	0,05	4,88	0,95	9,26	3,88
150	42,20	0,15	0,05	5,23	0,95	9,29	3,87

DATOS DE LA PRUEBA MUESTRA P3c

0	0	0,00	0,00	0,00	1,00	8,72	0,00
5	5,80	0,01	0,00	0,17	1,00	8,73	0,57
10	10,50	0,01	0,00	0,35	1,00	8,75	1,02
20	20,50	0,02	0,01	0,70	0,99	8,78	1,99
30	29,00	0,03	0,01	1,05	0,99	8,81	2,80
40	35,50	0,04	0,01	1,40	0,99	8,84	3,42
50	41,00	0,05	0,02	1,75	0,98	8,87	3,94
60	45,00	0,06	0,02	2,10	0,98	8,90	4,30
70	51,00	0,07	0,02	2,45	0,98	8,94	4,86
80	53,00	0,08	0,03	2,80	0,97	8,97	5,03
90	55,00	0,09	0,03	3,15	0,97	9,00	5,20
100	56,80	0,10	0,03	3,50	0,97	9,03	5,35
110	58,00	0,11	0,04	3,85	0,96	9,07	5,45
120	59,00	0,12	0,04	4,20	0,96	9,10	5,52
130	60,00	0,13	0,05	4,55	0,95	9,13	5,60
140	60,50	0,14	0,05	4,90	0,95	9,17	5,62
150	61,00	0,15	0,05	5,25	0,95	9,20	5,65
160	61,20	0,16	0,06	5,60	0,94	9,23	5,64
170	61,50	0,17	0,06	5,95	0,94	9,27	5,65
180	61,50	0,18	0,06	6,30	0,94	9,30	5,63

Mgs. Carmen Esparza
**DIRECTOR DE PROYECTO DE
FIN DE TITULACIÓN**

Magali Silva
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Fuente: Elaboración propia.



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD

LOCALIZACIÓN: LAS PITAS

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA

FECHA: JULIO DE 2016

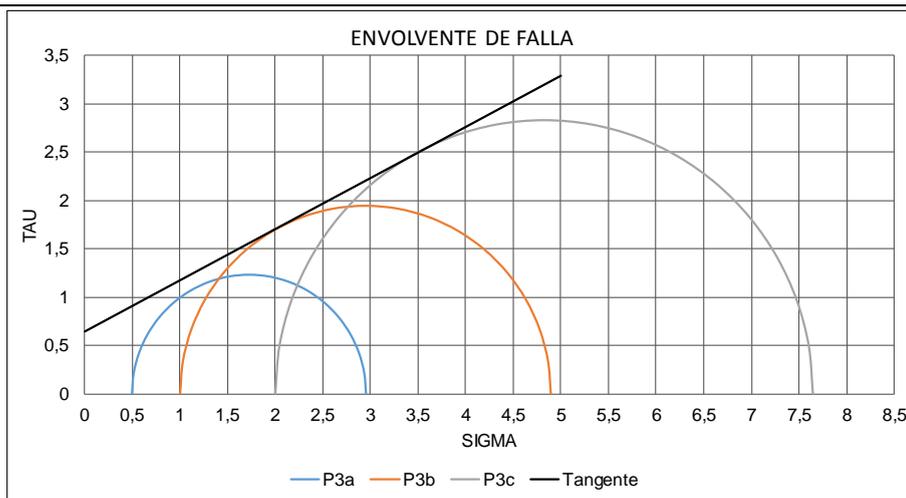
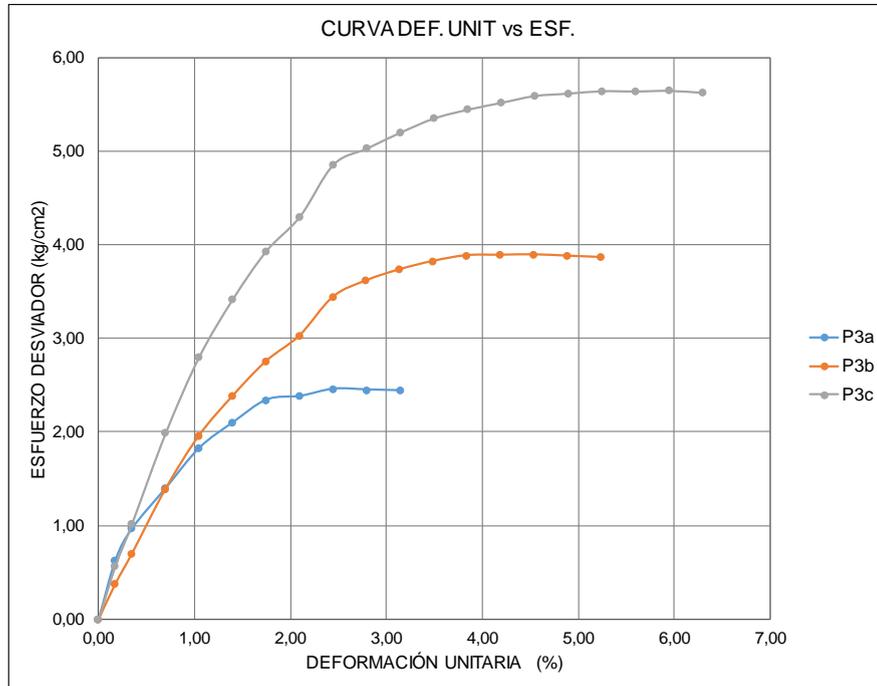
NORMA: ASTM D 2850-D 4767, AASHTO T-296-T297

CALICATA: 3

MUESTRA: 3

PROFUNDIDAD: 1,5 m

RESULTADOS DE LA PRUEBA



Cohesión (kg/cm²): 0,64

Ángulo de fricción (°): 28

Mgs. Carmen Esparza
DIRECTOR DE PROYECTO DE
FIN DE TITULACIÓN

Magali Silva
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Fuente: Elaboración propia.

Tabla b.22. Ensayo triaxial Pozo 4.

		DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL	
ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL			
PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD			
LOCALIZACIÓN: LA BANDA		NORMA: ASTM D 2850-D 4767, AASHTO T-296-T297	
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		CALICATA: 1	
REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA		MUESTRA: 1	
FECHA: JULIO DE 2016		PROFUNDIDAD: 1,5 m	
DATOS DE LAS MUESTRAS			
MUESTRA: B1a			
Diámetros (cm):	3,33	Peso (gr):	98,88
	3,33	Volumen (cm3):	63,47
	3,34	Densidad (gr/cm3):	1,56
Área (cm2):	8,72	Velocidad de carga (pulg/min):	0,5
Lo (cm):	7,28	Constante del anillo (kg/div):	0,8517
MUESTRA: B1b			
Diámetros (cm):	3,33	Peso (gr):	102,27
	3,33	Volumen (cm3):	63,23
	3,33	Densidad (gr/cm3):	1,62
Área (cm2):	8,71	Velocidad de carga (pulg/min):	1
Lo (cm):	7,26	Constante del anillo (kg/div):	0,8517
MUESTRA: B1c			
Diámetros (cm):	3,33	Peso (gr):	102,14
	3,33	Volumen (cm3):	63,32
	3,33	Densidad (gr/cm3):	1,61
Área (cm2):	8,71	Velocidad de carga (pulg/min):	2
Lo (cm):	7,27	Constante del anillo (kg/div):	0,8517
Mgs. Carmen Esparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		Magali Silva PROFESIONAL EN FORMACIÓN	

Fuente: Elaboración propia.



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD

LOCALIZACIÓN: LA BANDA

NORMA: ASTM D 2850-D 4767, AASHTO T-296-T297

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

CALICATA: 1

REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA

MUESTRA: 1

FECHA: JULIO DE 2016

PROFUNDIDAD: 1,5 m

DATOS DE LA PRUEBA MUESTRA B1a

Lectura del deformímetro (0,001")	Deformímetro de carga	ΔL (pulg)	ϵ Deformación unitaria	ϵ Deformación unitaria %	Factor de corrección	Área corregida	Esfuerzo Desviador (kg/cm ²)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	8,72	0,00
5	4,50	0,01	0,00	0,17	1,00	8,73	0,44
10	9,00	0,01	0,00	0,35	1,00	8,75	0,88
20	17,00	0,02	0,01	0,70	0,99	8,78	1,65
30	23,00	0,03	0,01	1,05	0,99	8,81	2,22
40	26,50	0,04	0,01	1,40	0,99	8,84	2,55
50	30,00	0,05	0,02	1,74	0,98	8,87	2,88
60	32,00	0,06	0,02	2,09	0,98	8,90	3,06
70	33,00	0,07	0,02	2,44	0,98	8,94	3,15
80	33,00	0,08	0,03	2,79	0,97	8,97	3,13
90	33,00	0,09	0,03	3,14	0,97	9,00	3,12

DATOS DE LA PRUEBA MUESTRA B1b

0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	8,71	0,00
5	2,00	0,01	0,00	0,17	1,00	8,72	0,20
10	5,50	0,01	0,00	0,35	1,00	8,74	0,54
20	11,20	0,02	0,01	0,70	0,99	8,77	1,09
30	18,00	0,03	0,01	1,05	0,99	8,80	1,74
40	24,50	0,04	0,01	1,40	0,99	8,83	2,36
50	31,00	0,05	0,02	1,75	0,98	8,86	2,98
60	36,80	0,06	0,02	2,10	0,98	8,90	3,52
70	41,00	0,07	0,02	2,45	0,98	8,93	3,91
80	44,00	0,08	0,03	2,80	0,97	8,96	4,18
90	46,80	0,09	0,03	3,15	0,97	8,99	4,43
100	48,00	0,10	0,03	3,50	0,97	9,02	4,53
110	49,00	0,11	0,04	3,85	0,96	9,06	4,61
120	49,50	0,12	0,04	4,20	0,96	9,09	4,64
130	50,00	0,13	0,05	4,55	0,95	9,12	4,67
140	50,00	0,14	0,05	4,90	0,95	9,16	4,65
150	50,00	0,15	0,05	5,25	0,95	9,19	4,63

DATOS DE LA PRUEBA MUESTRA B1c

0	0	0,00	0,00	0,00	1,00	8,71	0,00
5	5,00	0,01	0,00	0,17	1,00	8,72	0,49
10	9,50	0,01	0,00	0,35	1,00	8,74	0,93
20	14,00	0,02	0,01	0,70	0,99	8,77	1,36
30	19,50	0,03	0,01	1,05	0,99	8,80	1,89
40	24,00	0,04	0,01	1,40	0,99	8,83	2,31
50	27,50	0,05	0,02	1,75	0,98	8,86	2,64
60	29,80	0,06	0,02	2,10	0,98	8,90	2,85
70	32,50	0,07	0,02	2,45	0,98	8,93	3,10
80	34,50	0,08	0,03	2,80	0,97	8,96	3,28
90	35,80	0,09	0,03	3,14	0,97	8,99	3,39
100	37,00	0,10	0,03	3,49	0,97	9,02	3,49
110	37,50	0,11	0,04	3,84	0,96	9,06	3,53
120	38,00	0,12	0,04	4,19	0,96	9,09	3,56
130	38,80	0,13	0,05	4,54	0,95	9,12	3,62
140	39,00	0,14	0,05	4,89	0,95	9,16	3,63
150	39,50	0,15	0,05	5,24	0,95	9,19	3,66
160	39,50	0,16	0,06	5,59	0,94	9,22	3,65
170	39,50	0,17	0,06	5,94	0,94	9,26	3,63

Mgs. Carmen Esparza
**DIRECTOR DE PROYECTO DE
FIN DE TITULACIÓN**

Magali Silva
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Fuente: Elaboración propia.



ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD

LOCALIZACIÓN: LA BANDA

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA

FECHA: JULIO DE 2016

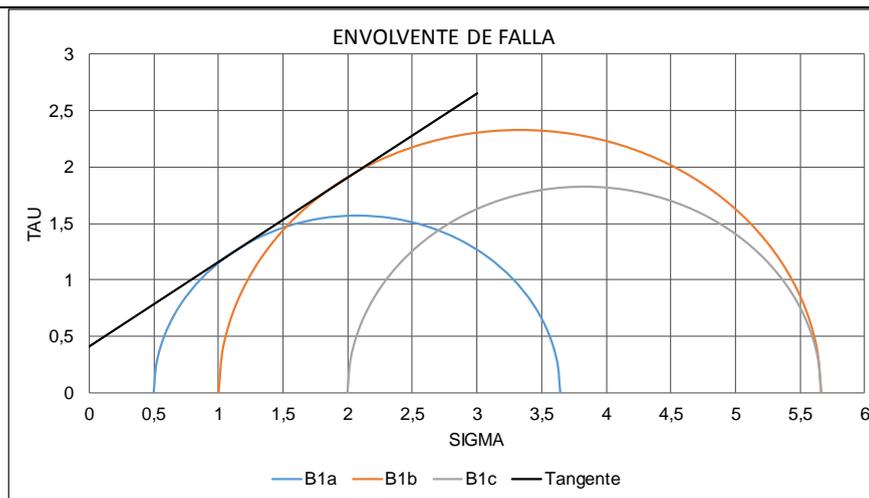
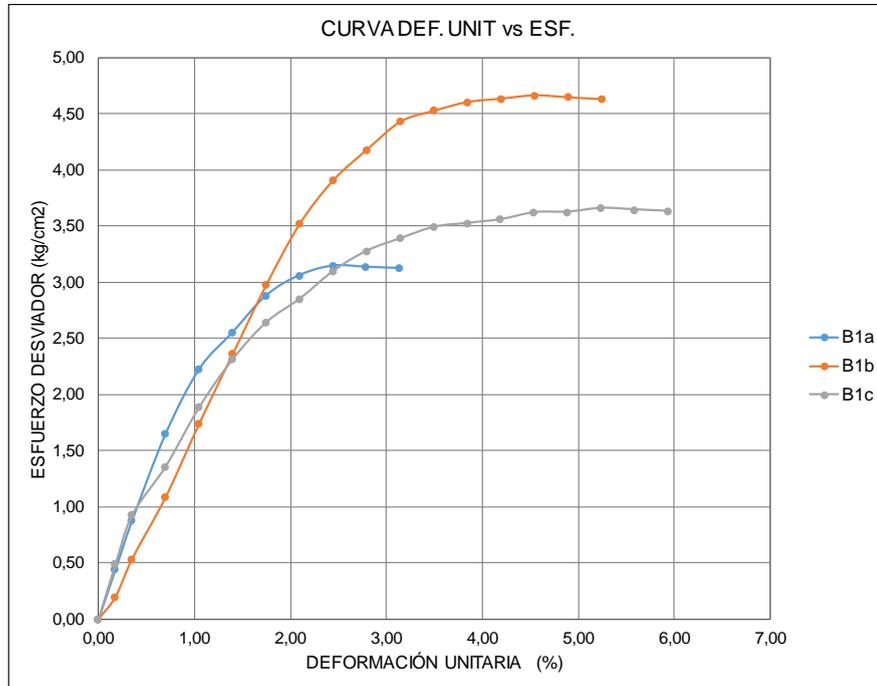
NORMA: ASTM D 2850-D 4767, AASHTO T-296-T297

CALICATA: 1

MUESTRA: 1

PROFUNDIDAD: 1,5 m

RESULTADOS DE LA PRUEBA



Cohesión (kg/cm²): 0,41

Ángulo de fricción (°): 37

Mgs. Carmen Esparza
DIRECTOR DE PROYECTO DE
FIN DE TITULACIÓN

Magali Silva
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Fuente: Elaboración propia.

Tabla b.23. Ensayo triaxial Pozo 5.

		DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL	
ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL			
PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD			
LOCALIZACIÓN: LA BANDA		NORMA: ASTM D 2850-D 4767, AASHTO T-296-T297	
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		CALICATA: 2	
REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA		MUESTRA: 2	
FECHA: JULIO DE 2016		PROFUNDIDAD: 1,5 m	
DATOS DE LAS MUESTRAS			
MUESTRA: B2a			
Diámetros (cm):	3,34	Peso (gr):	101,06
	3,34	Volumen (cm3):	63,61
	3,34	Densidad (gr/cm3):	1,59
Área (cm2):	8,76	Velocidad de carga (pulg/min):	0,5
Lo (cm):	7,26	Constante del anillo (kg/div):	0,8517
MUESTRA: B2b			
Diámetros (cm):	3,33	Peso (gr):	101,97
	3,34	Volumen (cm3):	63,63
	3,34	Densidad (gr/cm3):	1,60
Área (cm2):	8,75	Velocidad de carga (pulg/min):	1
Lo (cm):	7,27	Constante del anillo (kg/div):	0,8517
MUESTRA: B2c			
Diámetros (cm):	3,34	Peso (gr):	100,17
	3,34	Volumen (cm3):	63,61
	3,34	Densidad (gr/cm3):	1,57
Área (cm2):	8,76	Velocidad de carga (pulg/min):	2
Lo (cm):	7,26	Constante del anillo (kg/div):	0,8517
Mgs. Carmen Esparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		Magali Silva PROFESIONAL EN FORMACIÓN	

Fuente: Elaboración propia.



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD

LOCALIZACIÓN: LA BANDA

NORMA: ASTM D 2850-D 4767, AASHTO T-296-T297

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

CALICATA: 2

REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA

MUESTRA: 2

FECHA: JULIO DE 2016

PROFUNDIDAD: 1,5 m

DATOS DE LA PRUEBA MUESTRA B2a

Lectura del deformímetro (0,001")	Deformímetro de carga	ΔL (pulg)	ϵ Deformación unitaria	ϵ Deformación unitaria %	Factor de corrección	Área corregida	Esfuerzo Desviador (kg/cm ²)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	8,76	0,00
5	4,20	0,01	0,00	0,17	1,00	8,78	0,41
10	9,00	0,01	0,00	0,35	1,00	8,79	0,87
20	20,00	0,02	0,01	0,70	0,99	8,82	1,93
30	27,00	0,03	0,01	1,05	0,99	8,85	2,60
40	31,80	0,04	0,01	1,40	0,99	8,89	3,05
50	34,00	0,05	0,02	1,75	0,98	8,92	3,25
60	34,80	0,06	0,02	2,10	0,98	8,95	3,31

DATOS DE LA PRUEBA MUESTRA B2b

0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	8,75	0,00
5	1,00	0,01	0,00	0,17	1,00	8,77	0,10
10	2,00	0,01	0,00	0,35	1,00	8,78	0,19
20	23,00	0,02	0,01	0,70	0,99	8,81	2,22
30	34,00	0,03	0,01	1,05	0,99	8,85	3,27
40	43,00	0,04	0,01	1,40	0,99	8,88	4,13
50	48,50	0,05	0,02	1,75	0,98	8,91	4,64
60	51,50	0,06	0,02	2,10	0,98	8,94	4,91
70	53,50	0,07	0,02	2,45	0,98	8,97	5,08
80	55,50	0,08	0,03	2,80	0,97	9,00	5,25
90	55,80	0,09	0,03	3,14	0,97	9,04	5,26
100	56,50	0,10	0,03	3,49	0,97	9,07	5,31
120	57,00	0,12	0,04	4,19	0,96	9,14	5,31
140	57,00	0,14	0,05	4,89	0,95	9,20	5,28

DATOS DE LA PRUEBA MUESTRA B2c

0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	8,76	0,00
5	5,00	0,01	0,00	0,17	1,00	8,78	0,49
10	10,00	0,01	0,00	0,35	1,00	8,79	0,97
20	18,00	0,02	0,01	0,70	0,99	8,82	1,74
30	23,80	0,03	0,01	1,05	0,99	8,85	2,29
40	28,80	0,04	0,01	1,40	0,99	8,89	2,76
50	32,00	0,05	0,02	1,75	0,98	8,92	3,06
60	36,80	0,06	0,02	2,10	0,98	8,95	3,50
70	39,50	0,07	0,02	2,45	0,98	8,98	3,75
80	41,80	0,08	0,03	2,80	0,97	9,01	3,95
90	45,00	0,09	0,03	3,15	0,97	9,05	4,24
100	47,50	0,10	0,03	3,50	0,97	9,08	4,46
120	51,50	0,12	0,04	4,20	0,96	9,15	4,80
140	55,00	0,14	0,05	4,90	0,95	9,21	5,08
180	56,00	0,18	0,06	6,30	0,94	9,35	5,10
200	57,00	0,20	0,07	7,00	0,93	9,42	5,15
220	58,80	0,22	0,08	7,70	0,92	9,49	5,28
240	60,00	0,24	0,08	8,40	0,92	9,56	5,34
260	61,00	0,26	0,09	9,10	0,91	9,64	5,39
280	61,50	0,28	0,10	9,80	0,90	9,71	5,39
300	62,00	0,30	0,10	10,50	0,90	9,79	5,39
320	63,00	0,32	0,11	11,20	0,89	9,87	5,44
340	64,50	0,34	0,12	11,90	0,88	9,94	5,52
360	65,00	0,36	0,13	12,60	0,87	10,02	5,52
380	65,80	0,38	0,13	13,29	0,87	10,11	5,55
400	66,00	0,40	0,14	13,99	0,86	10,19	5,52

Mgs. Carmen Esparza
**DIRECTOR DE PROYECTO DE
FIN DE TITULACIÓN**

Magali Silva
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Fuente: Elaboración propia.



ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD

LOCALIZACIÓN: LA BANDA

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA

FECHA: JULIO DE 2016

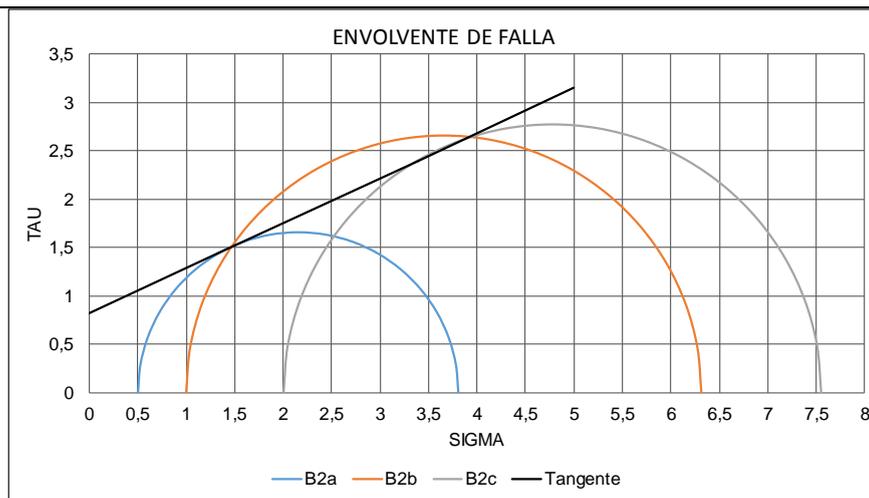
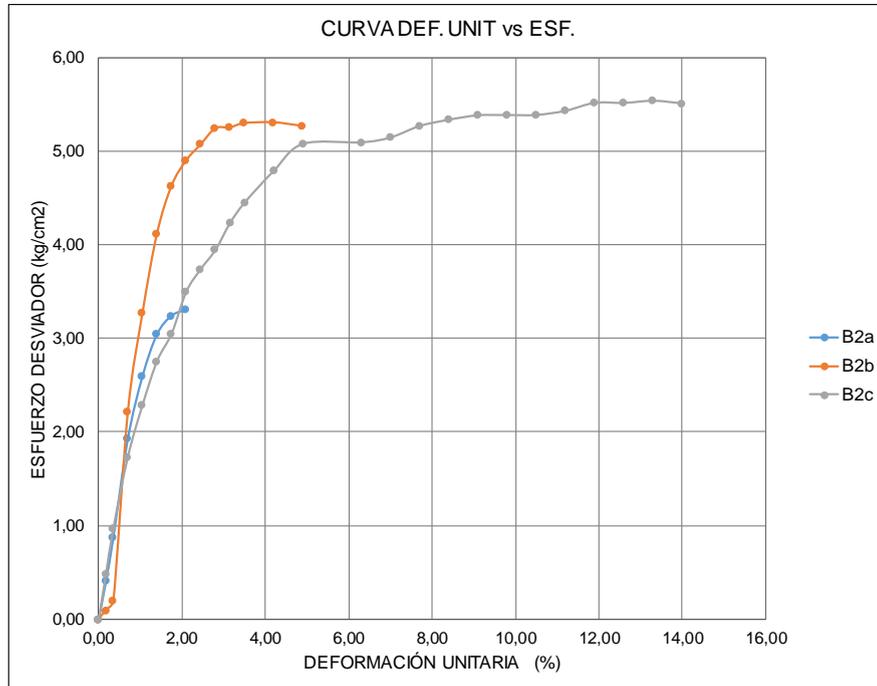
NORMA: ASTM D 2850-D 4767, AASHTO T-296-T297

CALICATA: 2

MUESTRA: 2

PROFUNDIDAD: 1,5 m

RESULTADOS DE LA PRUEBA



Cohesión (kg/cm²): 0,81

Ángulo de fricción (°): 25

Mgs. Carmen Esparza
DIRECTOR DE PROYECTO DE
FIN DE TITULACIÓN

Magali Silva
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Fuente: Elaboración propia.

c. Resultados de ensayos de consolidación o edométricos

Tabla c.24. Ensayo de consolidación Pozo 1.

 DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL	
ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL	
PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD	
LOCALIZACIÓN: LAS PITAS	NORMA: ASTM D 2435, AASHTO T-216
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN	CALICATA: 1
REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA	MUESTRA: 1
FECHA: AGOSTO DE 2016	PROFUNDIDAD: 1,5 m
DATOS DE LA MUESTRA (INICIO DEL ENSAYO)	
Dimensiones del anillo	
Diám (cm): 6,36	Área (cm ²): 31,77
Altura inicial del suelo, H _i (cm): 2,77	Altura (cm): 2,77
	Vol (cm ³): 88,00
W. anillo + muestra (g): 654,91	Relación de vacíos inicial, e _i : 0,922
W. anillo (g): 500,6	
W. suelo humedo, W _t (g): 154,31	
W. suelo seco al horno, W _s (g): 121,93	
Altura de solidos calculada, H _s (cm): 1,441	
Altura inicial de vacíos, H _v (cm): 1,329	
Grado de saturación inicial, S _i : 0,767	
	CONTENIDO DE HUMEDAD
	W. rec + suelo humedo (g): 113,75
	W. rec + suelo seco (g): 102,47
	W. recipiente (g): 54,61
	Contenido de humedad inicial, W _i (%): 23,57
DATOS DE LA MUESTRA (FINAL DEL ENSAYO)	
	CONTENIDO DE HUMEDAD
Lectura inicial del deformimetro: 6+000	W. final del anillo (g): 658,32
Lectura final del deformimetro: 10+000,2	W. final del anillo + suelo seco (g): 622,53
Cambio en la altura de la muestra (cm): 0,202	W. suelo seco al horno (g): 121,93
Altura final de vacíos, H _v f (cm): 1,127	Contenido de humedad final, W _f (%): 29,35
Relación de vacíos final, e _f : 0,782	Grado de saturación final, S (%): 100
	Peso del agua: 35,79
Mgs. Carmen Esparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN	Magali Silva PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Fuente: Elaboración propia.



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD

LOCALIZACIÓN: LAS PITAS

NORMA: ASTM D 2435, AASHTO T-216

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

CALICATA: 1

REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA

MUESTRA: 1

FECHA: AGOSTO DE 2016

PROFUNDIDAD: 1,5 m

LECTURAS

Consolidometro (mm): 0,00254

TIEMPO (min)	LECTURA DEL DIAL (Original)					
	0-1 Kg	1-2 Kg	2-4 Kg	4-8 Kg	8-16 Kg	16-32 Kg
0,00	0	129,30	151,50	222,50	361,50	547,7
0,10	92,50	133,00	174,0	267,0	424,0	631
0,25	97,00	134,10	178,0	274,5	431,8	636,5
0,50	103,00	135,00	181,9	281,1	440,6	643,7
1,00	109,80	136,10	185,3	288,5	449,7	651
2,00	116,50	137,90	189,1	295,5	457,7	661,2
4,00	120,70	139,40	193,1	303,5	468,2	677,7
8,00	122,50	140,70	197,0	312,0	479,2	691,5
15,00	123,90	141,90	199,8	320,5	488,5	705,8
30,00	124,90	143,50	203,2	327,8	499,3	724,9
60,00	125,60	144,90	207,2	335,5	513,3	745
120,00	126,40	146,90	211,9	343,8	523,8	764,7
240,00	127,00	148,90	216,3	352,1	534,9	780,8
480,00	127,80	150,50	220,2	356,7	542,3	790,1
600,00	128,20	151,00	221,5	357,0	544,2	793,7
1440	129,30	151,50	222,5	361,5	547,7	796,2

Mgs. Carmen Esparza
**DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN
DE TITULACIÓN**

Magali Silva
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Fuente: Elaboración propia



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD

LOCALIZACIÓN: LAS PITAS

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA

FECHA: AGOSTO DE 2016

NORMA: ASTM D 2435, AASHTO T-216

CALICATA: 1

MUESTRA: 1

PROFUNDIDAD: 1,5 m

DATOS DE CARGA Y RECARGA

Volumen inicial, Vi (cm ³):	88,00	Altura inicial de vacíos, Hv (cm):	1,329	d2= 10,00
Altura inicial, Hi (cm):	2,77	Relación inicial de vacíos, ei:	0,922	d1= 1,00
Altura de sólidos, Hs (cm):	1,441	Área (cm ²):	31,77	

Incremento de carga	Lect. Final deformímetro (mm)	ΔH (cm)	$e = \Delta H / H\sigma$	Relación de vacíos instantánea (e)	Altura promedio para el incremento de carga (cm)	t50 (min)	Presión (kg/cm ²)
32	796,20 2,02	0,202	0,140	0,782	-	-	10,073
16	776,90 1,97	0,197	0,137	0,785	-	-	5,036
8	741,10 1,88	0,188	0,131	0,791	-	-	2,518
4	703,00 1,79	0,179	0,124	0,798	-	-	1,259
2	668,10 1,70	0,170	0,118	0,804	-	-	0,630
1	615,30 1,56	0,156	0,108	0,814	-	-	0,315
0	561,90 1,43	0,143	0,099	0,823	-	-	0,000
1	572,90 1,46	0,146	0,101	0,821	-	-	0,315
2	591,00 1,50	0,150	0,104	0,818	-	-	0,630
4	602,90 1,53	0,153	0,106	0,816	-	-	1,259
8	626,50 1,59	0,159	0,110	0,812	-	-	2,518
16	674,00 1,71	0,171	0,119	0,803	-	-	5,036
32	764,90 1,94	0,194	0,135	0,787	-	-	10,073

DATOS DE CARGA

Coef. Cv (cm/min)

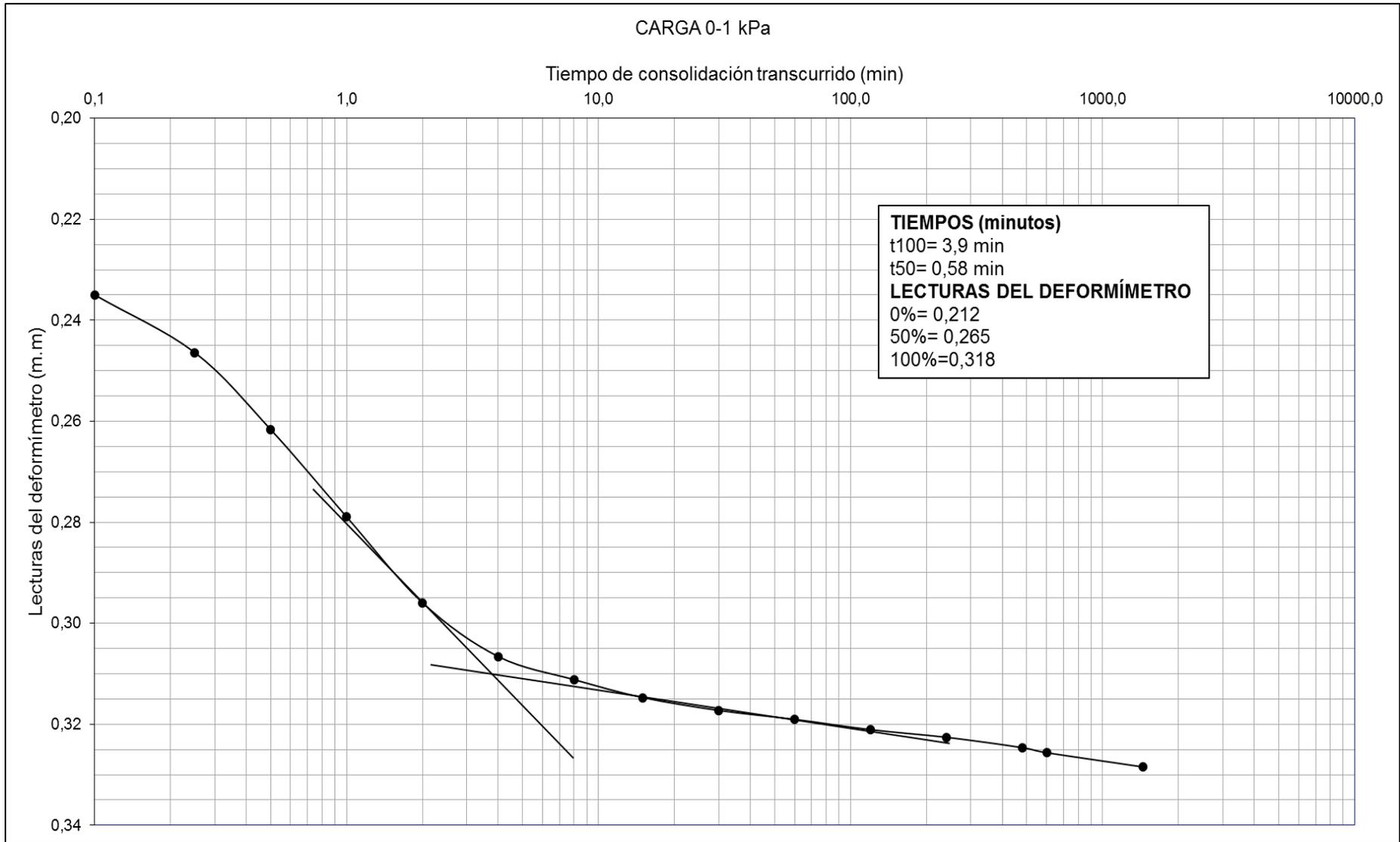
1	129,30 0,33	0,033	0,023	0,899	2,754	0,580	0,644
2	151,50 0,38	0,038	0,027	0,895	2,734	12,500	0,029
4	222,50 0,57	0,057	0,039	0,883	2,723	7,800	0,047
8	361,50 0,92	0,092	0,064	0,858	2,696	6,500	0,055
16	547,70 1,39	0,139	0,097	0,825	2,655	9,000	0,039
32	796,20 2,02	0,202	0,140	0,782	2,599	17,000	0,020

OBSERVACIONES:

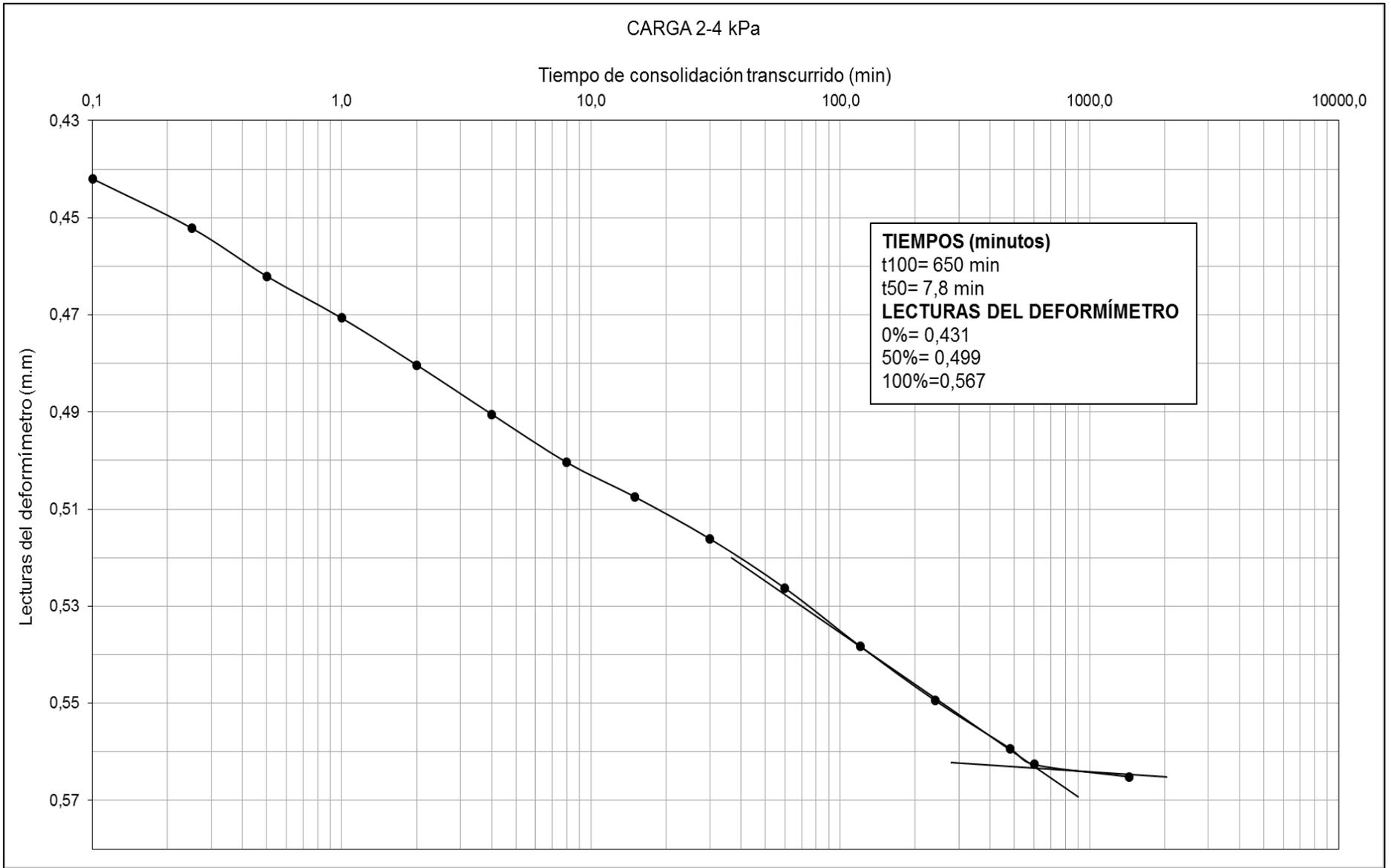
Mgs. Carmen Esparza
DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE
TITULACIÓN

Magali Silva
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

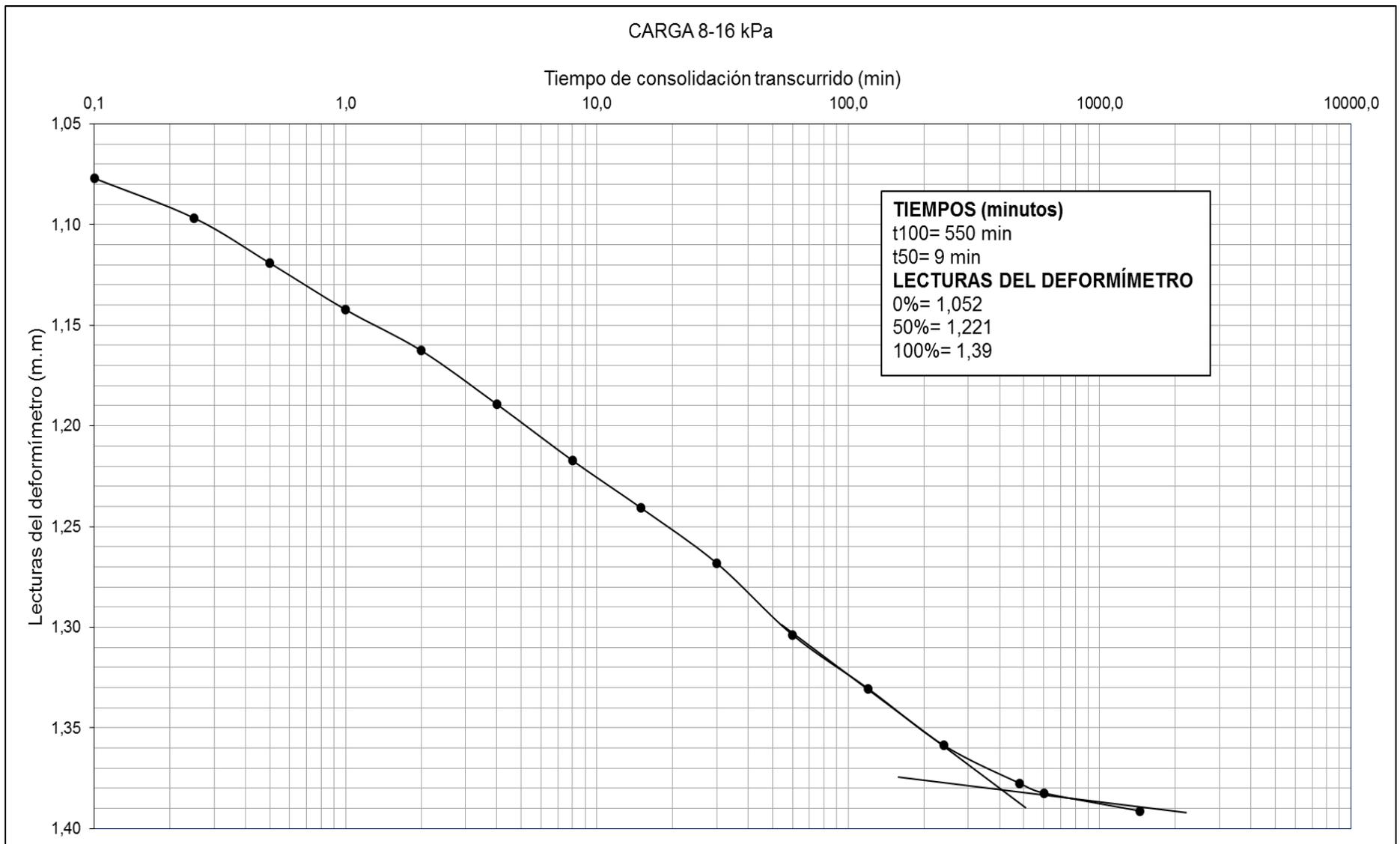
Fuente: Elaboración propia.



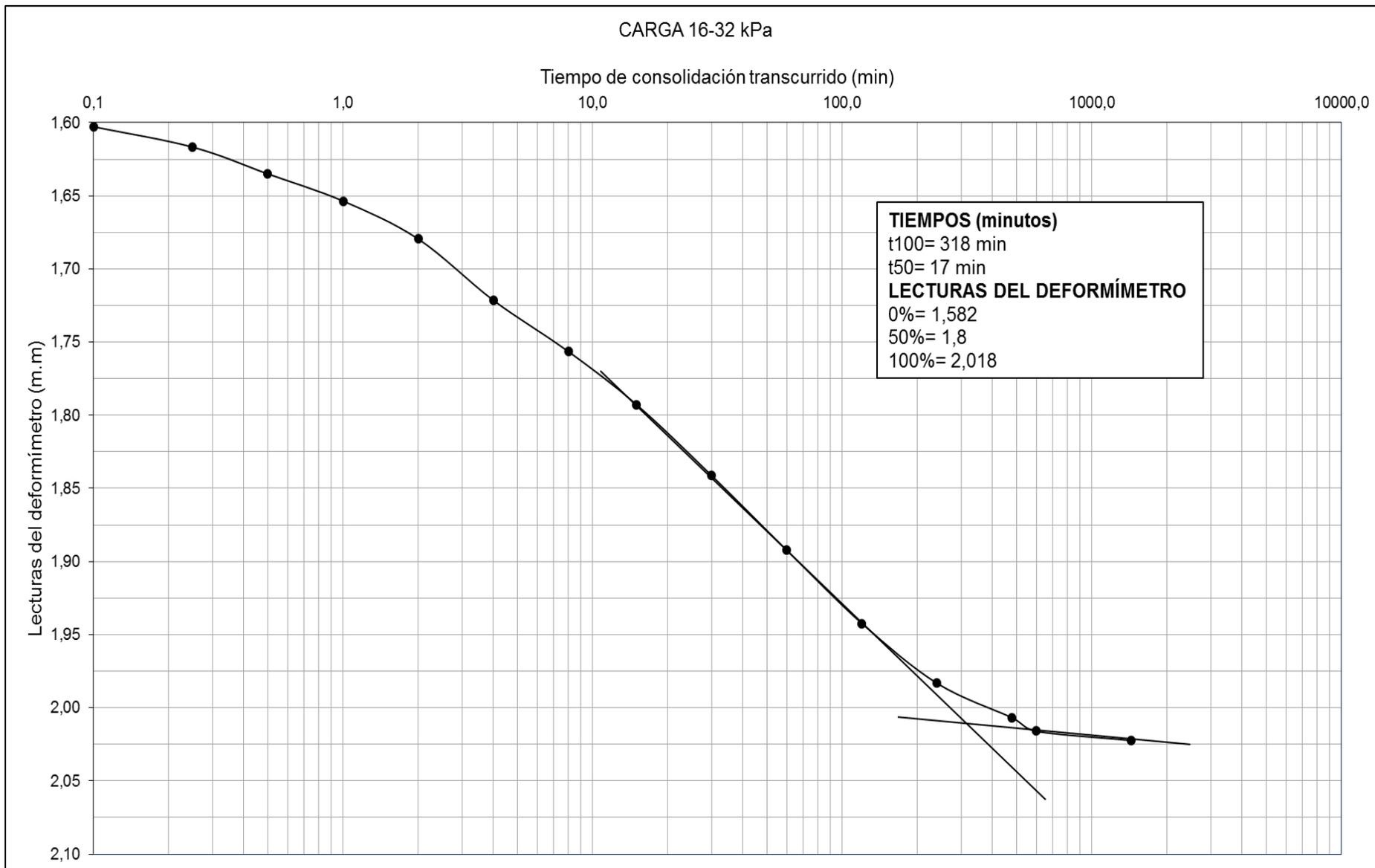
Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla c.25. Ensayo de consolidación Pozo 2.

 DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL	
ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL	
PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD	
LOCALIZACIÓN: LAS PITAS	NORMA: ASTM D 2435, AASHTO T-216
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN	CALICATA: 2
REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA	MUESTRA: 2
FECHA: AGOSTO DE 2016	PROFUNDIDAD: 1,5 m
DATOS DE LA MUESTRA (INICIO DEL ENSAYO)	
Dimensiones del anillo	
Diám (cm): 6,36	Área (cm ²): 31,77
Altura inicial del suelo, Hi (cm): 2,77	Altura (cm): 2,77
	Vol (cm ³): 88,00
W. anillo + muestra (g): 654,03	Relación de vacíos inicial, ei: 1,020
W. anillo (g): 500,6	
W. suelo humedo, Wt (g): 153,43	
W. suelo seco al horno, Ws (g): 121,6	
Altura de solidos calculada, Hs (cm): 1,371	
Altura inicial de vacíos, Hv (cm): 1,399	
Grado de saturación inicial, Si: 0,716	
CONTENIDO DE HUMEDAD	
	W. rec + suelo humedo (g): 103,19
	W. rec + suelo seco (g): 94,65
	W. recipiente (g): 59,99
	Contenido de humedad inicial, Wi (%): 24,64
DATOS DE LA MUESTRA (FINAL DEL ENSAYO)	
CONTENIDO DE HUMEDAD	
Lectura inicial del deformímetro: 2+000	W. final del anillo (g): 657,97
Lectura final del deformímetro: 7+073,5	W. final del anillo + suelo seco (g): 622,2
Cambio en la altura de la muestra (cm): 0,2727	W. suelo seco al horno (g): 121,6
Altura final de vacíos, Hvf (cm): 1,126	Contenido de humedad final, Wf (%): 29,42
Relación de vacíos final, ef: 0,821	Grado de saturación final, S (%): 100
	Peso del agua: 35,77
Mgs. Carmen Esparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN	Magali Silva PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Fuente: Elaboración propia.



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD

LOCALIZACIÓN: LAS PITAS

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA

FECHA: AGOSTO DE 2016

NORMA: ASTM D 2435, AASHTO T-216

CALICATA: 1

MUESTRA: 1

PROFUNDIDAD: 1,5 m

LECTURAS

Consolidometro (mm): 0,00254

TIEMPO (min)	LECTURA DEL DIAL (Original)					
	0-1 Kg	1-2 Kg	2-4 Kg	4-8 Kg	8-16 Kg	16-32 Kg
0,000	0	90,9	186,5	373,0	565,0	822,1
0,10	30,0	107,0	271,5	468,0	644,5	994,3
0,25	38,5	113,9	286,5	481,0	675,0	1003,5
0,50	45,5	122,8	295,8	491,9	695,0	1012,5
1	53,0	132,6	307,5	500,9	713,0	1020,5
2	59,8	141,9	317,5	510,0	727,8	1027,5
4	68,1	149,5	328,5	519,0	740,9	1033
8	75,8	156,3	340,0	526,9	755,3	1039,3
15	80,1	161,9	347,5	534,1	767,8	1046
30	84,3	168,5	353,8	542,1	780,8	1052,1
60	86,7	172,9	359,1	549,0	793,0	1057,8
120	88,2	177,9	363,9	554,9	804,5	1065
240	89,5	180,5	368,9	559,5	810,9	1069,5
480	90,9	184,5	371,2	562,9	817,5	1072,8
600	90,9	184,9	371,5	563,1	818,8	1073
1440	90,9	186,5	373,0	565,0	822,1	1073,5

Mgs. Carmen Esparza
**DIRECTOR DE PROYECTO DE
FIN DE TITULACIÓN**

Magali Silva
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Fuente: Elaboración propia.



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD

LOCALIZACIÓN: LAS PITAS
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN
REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA
FECHA: AGOSTO DE 2016

NORMA: ASTM D 2435, AASHTO T-210
CALICATA: 2
MUESTRA: 2
PROFUNDIDAD: 1,5 m

DATOS DE CARGA Y RECARGA

Volumen inicial, V_i (cm³): 88,00 Altura inicial de vacíos, H_v (cm): 1,399 $d_2 = 10,00$
Altura inicial, H_i (cm): 2,77 Relación inicial de vacíos, e_i : 1,020 $d_1 = 1,00$
Altura de sólidos, H_s (cm): 1,371 Área (cm²): 31,77

Incremento de carga	Lect. Final deformimetro (mm)	ΔH (cm)	$e = \Delta H / H\sigma$	Relación de vacíos instantanea (e)	Altura promedio para el incremento de carga (cm)	t ₅₀ (min)	Presión (kg/cm ²)
32	1073,50 2,73	0,273	0,199	0,821	-	-	10,073
16	1067,00 2,71	0,271	0,198	0,822	-	-	5,036
8	1036,00 2,63	0,263	0,192	0,828	-	-	2,518
4	1002,00 2,55	0,255	0,186	0,834	-	-	1,259
2	969,00 2,46	0,246	0,179	0,840	-	-	0,630
1	937,00 2,38	0,238	0,174	0,846	-	-	0,315
0	889,00 2,26	0,226	0,165	0,855	-	-	0,000
1	914,50 2,32	0,232	0,169	0,850	-	-	0,315
2	923,80 2,35	0,235	0,171	0,849	-	-	0,630
4	950,50 2,41	0,241	0,176	0,844	-	-	1,259
8	990,80 2,52	0,252	0,184	0,836	-	-	2,518
16	1052,90 2,67	0,267	0,195	0,825	-	-	5,036
32	1114,00 2,83	0,283	0,206	0,814	-	-	10,073

DATOS DE CARGA

Coef. C_v (cm/min)

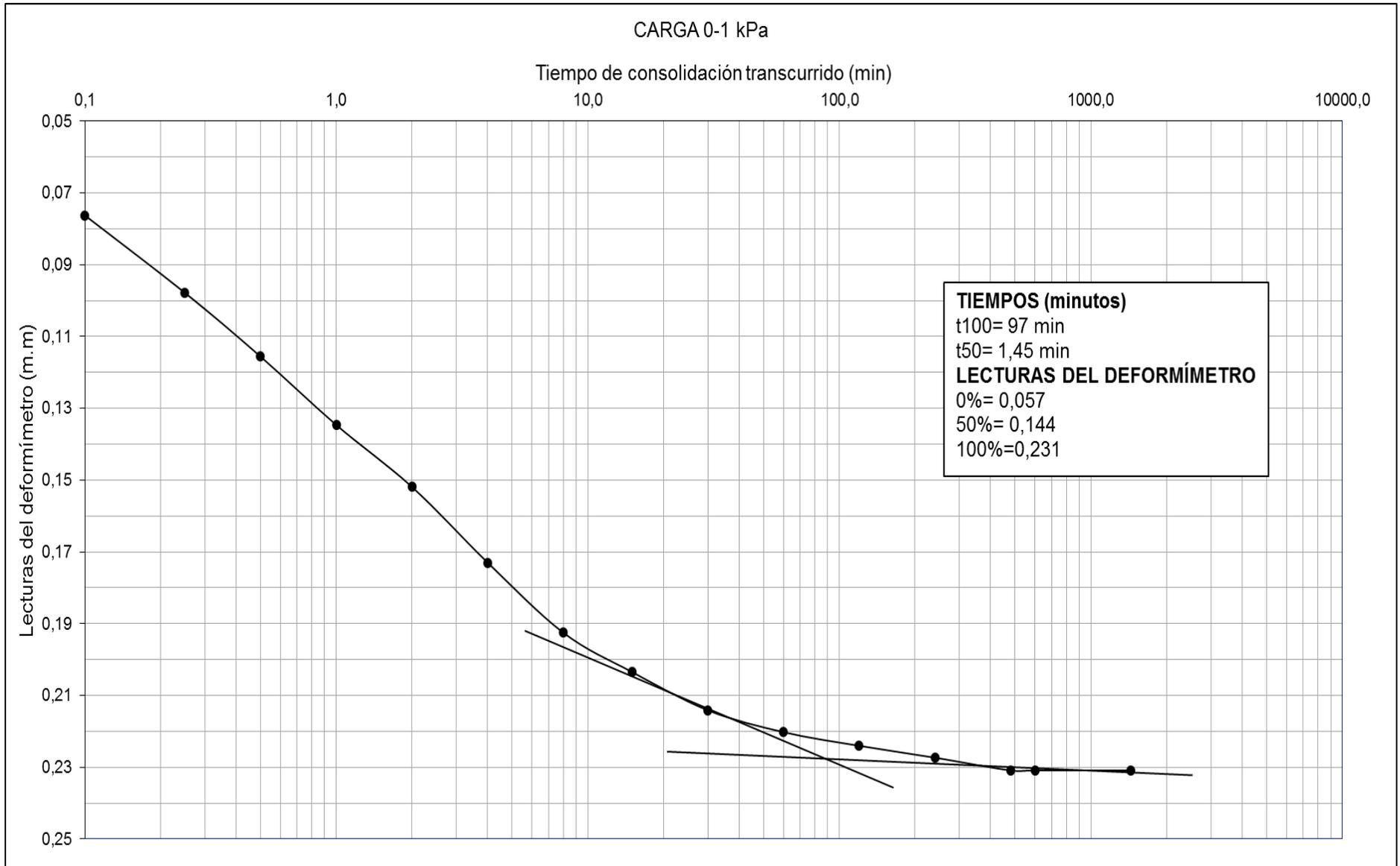
1	90,90 0,23	0,023	0,017	1,003	2,758	1,450	0,258
2	186,50 0,47	0,047	0,035	0,985	2,735	1,900	0,194
4	373,00 0,95	0,095	0,069	0,951	2,699	1,750	0,205
8	565,00 1,44	0,144	0,105	0,915	2,651	1,950	0,177
16	822,10 2,09	0,209	0,152	0,868	2,594	1,200	0,276
32	1073,50 2,73	0,273	0,199	0,821	2,529	2,700	0,117

OBSERVACIONES:

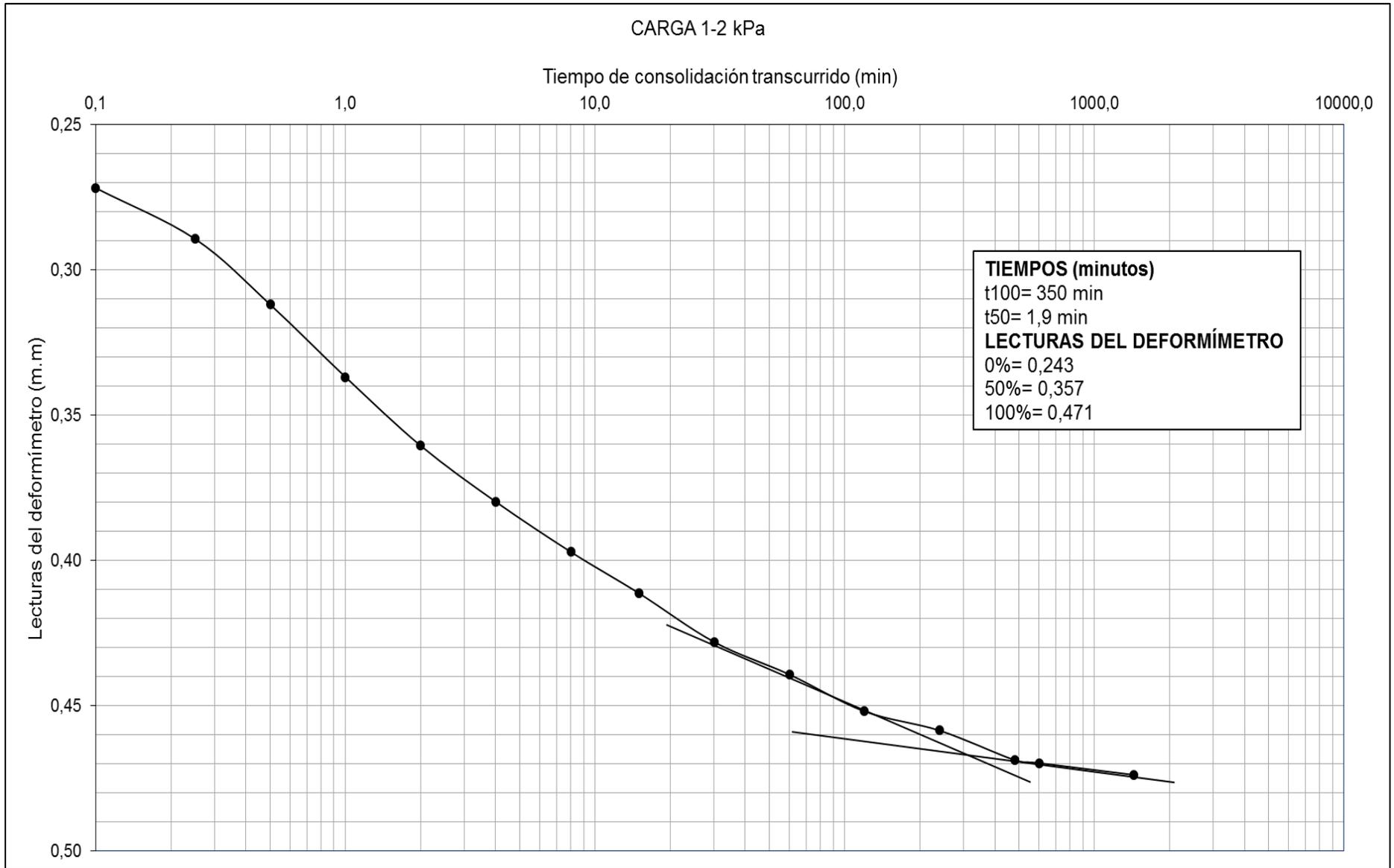
Mgs. Carmen Esparza
DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE
TITULACIÓN

Magali Silva
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

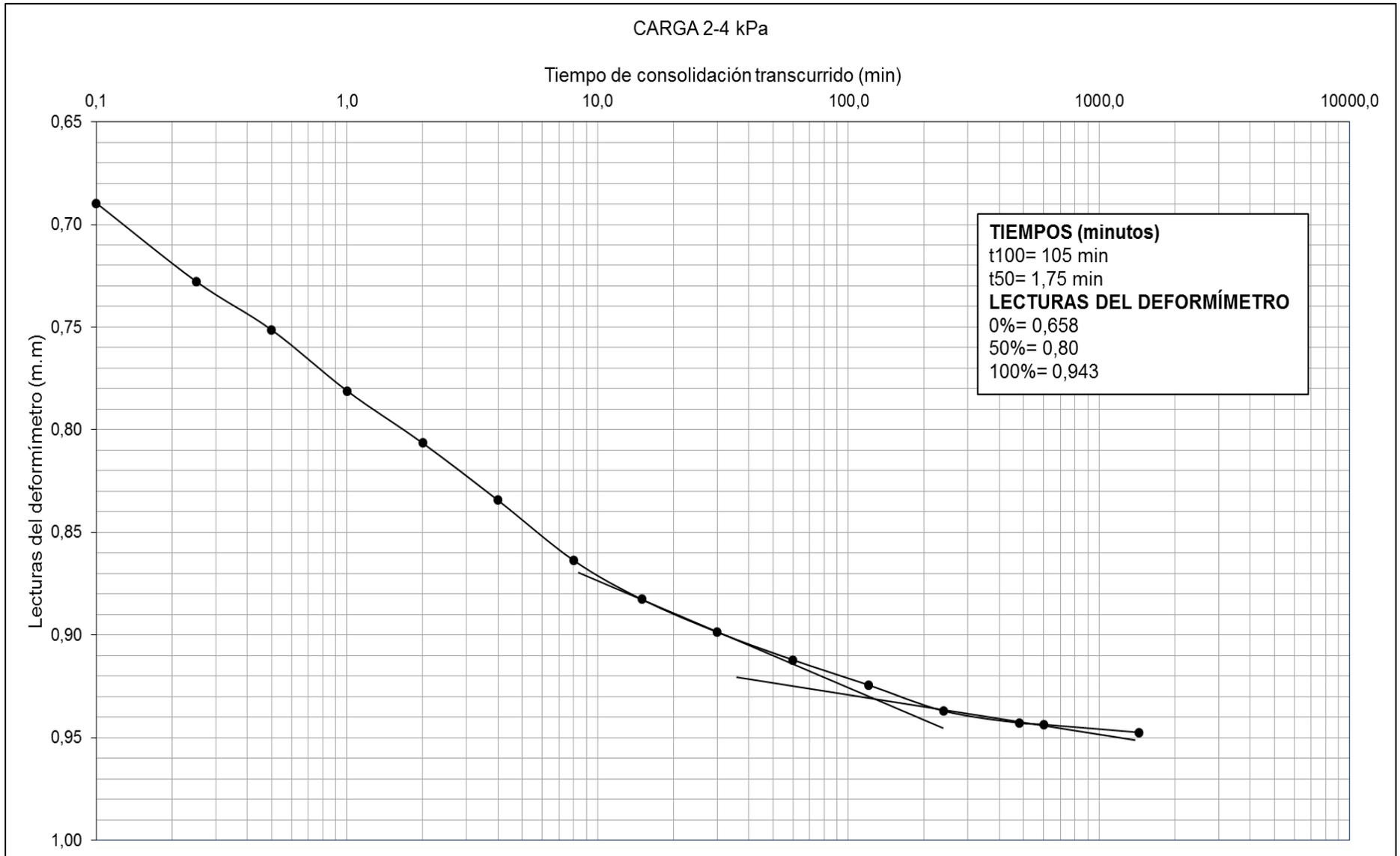
Fuente: Elaboración propia.



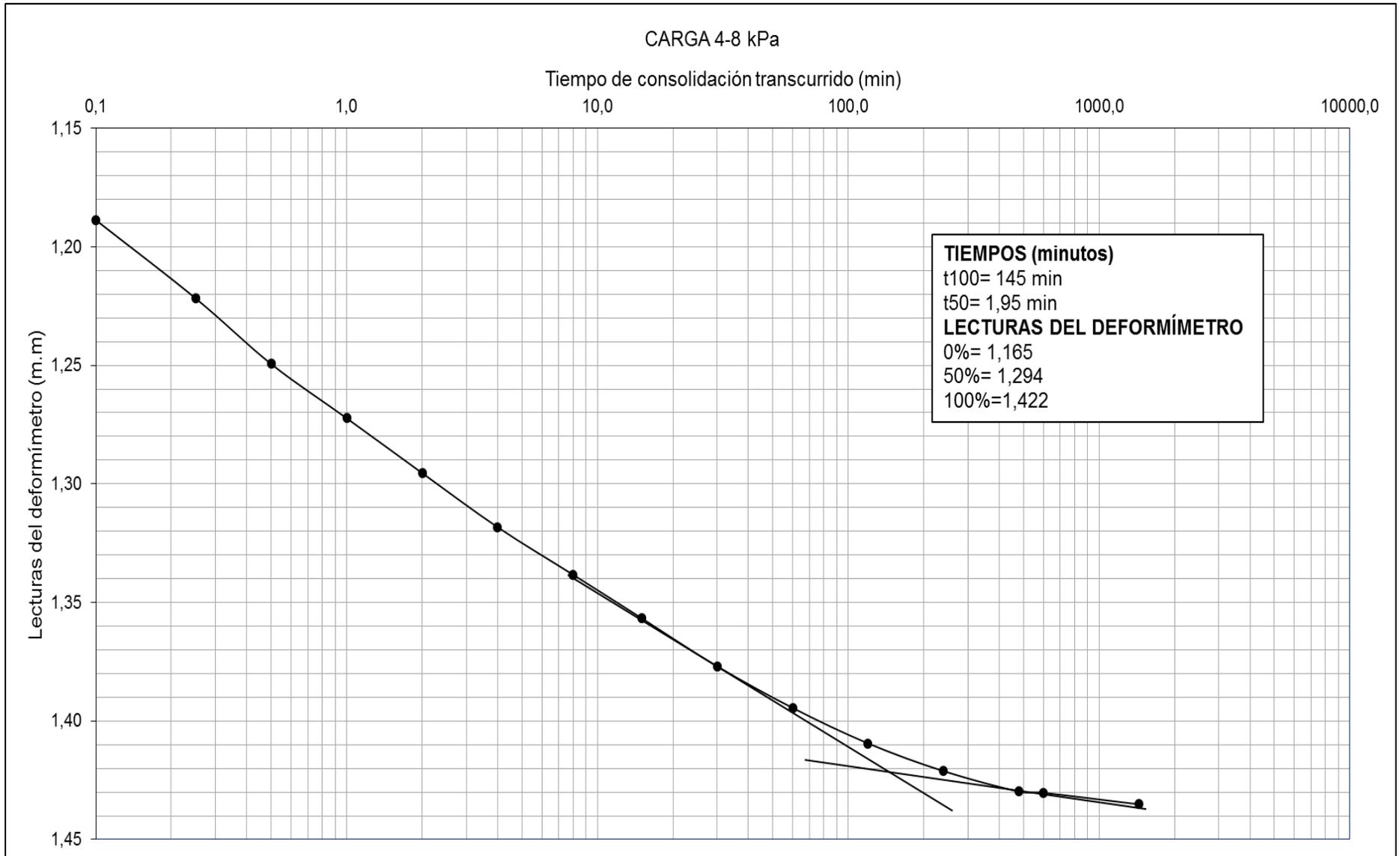
Fuente: Elaboración propia.



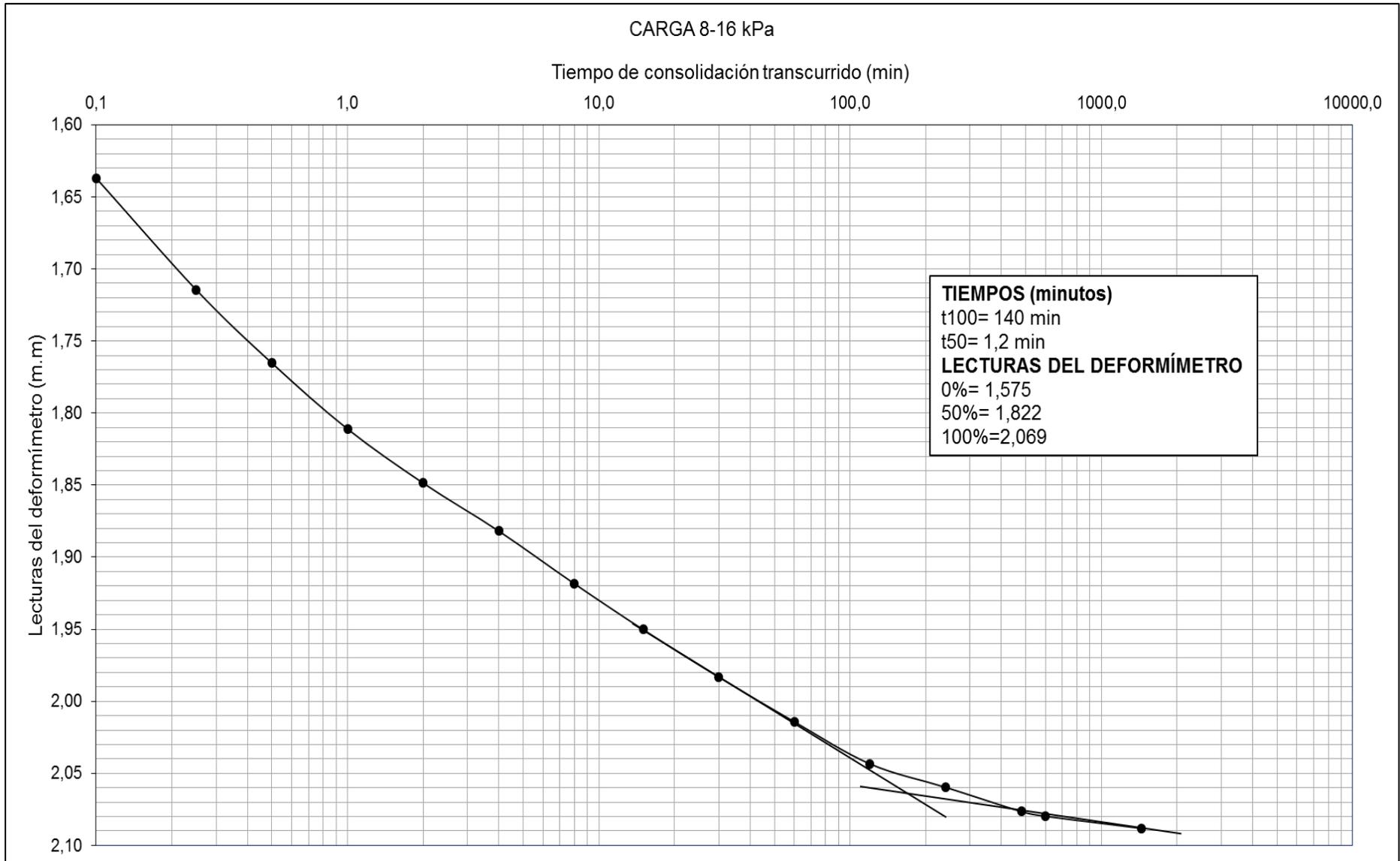
Fuente: Elaboración propia.



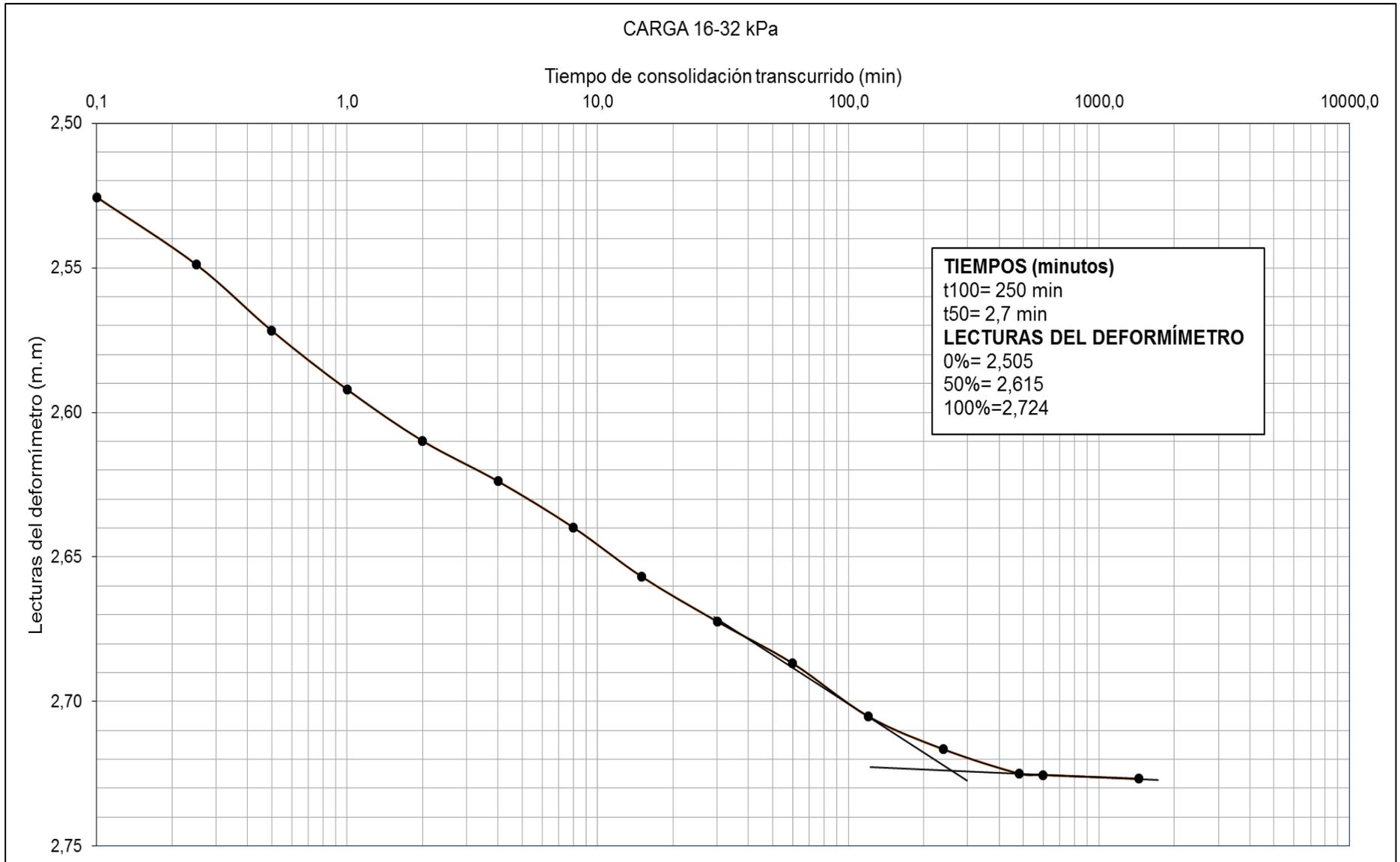
Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia

Tabla c.26. Ensayo de consolidación Pozo 5.

		DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL					
ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL							
PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD							
LOCALIZACIÓN: LA BANDA		NORMA: ASTM D 2435, AASHTO T-216					
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		CALICATA: 5					
REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA		MUESTRA: 5					
FECHA: AGOSTO DE 2016		PROFUNDIDAD: 1,5 m					
DATOS DE LA MUESTRA (INICIO DEL ENSAYO)							
Dimensiones del anillo							
Diám (cm):	6,36	Área (cm ²):	31,77	Altura (cm):	2,77	Vol (cm ³):	88,00
Altura inicial del suelo, Hi (cm):	2,77						
W. anillo + muestra (g):	630,78	Relación de vacíos inicial, ei:		0,744			
W. anillo (g):	498,72						
W. suelo humedo, Wt (g):	132,06					CONTENIDO DE HUMEDAD	
W. suelo seco al horno, Ws (g):	103,54	W. rec + suelo humedo (g):		110,79			
Altura de solidos calculada, Hs (cm):	1,588	W. rec + suelo seco (g):		99,05			
Altura inicial de vacíos, Hv (cm):	1,182	W. recipiente (g):		56,96			
Grado de saturación inicial, Si:	0,760	Contenido de humedad inicial, Wi (%):		27,89			
DATOS DE LA MUESTRA (FINAL DEL ENSAYO)							
				CONTENIDO DE HUMEDAD			
Lectura inicial del deformímetro:	4+000	W. final del anillo (g):		639,8			
Lectura final del deformímetro:	6+083,5	W. final del anillo + suelo seco (g):		602,26			
Cambio en la altura de la muestra (cm):	0,000	W. suelo seco al horno (g):		103,54			
Altura final de vacíos, Hv _f (cm):	1,182	Contenido de humedad final, W _f (%):		36,26			
Relación de vacíos final, ef:	0,744	Grado de saturación final, S (%):		100			
				Peso del agua:		37,54	
Mgs. Carmen Esparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN				Magali Silva PROFESIONAL EN FORMACIÓN			

Fuente: Elaboración propia.



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD

LOCALIZACIÓN: LA BANDA

NORMA: ASTM D 2435, AASHTO T-216

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

CALICATA: 5

REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA

MUESTRA: 5

FECHA: AGOSTO DE 2016

PROFUNDIDAD: 1,5 m

LECTURAS

Consolidometro (mm): 0,00254

TIEMPO (min)	LECTURA DEL DIAL (Original)					
	0-1 Kg	1-2 Kg	2-4 Kg	4-8 Kg	8-16 Kg	16-32 Kg
0,00	0,00	71,50	98,90	162,00	301,50	422,00
0,10	34,00	77,30	100,90	279,80	393,00	425,30
0,25	38,00	78,20	102,50	280,00	393,50	425,90
0,50	43,00	79,50	104,80	280,50	394,10	427,50
1,00	50,20	81,00	108,00	281,50	395,50	431,50
2,00	59,50	82,50	114,50	283,00	397,50	435,50
4,00	64,00	84,10	123,00	285,00	401,00	440,00
8,00	67,00	86,20	130,30	287,50	404,50	447,50
15,00	69,00	88,50	136,50	290,50	407,90	457,00
30,00	70,00	91,00	142,30	293,50	411,50	465,50
60,00	71,10	93,50	147,40	296,50	414,50	471,00
120,00	71,50	96,00	153,00	298,90	417,50	474,90
240,00	71,50	98,00	158,00	300,00	419,50	478,50
480,00	71,50	98,90	161,00	301,00	421,00	481,50
600,00	71,50	98,90	161,50	301,50	421,50	482,00
1440	71,50	98,90	162,00	301,50	422,00	483,50

Mgs. Carmen Esparza
**DIRECTOR DE PROYECTO DE
FIN DE TITULACIÓN**

Magali Silva
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Fuente: Elaboración propia.



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO : ESTUDIO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DE SUELOS BLANDOS FRENTE A SU ESTABILIDAD

LOCALIZACIÓN: LA BANDA

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

REALIZADO: MAGALI ELIZABETH SILVA YAGUANA

FECHA: AGOSTO DE 2016

NORMA: ASTM D 2435, AASHTO T-216

CALICATA: 5

MUESTRA: 5

PROFUNDIDAD: 1,5 m

DATOS DE CARGA Y RECARGA

Volumen inicial, V_i (cm ³):	88,00	Altura inicial de vacíos, H_v (cm):	1,182	$d_2 =$ 10,00
Altura inicial, H_i (cm):	2,77	Relación inicial de vacíos, e_i :	0,744	$d_1 =$ 1,00
Altura de sólidos, H_s (cm):	1,588	Área (cm ²):	31,77	

Incremento de carga	Lect. Final deformímetro (mm)	ΔH (cm)	$e = \Delta H / H\sigma$	Relación de vacíos instantánea (e)	Altura promedio para el incremento de carga (cm)	t_{50} (min)	Presión (kg/cm ²)
32	483,50 1,23	0,123	0,077	0,667	-	-	10,073
16	455,00 1,16	0,116	0,073	0,671	-	-	5,036
8	397,90 1,01	0,101	0,064	0,680	-	-	2,518
4	337,00 0,86	0,086	0,054	0,690	-	-	1,259
2	277,50 0,70	0,070	0,044	0,700	-	-	0,630
1	224,80 0,57	0,057	0,036	0,708	-	-	0,315
0	84,00 0,21	0,021	0,013	0,731	-	-	0,000
1	190,80 0,48	0,048	0,031	0,713	-	-	0,315
2	231,50 0,59	0,059	0,037	0,707	-	-	0,630
4	290,00 0,74	0,074	0,046	0,698	-	-	1,259
8	352,00 0,89	0,089	0,056	0,688	-	-	2,518
16	435,00 1,10	0,110	0,070	0,674	-	-	5,036
32	497,50 1,26	0,126	0,080	0,664	-	-	10,073

DATOS DE CARGA

Coef. C_v (cm/min)

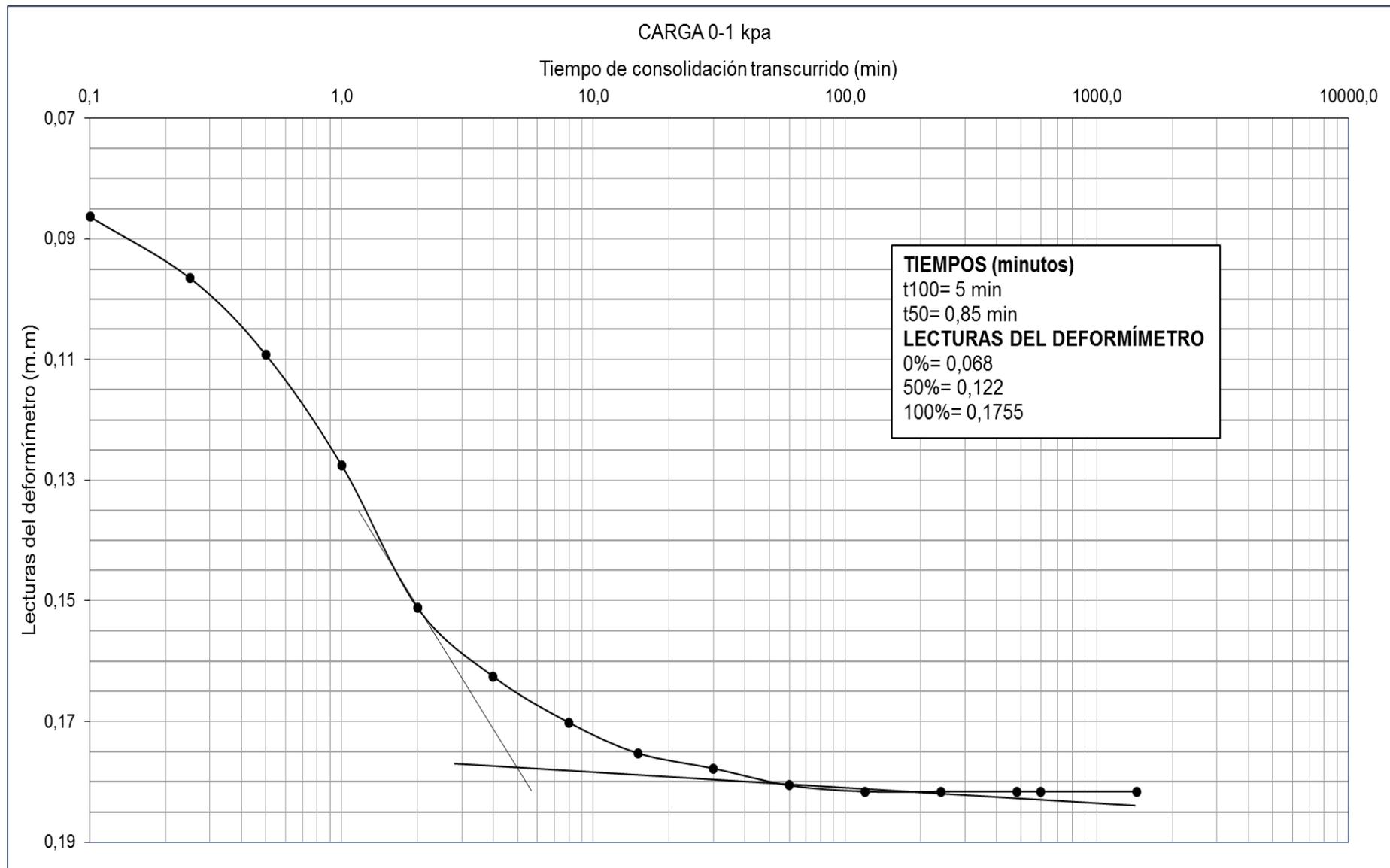
1	71,50 0,18	0,018	0,011	0,733	2,761	0,850	0,442
2	98,90 0,25	0,025	0,016	0,728	2,748	11,000	0,034
4	162,00 0,41	0,041	0,026	0,718	2,737	7,500	0,049
8	301,50 0,77	0,077	0,048	0,696	2,711	10,180	0,036
16	422,00 1,07	0,107	0,067	0,676	2,678	10,150	0,035
32	483,50 1,23	0,123	0,077	0,667	2,655	10,000	0,035

OBSERVACIONES:

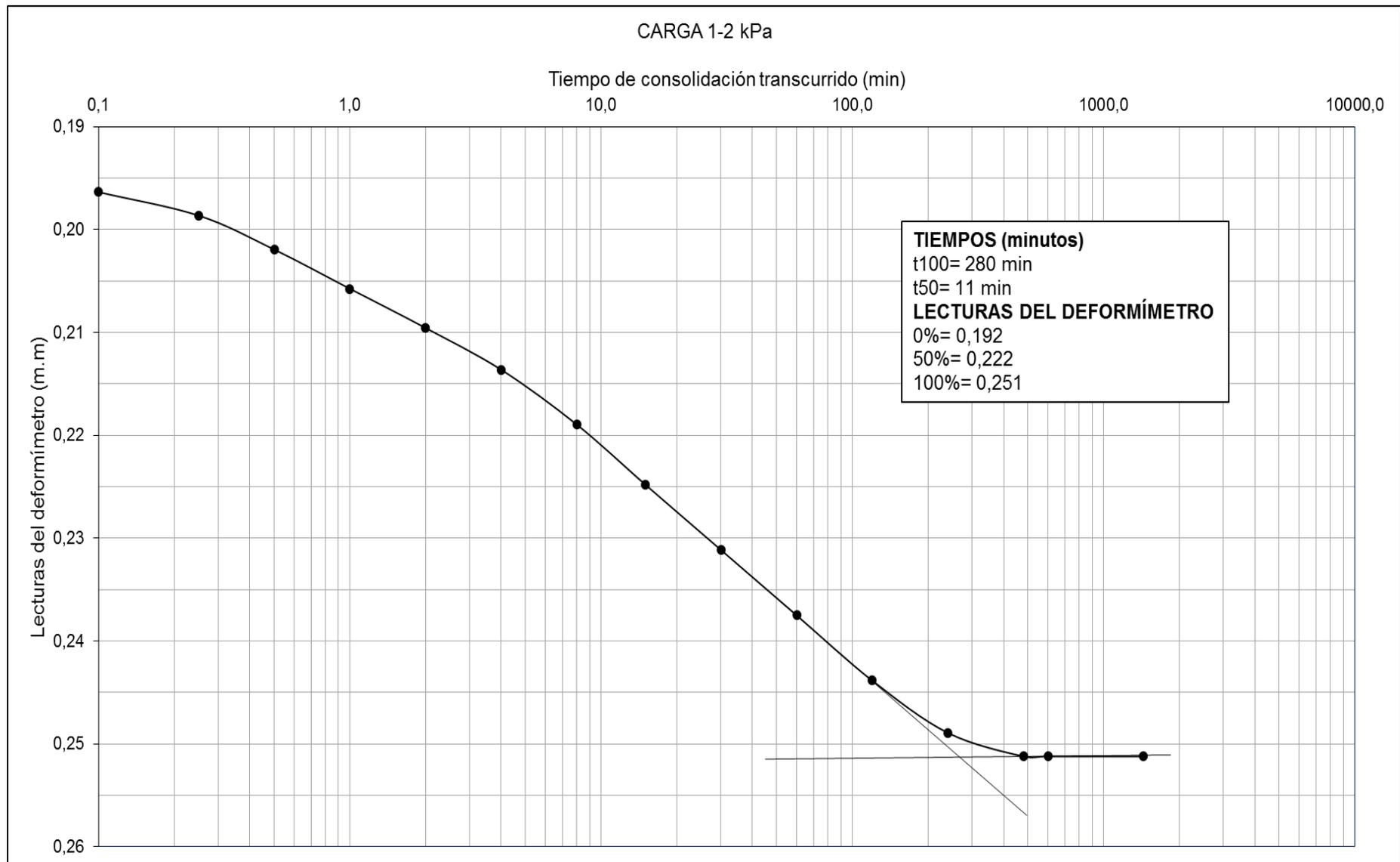
Mgs. Carmen Esparza
DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE
TITULACIÓN

Magali Silva
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

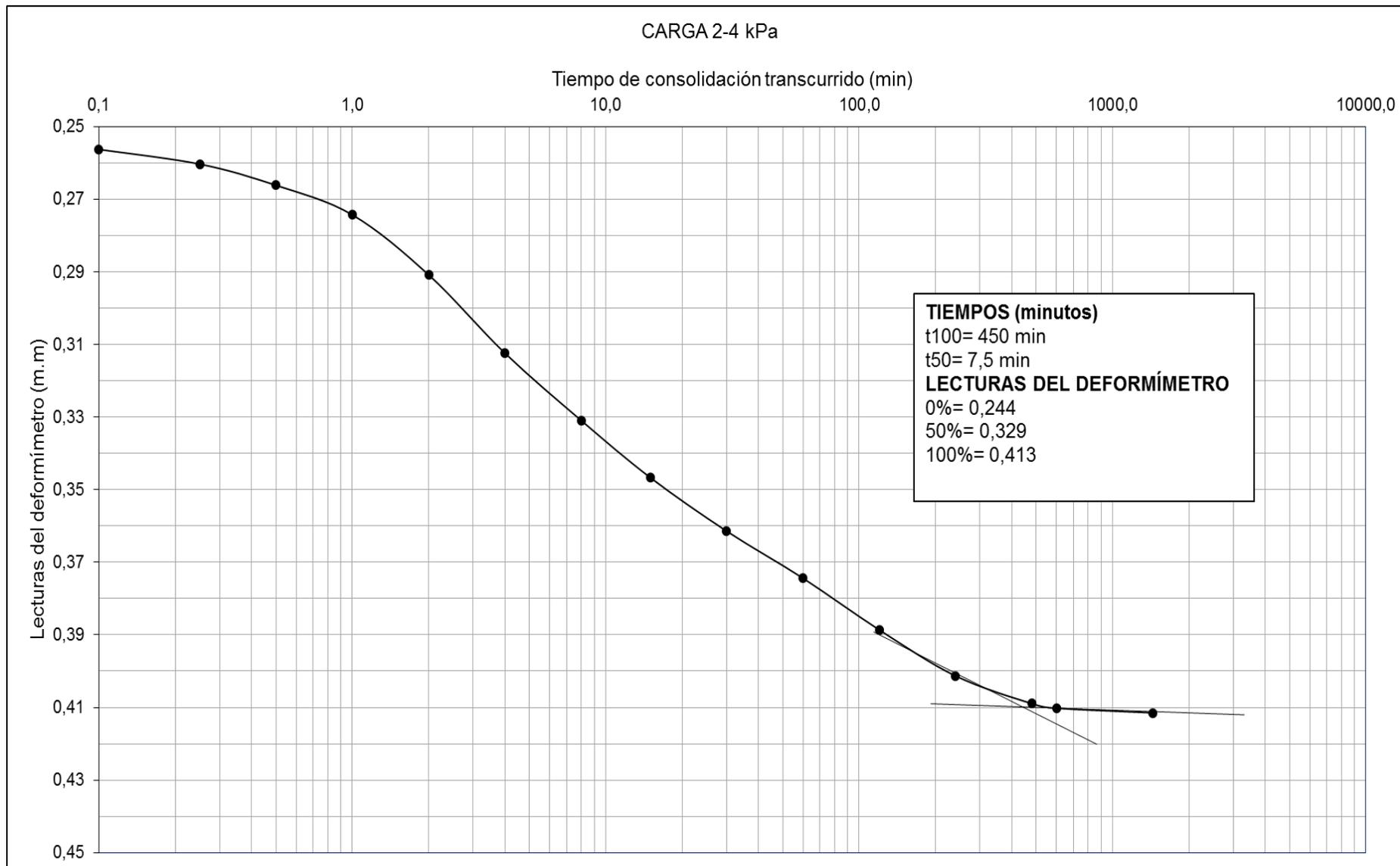
Fuente: Elaboración propia.



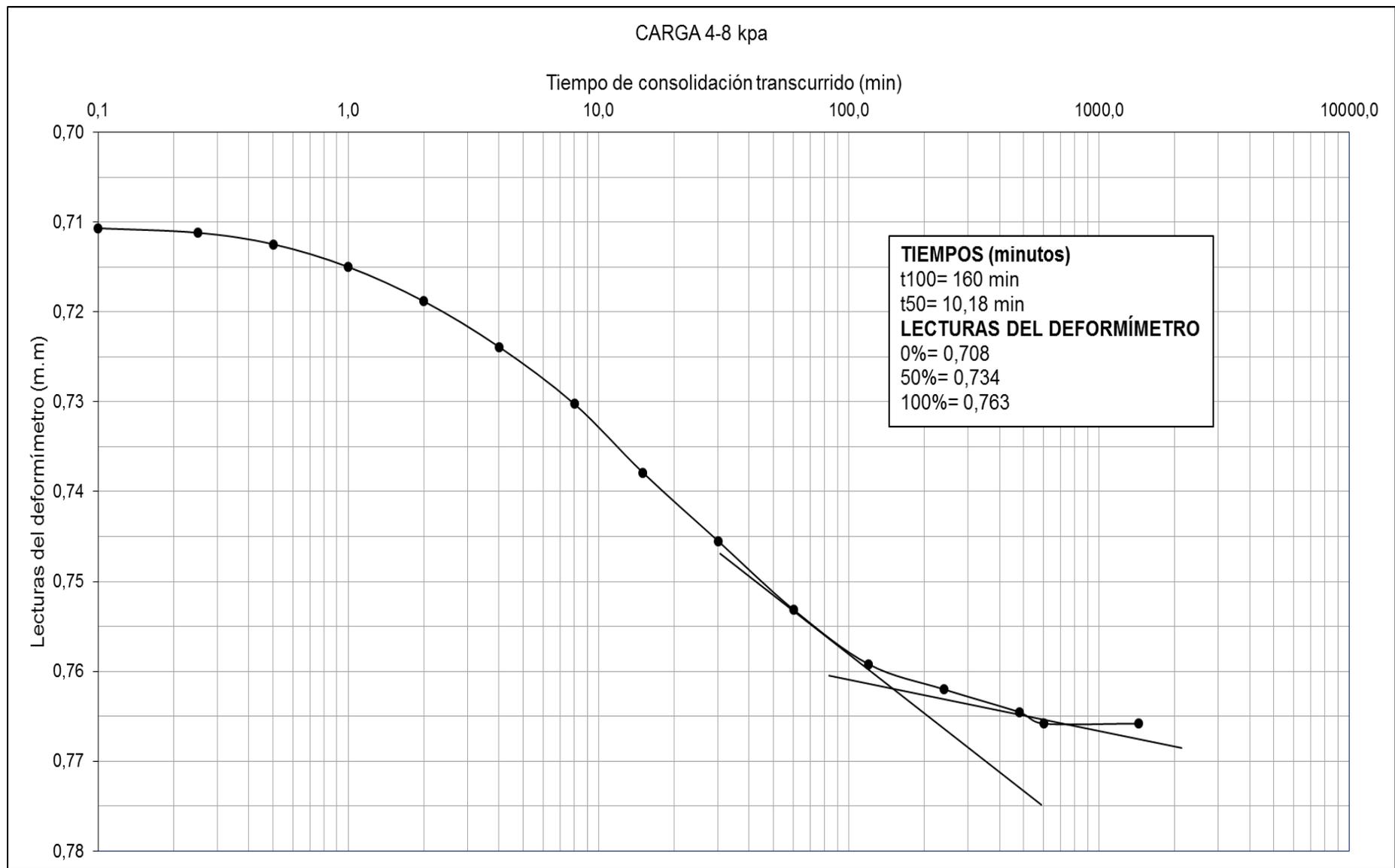
Fuente: Elaboración propia.



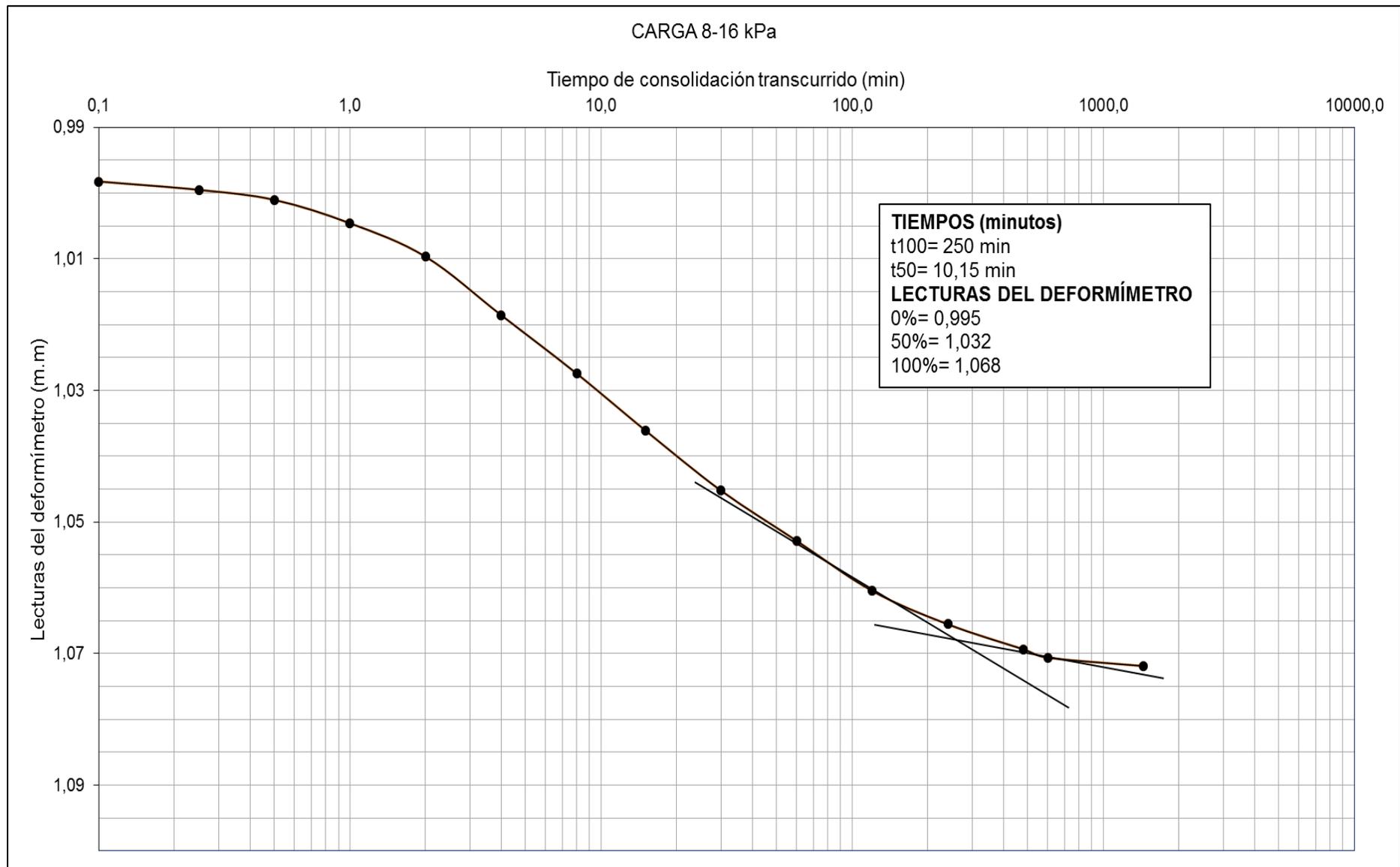
Fuente: Elaboración propia.



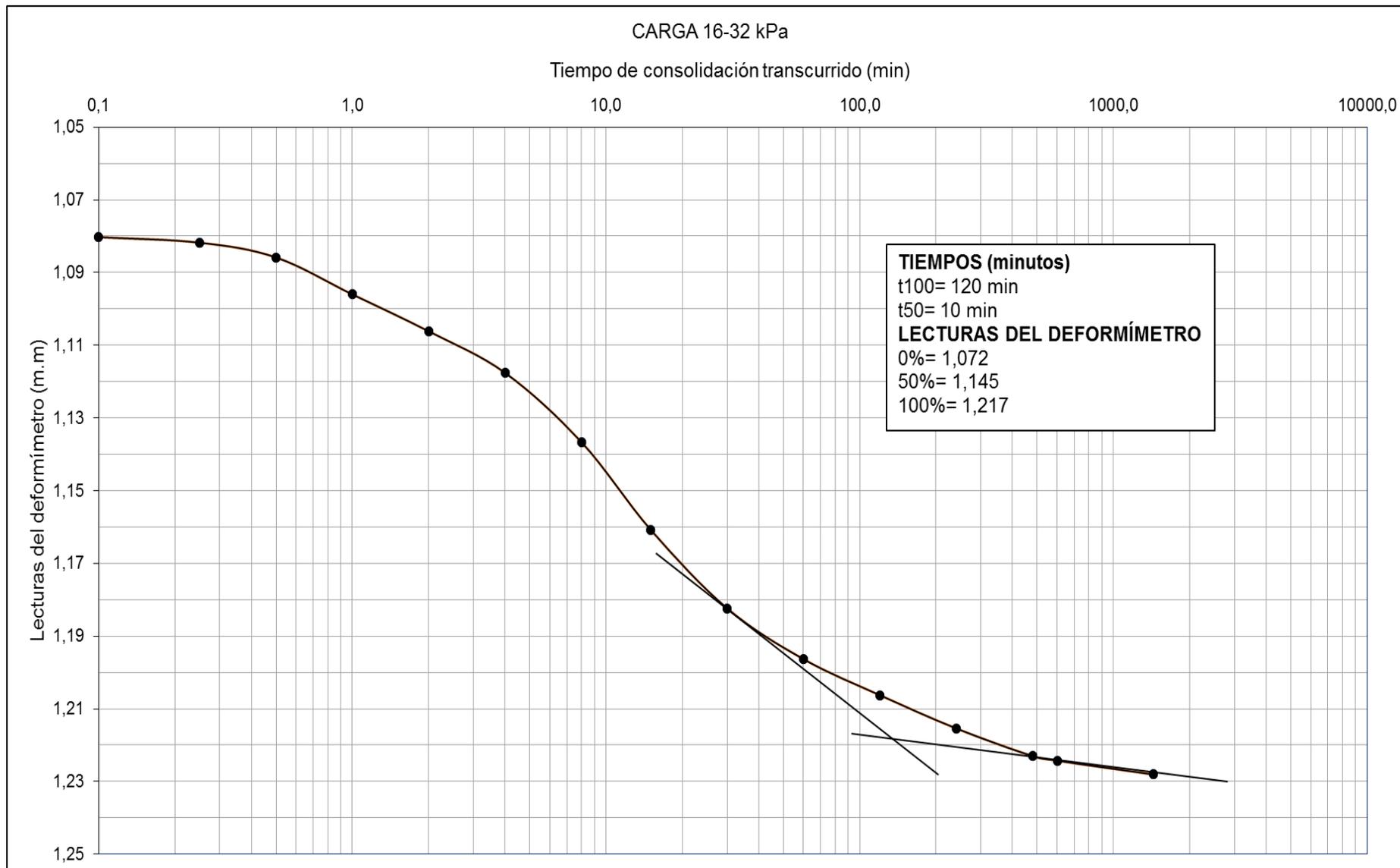
Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia.

D. Resultados de modelación

a. Resultados modelación Talud "Las Pitas"-Perfil 1

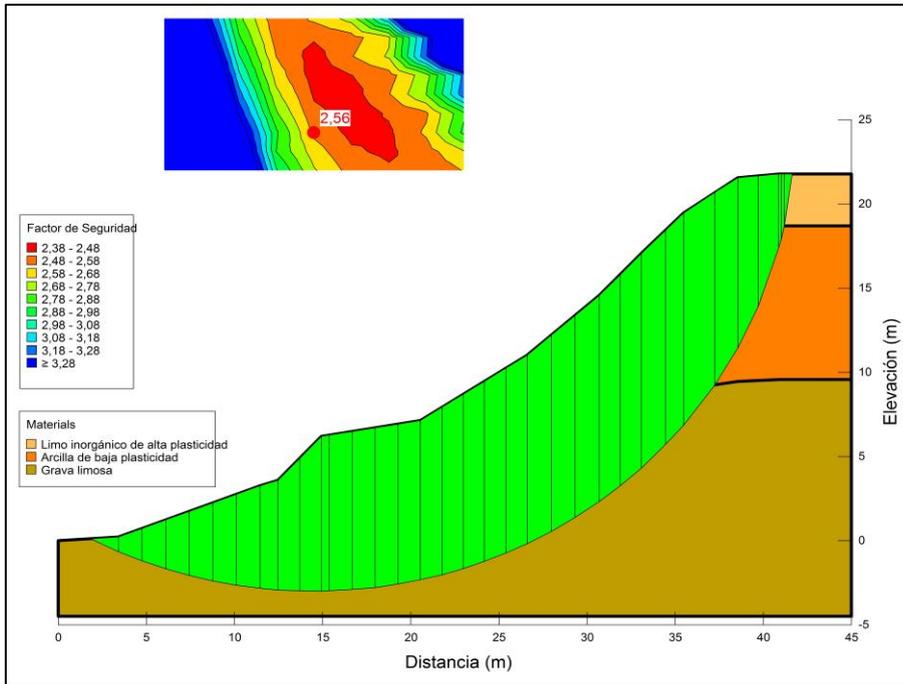


Figura 47. Factor de seguridad con Bishop.

Fuente: Software Slope/W 2012.

Elaboración propia.

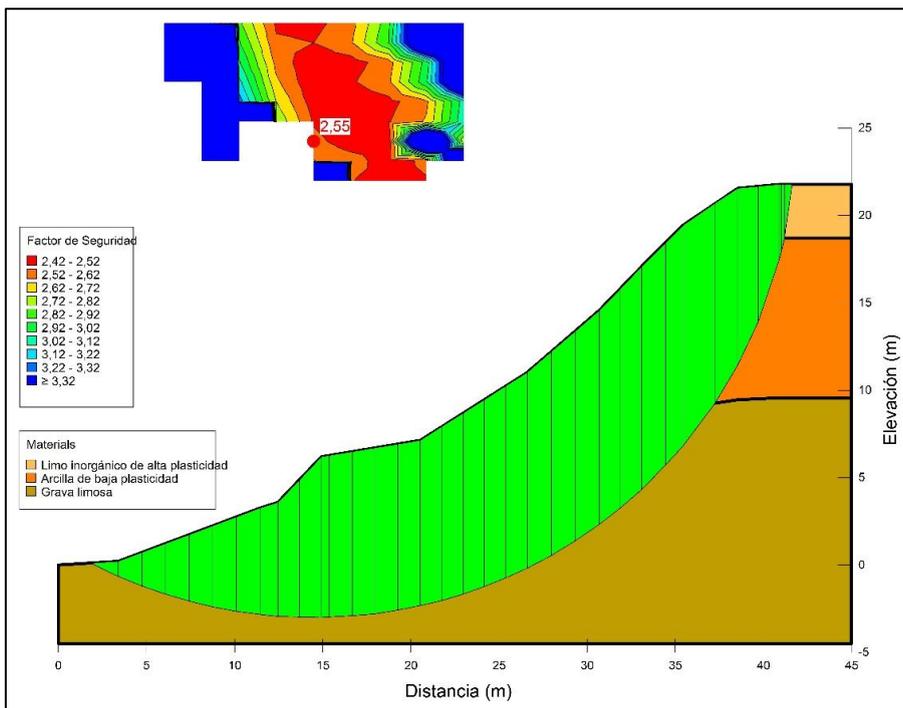


Figura 48. Factor de seguridad con Morgenstern-Price.

Fuente: Software Slope/W 2012.

Elaboración propia.

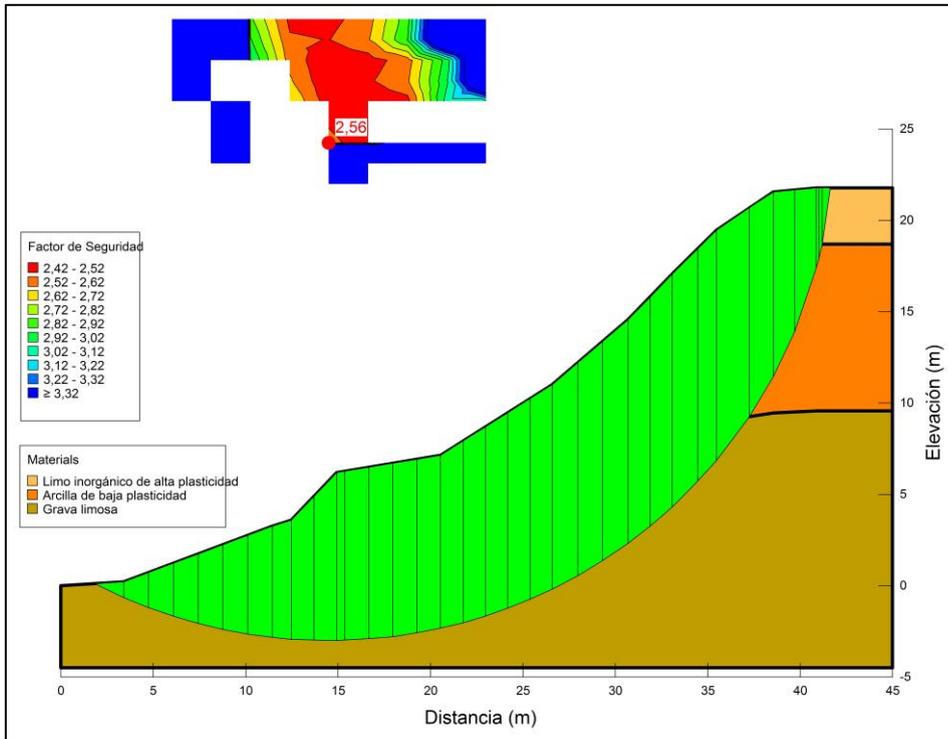


Figura 49. Factor de seguridad con Spencer.
 Fuente: Software Slope/W 2012.
 Elaboración propia.

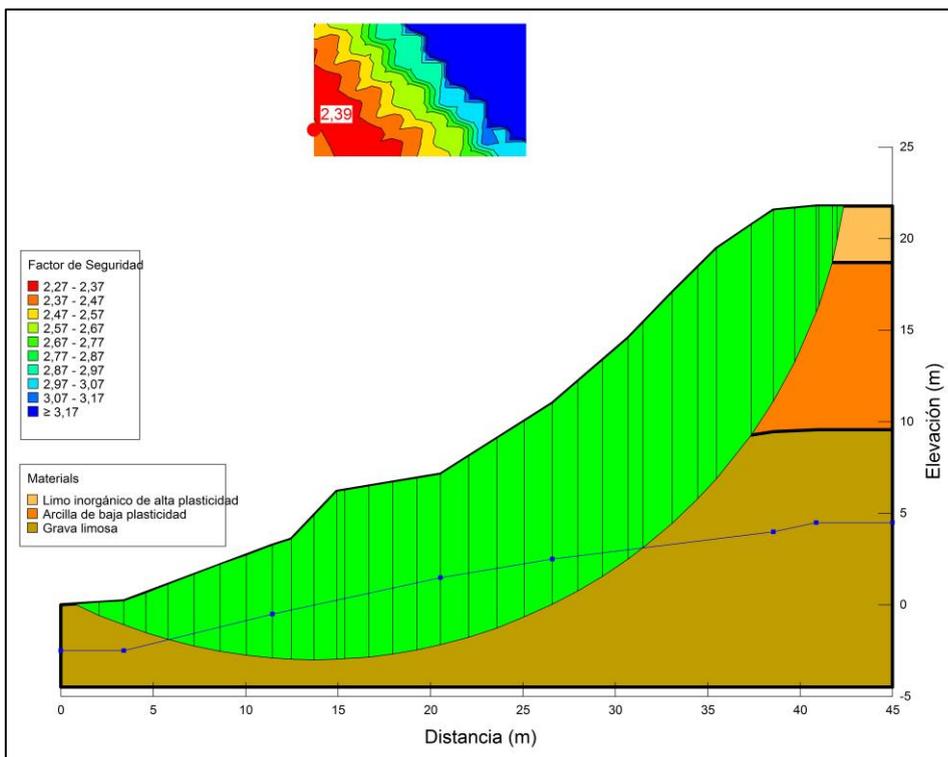


Figura 50. Factor de seguridad con Bishop considerando nivel freático.
 Fuente: Software GeoSlope 2012.
 Elaboración propia.

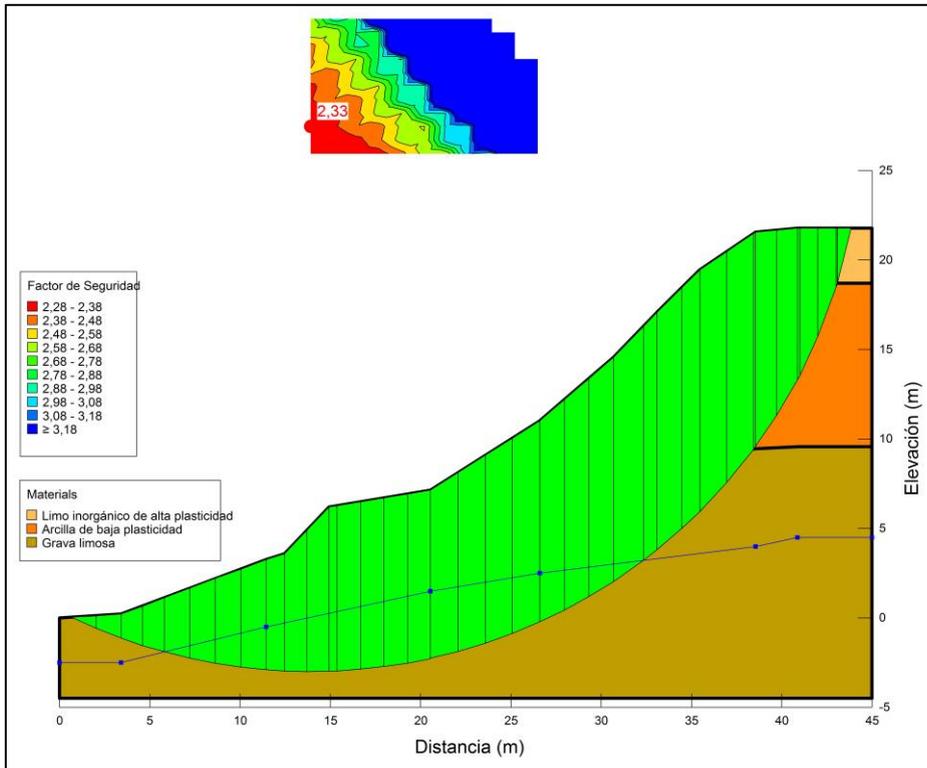


Figura 51. Factor de seguridad con Morgenstern-Price considerando nivel freático.
 Fuente: Software Slope/W 2012.
 Elaboración propia.

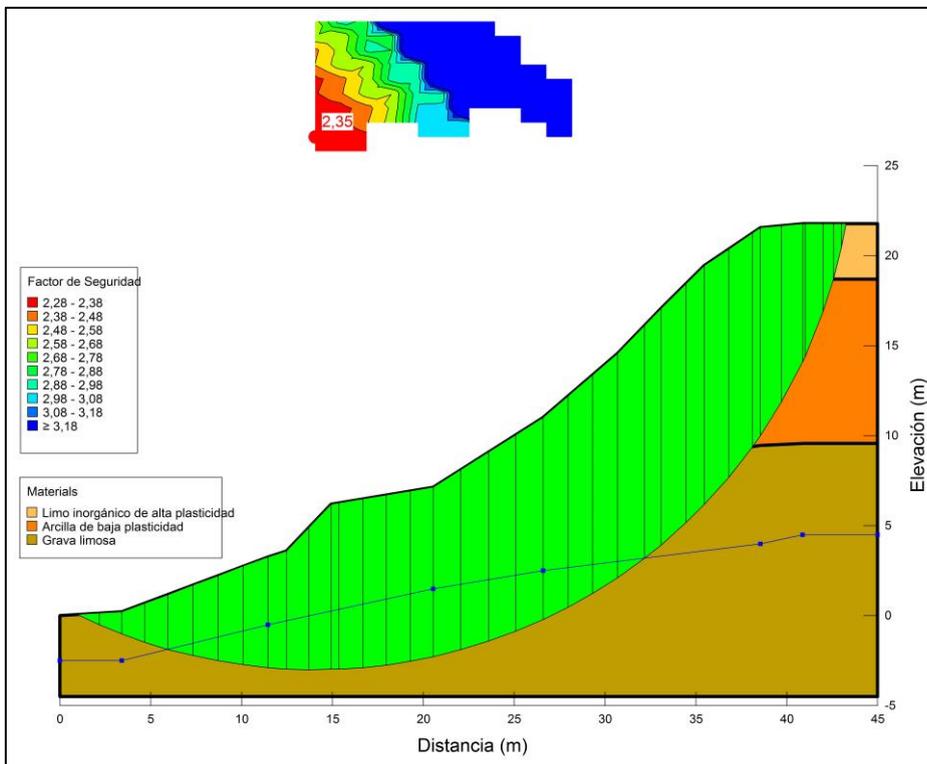


Figura 52. Factor de seguridad con Spencer con nivel freático.
 Fuente: Software Slope/W 2012.
 Elaboración propia.

b. Resultados modelación Talud “Las Pitas”-Perfil 3

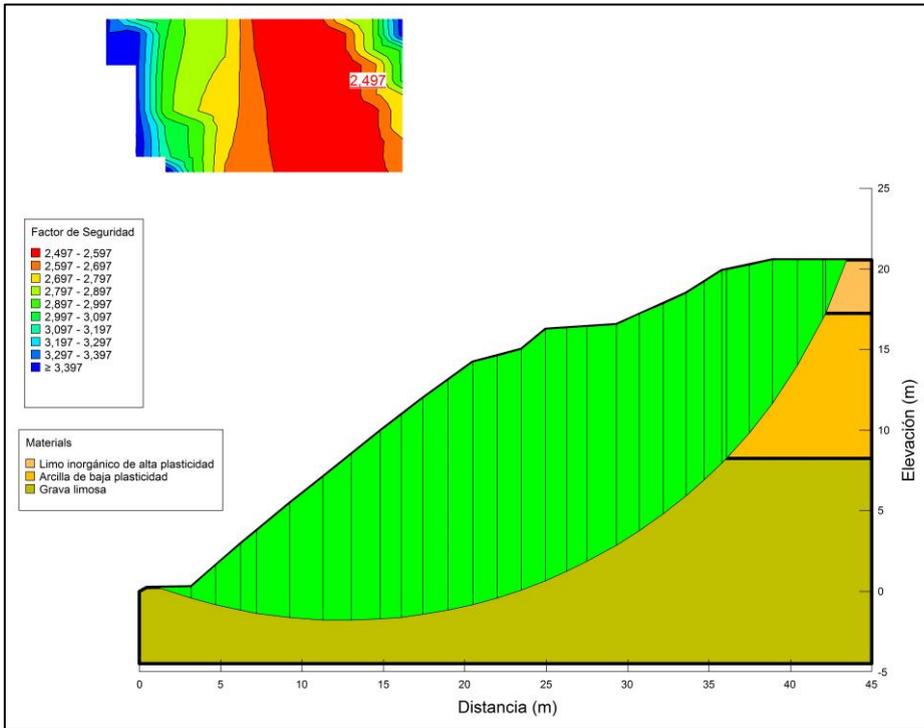


Figura 53. Factor de seguridad con Bishop.

Fuente: Software Slope/W 2012.

Elaboración propia.

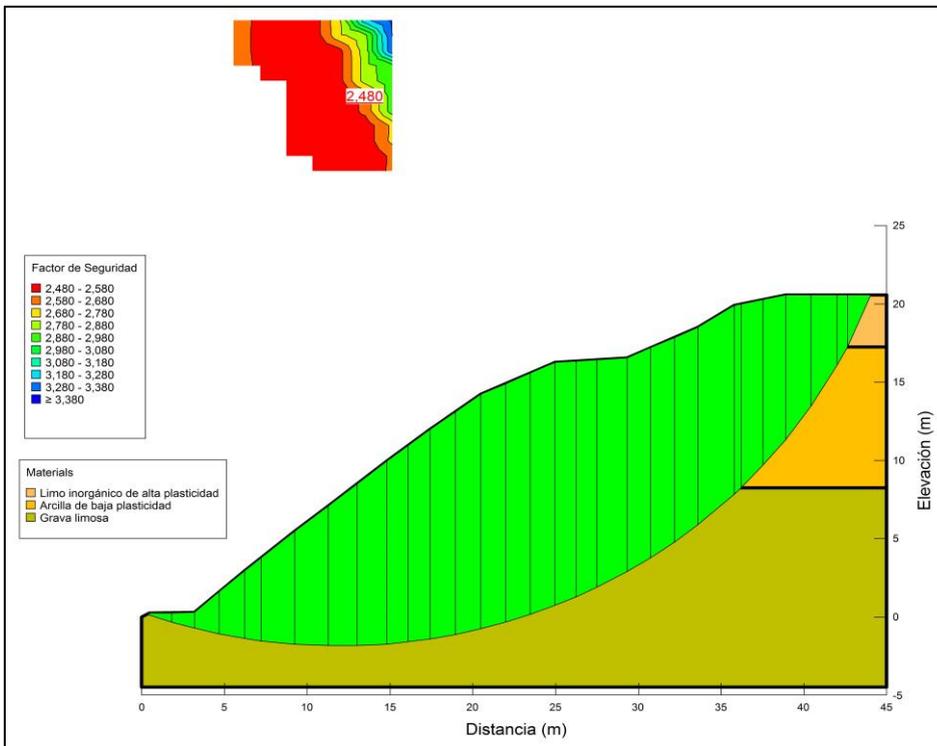


Figura 54. Factor de seguridad con Morgenstern-Price.

Fuente: Software Slope/W 2012.

Elaboración propia.

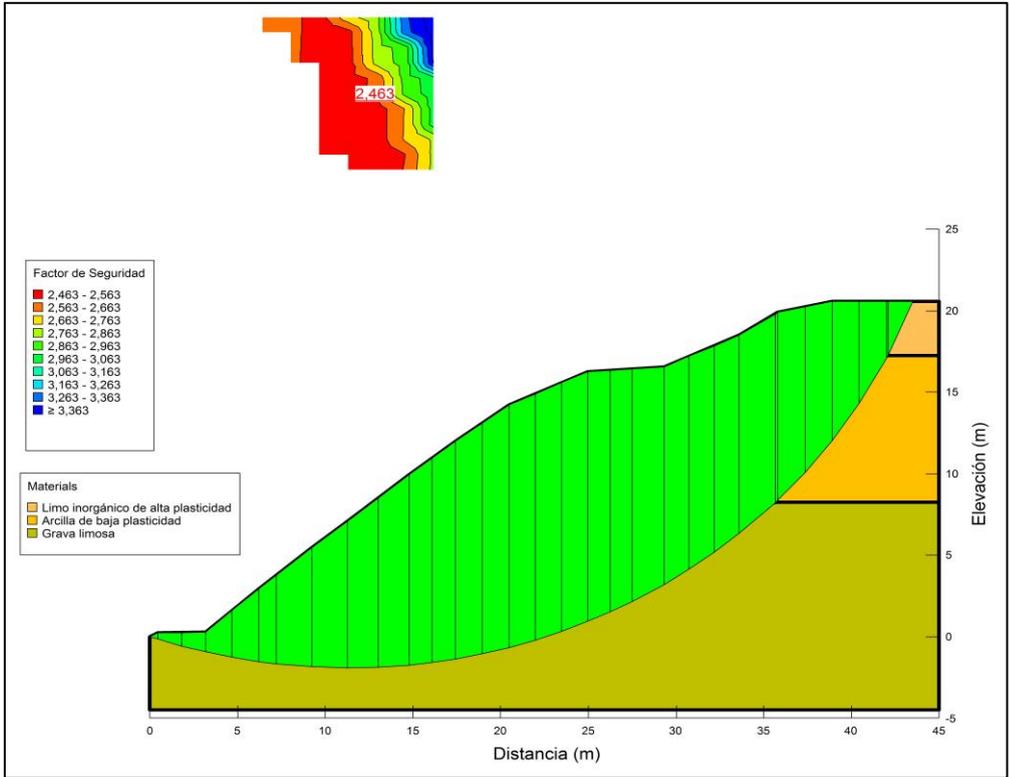


Figura 55. Factor de seguridad con Spencer.
 Fuente: Software Slope/W 2012.
 Elaboración propia.

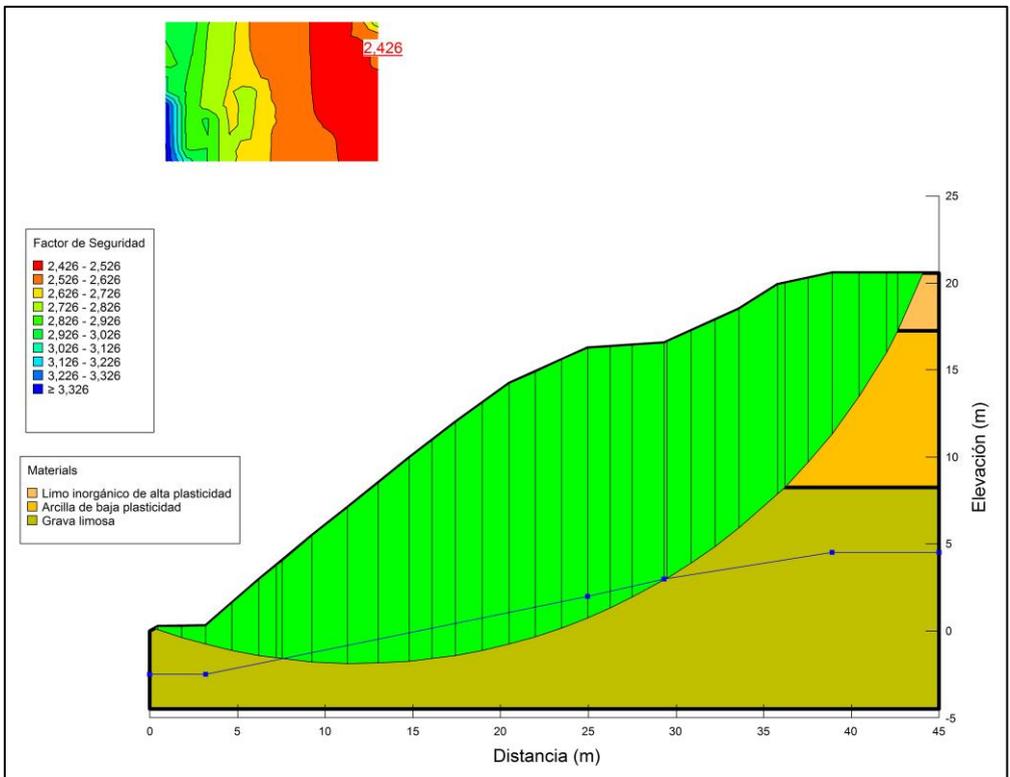


Figura 56. Factor de seguridad con Bishop considerando nivel freático.
 Fuente: Software Slope/W 2012.
 Elaboración propia.

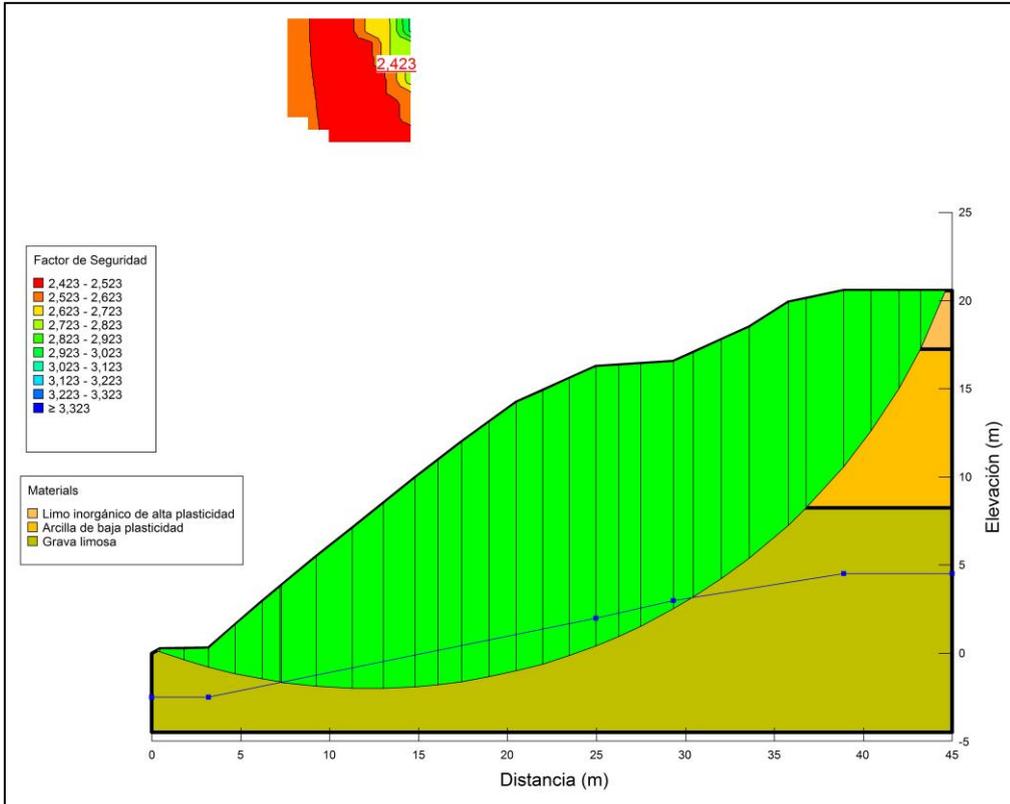


Figura 57. Factor de seguridad con Morgenstern-Price considerando nivel freático.

Fuente: Software Slope/W 2012.

Elaboración propia.

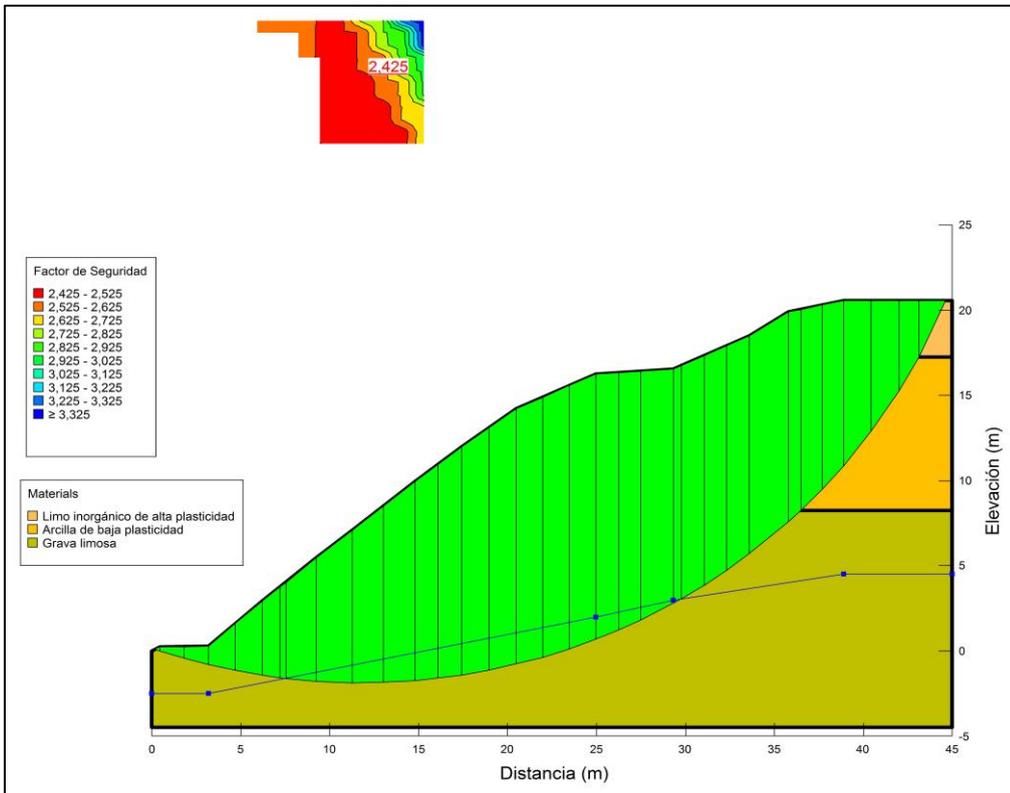


Figura 58. Factor de seguridad con Spencer considerando nivel freático.

Fuente: Software Slope/W 2012.

Elaboración propia.

c. Resultados de modelación talud “La Banda”-Perfil 2

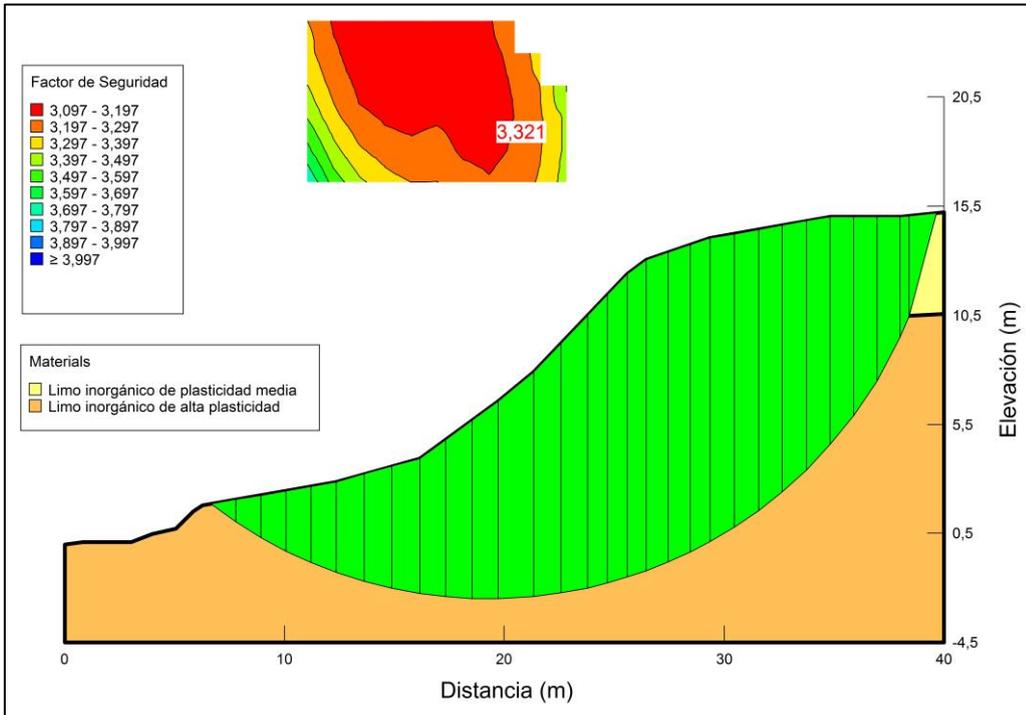


Figura 59. Factor de seguridad con Bishop.
 Fuente: Software Slope/W 2012.
 Elaboración propia.

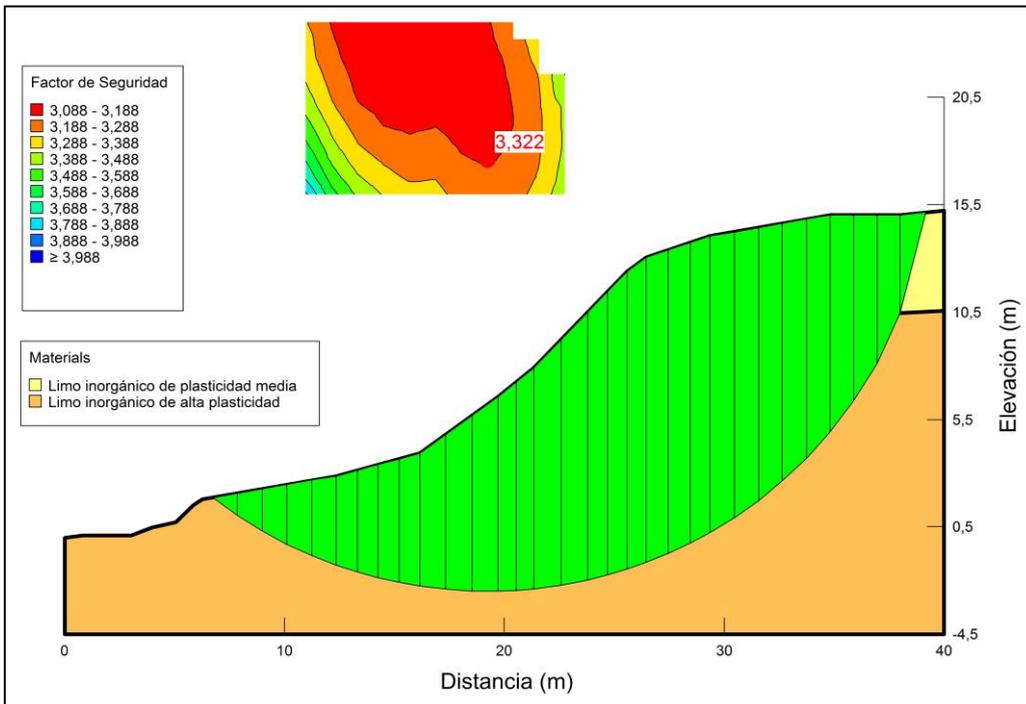


Figura 60. Factor de seguridad con Morgenstern-Price.
 Fuente: Software Slope/W 2012.
 Elaboración propia

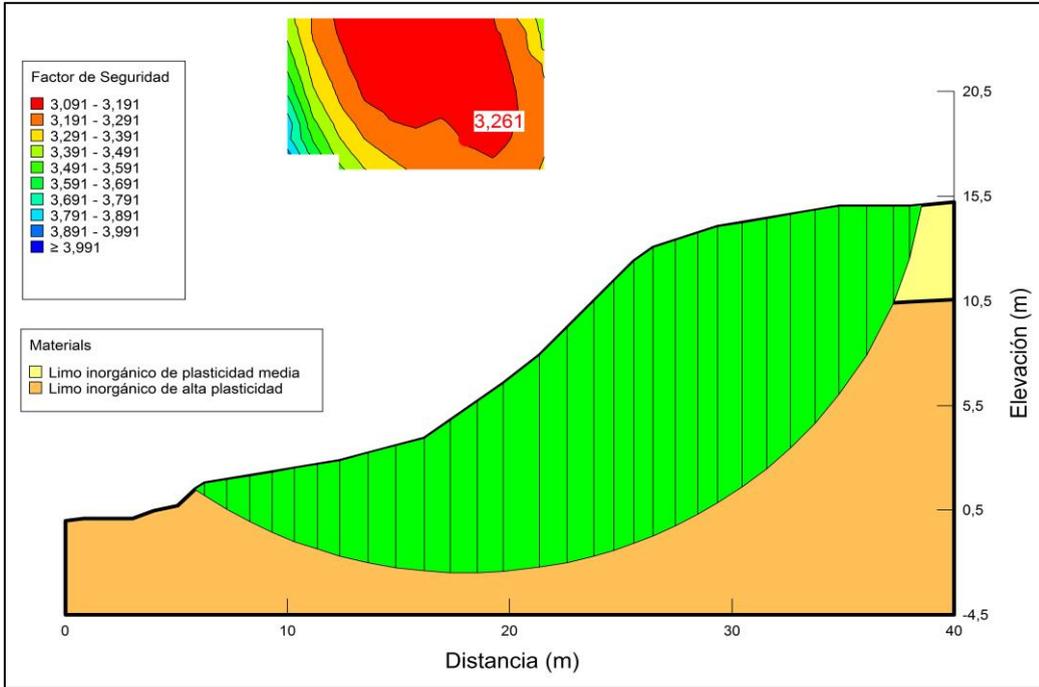


Figura 61. Factor de seguridad con Spencer.

Fuente: Software Slope/W 2012.

Elaboración propia.

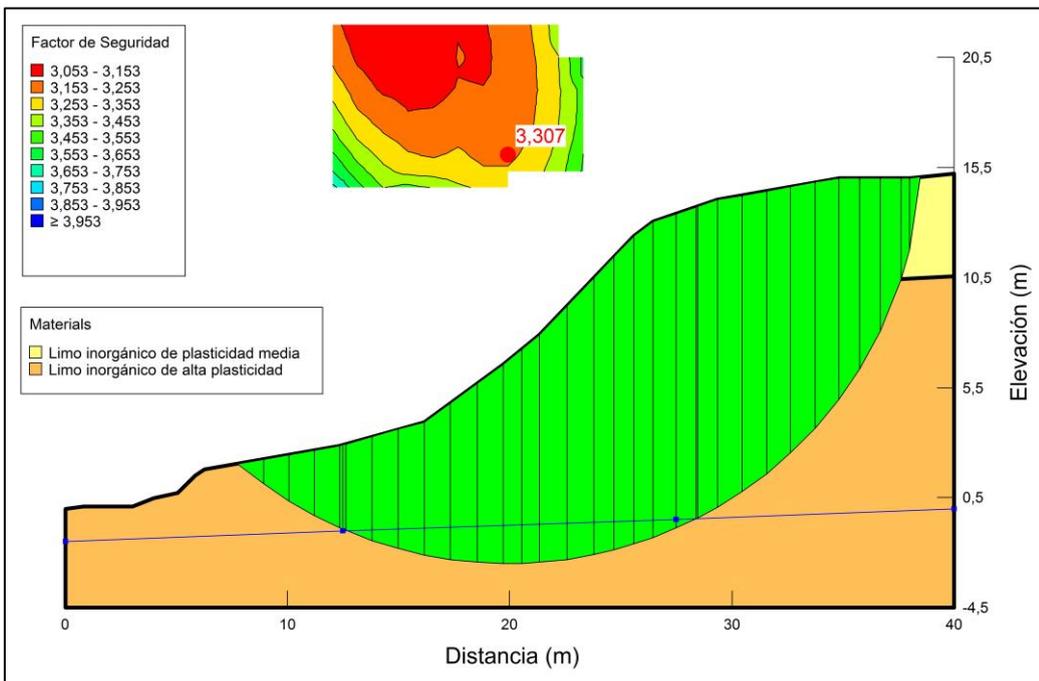


Figura 62. Factor de seguridad con Bishop considerando nivel freático.

Fuente: Software Slope/W 2012.

Elaboración propia.

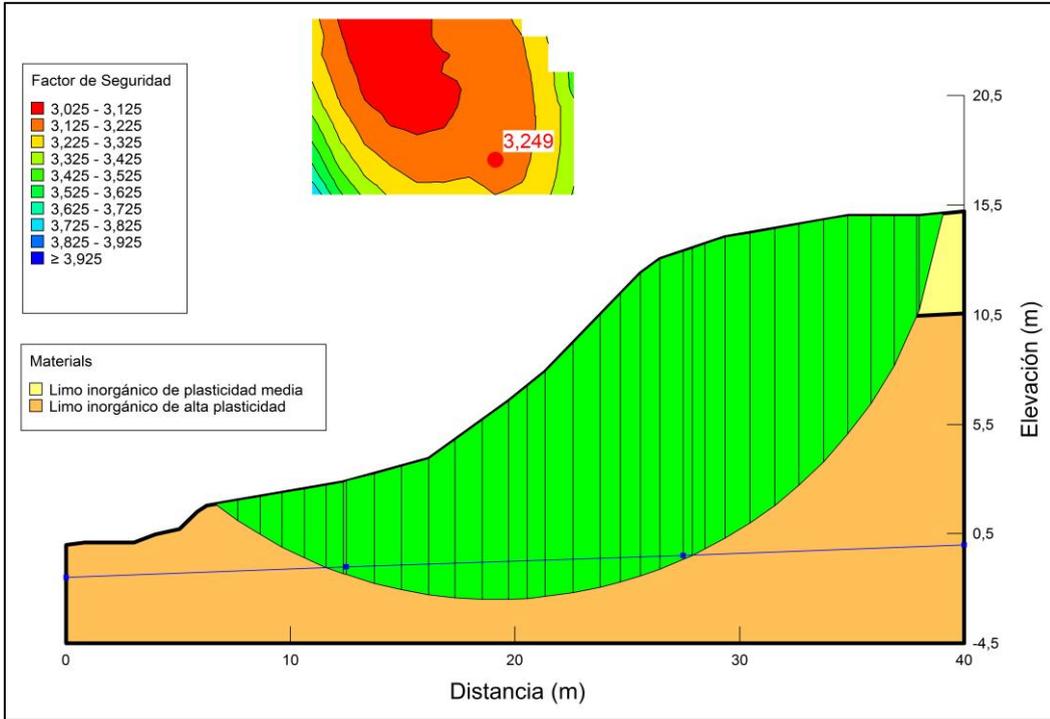


Figura 63. Factor de seguridad con Morgenstern-Price considerando nivel freático.
 Fuente: Software Slope/W 2012.
 Elaboración propia.

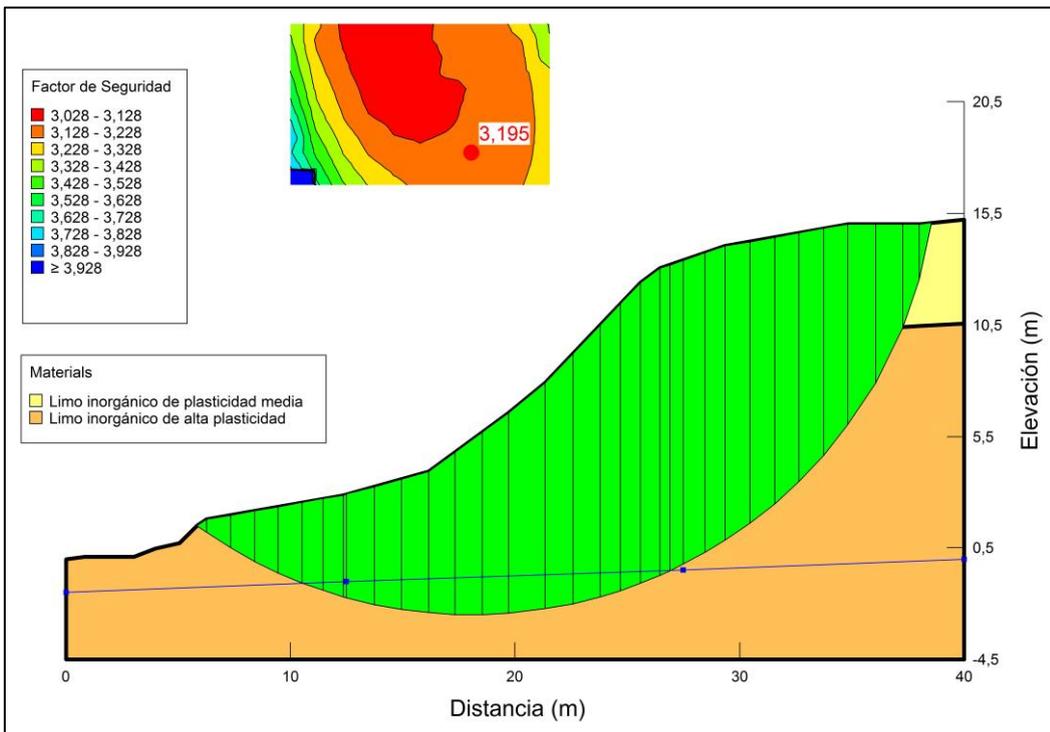


Figura 64. Factor de seguridad con Spencer considerando nivel freático.
 Fuente: Software Slope/W 2012.
 Elaboración propia.