



UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA
La Universidad Católica de Loja

ÁREA TÉCNICA

TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Análisis de la seguridad de taludes frente a la variación del nivel del embalse en presas.

TRABAJO DE TITULACIÓN

AUTORA: Villavicencio Espinoza, Alexa Maribel

DIRECTORA: Esparza Villalba, Carmen Antonieta, M. Sc.

CO-DIRECTOR: Tapia Chavez, Angel Guillermo, M. Sc.

LOJA – ECUADOR

2017



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, 2017

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: “**Análisis de la seguridad de taludes frente a la variación del nivel del embalse en presas**”, realizado por **Alexa Maribel Villavicencio Espinoza**, ha sido orientado y revisado durante su ejecución, por cuanto se aprueba la presentación del mismo.

Loja, Agosto de 2017.

f).....

DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y CESIÓN DE DERECHOS

“Yo **Alexa Maribel Villavicencio Espinoza**” declaro ser autor del presente trabajo de titulación: Análisis de la seguridad de taludes frente a la variación del nivel del embalse en presas, de la Titulación de Ingeniería Civil, siendo Carmen Antonieta Esparza Villalba directora y Ángel Guillermo Tapia Chavez co-director del presente trabajo; y eximo expresamente a la Universidad Técnica Particular de Loja y 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 disponibilidad del Art. 88 del Estado 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 que se realicen a través, o con el apoyo financiero, académico o institucional (operativo) de la Universidad”.

f).....

Alexa Maribel Villavicencio Espinoza

C.I:1105338253

DEDICATORIA

*Se lo dedico a Dios,
a mis padres, hermanos y
a toda mi familia
por su apoyo incondicional.*

AGRADECIMIENTOS

A Dios por guiarme cada día y permitirme cumplir con esta meta tan anhelada.

A mis padres Fredy y Cecilia, por haber fomentado en mí el deseo de superación, por su esfuerzo y entera confianza; a mis hermanos Diego, Anderson, Alexis y Stalin por acompañarme en todo momento.

A mi directora de trabajo de tesis, Ing. Carmen Esparza por compartir sus conocimientos durante mis estudios universitarios y por toda la dirección prestada para la ejecución de este trabajo de investigación.

A mis compañeros y amigos por su compañía y apoyo durante el transcurso de mi vida, de manera especial a Daniela, Verónica y a mi prima Gabriela gracias por su amistad incondicional.

Gracias.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

APROBACIÓN DEL DIRECTOR DEL TRABAJO DE FIN DE TITULACIÓN	ii
DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y CESIÓN DE DERECHOS	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTOS	v
ÍNDICE DE CONTENIDOS	vi
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
ÍNDICE DE TABLAS	xi
RESUMEN.....	1
ABSTRACT	2
INTRODUCCIÓN	3
CAPÍTULO I	5
MARCO TEÓRICO	5
1.1. Presas de materiales sueltos	6
1.1.1. Presas de sección homogénea	6
1.1.2. Presas zonadas con núcleo impermeable.	6
1.1.3. Presas de pantalla	7
1.1.4. Presas de escollera	7
1.2. Clasificación de presas según su tamaño	8
1.3. Criterios preliminares de diseño	8
1.2.1. Corona	8
1.2.2. Taludes	11
1.2.3. Núcleo	12
1.2.4. Drenaje	13
1.2.5. Filtros.....	13
1.2.6. Protección para el talud aguas arriba	13
1.2.7. Protección para el talud aguas abajo.....	14
1.4. Metodología de diseño de estructuras de tierra.....	14
1.5. Análisis de estabilidad de taludes	15
1.5.1. Métodos de cálculo de estabilidad de taludes	16
1.5.2. Estabilidad de taludes frente a la variación del nivel del embalse	19
1.5.3. Análisis de estabilidad de taludes bajo acción sísmica	24
1.5.4. Herramientas informáticas para el análisis de estabilidad de taludes	25
CAPÍTULO II.....	27
GEOLOGÍA Y SISMOLOGÍA	27
2.1. Descripción general.....	28
2.1.1. Geología	28
2.1.2. Sismología	31
CAPÍTULO III.....	32

MARCO METODOLÓGICO	32
3.1. Generalidades	33
3.2. Procedimiento en campo	33
3.2.1. Clasificación primaria	34
3.3. Ensayos de laboratorio	35
3.3.1. Ensayo para determinar el contenido de humedad	35
3.3.2. Análisis granulométrico por lavado	36
3.3.3. Límites de Atterberg	36
3.3.4. Ensayo de compresión triaxial	37
3.3.5. Ensayo de permeabilidad de los suelos	38
3.3.6. Ensayo de azul de metileno	39
3.3.7. Ensayo de consolidación	39
3.4. Validación de caracterización geotécnica de materiales	40
3.5. Definición de datos de entrada para el análisis de estabilidad	41
3.5.1. Geometría	41
3.5.2. Nivel de agua almacenada	42
3.5.3. . Parámetros físicos y de resistencia a cortante de suelo	43
3.5.4. Coeficiente de permeabilidad	43
3.5.5. Coeficiente pseudo-estático horizontal	43
3.6. Modelación numérica	44
CAPÍTULO IV	46
ANÁLISIS DE RESULTADOS	46
4.1. Generalidades	47
4.2. Taludes	47
4.3. Caracterización geotécnica	47
4.4. Modelación numérica	48
4.4.1. Final de construcción	48
4.4.2. Durante la etapa de construcción	50
4.4.3. Frente a un vaciado rápido	53
4.4.4. Acción sísmica	56
4.4.5. Métodos de análisis	56
CONCLUSIONES	57
RECOMENDACIONES	59

BIBLIOGRAFÍA.....	61
ANEXOS.....	64
A. Ábacos de Taylor	65
B. Mapa geológico de la hoya de Loja	66
C. Zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z	67
D. Tablas de clasificación primaria. INVIAS (2012)	69
E. Resultados de ensayos de laboratorio	71
F. Tablas de parámetros geotécnicos.....	112
G. Modelaciones en Slope/W y Slide	114

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Tipos de drenes en presas homogéneas.....	6
Figura 2. Tipos de presas zonadas	7
Figura 3. Tipos de presas con pantalla	7
Figura 4. Niveles principales en un embalse	10
Figura 5. Especificaciones para prediseño del núcleo.....	12
Figura 6. Posible resistencia al corte de suelos	15
Figura 7. Asientos post-constructivos en terraplenes según el contenido de finos	15
Figura 8. Métodos de cálculo de estabilidad	16
Figura 9. Representación de las fuerzas actuantes en el método de Morgenstern-Price	17
Figura 10. Representación de las fuerzas actuantes en el método de Bishop Simplificado	18
Figura 11. Condición antes del llenado del embalse	21
Figura 12. El talud presenta un nivel freático definido	22
Figura 13. Condición luego de un vaciado rápido del embalse	23
Figura 14. Zona de muestreo 1.	28
Figura 15. Zona de muestreo 2	29
Figura 16. Zona de muestreo 3	29
Figura 17. Esquema metodológico de la investigación.....	33
Figura 18. Ensayo de contenido de humedad	36
Figura 19. Ensayo granulométrico por lavado	36
Figura 20. Determinación del límite líquido	37
Figura 21. Determinación del límite plástico	37
Figura 22. Ensayo de compresión triaxial	38
Figura 23. Ensayo de permeabilidad	38
Figura 24. Ensayo de azul de metileno	39
Figura 25. Ensayo de consolidación	39
Figura 26. Geometría de la presa	41
Figura 27. Modelación del Caso 1. Final de construcción (sin acción sísmica)	48
Figura 28. Modelación del Caso 2. Final de construcción (sin acción sísmica)	49
Figura 29. Modelación del Caso 1. Etapa de operación (sin acción sísmica)	50
Figura 30. Modelación del Caso 2. Etapa de operación (sin acción sísmica)	51
Figura 31. Modelación Caso 1. Vaciado rápido ($H/h=0.294$)	54
Figura 32. Modelación Caso 2. Vaciado rápido ($H/h=0.294$)	54
Figura 33. Estabilidad a corto plazo en arcillas saturadas.....	65
Figura 34. Estabilidad de taludes homogéneos en terrenos con rozamiento interno.....	66
Figura 35. Mapa geológico de la hoya de Loja	67
Figura 36. Mapa de zonas sísmicas.....	68
Figura 37. Modelación del Caso 1. Final de construcción (con acción sísmica)	114
Figura 38. Modelación del Caso 2. Final de construcción (con acción sísmica)	114
Figura 39. Modelación del Caso 1. Final de construcción (sin acción sísmica)	115
Figura 40 Modelación del Caso 1. Final de construcción (con acción sísmica)	115

Figura 41. Modelación del Caso 2. Final de construcción (sin acción sísmica)	116
Figura 42. Modelación del Caso 2. Final de construcción (con acción sísmica)	116
Figura 43. Modelación del Caso 1. Talud aguas arriba. Etapa de operación (sin acción sísmica)	117
Figura 44. Modelación del Caso 1. Talud aguas arriba. Etapa de operación (con acción sísmica)	117
Figura 45. Modelación del Caso 2. Talud aguas arriba. Etapa de operación (sin acción sísmica)	118
Figura 46. Modelación del Caso 2. Talud aguas arriba. Etapa de operación (con acción sísmica)	118
Figura 47. Modelación del Caso 1. Talud aguas abajo. Etapa de operación (sin acción sísmica)	119
Figura 48. Modelación del Caso 1. Talud aguas abajo. Etapa de operación (con acción sísmica)	119
Figura 49. Modelación del Caso 2. Talud aguas abajo. Etapa de operación (sin acción sísmica)	120
Figura 50. Modelación del Caso 2. Talud aguas abajo. Etapa de operación (con acción sísmica)	120
Figura 51. Modelación del Caso 1. Talud aguas arriba. Etapa de operación (sin acción sísmica)	121
Figura 52. Modelación del Caso 1. Talud aguas arriba. Etapa de operación (con acción sísmica)	121
Figura 53. Modelación del Caso 2. Talud aguas arriba. Etapa de operación (sin acción sísmica)	122
Figura 54. Modelación del Caso 2. Talud aguas arriba. Etapa de operación (con acción sísmica)	122
Figura 55. Modelación del Caso 1. Talud aguas abajo. Etapa de operación (sin acción sísmica)	123
Figura 56. Modelación del Caso 1. Talud aguas abajo. Etapa de operación (con acción sísmica)	123
Figura 57. Modelación del Caso 2. Talud aguas abajo. Etapa de operación (sin acción sísmica)	124
Figura 58. Modelación del Caso 2. Talud aguas abajo. Etapa de operación (con acción sísmica)	124
Figura 59. Modelación Caso 1. Vaciado rápido ($H/h=0.165$)	125
Figura 60. Modelación Caso 1. Vaciado rápido ($H/h=0.229$)	125
Figura 61. Modelación Caso 2. Vaciado rápido ($H/h=0.165$)	126
Figura 62. Modelación Caso 2. Vaciado rápido ($H/h=0.229$)	126
Figura 63. Modelación Caso 1. Vaciado rápido ($H/h=0.165$)	127
Figura 64. Modelación Caso 1. Vaciado rápido ($H/h=0.229$)	127
Figura 65. Modelación Caso 2. Vaciado rápido ($H/h=0.165$)	128
Figura 66. Modelación Caso 2. Vaciado rápido ($H/h=0.229$)	128

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de presas según su tamaño.....	8
Tabla 2. Anchos mínimos de corona en función a la altura de la presa	9
Tabla 3. Criterios de borde libre en relación con el tipo de protección del talud	9
Tabla 4. Peso específico promedio	11
Tabla 5. Inclinação de taludes en presas homogéneas sobre cimientos rígidos.....	11
Tabla 6. Inclinação de taludes en presas heterogéneas sobre cimientos estables.....	12
Tabla 7. Caracterización geotécnica de zonas de muestreo	30
Tabla 8. Significado de símbolos que aparecen en la carta de clasificación de suelos finos	30
Tabla 9. Resumen de resultados de clasificación primaria para suelos de grano fino.....	35
Tabla 10. Parámetros geotécnicos obtenidos de ensayos de laboratorio y extraídos de tablas.....	40
Tabla 11. Geometría de la presa.....	41
Tabla 12. Constantes elásticas de los materiales.....	42
Tabla 13. Coeficientes de permeabilidad.....	43
Tabla 14. Coeficiente pseudoestático horizontal	44
Tabla 15. Factores de seguridad mínimos recomendados.....	45
Tabla 16. Valores de taludes.....	47
Tabla 17. Parámetros geotécnicos de entrada	48
Tabla 18. Factores de seguridad calculados para la condición final de construcción-Caso 1	49
Tabla 19. Factores de seguridad calculados para la condición final de construcción-Caso 2	50
Tabla 20. Factores de seguridad calculados para la condición de operación-Caso 1	51
Tabla 21. Factores de seguridad calculados para la condición de Operación-Caso 2.....	52
Tabla 22. Factores de seguridad para la condición de operación	52
Tabla 23. Factores de seguridad para el nivel de almacenamiento mínimo	53
Tabla 24. Factores de seguridad para la condición de vaciado rápido-Caso 1	55
Tabla 25. Factores de seguridad para la condición de vaciado rápido-Caso 2.....	55
Tabla 26. Criterios para describir la resistencia en seco	69
Tabla 27. Criterios para describir la dilatancia	69
Tabla 28. Criterios para describir la tenacidad.....	69
Tabla 29. Criterios para describir la plasticidad	70
Tabla 30. Identificación de suelos inorgánicos de grano fino por ensayos manuales.....	70
Tabla 31. Ensayos de clasificación de suelos. Zona 1	71
Tabla 32. Ensayos de clasificación de suelos. Zona 2	72
Tabla 33. Ensayos de clasificación de suelos. Zona 3	73
Tabla 34. Ensayos de compresión triaxial. Zona 1	74
Tabla 35. Ensayos de compresión triaxial. Zona 2	79
Tabla 36. Ensayos de compresión triaxial. Zona 3	84
Tabla 37. Ensayos de permeabilidad. Zona 1.....	89
Tabla 38. Ensayos de permeabilidad. Zona 2.....	90
Tabla 39. Ensayos de permeabilidad. Zona 3.....	91

Tabla 40. Ensayos de consolidación. Zona 2	92
Tabla 41. Ensayos de consolidación. Zona 3	102
Tabla 42. Valores de coeficiente de permeabilidad	112
Tabla 43. Constantes elásticas de diferentes suelos	112
Tabla 44. Propiedades físicas y de resistencia de suelos.....	113

RESUMEN

La presente investigación analiza la seguridad de taludes frente a la variación del nivel del embalse en presas. Se ha considerado como caso de estudio una presa zonada, con un núcleo de arcilla. La metodología empleada comprende básicamente: validación de la caracterización geotécnica de los materiales de la presa mediante ensayos de laboratorios de suelos de la localidad-tablas de parámetros geotécnicos y definición de datos de entrada.

A partir de ello se realizó la modelación numérica de taludes mediante el uso de programas especializados, los cuales emplean teorías de equilibrio límite. Las condiciones que se estudian son: final de construcción, operación y vaciado rápido, considerando la acción sísmica en los casos que sea pertinente.

Como resultados de esta investigación se determinó que existe una marcada diferencia en los factores de seguridad calculados para las condiciones estudiadas. El tipo de presa seleccionada presenta altos niveles de estabilidad, esto se debe principalmente a las características mecánicas consideradas para el cimiento y a los bancos de préstamos seleccionados para la conformación de taludes que presentan propiedades válidas para la construcción de presas.

PALABRAS CLAVES: seguridad de taludes, variación del nivel del embalse, coeficiente pseudo-estático, modelación numérica, bancos de préstamos.

ABSTRACT

The present research has the main to analyze the safety of slopes against the variation of the level of the reservoir in dams. A zoned dam with a clay core has been considered as a case study. The methodology used basically consists of: validation of the geotechnical characterization of the dam materials through labs tests of local soil - geotechnical parameters tables and definition of input data.

From this, to carry out the numerical modeling of slopes by means of the use of specialized software, which use equilibrium limit theory. The studied conditions are: construction end, operation and rapid emptying, considering the seismic action in any case relevant.

The result of this investigation was that there is an obvious difference in the safety factors calculated for the studied conditions. The type of the selected dam has high levels of stability, this is mainly due to the mechanical characteristics considered for the foundation and to the loan banks selected for the construction of slopes that present properties valid for the construction of the dams.

KEY WORDS: Slope safety, reservoir level variation, pseudo-static coefficient, numerical modeling, loan banks.

INTRODUCCIÓN

Las presas de materiales sueltos son estructuras construidas con rocas o suelos compactados para la contención de agua (US Army Corps of Engineers, 2004), siendo esta, uno de los factores desencadenantes que se asocian con su inestabilidad (Suárez, 1998). Los taludes en este tipo de estructuras durante la etapa de explotación adoptan diferentes condiciones hídricas e hidrogeológicas, debido a los diferentes periodos de llenado y desembalse a las que se encuentran sometidas (González de Vallejo, Ferrer & Ortuño, 2002).

La estabilidad de taludes en presas frente a los abatimientos del nivel de agua son fenómenos complejos, que depende de una combinación de factores como: la geometría, las propiedades de los materiales, tasa y la velocidad de la variación del nivel de agua, etc. (De la Fuente, 2012).

González et al., (2002), menciona que las condiciones más características que se analizan frente a este fenómeno son: final de construcción, operación y frente a un vaciado rápido, a esto se suma el criterio de la Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas (IPCEGP, 1963), que recomienda considerar la acción sísmica en los casos que sea necesario. En cada una de estas condiciones la seguridad de la presa varía considerablemente; por ello es conveniente analizar la estabilidad de taludes para diferentes condiciones que representen casos críticos en la vida de la presa (Juárez & Rico, 2004).

Es necesario considerar estos factores desde el inicio de la planificación para cumplir con los requerimientos de seguridad de la presa, caso contrario esto puede conllevar a su falla (Normas para la Seguridad de Presas, ASEP). Un caso notable es lo que sucedió en el sector de La Josefina en el año de 1993, donde tras ocurrir un deslizamiento de 20 millones de metros cúbicos del cerro Tamuga, este ocasionó la formación de un presa natural en los ríos Paute y Jadán con un volumen de embalse de 191 millones de metros cúbicos. Esta presa a los 33 días de su formación falló por erosión provocando incalculables pérdidas económicas y humanas, se considera como el segundo desastre en magnitud en Sudamerica (Peñafiel, 2011).

Bajo el marco de lo expuesto en los párrafos anteriores, el presente proyecto tiene como objetivo principal analizar la seguridad de taludes frente a la variación del nivel del embalse en presas. Se analiza su comportamiento estático y sísmico considerando diferentes materiales para la conformación de taludes. El comportamiento de la presa se evalúa mediante el empleo de herramientas informáticas. Con estas herramientas es posible obtener modelos que se apeguen mucho más a la problemática real.

Para alcanzar el objetivo principal se plantea los siguientes objetivos específicos: caracterizar los parámetros geotécnicos de los materiales que conforman la presa, realizar el modelamiento estático y con carga sísmica de la presa sometiéndola a variaciones del nivel del embalse, interpretar los factores de seguridad obtenidos y compararlos con los mínimos exigidos en la Normativa Técnica Española (IPCEGP).

Para la ejecución de esta investigación se ha considerado como caso de estudio una presa zonada, con un núcleo de arcilla. La metodología empleada comprende básicamente: validación de la caracterización geotécnica de los materiales de la presa mediante ensayos de laboratorios de suelos de la localidad y tablas de parámetros geotécnicos. Definición de datos de entrada como: geometría, nivel de agua almacenada, parámetros físico-mecánico de los suelos, coeficiente pseudo-estático horizontal. A partir de ello generar modelos digitales de las problemáticas planteadas, mediante el uso de programas especializados aplicando teorías de equilibrio límite.

Este documento sirve como fuente de información, que será la base para la priorización de acciones futuras en el plan de gestión de riesgos y por ende en el proceso de ordenamiento territorial del cantón Loja.

La presente investigación está constituida por 4 capítulos: el Capítulo I describe el Marco Teórico referente al tema, en el Capítulo II se desarrolla la descripción de la geología y sismología utilizada en esta investigación, en el Capítulo III se presenta el marco metodológico, donde se describe el modelo geométrico de la presa seleccionada y se detalla el análisis de los ensayos de laboratorio y la validación de los parámetros físico-mecánicos de los suelos extraídos de tablas de parámetros geotécnicos. Con los resultados obtenidos se procede a la modelación de taludes en el Capítulo IV. El trabajo concluye con conclusiones y recomendaciones respectivas.

CAPÍTULO I
MARCO TEÓRICO

1.1. Presas de materiales sueltos.

Una presa puede considerarse de materiales sueltos, si más del 50% del material empleado en la construcción son suelos compactados (Batanero et al, 2007). Las presas de materiales sueltos se clasifican en (González et al., 2002): presas de sección homogénea, presas zonadas con núcleo impermeable, presas de pantalla y presas de escollera.

1.1.1. Presas de sección homogénea.

Son presas que están constituidas en su totalidad por un mismo material (Armas & Horta, 1987), el uso de drenes en este tipo de estructuras es necesario para el control de filtraciones.

Stephens, (2011) afirmó que al existir filtraciones excesivas, esto puede llevar a la inestabilidad y eventual falla del talud aguas abajo. Además indica que otro problema que presentan este tipo de presas es la acumulación en exceso de presión en los poros dentro del relleno y la aparición de percolación, en especial cuando existe un nivel del embalse alto por un período de tiempo prolongado o variaciones rápidas del nivel del embalse.

Para el control de estos problemas de filtración a través de la presa se puede disponer del uso de drenes (González et al., 2002), como se recoge en la siguiente figura:

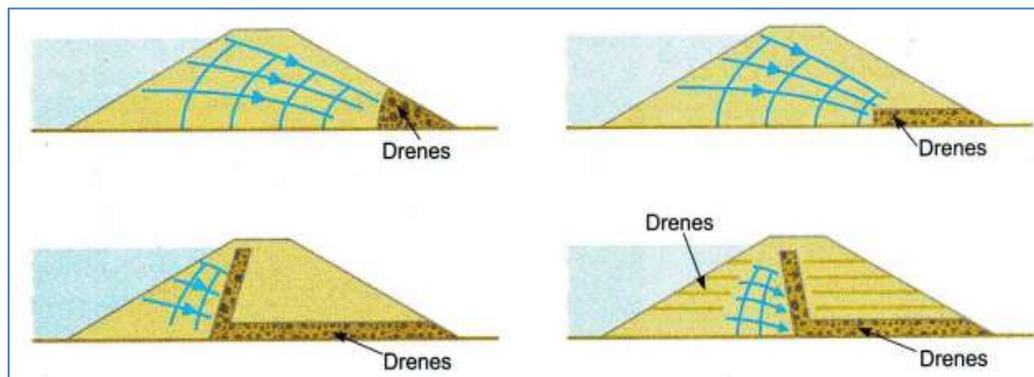


Figura 1. Tipos de drenes en presas homogéneas.

Fuente: González et al., 2002.

Elaboración: González et al., 2002.

1.1.2. Presas zonadas con núcleo impermeable.

Están constituidas de dos o más tipos de materiales (González et al., 2002), son la mejor alternativa en presas de gran tamaño, debido que reducen al mínimo el riesgo de filtración

por la presencia de núcleo que ejerce funciones de elemento impermeable (Stephens, 2011).

Díaz & Rivas (2009) señalan que el espesor y posición de la zona impermeable dependen de criterios de estabilidad y filtración, de la misma manera de la disponibilidad del material.

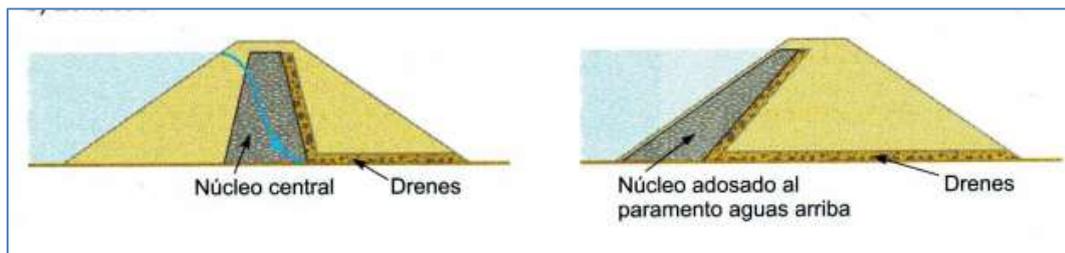


Figura 2. Tipos de presas zonadas.

Fuente: González et al., 2002.

Elaboración: González et al., 2002.

1.1.3. Presas de pantalla.

En este tipo de presas se incorpora una pantalla muy delgada que ejerce la función del elemento impermeable (Cánovas, 2015).

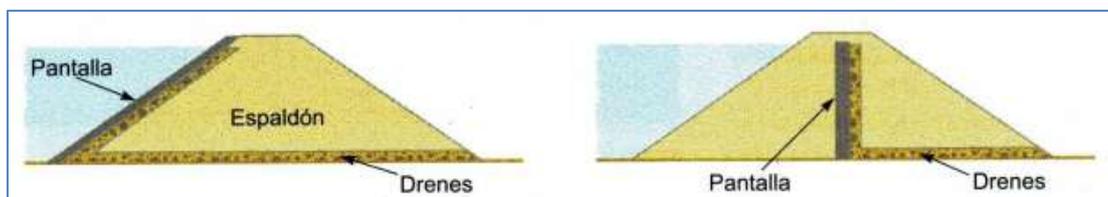


Figura 3. Tipos de presas con pantalla.

Fuente: González et al., 2002.

Elaboración: González et al., 2002.

Los materiales que se emplean para la conformación de pantallas son hormigones hidráulicos, bituminosos entre otros (González et al., 2002).

1.1.4. Presas de escollera.

El material que conforma la sección de la presa son fragmentos rocosos de granulometría variada (González et al., 2002). La aplicación más antigua fue destinada en ambientes marítimos para la protección de puertos exteriores, mediante la construcción de diques (Espinosa, 2010).

1.2. Clasificación de presas según su tamaño

Según la Comisión Internacional de Presas Grandes (ICOLD), se considera como una presa pequeña la definida por un dique de altura inferior a 10 metros o, si su altura estuviera comprendida entre 10 y 15 metros, con una capacidad inferior a 100.000m³. En la siguiente tabla se presentan los diferentes criterios considerados para la clasificación de presas según su tamaño.

Tabla 1. Clasificación de presas según su tamaño.

Parámetro	Tamaño de la presa		
	Pequeña	Mediana	Grande
Altura de la cortina	<10m	10-15m	>15m
Longitud de corona	<1 Km	<500m	>500m
Capacidad	<1 Mm ³	<1Mm ³	>=1Mm ³

Fuente: Comisión internacional de Presas Grandes (ICOLD).
Elaboración: Autor.

1.3. Criterios preliminares de diseño.

Esta sección relacionada a criterios de diseño en presas de tierra es fundamentada en Armas et al (1987) & Díaz et al (2009):

En base a recomendaciones generales, normas y criterios considerados en presas similares se puede realizar un primer diseño, y a partir del análisis de estabilidad se modifique según se lo requiera, para cumplir con los factores de seguridad mínimos recomendados.

1.3.1. Corona.

1.3.1.1. Ancho.

Está en función del uso que va tener, ya sea solo por cuestiones de mantenimiento o como vía de comunicación. Se recomienda un ancho mínimo de 3.0 m por consideraciones constructivas. Además en la normativa cubana se recomiendan valores de anchos mínimos en función de la altura de la presa, los mismos se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 2. Anchos mínimos de corona en función a la altura de la presa.

H= altura de la presa (m)	Ancho de la corona (m)
H < 15	4.00
15<H< 30	5.00
H>30	>5.00

Fuente: Armas & Horta ,1987.

Elaboración: Armas & Horta ,1987.

El U.S Army Corps of Engineers, recomienda un ancho mínimo de 7.5 metros para permitir una compactación adecuada.

1.3.1.2. Cota.

La cota de la corona debe calcularse para el caso más desfavorable, se puede determinar por la siguiente expresión:

Ec. 1

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + H_L + S$$

Donde:

h_1 : Nivel de aguas muertas o mínimo (m)

h_2 : Nivel de aguas normales (m)

h_3 : Nivel de aguas máximas (m)

H_L : Borde libre (m)

S: Sobre elevación (m)

El borde libre depende del tipo de revestimiento que posea el talud.

Tabla 3. Criterios de borde libre en relación con el tipo de protección del talud.

Tipo de protección	Borde libre (m)
Talud enrocado volcado	1.5x altura de ola
Talud enrocado colocados en presas de superficie lisa	2.25 x altura de la ola

Fuente: Díaz & Rivas, 2009.

Elaboración: Díaz & Rivas, 2009.

La altura de ola está incluida en el borde libre y está en función del *fetch*, velocidad del viento, nivel del agua y ancho del embalse.

Según Hawkaley y Henry, la altura de ola está definida por la siguiente expresión:

Ec. 2

$$h = (0.005V - 0.068)\sqrt{F}$$

Donde:

h: altura de ola (m)

V: velocidad del viento (km/h)

F: Fetch (km)

Sobre elevación: este criterio se asume debido a la presencia de asentamientos en la presa, por la consolidación de materiales que conforman el cimiento y relleno. Se recomienda una altura de sobre elevación de 1% de la altura de la presa que presente una cimentación de materiales resistentes, pero puede aumentar respectivamente si existen materiales débiles en la fundación.

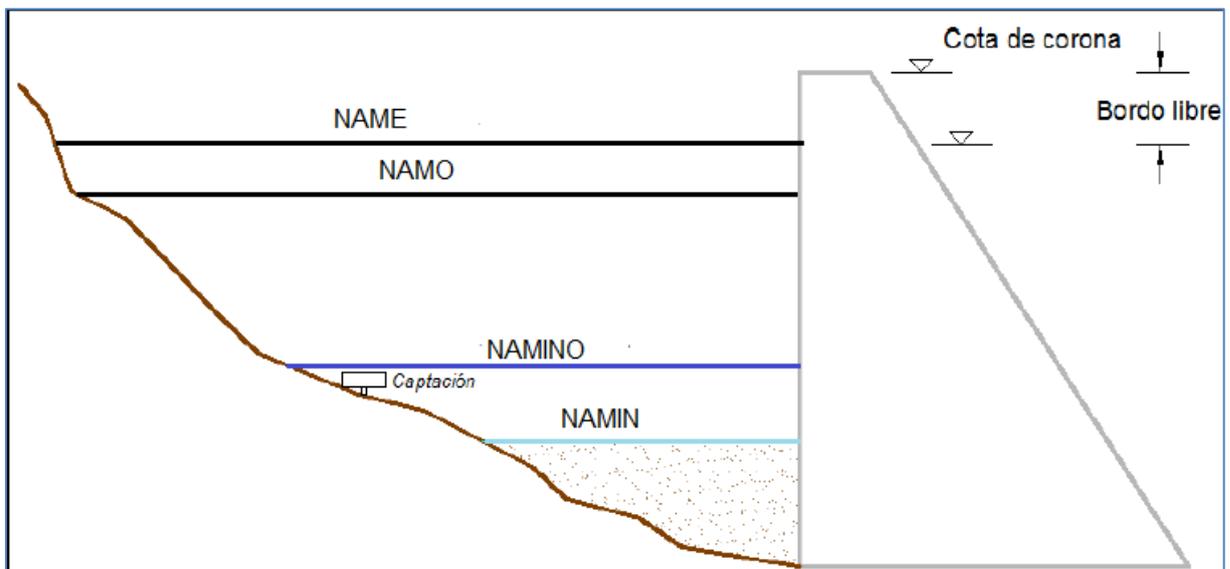


Figura 4. Niveles principales en un embalse.

Fuente: Secretaría de Recursos Hidráulicos, Subsecretaría de construcción, 1979.

Un embalse esta constituido por 4 niveles principales:

-NAMÍN (Nivel de Aguas Mínimo): Es el nivel considerado para recibir los azolves durante la vida útil de la obra. Se obtiene en base al volumen de sedimentos esperado para la vida útil de la presa.

Los siguientes valores son utilizados por el U.S. Soil Conservation Service como una guía de pesos específicos promedio para considerar los sedimentos que llegan al embalse.

Tabla 4. Peso específico promedio.

Tamaño de los granos	Peso específico sumergido (kg/m ³)	
	Mínimo	Máximo
Arcilla	480	960
Limo	880	1200
Arena	1360	1600
Arena mal graduada y grava	1520	2080

Fuente: U.S. Soil Conservation Service.

Elaboración: U.S. Soil Conservation Service.

-NAMINO (Nivel de Aguas Mínimo de Operación): Es el mínimo nivel que se puede tener para el funcionamiento de la obra de toma y queda determinado con el gasto de demanda.

-NAMO (Nivel de Aguas Máximas Ordinarias): Es el nivel máximo con el que opera la presa. Determinado con el volumen útil que a su vez se obtiene ya sea de un análisis de la curva masa o con el método del algoritmo de pico seciente.

-NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) : Es el nivel máximo que es capaz de resistir la acortina calculado para un valor máximo esperado de una avenida.

1.3.2. Taludes.

Las variables que intervienen en la elección de las pendientes y forma de los taludes son: la altura de la presa, el material empleado para su construcción, esfuerzos a los que están sometidos los taludes y el tipo de cimiento.

Tabla 5. Inclinação de taludes en presas homogéneas sobre cimientos rígidos.

Altura de la presa (m)	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo
H < 10	2:1	1.5:1
10 < H < 15	2:1 a 2.5:1	1.5:1 a 2:1
15 < H < 30	2.5:1 a 3:1	2:1 a 2.5:1
30 < H < 50	3:1 a 3.5:1	2.5:1 a 3:1
H > 50	4:1 a 5:1	3.5:1 a 4:1

Fuente: Armas & Horta, 1987.

Elaboración: Armas & Horta, 1987.

En presas de núcleo central generalmente ambos taludes son similares o iguales (Cánovas, 2015).

Tabla 6. Inclinación de taludes en presas heterogéneas sobre cimientos estables.

Caso	Tipo	Objeto	Sujeto a desembalse rápido	Clasificación de material de revestimiento	Clasificación del material Taludes	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo
A	Núcleo mínimo	Cualquiera	No crítico	No crítico: escollera, GW, SW (con gravas) o SP (con gravas)	GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH, MH.	2:1	2:1
B	Núcleo máximo	Retención o embalse	No	No crítico: escollera, GW,GP, SW (con gravas) o SP (con gravas)	GC,GM SC,SM CL,ML CH,MH	2 ¼:1 2 ½:1 3:1	2 ¼:1 2 ½:1 3:1
C	Núcleo máximo	Embalse	Si	No crítico: escollera, GW,GP, SW (con gravas) o SP (con gravas)	GC,GM SC,SM CL,ML CH,MH	2 ½:1 3:1 3 ½:1	2:1 2 ¼:1 3:1

Fuente: Floyd , 1970.
Elaboración: Autor.

El material utilizado para la construcción de taludes varía según su disponibilidad, ya que se requiere un importante volumen de material (González et al., 2002).

1.3.3. Núcleo.

El espesor superior del núcleo se determina a partir de las condiciones constructivas y el ancho de la base del núcleo se establece en base al gradiente del flujo de filtración. En la siguiente figura se muestra especificaciones para un pre diseño del núcleo:

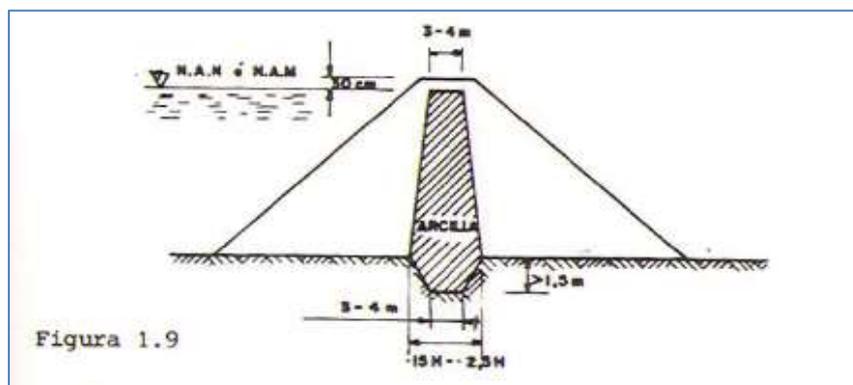


Figura 5. Especificaciones para prediseño del núcleo.

Fuente: Armas & Horta,1987.
Elaboración: Armas & Horta,1987.

Para la construcción del núcleo se recomienda suelos de baja permeabilidad, se debe evitar suelos erosionables, solubles u orgánicos. Los limos y las arcillas son los más comunes (González et al., 2002). La profundidad del dentellón depende del tipo de fundación. Usualmente tiene un ancho mínimo de 1 m.

1.3.4. Drenaje.

Como se mencionó anteriormente el uso del drenaje tiene como finalidad el control de la filtración en la presa, no será necesario usar drenaje cuando el material del espaldón aguas abajo cumpla las funciones de dren. Las funciones que deben cumplir los drenes son: permitir la evacuación del agua, debe evitar el sifonamiento mecánico y además deben colocarse de modo que se puede observar su funcionamiento.

Comúnmente se emplea materiales granulares, con exigencias granulométricas, de alta resistencia, se debe evitar la presencia de finos (González et al., 2002).

1.3.5. Filtros.

Los filtros deben ser muy permeables para evitar el sifonamiento mecánico, los espesores mínimos de filtros son:

- Capas horizontales de arena: 15 cm
- Capas horizontales de grava: 30 cm
- Capas verticales o inclinadas: 1.0 m

1.3.6. Protección para el talud aguas arriba.

Los revestimientos son sistemas de protección construidos con la finalidad de incrementar la resistencia a las fuerzas destructivas producidas por las olas. Comúnmente la protección se coloca desde la cota de la corona hasta cierta distancia por debajo del nivel de aguas muertas y se asentará sobre un material granular.

El tipo de revestimiento se define a partir de la valoración técnica-económica de variantes, teniendo en cuenta los siguientes factores:

- Altura de Oleaje
- Variaciones del Nivel del Embalse

-Material de la Presa

-Condiciones Climáticas

-Importancia de la Obra.

Existen diversos tipos de revestimiento colocados para el talud aguas arriba: los más utilizados en la actualidad tenemos: enrocamiento (a volteo y colocado a mano), losas de hormigón armado ("in situ y prefabricadas) (Guamán & Verdugo, 2014).

1.3.7. Protección para el talud aguas abajo.

Los taludes aguas abajo deben protegerse contra la erosión por la lluvia y viento. Los tipos de protección más recomendados son: una capa de roca, cantos o cubiertas vegetales (Guamán & Verdugo, 2014).

1.4. Metodología de diseño de estructuras de tierra.

González et al., (2002) describe las líneas generales para el diseño de estructuras de tierra, entre las cuales tenemos: determinar la disponibilidad de materiales; a través de un estudio geológico-geotécnico adecuado y de la topografía de la zona, en base a esto realizar el diseño más adecuado.

Los taludes de este tipo de estructuras varían según la calidad del material, su inclinación depende principalmente de los parámetros de resistencia al corte de los materiales y asientos predecibles en los terraplenes.

En la figura 6 y 7 se presenta dos ábacos que permiten determinar posibles asientos en terraplenes y valores de parámetros de resistencia a corte a partir de la granulometría del material (González et al., 2002).

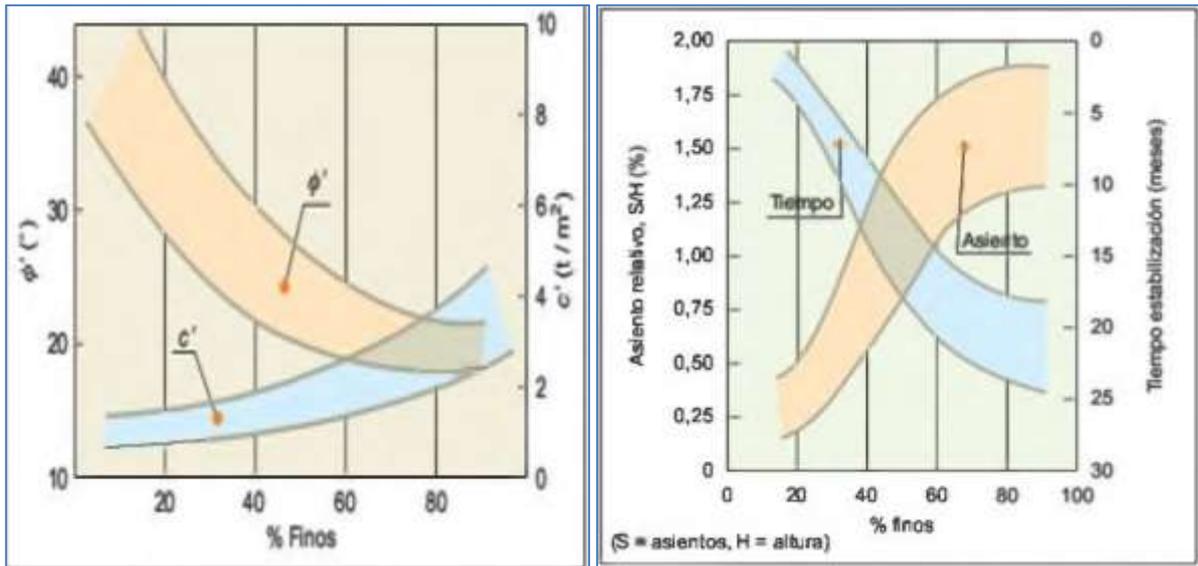


Figura 6 y 7. Posible resistencia al corte de suelos y asentamientos post-constructivos en terraplenes según el contenido de finos.

Fuente: González et. al, 2002.

Elaboración: González et al., 2002.

Para un diseño más preciso es necesario obtener estos parámetros a partir de ensayos de laboratorio.

Una vez definido estos criterios se puede efectuar una primera estimación de los taludes, González et al (2002) recomienda utilizar los ábacos de Taylor de estabilidad de taludes si estos se encuentran sobre terreno de buena calidad y en horizontal. Los diagramas de los ábacos se presentan en el Anexo A.

Además para el diseño de terraplenes es necesario determinar zonas de impermeabilización y dispositivos de drenaje. Finalmente, una vez determinada la geometría y los materiales a utilizar resulta conveniente establecer los criterios para una adecuada compactación.

1.5. Análisis de estabilidad de taludes.

El análisis de estabilidad tiene como finalidad determinar el riesgo de falla que un talud puede presentar. La estabilidad de un talud se puede definir en función de un factor de seguridad (FS), determinado mediante un análisis matemático (Suárez, 1998).

En 1927 Fellenius definió al factor de seguridad como la relación que existe entre los esfuerzos resistentes al corte y los esfuerzos desestabilizadores que tratan de producir la falla.

Ec. 3

$$F.S. = \frac{\text{Resistencia al corte}}{\text{Esfuerzo al cortante}}$$

Para determinar la estabilidad de un talud, existen los siguientes métodos:

- Métodos de cálculo en deformaciones.
- Métodos de equilibrio límite.

1.5.1. Métodos de cálculo de estabilidad de taludes.



Figura 8. Métodos de cálculo de estabilidad.
Fuente: González et al., 2002.
Elaboración: Autor.

1.5.1.1. Método de equilibrio límite.

Los métodos de equilibrio límite son los más utilizados en el campo de la ingeniería civil debido a su sencillez y confiabilidad, estos métodos se basan en el criterio de rotura de Mohr-Coulomb y establecen que si los esfuerzos cortantes resistentes son superados por los esfuerzos cortantes desestabilizadores se producirá una superficie de falla relativamente continua en la masa de suelo del talud (González et al., 2002).

La mayoría de métodos desarrollados dentro de esta clasificación se basan en dividir la masa potencial de deslizamiento en un cierto número de dovelas (Paredes, 2010). A continuación se describen dos de los métodos más usuales:

1.5.1.1.1. Morgenstern-Price.

Es considerado uno de los métodos más precisos, pero su aplicación no resulta nada fácil, se emplea para cualquier superficie de deslizamiento. Este método tiene gran similitud con el método de Spencer, lo que lo diferencia es que la inclinación de fuerzas actuando entre rebanadas es diferente en cada rebanada al punto extremo de la superficie de deslizamiento (Paredes, 2010).

La representación de las fuerzas entre rebanadas se supone igual que para el método de Spencer.

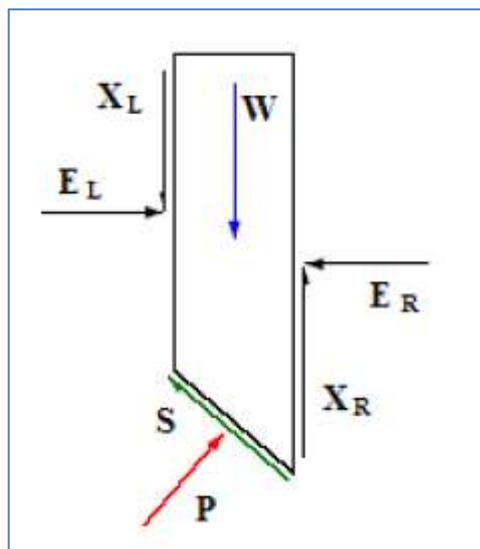


Figura 9. Representación de las fuerzas actuantes en el método de Morgenstern-Price.

Fuente: Gonzáles et al, 2010.

Elaboración: González et al., 2002.

Donde:

W = Cargas verticales externas.

E_R y E_L =fuerzas normales entre rebanadas.

X_R y X_L =Fuerzas verticales entre rebanadas

P y S = Fuerza normal y tangencial a la base de la rebanada.

1.5.1.1.2. Bishop Simplificado.

Este método brinda resultados muy similares a los métodos precisos, se emplea con mayor frecuencia en análisis de fallas circulares. Supone que no existe fuerza tangencial entre rebanadas, es decir se considera como única fuerza resultante entre rebanadas a la horizontal (*Paredes, 2010*).

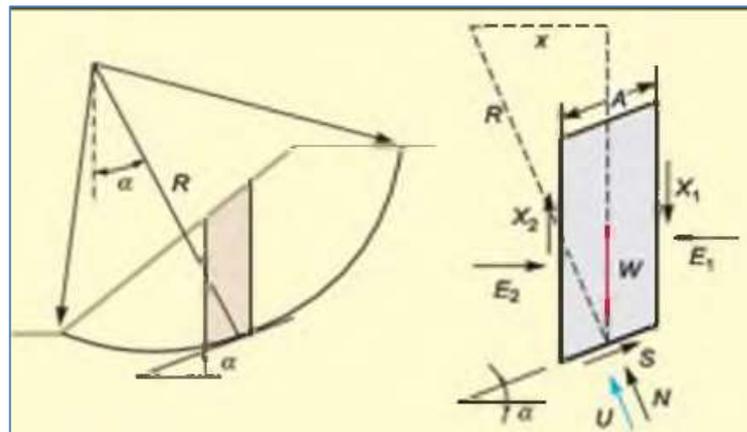


Figura 10. Representación de las fuerzas actuantes en el método de Bishop Simplificado.

Fuente: González et al., 2002.

Elaboración: González et al., 2002.

El factor de seguridad se expresa:

Ec. 4

$$F = \frac{\sum [c' \cos \alpha + (W - U \cos \alpha) \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha} \left[\frac{1}{m_i \alpha} \right]$$

donde:

Ec. 5

$$Mi(\alpha) = \cos \alpha \left(1 + \frac{\text{tag} \phi \text{tg} \alpha}{F} \right)$$

A= Ancho de la dovela.

W=Peso de cada dovela.

c', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

U= Presión de poros en la base de cada dovela.

α =Angulo del radio y vertical en cada dovela.

1.5.1.2. Métodos de cálculo en deformaciones.

Debido a su complejidad, estos métodos no son posibles de resolverlos por métodos matemáticos tradicionales (Herrera, 2000), pero gracias a los avances informáticos existe una variedad de programas que permiten desarrollar con gran facilidad cálculos a través de métodos de elementos finitos u otros métodos numéricos. De esta forma es posible obtener valores de tensiones, deformaciones y desplazamientos que se generan por cargas que actúan sobre el terreno (González et al., 2002).

1.5.2. Estabilidad de taludes frente a la variación del nivel del embalse.

Durante la vida útil de una presa existen diferentes periodos de llenado y desembalse por diferentes causas. González et al., (2002) describen las condiciones más frecuentes:

1.5.2.1. Condición antes del llenado del embalse.

Talud en equilibrio antes del llenado del embalse para una superficie de rotura potencial:

Ec. 6

$$\sigma_T = h_1 \gamma_{\text{sat}} + h_2 \gamma_{\text{ap}}$$

Ec. 7

$$u = h_1 \gamma_w$$

Ec. 8

$$\sigma' = \sigma_T - u$$

Ec. 9

$$\tau = c' + \sigma'_n \operatorname{tg} \phi'$$

Ec. 10

$$F > 1.0$$

donde:

σ_T = Esfuerzo total.

h_1 = altura del material húmedo.

γ_{sat} = peso unitario saturado del suelo.

h_2 = altura del material de peso aparente.

γ_{ap} = peso unitario aparente.

u = presión de poro del agua.

σ' = esfuerzo efectivo.

τ = resistencia al corte.

c' = resistencia no drenada, o cohesión aparente.

σ'_n = esfuerzo normal efectivo en el plano de corte.

ϕ' = ángulo de fricción por esfuerzo efectivo.

F = factor de seguridad.

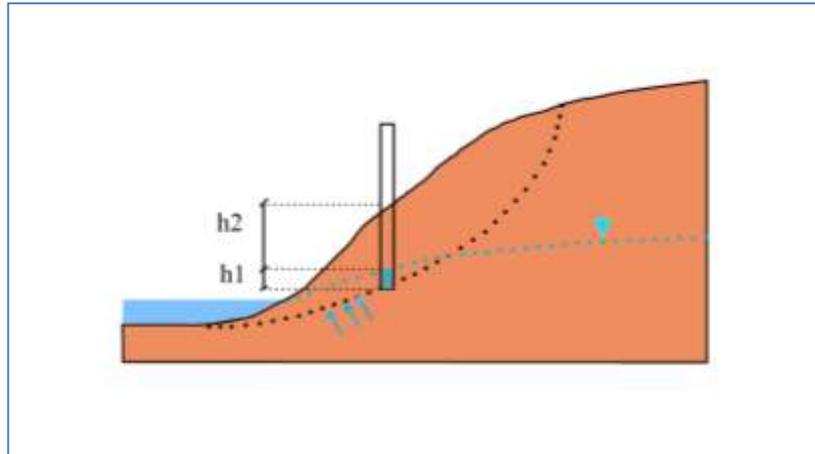


Figura 11. Condición antes del llenado del embalse.

Fuente: González et al., 2002.

Elaboración: González et al., 2002.

Durante la etapa de construcción es necesario estimar la estabilidad de ambos taludes. En esta etapa se realiza un análisis en tensiones totales, considerando las presiones de poro que se producen por consolidación al final de la construcción. Para el análisis se emplean parámetros de resistencia a cortante (C_R y Φ_R), obtenidos por ensayos rápidos (Ortiz & Portilla, 2014).

1.5.2.2. *El talud presenta un nivel freático definido.*

Situación de equilibrio, en la que el talud presenta un nivel freático definido. La presión hidrostática equilibra el aumento de la presión intersticial en el talud.

Ec. 11

$$\sigma_T = (h_1 + h_2)\gamma_{sat} + h_3\gamma_w$$

Ec. 12

$$u = (h_1 + h_2 + h_3)\gamma_w$$

Ec. 13

$$F > 1$$

Donde:

σ_T = esfuerzo total.

h_1+h_2 =altura del material saturado

γ_{sat} = peso unitario saturado del suelo.

h_3 = altura de la presión hidrostática.

γ_w =peso unitario del agua.

u =presión de poro del agua.

F =factor de seguridad.

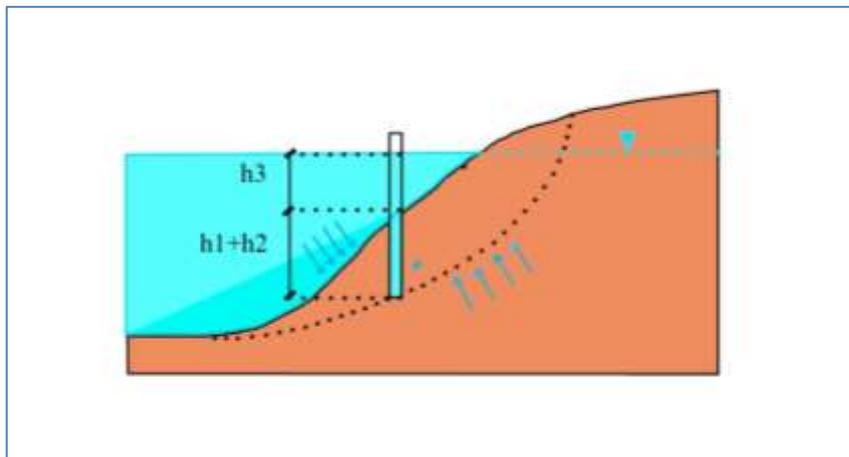


Figura 12. El talud presenta un nivel freático definido.

Fuente: González et al., 2002.

Elaboración: González et al., 2002.

Para la condición de operación, cuando el terraplén consta de un nivel de embalse definido y existe la presencia de la presión hidrostática, basta con determinar la estabilidad del talud aguas abajo. Se considera la presión de poro en el cuerpo de la presa originada por la presencia de la presión hidrodinámica pertenecientes a la red de flujos. Por lo tanto se analiza mediante métodos en función de esfuerzos efectivos considerando parámetros determinados por ensayos lentos o drenados (Ortiz et al., 2014).

1.5.2.3. Condición luego de un vaciado rápido del embalse.

La condición de vaciado rápido se puede presentar cuando el nivel de embalse disminuye un nivel considerable durante unas semanas o algunos meses; en realidad es suficiente

para tener un vaciado rápido, que la disipación de excesos de presión neutral en el terraplén sea superada por la velocidad de descenso del agua (Juárez et al., 2004).

Ec. 14

$$\sigma_T = (h_1 + h_2)\gamma_{sat} + h_4\gamma_w$$

Ec. 15

$$u = (h_1 + h_2 + h_4)\gamma_w$$

Ec. 16

$$F < 1$$

donde:

σ_T =esfuerzo total.

h_1+h_2 = altura del material saturado

γ_{sat} =peso unitario saturado del suelo.

h_4 = altura de la presión hidrostática.

γ_w = peso unitario del agua.

u =presión de poro del agua.

F =factor de seguridad.

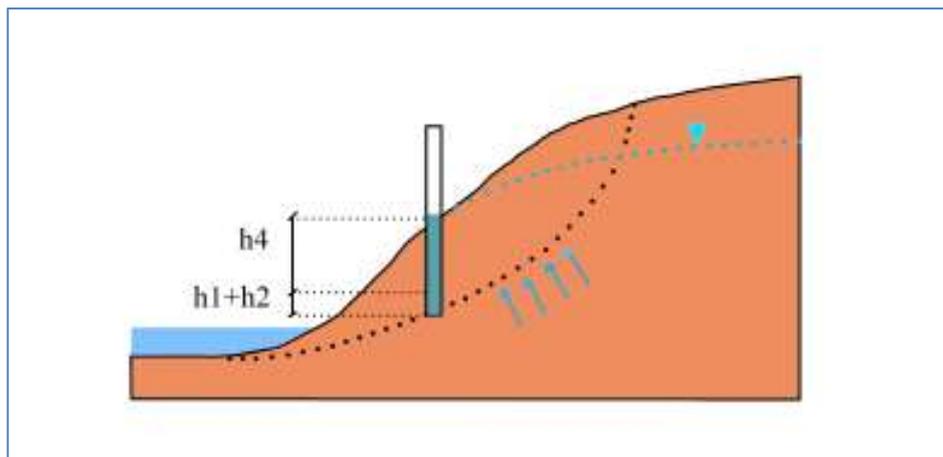


Figura 13. Condición luego de un vaciado rápido del embalse.

Fuente: González et al., 2002.

Elaboración: González et al., 2002.

Al momento de analizar los efectos de un vaciado rápido, deben considerarse dos tipos de material (Suárez, 1998):

- Suelos arcillosos y limosos: En este tipo de suelo se produce presiones de poros debido a los cambios de los esfuerzos cortantes.
- Suelos granulares gruesos: Por lo contrario en materiales granulares por su alta permeabilidad impide la generación de presiones de poros.

En esta condición se deberá comprobar la estabilidad del talud aguas arriba con diversos niveles del embalse. Se analizan en términos de esfuerzos totales, con parámetros obtenidos de ensayos triaxiales tipo CU.

En el estudio de Sherard (1953), realizado a 12 presas, determinó que las fallas por variación del nivel del embalse sucedieron en casos que el nivel del agua disminuyó a partir del nivel máximo hasta la mitad a razón de 10 a 15 cm/día.

El vaciado rápido se puede presentar cuando:

- Se necesite disminuir repentinamente el nivel de embalse para resolver problemas que se puedan presentar durante la operación de la presa (Flores, 2000).
- Luego de un período de inundación, el nivel del cauce disminuye o debido a una falla (abertura) en el terraplén el nivel de agua disminuye bruscamente (De la fuente, 2012).

1.5.3. Análisis de estabilidad de taludes bajo acción sísmica.

Amirreza & Mojtaba (2014) indican que las presas de materiales sueltos presentan una mejor respuesta sísmica en comparación con presas de hormigón, ya que poseen la capacidad de deformarse.

Durante terremotos, los materiales que conforman el terraplén de la presas de tierra se someten a cambios significativos en sus propiedades, estos cambios afectan a la estabilidad de la presa (Tensay, Xue-tao & Wei, 2010).

Para el análisis de taludes bajo la acción sísmica habitualmente se usa el método pseudo-estático ya que es un método sencillo y muy fácil de usar, aunque en algunas ocasiones no ofrezca resultados fiables (Bray & Travararou, 2009).

Barrera, Gómez & Martínez (2011) proponen que el método pseudo-estático se basa en considerar que los efectos ocasionados por un sismo son equivalentes a aceleraciones constantes horizontales y verticales, las mismas que producen fuerzas de inercia F_h y F_v , y actúan en el centro de gravedad de la masa de falla, (Kramer, 1996) determinó que las

magnitudes de la fuerzas pseudo-estáticas están representadas por las siguientes ecuaciones:

Ec. 17

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W$$

Ec. 18

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = K_v W$$

donde:

F_h y F_v = fuerzas pseudo-estáticas horizontal y vertical

a_h y a_v =aceleraciones horizontales y verticales

k_h y k_v = coeficientes pseudo-estáticos adimensionales horizontales y verticales

W = peso de la masa de falla.

En presas de enrocado, el coeficiente sísmico puede ser inferior, debido que este tipo de presas poseen un ángulo de fricción interna alto y por otro lado en este tipo de presas no son considerables los problemas relacionados a la presión de poros (Alva & Infantes, 2011).

Para la elección del coeficiente pseudo-estático horizontal se recomienda tomar los siguientes criterios:

- No se puede considerar un coeficiente sísmico inferior a 0.20 en presas de materiales sueltos (Venegas, 2011).
- En la Presa Baba, ubicada en la provincia de los Ríos-Ecuador, se utilizó un coeficiente sísmico igual a 0.20 obteniéndose resultados favorables (Ortiz et al., 2014).
- Valores entre 0.1 y 0.20 pueden brindar diseños relativamente seguros (Alva, 2011).

1.5.4. Herramientas informáticas para el análisis de estabilidad de taludes.

En la actualidad existen programas especializados que permiten el análisis de estabilidad de taludes de una manera fácil y rápida, con un grado de precisión muy alto (Suárez, 1998). El software más empleado en el análisis de estabilidad de taludes es Slope/W del paquete de Geo Studio, que se basa en la teoría de equilibrio límite mediante diferentes métodos, tales

como los planteados por Fellenius, Bishop, Janbú , Spencer y Morgenstern-Prince, etc. Permite la modelación de superficies homogéneas y no homogéneas con la influencia del nivel freático (Geo-Slope Internacional Ltd. , 2007)

El paquete de Geo Studio contiene el programa SEEP/W que sirve para la evaluación de filtraciones en presas, considerando el flujo en la zona saturada y no saturada, permitiendo añadir características reales como la heterogeneidad de los sistemas de escurrimiento subterráneo.

Otro software frecuentemente empleado en el modelamiento y análisis de taludes es Slide, es uno de los más completos. Mediante la incorporación de condiciones hidráulicas y condiciones de límite se puede analizar la filtración de aguas subterráneas mediante elementos finitos (ROCSCIENCE, 2010).

CAPÍTULO II
GEOLOGÍA Y SISMOLOGÍA

2.1. Descripción general.

Para el propósito de esta investigación, los materiales para la conformación del dique fueron tomados en 3 zonas que presentan geología diferente dentro de la ciudad de Loja.

Por otro lado el análisis sísmico se desarrolla a partir de características sismológicas de la Zona 7; conformada por las Provincias de Loja, El Oro y Zamora Chinchipe.

2.1.1. Geología.

La extracción y obtención de las muestras se realizaron en tres áreas posibles de bancos de préstamos situadas dentro de la Provincia, Cantón y ciudad de Loja.

2.1.1.1. Zona 1.

Se ubica en Barrio San Cayetano Alto, en la Urb. Colegio de Arquitectos, coordenadas UTM; Norte 9558708 m y Este 700694 m y a un nivel de 2204 msnm.



Figura 14. Zona de muestreo 1.

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

2.1.1.2. Zona 2.

Se ubica en el sector La Pradera, en la calle Francisco García Lorca, coordenadas UTM; Norte 9556386 m y Este 700375 m y a un nivel de 2199 msnm.



Figura 15. Zona de muestreo 2.

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

2.1.1.3. Zona 3.

Se ubica en el sector El Pedestal, en la Av. Manuel Carrión Pinzano, coordenadas UTM; Norte 9557972 m y Este 698903 m y a un nivel de 2126 msnm.

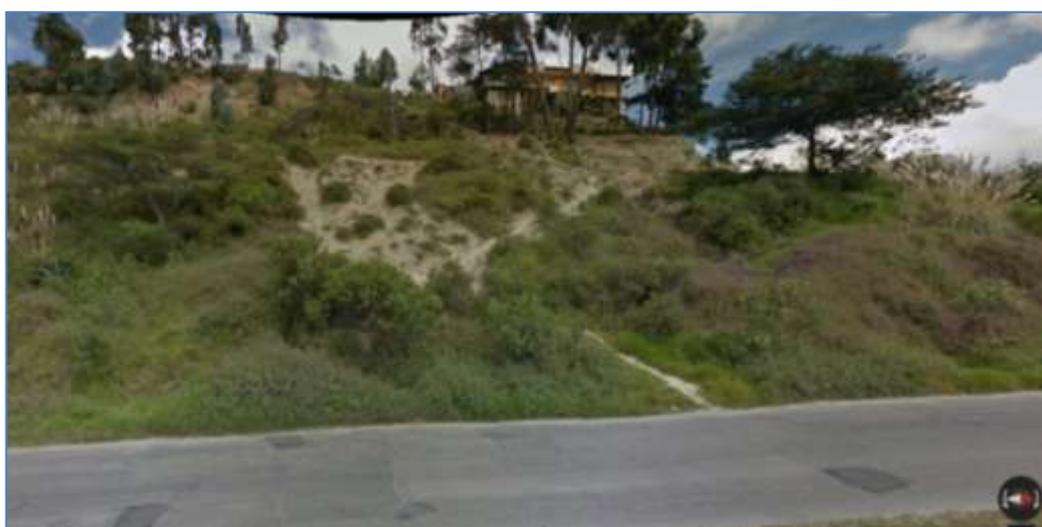


Figura 16. Zona de muestreo 3.

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

De acuerdo al mapa geológico (Anexo A) presentado por Kennerley y Almeida (1975), la hoya de Loja se encuentra conformada por una variada secuencia sedimentaria sobrepuesta de manera discordante sobre el basamento de rocas metamórficas. Con una estratigrafía que comprende 7 formaciones denominadas: Chiguinda, Trigal, La Banda, Belén, San Cayetano, Quillollaco y Salapa.

En este caso las zonas 1 y 2 está constituida por la formación San Cayetano que se caracteriza por una capa de limonitas que contiene lutitas de color gris y blancos. La zona 3 está conformada por la formación Quillollaco.

En el Tabla 7 se presenta las características geotécnicas de cada una de las zonas de muestreo, estos valores fueron obtenidos a través de ensayos de laboratorio de muestras tomadas a 1.5 m de profundidad.

Tabla 7. Caracterización geotécnica de zonas de muestreo.

Características	Unidad	Zona1	Zona2	Zona 3
SUCS		ML	CL	SC
AASHTO		A- 4	A-6	A-2-7
Contenido de Humedad	%	19.96	12.13	10.39
Peso específico (γ)	KN/m ³	15.69	17.06	17.77
Permeabilidad (K)	cm/s	4.857E-06	1.37E-07	5.043E-05
Cohesión (c)	KN/m ²	43.5	130.2	14.7
Ángulo de fricción (Φ)	(°)	23°	25°	31°
Azul de metileno	(VA)	12.25	12.25	32
		L _{ma} , A _{ma}	L _{ma} , A _{ma}	A _{pa} , L _{pa}

Fuente: Alejandro, 2016 y Autor (ensayos de laboratorio).

Elaboración: Autor.

Tabla 8. Significado de símbolos que aparecen en la carta de clasificación de suelos finos.

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
L _{pa}	limos poco activos
L _{ma}	limos medianamente activos
L _{ta}	limos muy activos
A _{pa}	arcillas poco activas
A _{ma}	arcillas medianamente activas
A _{ta}	arcillas muy activas

Fuente: INVIAS, 2012.

Elaboración: Autor.

2.1.2 Sismología.

2.1.2.1. Riesgo sísmico.

El Ecuador es un país, cuyo territorio en su mayoría está expuesto a un alto peligro sísmico (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015), esto se debe a que la costa sudamericana es una zona de gran riesgo. El Ecuador se encuentra localizado en una zona conocida como “Cinturón de Fuego del Pacífico”, escenario donde se produce una importante actividad sísmica; aproximadamente el 85% de los terremotos que ocurren a nivel mundial (Chalán & Guevara, 2014).

La actividad sísmica que afecta al territorio ecuatoriano se origina principalmente por movimiento diferencial de las placas tectónicas, fallas activas y vulcanismo (Ortiz & Portilla, 2014).

La NEC, 2015 en el capítulo de Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras, se detallan los valores de la aceleración máxima en roca esperada para diferentes zonas del país. En este caso consideramos los valores para las provincias de Loja, El Oro y Zamora Chinchipe que presentan caracterización de peligro sísmico como Alta (Zona sísmica II, III, IV y V). (Ver Anexo B).

CAPÍTULO III
MARCO METODOLÓGICO

3.1 Generalidades.

Para el desarrollo del presente trabajo de investigación, se ha planteado la metodología que se resume en el siguiente esquema con el fin de dar cumplimiento a cada uno de los objetivos planteados.

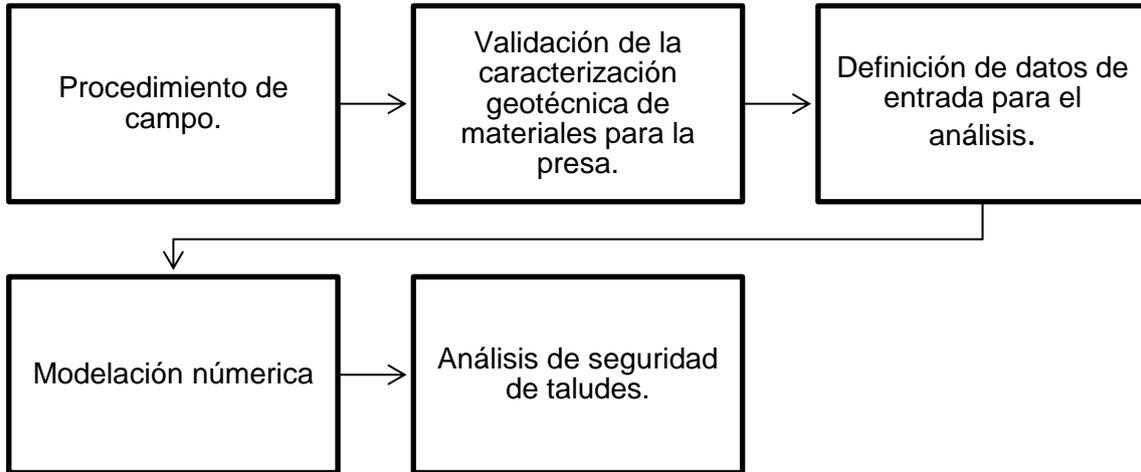


Figura 17. Esquema metodológico de la investigación.
Fuente: Autor.
Elaboración: Autor.

3.2. Procedimiento en campo.

Hace referencia a la clasificación primaria que ha permitido identificar las propiedades de los suelos a través procedimientos visuales y manuales. Además se presenta la etapa de muestreo, la misma que se realizó mediante la perforación manual y calicatas.

La toma de muestras alteradas, se realizó a una profundidad de 1m, bajo los requerimientos descritos en la NTE INEN 686. Estas muestras se emplearon para ensayos de clasificación de suelos y para elaborar especímenes remoldeados.

La toma de muestras inalteradas se realizó a una profundidad de 1.5 m, mediante sondeos manuales con el uso de tubos de pared delgada bajo las exigencias descritas en la norma la NTE INEN 687. Estas muestras se emplearon para la elaboración de ensayos que permiten conocer las propiedades de resistencia al corte del suelo.

3.2.1. Clasificación primaria.

En la normativa INVIAS (2012) se presenta tablas con criterios de parámetros como: dilatancia, tenacidad, plasticidad y resistencia seca. Estos criterios permiten definir un suelo de manera general (Ver Anexo D).

3.2.1.1. Clasificación primaria para suelos de grano fino.

3.2.1.1.1. Resistencia seca.

Se usa terrones en estado natural seco, a los mismos se les aplica una presión entre los dedos, permitiendo determinar su resistencia (INVIAS, 2012).

3.2.1.1.2. Dilatancia.

Con una porción de muestra de suelo que presente consistencia blanda; mediante agitación horizontal y golpeándola entre las manos, se observa el afloramiento de agua en la superficie del suelo (INVIAS, 2012).

3.2.1.1.3. Tenacidad y Plasticidad.

Se determina la presión requerida para formar cilindros de suelos de aproximadamente 3mm, un poco antes de que alcen su límite plástico.

Durante el desarrollo el ensayo de tenacidad, se puede observar la plasticidad que presenta el material (INVIAS, 2012).

3.2.1.2. Clasificación primaria para suelos de grano grueso.

Se considera suelo de grano grueso cuando el contenido de finos es menor de 50% de la muestra, los criterios para la identificación de este tipo de suelo se describen en la Norma INVIAS (2012), Sección 100.

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los resultados obtenidos de la clasificación primaria para suelos de grano fino.

Tabla 9. Resumen de resultados de clasificación primaria para suelos de grano fino.

		MUESTRA 1	MUESTRA 2
Resistencia en seco		Baja	Alta
Dilatancia		Rápida	Lenta
Tenacidad-Plasticidad		Baja Baja	Mediana Media
Resultado		ML	CL

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

3.3. Ensayos de laboratorio.

Esta fase consistió en realizar distintos ensayos de laboratorio con las muestras de suelo obtenidas, los mismos se realizaron en el laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Técnica Particular de Loja. El desarrollo de los ensayos se realizó bajo los procedimientos descritos en las normativas respectivas.

3.3.1. Ensayo para determinar el contenido de humedad.

Mediante el método de ensayo descrito en la Norma ASTM D 2216, se determinó el porcentaje de agua contenida en los suelos.



Figura 18. Ensayo de contenido de humedad.
Fuente: Autor.
Elaboración: Autor.

3.3.2. Análisis granulométrico por lavado.

El análisis granulométrico permite determinar la variación de tamaños de partículas en cualquier masa de suelo (Das, 2012). El procedimiento se describe en las normas AASHTO T 88 y ASTM D 422.



Figura 19. Ensayo granulométrico por lavado.
Fuente: Autor.
Elaboración: Autor.

3.3.3. Límites de Atterberg.

3.3.3.1. Límite Líquido.

Se determina utilizando el método de Casa grande, descrito en las normas AASHTO T 89 y ASTM D4318. Se define como el porcentaje de humedad de un suelo para que pasen de un estado líquido a un plástico (Das, 2012).



Figura 20. Determinación de límite líquido.
Fuente: Autor.
Elaboración: Autor.

3.3.3.2. Límite plástico.

Las normas AASHTO T 90 y ASTM D 4318 describen el procedimiento para determinar el límite plástico que se define, como el contenido de humedad en el que el suelo se desmorona al formar barritas de 3.2mm de diámetro.



Figura 21. Determinación de límite plástico.
Fuente: Autor.
Elaboración: Autor.

3.3.4. Ensayo de compresión triaxial.

Mediante el ensayo triaxial tipo no consolidado-no drenado (UU), se determinó los valores de la cohesión y el ángulo de fricción. Con este ensayo se puede analizar la condición a corto plazo con métodos de esfuerzos totales (Juárez et al, 2004). Los ensayos se llevaron a cabo bajo los requerimientos descritos por la AASHTO T-296 y ASTM D-2850.



Figura 22. Ensayo de compresión triaxial.
Fuente: Autor.
Elaboración: Autor.

3.3.5. Ensayo de permeabilidad de suelos.

La permeabilidad de los suelos se determinó mediante el método de carga variable, el ensayo se realizó bajo los requerimientos descritos en las normativas ASTM D2434, ASTM D5048 Y AASHTOT 215.



Figura 23. Ensayo de permeabilidad.
Fuente: Autor.
Elaboración: Autor.

3.3.6. Ensayo de azul de metileno.

Permite identificar las características de la fracción de un suelo que pasa el tamiz No. 200, a través de la solución del azul de metileno. Es una técnica complementaria para la clasificación de suelos (Jiménez & Crespo, 2013). Este ensayo se realiza siguiendo el procedimiento descrito en la INV.E-182.



Figura 24. Ensayo de azul de metileno.
Fuente: Autor.
Elaboración: Autor.

3.3.7. Ensayo de consolidación.

Mediante este ensayo se puede determinar el asentamiento por consolidación provocado por la presencia de varias cargas incrementales (Das, 2012). En la norma ASTM D 2435 se describe el procedimiento a seguir.



Figura 25. Ensayo de consolidación.
Fuente: Autor.
Elaboración: Autor.

En el Anexo E, se presentan los resultados obtenidos en cada uno de los ensayos realizados.

3.4. Validación de caracterización geotécnica de materiales.

Como la finalidad del presente proyecto es el análisis de seguridad de taludes, se ha considerado para la caracterización geotécnica de los materiales que conforman los taludes valores obtenidos a partir de ensayos de laboratorio y para los materiales que conforman el cimiento, núcleo y dren se toma valores extraídos de tablas.

Para validar la información obtenida de los ensayos de laboratorio de los suelos, se procedió a su verificación a partir de valores de parámetros geotécnicos extraídos de tablas expuestas por diferentes autores, esto con el fin de que los parámetros de los materiales considerados para la conformación de la presa se apeguen mucho más a la problemática real.

Tabla 10. Parámetros geotécnicos obtenidos de ensayos de laboratorio y extraídos de tablas.

Características	Unidad	Zona 1		Zona 2		Zona 3	
		ML		CL		SC	
		Ensayo laboratorio	Tablas de datos geotécnicos.	Ensayo laboratorio	Tablas de Datos geotécnicos	Ensayo laboratorio	Tablas de datos geotécnicos.
Permeabilidad (K)	cm/s	4.857 e-06	5 e-4 a 10e- 5	1.37 e-07	10e-5 a 10e-8	5.043 e-05	10e-3 a 10e- 4
Cohesión (c)	KN/m ²	43.5	Baja	130.2	25 a 150	14.7	Nula
Ángulo de fricción (Φ)	(°)	23	26-35	25	-	31	30-35

Fuente: Das, 2012 y González et al., 2002- Autor (ensayos de laboratorio).

Elaboración: Autor.

Como se puede observar en la Tabla 10, los valores de parámetros físicos, hidráulicos y de resistencia obtenidos a partir de ensayo de laboratorio se encuentran en su gran mayoría dentro de los rangos de valores extraídos de tablas de parámetros geotécnicos.

En el Anexo F se presentan los datos de las propiedades de los suelos y materiales que no se obtienen mediante ensayos de laboratorio.

3.5. Definición de datos de entrada para el análisis de estabilidad.

3.5.1. Geometría.

Se adopta una presa zonada; que consta de un núcleo impermeable y sistema de drenaje, fundada sobre una base resistente e impermeable. El material de cada elemento de la presa se considera homogéneo e isotrópico. La geometría de la presa se presenta en la Figura 26.

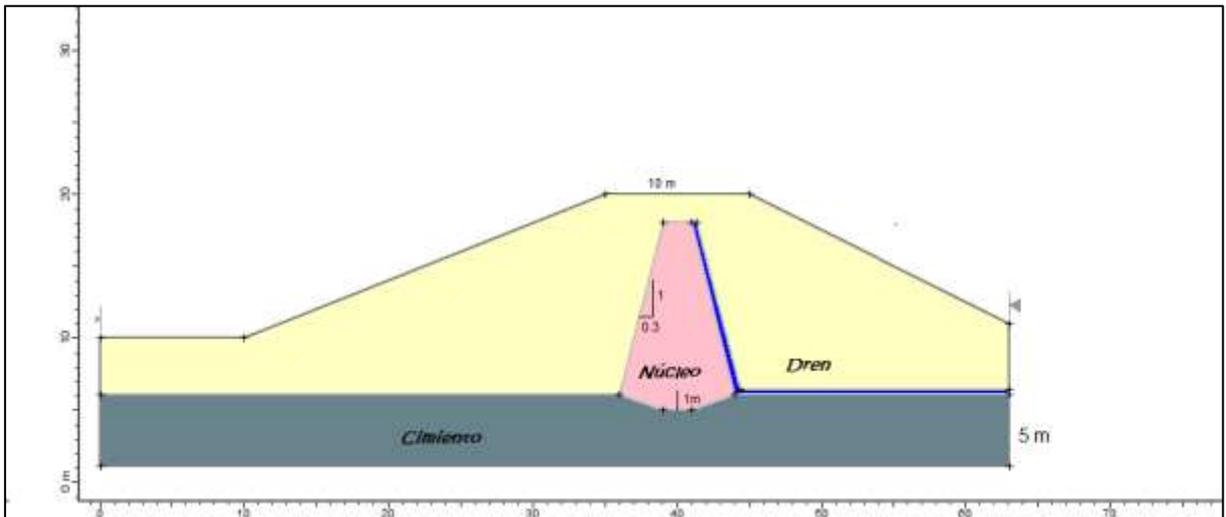


Figura 26. Geometría de la presa.

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

Tabla 11. Geometría de la presa.

Geometría de la presa	
Altura de la presa sobre el cimientado	15.5 (m)
Ancho de la corona	10 (m)
Profundidad del cimientado	5.0 (m)
Profundidad del dentellón	1.0 (m)

Fuente: Floy, 1970 y Armas & Horta, 1987.

Elaboración: Autor.

La estimación de los taludes se realiza a partir de los parámetros de resistencia al corte y los asentamientos predecibles por efecto de su propio peso.

Se ha calculado el valor de los asentamientos al final de la construcción de la presa, basados en el Módulo de elasticidad de Young para condiciones no drenadas. Para su determinación se ha

utilizado los resultados obtenidos de los ensayos triaxiales y su cálculo se realizó a través del programa SIGMA/w del paquete de Geostudios.

Tabla 12. Constantes elásticas de los materiales.

CONSTANTES ELÁSTICAS DE LOS MATERIALES.		
	Modulo E	Coefficiente de Poisson
	(MPa)	(v)
Caso 1- (ML)	14	0.3
Caso 2- (SC)	20	0.3
Cimiento	100	0.4
Dren	25	0.25
Núcleo impermeable	18	0.4

Fuente: U.S. Department of the Navy 1982 y Bowles (1988) y Autor (Ensayos de laboratorio).

Elaboración: Autor.

Se sabe que el parámetro que más influye en el cálculo de asentamientos es el Módulo de Young. En este caso se ha tomado este valor de ensayos triaxiales, siendo probable que estos valores de asentamiento y esfuerzos resulten menores a los calculados. Los valores calculados para el Caso 1 es de 0.0835m y para el Caso 2 es de 0.072 m.

Por esta razón es recomendable que se realicen estudios complementarios para obtener con mayor precisión los asentamientos. En los anexos se adjuntan los resultados de los ensayos de consolidación dos de las zonas de muestreo consideradas en este estudio, con esto se puede realizar un estudio de asentamiento más detallado.

Para la estimación de los taludes se utilizó los ábacos de estabilidad presentados por Taylor (Ver Anexo A). Se consideró la presencia de la acción sísmica y una fundación estable.

3.5.2. Nivel de agua almacenada.

La altura de agua almacenada (nivel de aguas máximas extraordinarias), permite definir la línea de corriente que se forma en el terraplén por la presencia del flujo de agua por infiltración. Será empleada en la modelación para las condiciones de operación y vaciado rápido; la línea de corriente se obtiene a través de software SEEP/W del paquete Geostudios.

La altura de agua almacenada es de 14m sobre el cimiento, esto da como resultado una altura de borde libre de 1.55 m la misma que lleva implícito alturas por: sobreelevación de agua por viento, altura de cresta de olas, asentamiento y altura de seguridad. Teniendo

como referencia el criterio del Bureau of Reclamation que para efectos prácticos recomienda para el borde libre un valor igual a $H_p/10$ donde H_p es la altura de la presa.

En el caso del nivel de Aguas Máximas Ordinarias se consideró 1m por debajo del nivel de aguas máximas extraordinaria. Para el nivel de aguas mínimo de operación, la elevación que se tomó fue el 50% de la altura total de la presa. Y por último para el nivel de aguas mínima se tomó el criterio de que este sea equivalente a $0.20 H_p$, donde H_p es la altura de la presa.

3.5.3. Parámetros físicos y de resistencia a cortante de suelo.

Se han considerado dos tipos de materiales para el cálculo de estabilidad, estos materiales fueron seleccionados teniendo como referencia el tipo de presa definida para este estudio.

El análisis de seguridad de taludes para los tres estados de carga se realizaron en tensiones totales, obtenidas de ensayos triaxiales no consolidados-no drenados (UU). Además de las muestras alteradas se realizaron ensayos de granulometría, límites de atterberg, permeabilidad, etc.

3.5.4. Coeficiente de permeabilidad.

La permeabilidad se define como la capacidad que tienen los suelos para que el agua fluya a través de sus poros o vacíos (Das, 2012). Se considera $K_x=K_y$, es decir que el suelo es isotrópico.

Tabla 13. Coeficientes de permeabilidad.

Coeficientes de permeabilidad (cm/s)	
Taludes- (ML)	4.857 e-006
Taludes- (SC)	5.043 e-005
Cimiento	1e-007
Dren	1e-005
Núcleo impermeable	1e-007

Fuente: Das, 2012 y Autor (ensayos de laboratorio).
Elaboración: Autor.

3.5.5. Coeficiente pseudo-estático horizontal.

El análisis de seguridad de taludes considerando la acción sísmica, se realiza mediante el método pseudo-estático, se omite la aceleración vertical teniendo como referencia la

IPCEGP (1963), donde se señala que en zonas de alta sismicidad se tomará en cuenta únicamente la aceleración horizontal.

Se considera como demasiado severo usar el criterio que el coeficiente sísmico horizontal sea igual a la máxima aceleración en la roca, en países como Japón con una alta actividad sísmica recomiendan reducir el coeficiente de sísmico horizontal hasta un 50 % de máxima aceleración de la roca (Ruesta, Díaz & Alba, 1988).

Los valores considerados para el análisis son los presentados en la siguiente tabla, teniendo en cuenta el criterio mencionado anteriormente. Se considera la aceleración máxima en la roca para un periodo de 475 años tomados de la (NEC, 2015), Capítulo Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente.

Tabla 14. Coeficiente pseudoestático horizontal.

	PGA(g)	Kh (g)
Zamora Chinchipe	0.25	0.125
El Oro	0.40	0.20
Loja	0.25	0.125

Fuente: NEC, 2015.

Elaboración: Autor.

3.6. Modelación numérica.

Para evaluar el factor de seguridad se recurrió a la elaboración de modelos digitales, empleando los programas Slope/W (Geo Studios) y Slide, estos programas utilizan métodos de equilibrio límite para análisis de estabilidad de taludes.

Para la modelación de taludes se considera 3 condiciones de análisis:

- Final de construcción.
- Durante la etapa de operación
- Frente a un vaciado rápido.

Se considera la presencia de acción sísmica en los casos que sea necesario. Para garantizar los factores de seguridad se toma como referencia los valores mínimos exigidos en la Norma Española para las diferentes condiciones de carga, considerando la acción sísmica y sin efecto de la misma.

Tabla 15. Factores de seguridad mínimos recomendados.

Estado de carga	Sin efecto de sismo	Con efecto de sismo
Final de construcción	1.2	1
Operación	1.4	1.4
Vaciado rápido	1.3	1.1

Fuente: IPCEGP, 1963.

Elaboración: Autor.

CAPÍTULO IV
ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. Generalidades.

El análisis de seguridad de taludes se desarrolló a través de métodos de Equilibrio Límite considerando los principios de Morgenstern-Price y Bishop Simplificado.

Se considera dos casos generales: para una presa de geometría definida se varía el material de conformación de taludes: se usan suelos granulares y de grano fino. El análisis se realiza para las tres condiciones de carga en presas: final de construcción, durante la etapa de operación y frente a un vaciado rápido. La acción sísmica se toma en cuenta en los casos que sea pertinente.

4.2. Taludes.

Los taludes que se obtuvieron a partir de los parámetros de resistencia al corte y asentamientos calculados, son los que se presentan a continuación:

Tabla 16. Valores de taludes.

Taludes de la presa	
Caso 1 (ML)	2.0: 1
Caso 2 (SC)	1.5: 1

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

En general, las presas con núcleo central presentan ambos taludes iguales o similares (Cánovas, 2015). En referencia a esto, se ha considerado el talud aguas arriba y aguas abajo con pendientes iguales.

4.3. Caracterización geotécnica.

Para la conformación de los taludes se usan limos y arenas. A continuación se presentan los parámetros físicos y de resistencia asumidos para cada uno de los elementos que conforman la presa.

Tabla 17. Parámetros geotécnicos de entrada.

	Cohesión C' (KN/m ²)	Ángulo de fricción Φ (°)	Peso específico Γ (KN/m ³)	Permeabilidad K (cm/s)
Taludes-ML (Caso 1)	43.5	23	15.69	4.857e-006
Taludes-SC (Caso 2)	14.7	31	17.77	5.043E-005
Núcleo de arcilla	15	15	18	1e-007
Dren	0	35	19	1e-005
Cimiento	100	0	20	1e-007

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

4.4. Modelación numérica.

En base a la geometría definida y parámetros geotécnicos se generaron los modelos digitales para las tres condiciones de carga a través del software Slide y Slope/W de GeoStudio, aplicando métodos propuestos por Morgenstern-Price y Bishop Simplificado. Se considera la acción sísmica con un coeficiente pseudo-estático de 0.20 estimado como el más crítico de los presentados en la tabla 14 en el capítulo anterior.

4.4.1. Final de construcción.

Para la condición final de construcción se realiza el cálculo del factor de seguridad para el talud aguas abajo, sin y considerando la acción sísmica.

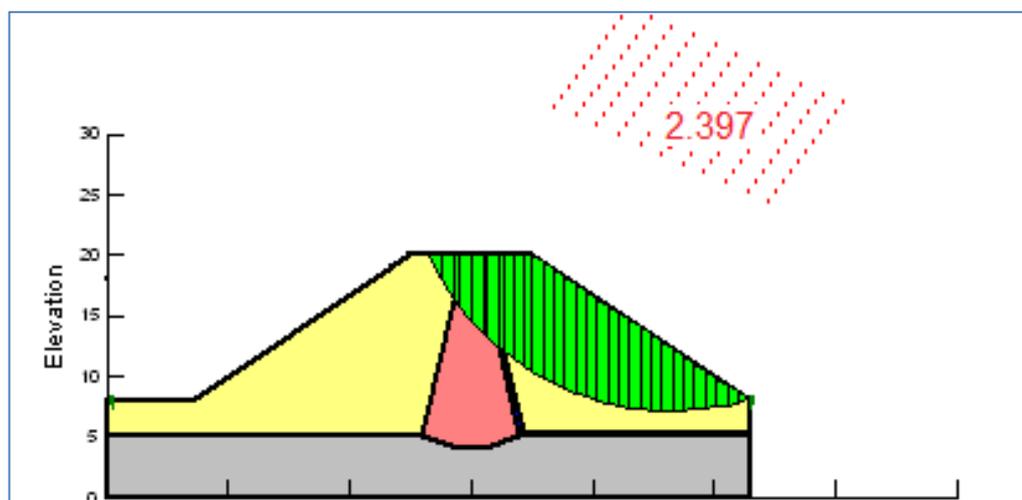


Figura 27. Modelación del Caso 1. Final de construcción (sin acción sísmica).

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

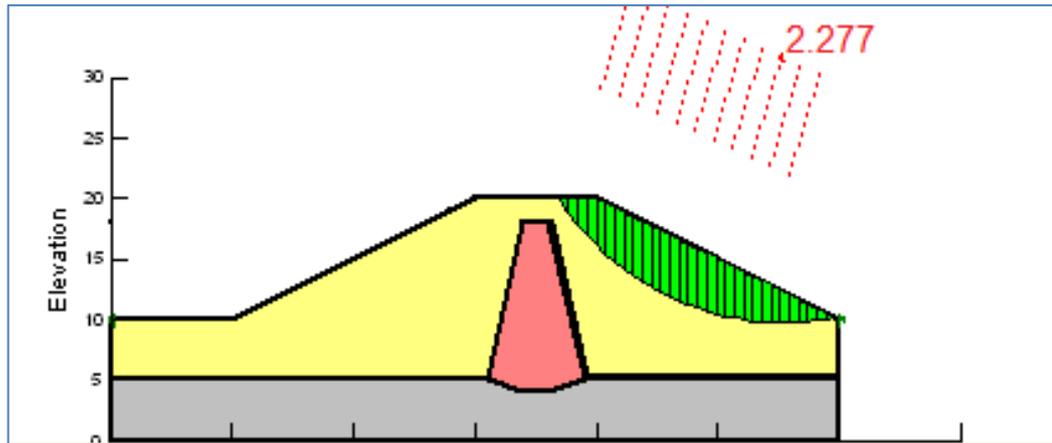


Figura 28. Modelación del Caso 2. Final de construcción (sin acción sísmica).
 Fuente: Autor.
 Elaboración: Autor.

En las figuras 27 y 28, se muestran las superficies de deslizamiento y los valores de los coeficientes de seguridad obtenidos por el método de Bishop Simplificado sin considerar la acción sísmica. El resto de modelaciones se presenta en el Anexo G.

4.4.1.1. Interpretación de resultados condición final de construcción.

Como se puede observar en las tablas 18 y 19, los factores calculados para los dos casos de estudio del talud aguas abajo se encuentran por encima de los valores sugeridos por la Norma, que fija valores de 1.2 para condiciones estáticas y 1.0 considerando la acción sísmica.

Tabla 18. Factores de seguridad calculados para la condición final de construcción-Caso 1.

TALUD AGUAS ABAJO-Caso 1				
	SLOPE/W		SLIDE	
	<i>Bishop Simplificado</i>	<i>Morgenstern-Price</i>	<i>Bishop Simplificado</i>	<i>Morgenstern-Price</i>
<i>Sin acción sísmica</i>	2.389	2.397	2.419	2.418
<i>Con acción sísmica</i>	1.639	1.654	1.661	1.675

Fuente: Autor.
 Elaboración: Autor.

Tabla 19. Factores de seguridad calculados para la condición final de construcción- Caso 2.

TALUD AGUAS ABAJO-Caso 2				
	SLOPE/W		SLIDE	
	<i>Bishop Simplificado</i>	<i>Morgenstern-Price</i>	<i>Bishop Simplificado</i>	<i>Morgenstern-Price</i>
<i>Sin acción sísmica</i>	2.282	2.277	2.274	2.270
<i>Con acción sísmica</i>	1.526	1.528	1.517	1.517

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

En consecuencia, el talud aguas arriba al tener la misma inclinación presentará una estabilidad aceptable.

4.4.2. Durante la etapa de operación.

En la etapa de operación es suficiente comprobar la estabilidad de talud aguas abajo, debido que el talud aguas arriba no se encuentra amenazado gracias a la presión que ejerce el agua sobre el mismo (Suárez , 1998). para el cálculo se tomará el nivel máximo de embalse en crecida (IPECGP)

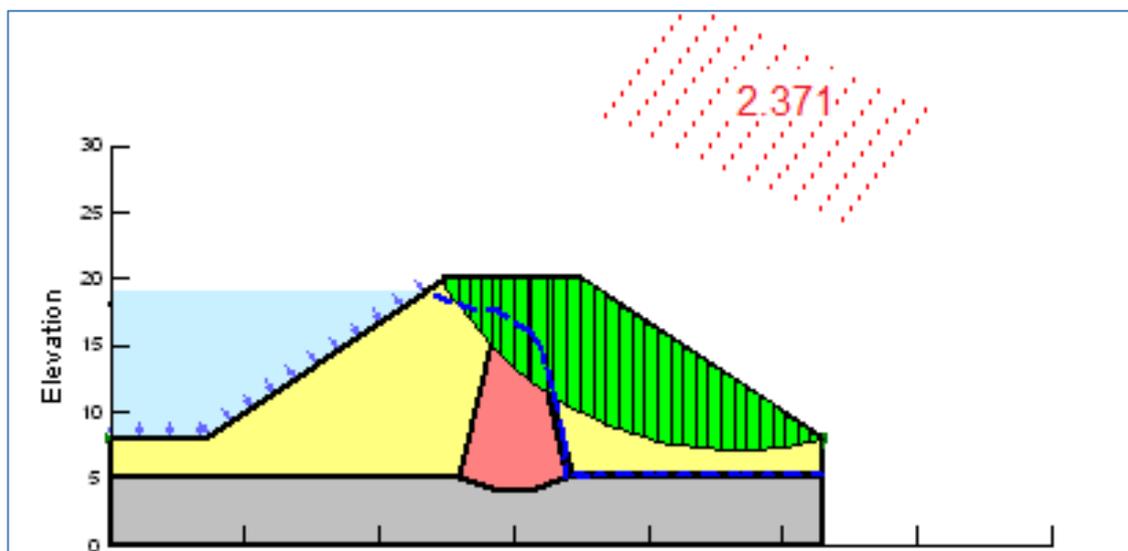


Figura 29. Modelación del Caso 1. Etapa de operación (sin acción sísmica).

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

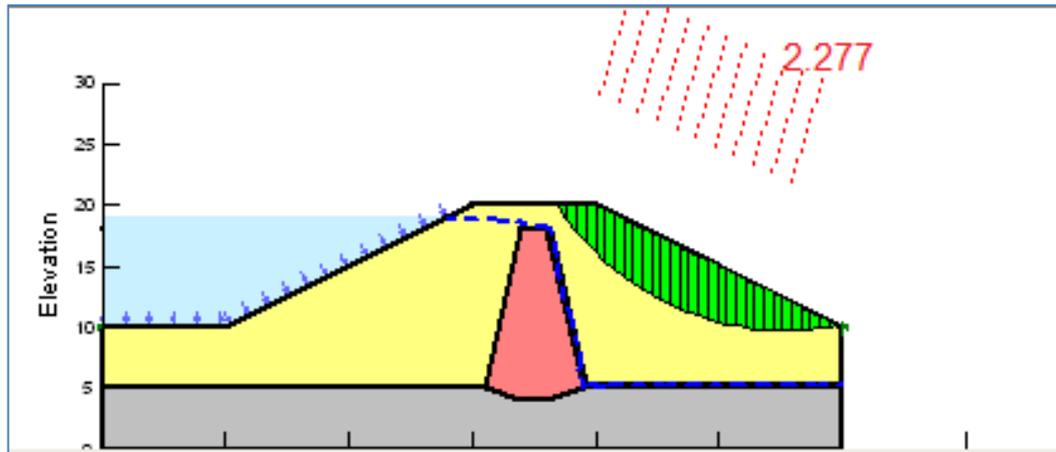


Figura 30. Modelación del Caso 2. Etapa de operación (sin acción sísmica).

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

4.4.2.1. Interpretación de resultados durante la etapa de operación.

Los resultados del factor de seguridad correspondientes al talud aguas abajo durante la etapa de operación son similares a los valores obtenidos en la condición final de construcción. Esto se debe, a que se implementó la zona de drenaje y núcleo impermeable en la presa para impedir la filtración hacia el talud aguas abajo y de esta manera garantizar su seguridad (Cánovas, 2015).

Tabla 20. Factores de seguridad para la condición de operación-Caso 1.

TALUD AGUAS ABAJO-Caso 1				
	SLOPE/W		SLIDE	
	<i>Bishop Simplificado</i>	<i>Morgenstern-Price</i>	<i>Bishop Simplificado</i>	<i>Morgenstern-Price</i>
<i>Sin acción sísmica</i>	2.366	2.371	2.387	2.394
<i>Con acción sísmica</i>	1.565	1.591	1.600	1.577

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

Tabla 21. Factores de seguridad para la condición de operación-Caso 2.

TALUD AGUAS ABAJO-Caso 2				
	SLOPE/W		SLIDE	
	<i>Bishop Simplificado</i>	<i>Morgenstern-Price</i>	<i>Bishop Simplificado</i>	<i>Morgenstern-Price</i>
<i>Sin acción sísmica</i>	2.282	2.277	2.274	2.271
<i>Con acción sísmica</i>	1.526	1.528	1.512	1.516

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

Para observar la influencia de la presión hidrostática se realiza el cálculo de estabilidad para el talud aguas arriba considerando diferentes niveles de almacenamiento: nivel de almacenamiento mínimo (N.A.min), nivel de aguas normales (N.A.N), nivel mínimo de operación (N.m.O), nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E). Las modelaciones se presenta en los Anexos G.

Tabla 22. Factores de seguridad para la condición de operación.

TALUD AGUAS ARRIBA				
	Caso 1		Caso 2	
	<i>Sin acción sísmica</i>	<i>Con acción sísmica</i>	<i>Sin acción sísmica</i>	<i>Con acción sísmica</i>
<i>N.A.m.</i>	2,309	1,572	2,119	1,343
<i>N.A.N.</i>	2,729	1,677	2,213	1,301
<i>N.m.O</i>	3,616	1,938	2,642	1,357
<i>N.A.M.E.</i>	4,120	2,073	2,922	1,406

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

El factor de seguridad aumenta proporcionalmente a medida que aumenta el nivel de almacenamiento. En los dos casos de estudio, el factor de seguridad obtenido con el nivel de aguas máximas extraordinarias incrementó significativamente en comparación con el calculado en la etapa de final de construcción.

Además, para el nivel de almacenamiento mínimo el cálculo de factor de seguridad se realizó considerando diferentes pesos específicos del agua. De esta manera se puede evaluar el efecto que produce la presencia de sedimentos frente a la estabilidad de talud.

Tabla 23. Factores de seguridad para el nivel de almacenamiento mínimo.

TALUD AGUAS ARRIBA				
<i>Peso específico (kg/m³)</i>	Caso 1		Caso 2	
	<i>Sin acción sísmica</i>	<i>Con acción sísmica</i>	<i>Sin acción sísmica</i>	<i>Con acción sísmica</i>
1000	2.309	1.572	2.119	1.343
1200	2,220	1,484	2,050	1,220
1600	2,119	1,417	1,813	1,036
2080	1,987	1,323	1,441	0.782

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

Para un mismo nivel de almacenamiento mínimo, en este caso se consideró el 20% de la altura total de la presa como nivel de sedimentos. Se puede observar en la tabla 13, que la variación que existe en los valores de factor de seguridad no es significativa. Sin embargo, resulta necesario evaluar la seguridad de la presa considerando el nivel de sedimentos para garantizar el buen funcionamiento de la estructura.

4.4.3. Frente a un vaciado rápido.

Esta condición es considerada la más crítica, por lo tanto se analizó con más detalle.

Se asume que el nivel de agua se localiza en el nivel máximo y por algún efecto repentino se produce un vaciado rápido; por ejemplo el nivel de agua disminuye repentinamente por una falla en la presa o se reduce el nivel del agua para su mantenimiento, esto se señala con más detalle en el capítulo de Marco Teórico.

El descenso del nivel de agua inicia desde una altura de 14m hasta la altura de 11m. Se analizó la condición más crítica ubicando el nivel freático próximo al nivel máximo de agua.

Se asume que las condiciones de flujo dentro del terraplén, corresponden a una situación estacionaria ($h/H=0$ y $\Delta t=0$), a la relación h/H se la denomina tasa de vaciado donde: h representa al nivel de agua con respecto a la corona y H es la altura de la presa sobre el cimiento.

Se simula el descenso en 4 etapas ($h/H=0.1, 0.165, 0.229$ y 0.294), cada etapa representa un instante de abatimiento ($\Delta t=1.6, 2.6, 3.6$ y 4.6 días), con $V=1$ m/día (considerada lo suficientemente rápida para comprender mejor este fenómeno), (De la Fuente, 2012). El cálculo de estabilidad se realizó para el talud aguas arriba.

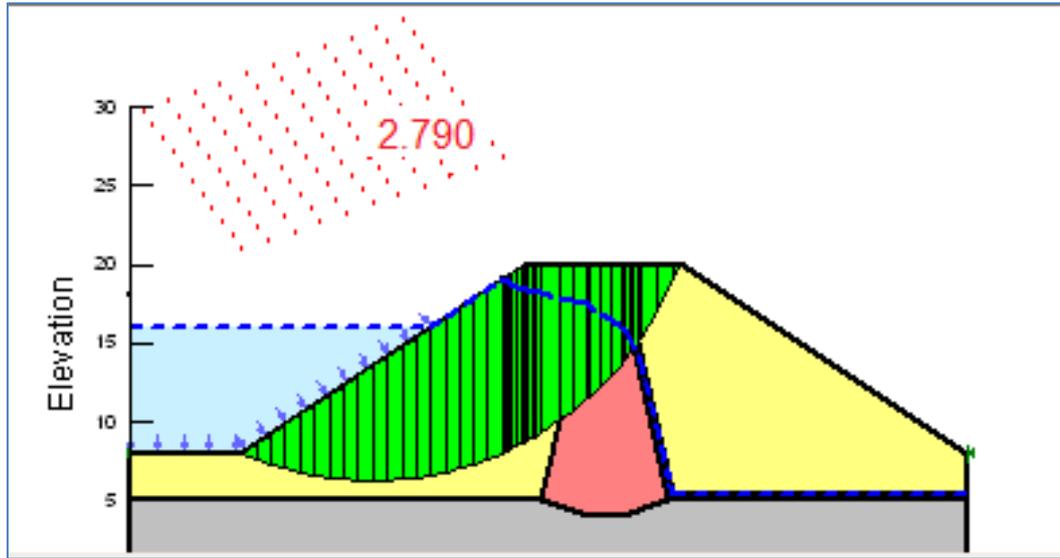


Figura 31. Modelación Caso 1. Vaciado rápido ($H/h=0.294$).

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

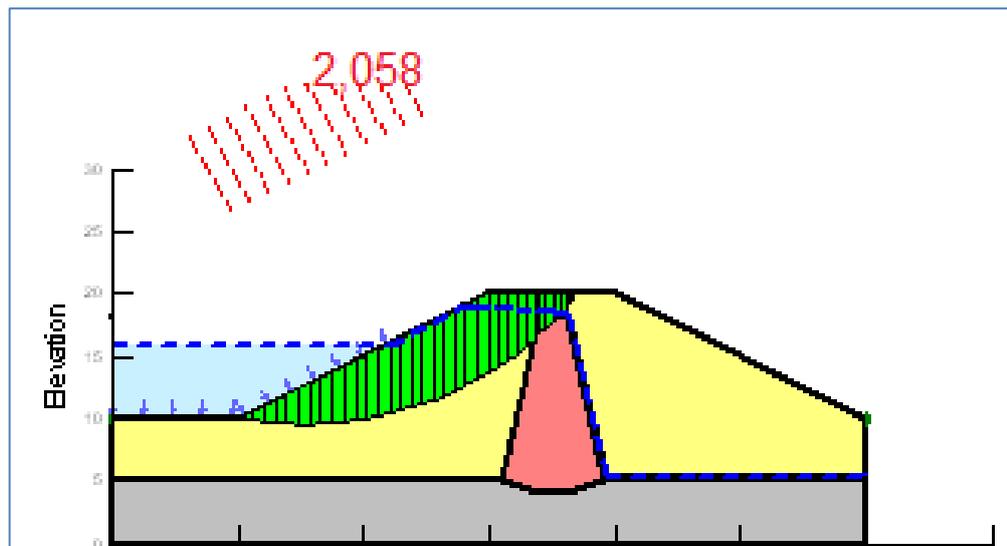


Figura 32. Modelación Caso 2. Vaciado rápido ($H/h=0.294$).

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

4.4.3.1. Interpretación de resultados frente a un vaciado rápido.

Tabla 24. Factores de seguridad para la condición de vaciado rápido-Caso 1.

TALUD AGUAS ARRIBA-Caso 1				
h	SLOPE/W		SLIDE	
	<i>Bishop Simplificado</i>	<i>Morgenstern-Prince</i>	<i>Bishop Simplificado</i>	<i>Morgenstern-Prince</i>
14 m(*)	4.118	4.120	3.987	3.991
13 m	3.479	3.483	3.490	3.492
12 m	3.089	3.095	3.048	3.088
11 m (**)	2.783	2.790	2.767	2.771

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

*nivel máximo del nivel del embalse.

** nivel del agua final (vaciado rápido).

Tabla 25. Factores de seguridad para la condición de vaciado rápido-Caso 2.

TALUD AGUAS ARRIBA-Caso 2				
h	SLOPE/W		SLIDE	
	<i>Bishop Simplificado</i>	<i>Morgenstern-Prince</i>	<i>Bishop Simplificado</i>	<i>Morgenstern-Prince</i>
14 m(*)	2.924	2.922	2.889	2.890
13 m	2.538	2.545	2.533	2.533
12 m	2.268	2.277	2.253	2.259
11 m (**)	2.058	2.061	2.035	2.040

Fuente: Autor.

Elaboración: Autor.

*nivel máximo del nivel del embalse.

** nivel del agua final (vaciado rápido).

Al comparar los resultados se observa que el factor de seguridad se reduce a medida que el nivel del embalse disminuye, este resultado se sustenta en varias investigaciones (ej., Xia et al, 2014). Se puede explicar que esto ocurre porque desaparece el efecto del peso de agua sobre el talud y el efecto neutral al no tener tiempo de ajustarse produce una reducción de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Sin embargo, los coeficientes de seguridad cumplen con las exigencias de la Norma.

En el caso 2, donde el talud esta conformado con material permeable la influencia de este fenómeno es menor porque la presión de poros se disipa con mayor rapidez (De la Fuente, 2012).

4.4.4. Acción sísmica.

Los factores de seguridad se obtuvieron bajo condiciones estáticas y pseudo-estáticas, en el caso de la condición de vaciado rápido no se considera la acción sísmica, ya que es poco probable que ocurra un desembalse rápido y un sismo simultáneamente.

Los resultados de factor de seguridad calculados para el Caso 1 disminuyen en 40% y para el Caso 2 en 30% aproximadamente ante la presencia de un sismo. Aunque las presas de materiales sueltos presentan una mejor respuesta sísmica que las presas de hormigón, se observa que los factores de seguridad disminuyen considerablemente. Esto se debe por el tipo de material empleado para la conformación de taludes, en este caso materiales finos y sueltos como arenas y limos que pueden producir procesos de licuefacción (Vallejo et al., 2002).

Pese a que los factores disminuyen considerablemente, cumplen con los criterios y recomendaciones de diseño.

4.4.5. Métodos de análisis.

Los dos programas obtuvieron en cada uno de los métodos resultados similares. Esto se debe principalmente a que estas dos herramientas informáticas emplean métodos de equilibrio límite para el análisis de estabilidad de taludes y para el caso del estudio de redes de flujo utilizan método de elementos finitos (Geo-Slope Internacional Ltd., 2007 y ROCSCIENCE, 2010). Se observa que las superficies de fallas mostradas por el programa de Geoslope son semejantes a las que obtenemos por el programa Slide.

En lo que se refiere a los métodos de análisis; se observa que el modelo propuesto por Bishop Simplificado brinda resultados muy similares a los obtenidos por otros métodos considerados exactos tales como Morgenstern-Price y Spencer, etc.

CONCLUSIONES

A partir del análisis de los ensayos de laboratorio y validación geotécnica de los materiales se concluye:

- Para el Caso 1, la zona de préstamo está compuesta por suelos finos que de acuerdo a la clasificación SUCS se denomina: limo de baja compresibilidad (ML) y para el Caso 2 está conformada por suelos clasificados de acuerdo a la norma SUCS como: arenas en una matriz de arcilla.
- Los taludes de prediseño determinados a partir de los parámetros de resistencia al corte de suelo y asentamiento son: 2:1 y 1.5:1, para el Caso 1 y Caso 2 respectivamente.

Con base a las condiciones asumidas en las que se evalúa la seguridad de taludes de la presa en las modelaciones se determina:

- Cada condición a la que está sujeta la presa durante su vida útil representa un factor de seguridad diferente, esto se observa en la marcada diferencia de los valores obtenidos en cada una de las situaciones estudiadas tales como: final de construcción, operación y vaciado rápido.
- Los valores de factores mínimos de seguridad calculados bajo condiciones estáticas y pseudo-estáticas cumplen con lo exigido en la Norma Técnica Española (IPCEGP).
- La presa estudiada presenta altos niveles de estabilidad con factores de seguridad en condiciones estáticas que alcanzan valores de 2.419 en el Caso 1 y 2.274 en el Caso 2 en la etapa final de construcción, esto se debe principalmente a las características mecánicas de los materiales consideradas para la conformación de la presa y cimiento.
- El talud aguas abajo se encuentra limitado por la etapa de operación, para los casos de estudio los valores de factores de seguridad no varían respecto a los calculados en la etapa final de construcción; debido al núcleo impermeable y zona de drenaje implementados para impedir la filtración.

- La condición de operación es la más estable para el talud aguas arriba en los dos casos, el factor de seguridad aumenta considerablemente debido al empuje que ejerce el agua sobre el talud.
- La situación más crítica para el talud aguas arriba es el vaciado rápido, para los dos casos de estudio el factor de seguridad disminuye proporcionalmente a medida que el nivel del embalse se reduce, sin embargo están por encima de los valores recomendados.
- Es poco probable que ocurra un sismo y un vaciado rápido simultáneamente, siendo así en la etapa de vaciado rápido el análisis de seguridad de taludes se realizará únicamente para condiciones estáticas.
- Frente a la presencia de un sismo los factores de seguridad disminuyen en aproximadamente 40% para el Caso 1 y 30% para el Caso 2, empleando un coeficiente pseudo-estático horizontal de 0.20 que se encuentra dentro del rango sugerido por varios autores.

RECOMENDACIONES

- La importancia que representa la construcción de presas es incuestionable, por tal razón para su diseño es aceptable tomar como referencia criterios considerados para la construcción de otras presas similares que han brindado buenos resultados, sin embargo no deben copiarse porque cada presa debe ser tratada individualmente. Es necesario cumplir con una serie de estudios y análisis durante las diferentes etapas de la vida útil de la presa.
- En cuanto a la estabilidad de taludes, si el resultado obtenido es satisfactorio las dimensiones deben ajustarse por los requerimientos dados por los cálculos de estabilidad y que represente el coste mínimo. Es conveniente iniciar el análisis con taludes lo más cercano a los definitivos.
- Para cada una de las condiciones críticas a la que se encuentre sometida la presa durante su vida útil se deberá realizar los ensayos requeridos, en este caso particular se recomienda realizar ensayos triaxiales consolidado-drenado (CD) y consolidado-no drenado (CU).
- En presas homogéneas o heterogéneas se debe tomar en cuenta zonas de drenaje para asegurar su estabilidad.
- Es necesario evaluar la seguridad de la presa considerando el nivel de sedimentos para garantizar el buen funcionamiento de la estructura.
- Para el buen desempeño sísmico en presas se recomienda no emplear materiales licuables (arenas sueltas saturadas o limos de baja plasticidad) para su conformación, ya que varios autores mencionan que el efecto de licuefacción es el más crítico para la estabilidad de presas cuando ocurre un sismo.
- La protección del talud aguas arriba y corona no contribuye a la estabilidad de las presas, sin embargo resulta necesario su empleo para el control de la erosión producida por las olas. Por razones técnicas, constructivas y su gran capacidad de disipación de energía de olas el uso de enrocamiento a volteo sería una buena opción, aunque se requiere de un análisis económico comparativo con otras alternativas, dependiendo de la ubicación de las canteras para el enrocamiento.

- Existe una gran similitud entre los factores de seguridad calculados por cada uno de los métodos, sin embargo el método de Bishop Simplificado no considera todas las condiciones de la estática; por lo que se recomienda considerar el método de Morgenstern Price en la etapa de factibilidad durante el diseño de presas. Además de utilizar metodologías de elementos finitos para realizar un análisis más detallado, con el cálculo de deformaciones y de esfuerzos.

BIBLIOGRAFÍA

- Alejandro, V. (2016). *Estudio de la estabilidad de taludes en excavaciones a cielo abierto considerando el análisis de la confiabilidad*.(Tesis de pregrado). Universidad Técnica Particular de Loja, Ecuador.
- Alva, J. & Infantes, M. (2011). *Diseño sísmico de presas de tierra y enrocado*.Lima, Perú: Guzlop, Ed.
- Amirreza, A., & Mojtaba, K. (2014). Application of Shear Keys to Improve the Slope Stability of Earth Dams on Weak Alluvial Foundations. *Soil Behavior and Geomechanics*, 236, 642–650.
- Armas, R. & Horta, E. (1987). *Presas de tierra*. La Habana, Cuba: ISPJAE,Ed.
- Batanero Akerman, P., González Ordóñez, E., Martínez González, I., Martínez Marín, E., & Martínez Olmos, E. (2007). *Diseño de pequeñas presas. 1ra Ed.* Madrid, España: Bellisco, Ed.
- Barrera, S., Gómez, P. & Martínez, R. (2011). El método pseudoestático de estabilidad en presas: un análisis crítico. *Obras y Proyectos*, 9 , 30-37.
- Bray, J. y Travasarou, T. (2009). Pseudostatic Coefficient for Use in Simplified Seismic Slope Stability Evaluation. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135 (9), 1336-1340.
- Cánovas del Castillo, E. (2015). *Tratado básico de presas, 7ma Ed.* Madrid, España: Garceta, Ed.
- Chalán, A. & Guevara, K. (2014). *Evaluación y análisis de la estabilidad de la presa Garrapón del centro poblado Garrapón-Ascope-La Libertad*.(Tesis de Pregrado).Universidad Privada Antenor Orrego, Perú.
- Comisión Internacional de Grandes Presas. (1980). Disponible en: <http://hispagua.cedex.es/instituciones/organismo/56947>
- Das, B. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, 7ma Ed.* México: Cengage Learning.
- Díaz, M. & Rivas, M. (2009) .*Predimensionado y cálculo de estabilidad en presas de tierra*.(Tesis de Pregrado).Universidad de Oriente, Barcelona, España.
- De la Fuente, H. (2012) .*Evaluación de la seguridad de los bordos de protección sometidos al fenómeno del vaciado rápido*.(Tesis de Maestría).Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Espinosa, M. (2010).*Ingeniería de presas de escollera*. Mendoza, Argentina: Ex-Libris, Ed.
- Figueras, M. (2008) .*Diseño de presas pequeñas*.(Tesis de Maestría).Universidad Nacional Autónoma de Mexico, México.
- Flores, R. (2000), *Flujo de agua a través de suelos*. Avance en hidráulica. Asociación Mexicana de Hidráulica e Instituto Mexicano de Tecnología de Agua, México.
- GEO - SLOPE International Ltd. (2007). GeoStudio (Versión 7.17) [Software] Disponible en GEO - SLOPE International: <http://www.geo-slope.com/downloads/2007.aspx>

González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L. & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*.
Herrera, F.(2000). *Análisis de estabilidad de taludes*. Disponible en:
http://www.geotecnia2000.com/files/publicaciones/Analisis_de_Estabilidad_de_Taludes_Rocosos.pdf

Guamán, D., & Verdugo, J. (2014). *Estudio del revestimiento de taludes aguas arriba en las presas de tierra del proyecto Pacalorí*. (Tesis de Pregrado). Universidad de Cuenca, Ecuador.

Instrucción para el proyecto , Construcción y Explotación de Grandes Presas. (1963). *Dirección General de obras hidráulicas*. Disponible en:
<https://www.spancold.es/normativa/instruccion.pdf>

Jiménez, R. & Crespo, R. (2013). *Caracterización de áridos finos y minerales arcillosos con el empleo del azul de metileno como herramienta para la clasificación*.Disponible en:
www.redciencia.cu/geobiblio/paper/2013_Jimenez_MIN4-P9.pdf

Juárez, E. & Rico, A. (2004). *Mecánica de suelos, Tomo II*. México: Limusa Ed.

Kennerley, JB. y Almeida, L. (1975). Mapa Geológico del Ecuador, hoy de Loja (56), escala 1:1000 000. Instituto Geográfico Militar (IGM), Ministerio de Recursos Naturales y Energéticos (MRNE), Dirección General de Geología y Minas (DGGM) Y Institute of Geological Sciences London (IGS).

Normas para la Seguridad de las presas. (2010). Disponible en:
http://www.asep.gob.pa/electric/Anexos/Anexo_A_3932_Elec.pdf

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Capitulo Peligro Sísmico- Diseño Sismo Resistente*.Disponible en:
www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/.../NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico-parte-1.pdf

Ortiz, P. & Portilla, E. (2014) .*Estudio de estabilidad de los taludes de las presas del proyecto Pacalorí, teniendo en cuenta la acción sísmica*.(Tesis de Pregrado).Universidad de Cuenca, Ecuador.

Paredes, L. (2010). *Geomecánica*.Disponible en:
https://www.ucursos.cl/ingenieria/2011/2/CI4402/1/material_docente/bajarid_material.pdf

Peñafie, E. (2011). *Incidencia de la Josefina en el Cantón Paute: 1993-1995*.(Tesis de Pregrado).Universidad de Cuenca, Ecuador.

Rojas, R. (2004). Influencia de la información geotécnica en los movimientos de tierra.Caso de análisis: Embalse de un Proyecto Hidroeléctrico. Disponible:
repositorio.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/261/TESIS.pdf

Secretaría Nacional de Planificación y Desarrollo.(2015).*Agenda Zonal*.Disponible en:
www.planificacion.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/.../Agenda-zona-7.pdf

Suárez, J. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Colombia:Universidad Industrial de Santander.

Stephens, J. (2011). *Manual sobre pequeñas barragens de terra; Guia para a localização, projecto e construção*. Roma: ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS PARA A ALIMENTAÇÃO E A AGRICULTURA

Tensay, G., Xue-tao, W. y Wei, W. (2010). Numerical Investigation into the Arrangement of Clay Core on the Seismic Performance of Earth Dams. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.

United States Army Corps of Engineers. (2004). *General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-Fill Dams*. Disponible en: <https://www.erosion.com.co/presentaciones/category/33-presas-de-tierra.pdf>

Venegas, F. (2011). *Repuesta sísmica reciente en balsas de relaves chilenas y presas de material suelto*. (Tesis de Maestría). Universidad Politécnica de Madrid, España.

Xia, M., Ren, G., Zhu, S. & Man, X. (2014). Relationship between landslide stability and reservoir water level variation. *Bull Eng Geol Environ*, 74, 909–917.

ANEXOS

A. Ábacos de Taylor

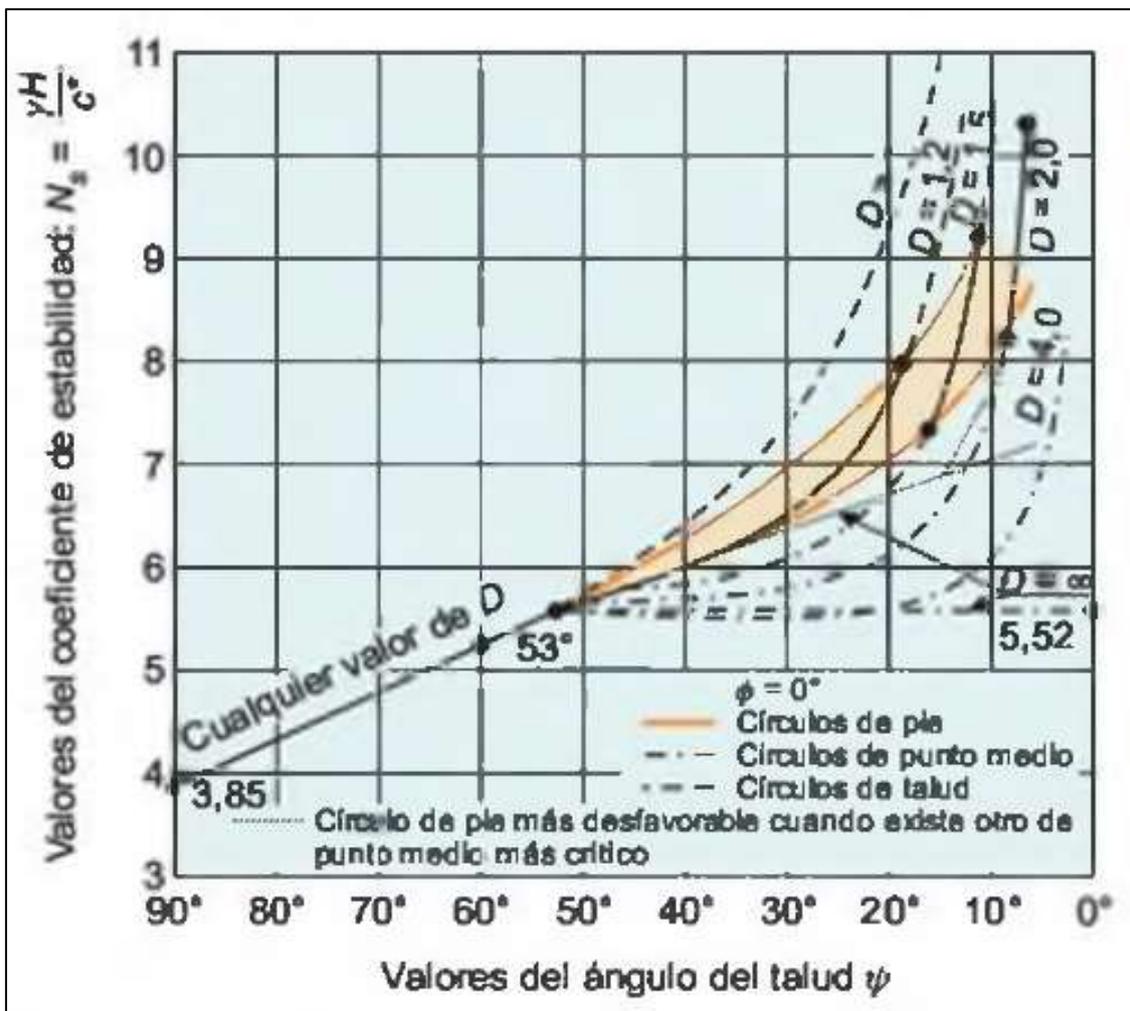


Figura 33: Estabilidad a corto plazo en arcillas saturadas.
Fuente: González et al, 2002.

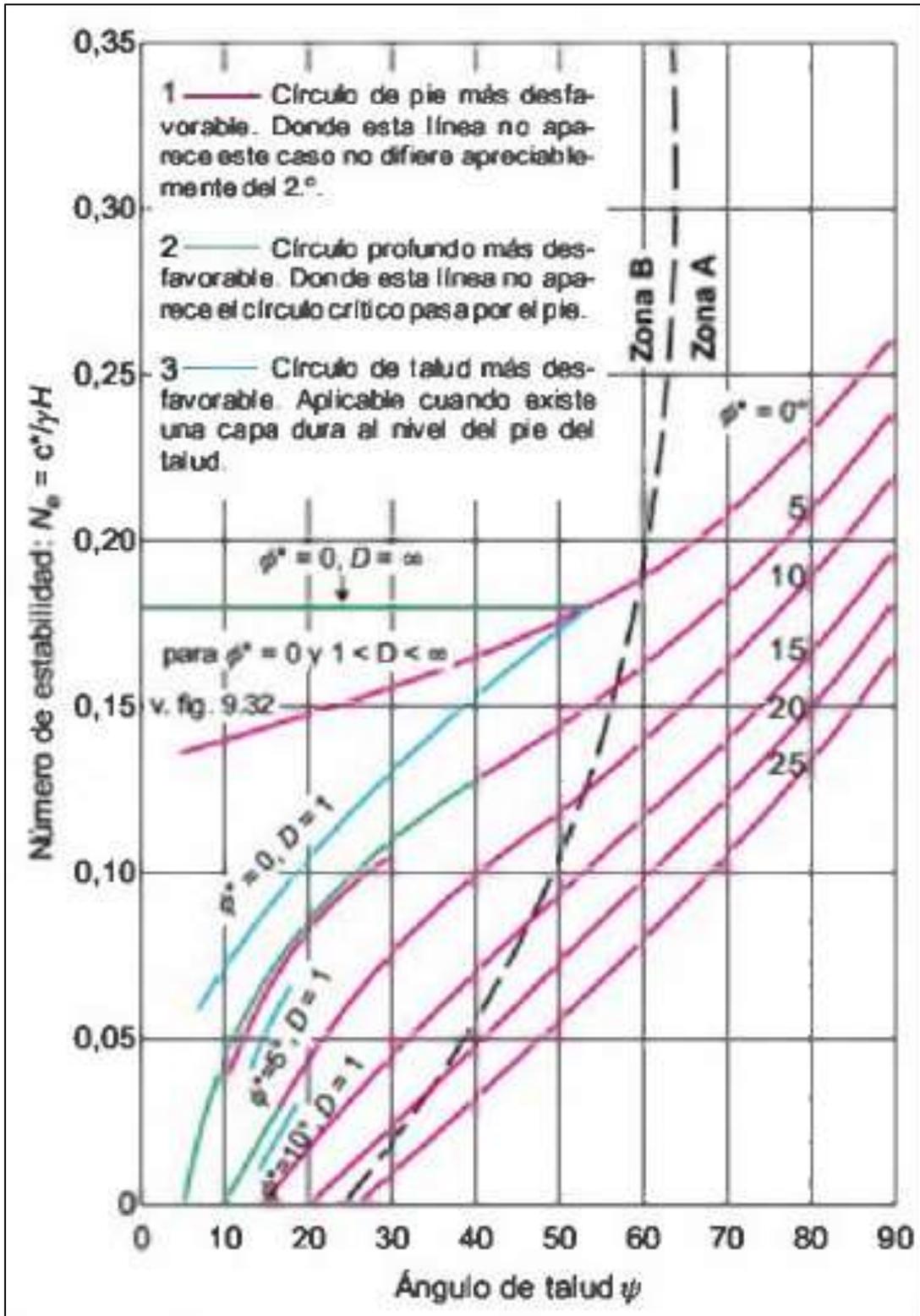


Figura 34: Estabilidad de taludes homogéneos en terrenos con rozamiento interno.

Fuente: González et al, 2002.

B. Mapa geológico de la hoya de Loja.

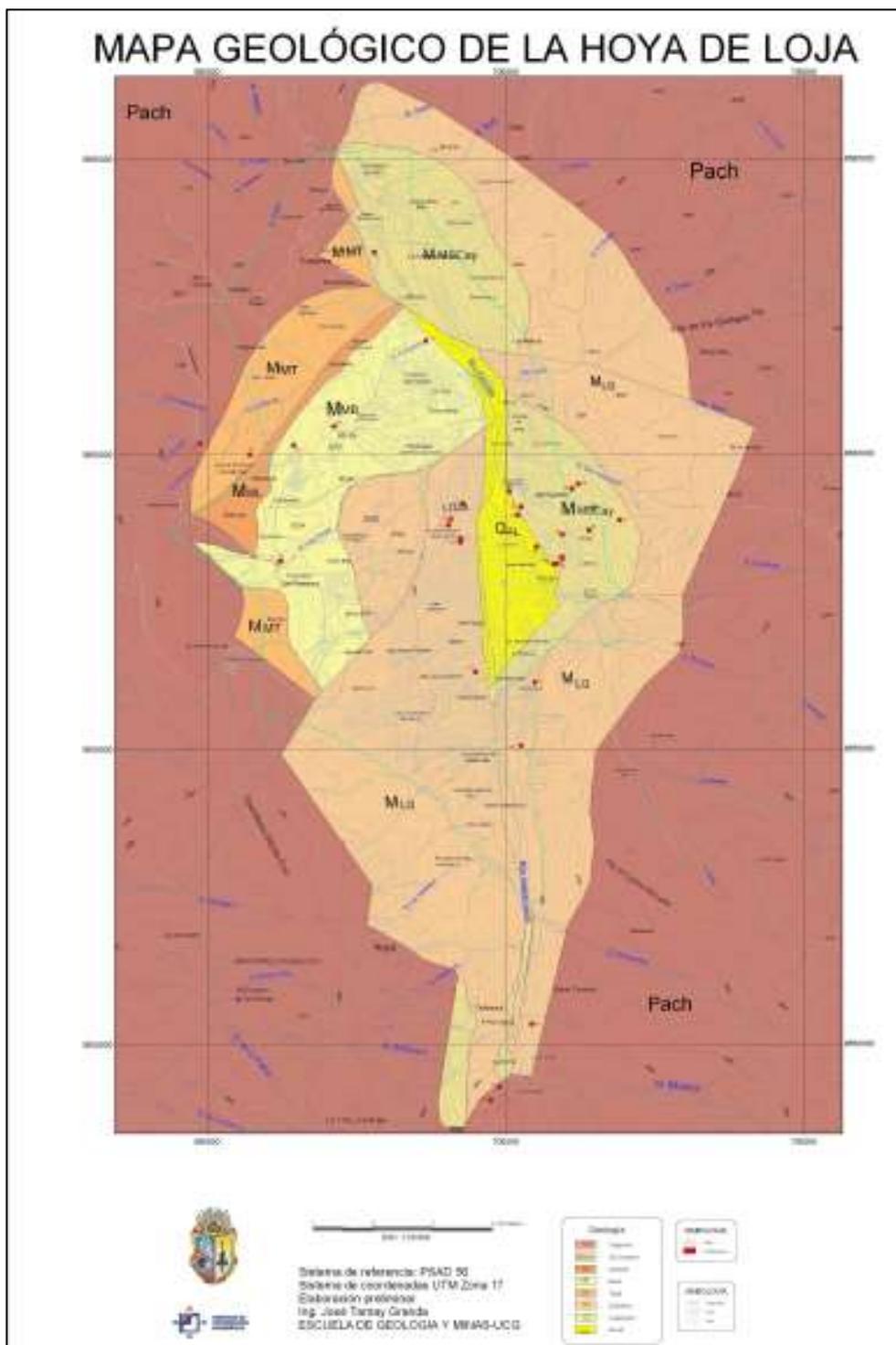


Figura 35: Mapa geológico de la hoya de Loja.
Fuente: Adaptado de Kennerley y Almeida, 1975.

C. Zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z.

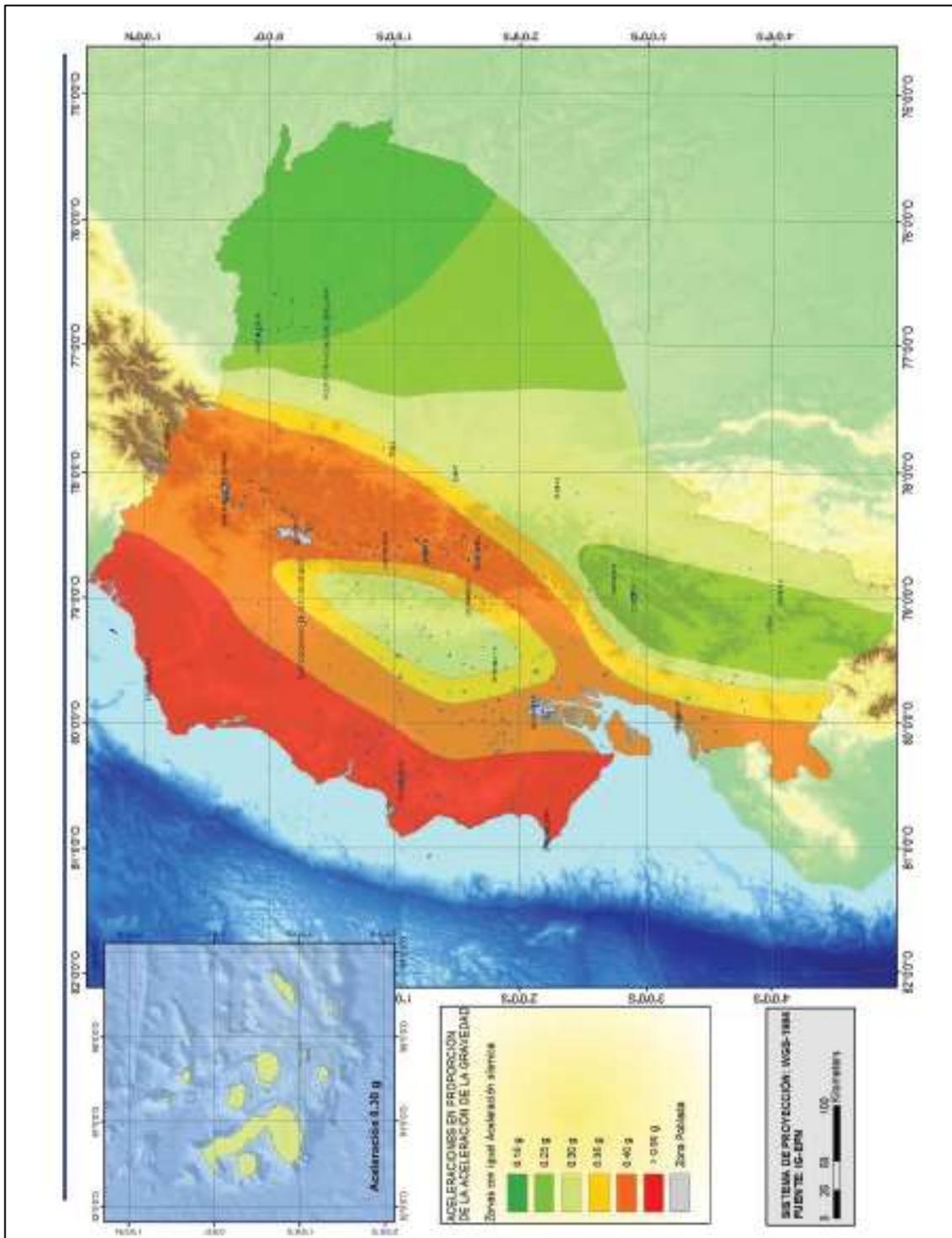


Figura 36: Mapa de zonas sísmicas.
Fuente: NEC, 2015.

D. Tablas de clasificación primaria. INVIAS (2012).

Tabla 26. 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.

Tabla 27. 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.

Tabla 28. 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 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.

Tabla 29. Criterios para describir la plasticidad

DESCRIPCIÓN	CRITERIOS
No plástico	No se pueden formar rollitos de 3mm de diámetro con ningún contenido de humedad.
Baja	Se pueden formar rollitos con dificultad y no se pueden formar terrones cuando el suelo tiene una humedad inferior al límite plástico.
Media	Es fácil formar el rollito y el límite plástico se alcanza con rapidez. No se puede volver a enrollar la misma muestra después que alcanza el límite plástico. Los terrones se desmoronan cuando se secan por debajo del límite plástico.
Alta	Toma un tiempo considerable formar rollos y remodelarlos para alcanzar el límite plástico, pero la muestra se puede volver a enrollar varias veces después de alcanzar el límite plástico. Se pueden formar terrones sin que se desmoronen cuando tienen una humedad inferior al límite plástico.

Fuente: INVIAS, 2012.

Tabla 30. Identificación de suelos inorgánicos de grano fino por ensayos manuales

DESCRIPCIÓN	RESISTENCIA SECA	DILATANCIA	TENACIDAD
ML	Nula a baja	Lenta a rápida	Baja, no se pueden formar rollitos.
CL	Media a alta	Nula a lenta	Media
MH	Baja a media	Nula a lenta	Baja a media
CH	Ata a muy alta	Nula	Alta.

Fuente: INVIAS, 2012.

E. Resultados de ensayos de laboratorio

E.1. Resultados de ensayos de clasificación de suelo.

Tabla 31. Ensayo de clasificación de suelos. Zona 1.

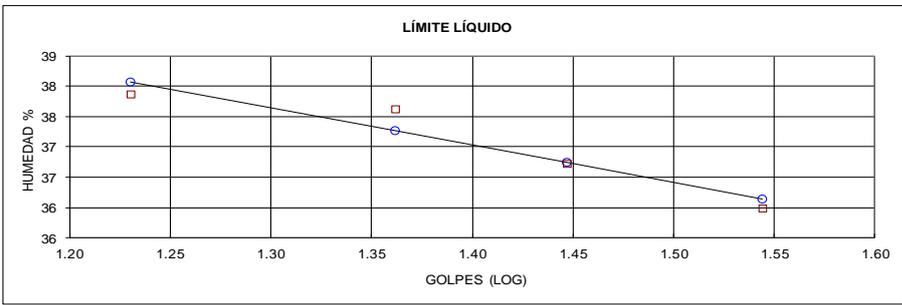
 DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL						
ENSAYO DE CLASIFICACIÓN						
INF-LAB-DGM-IC-09-2016						
PROYECTO : ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS.						
OBRA: ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DEL SUELO			NORMA: ASTM D 4318, AASHTO T-27			
LOCALIZACIÓN: URB. COLEGIO DE ARQUITECTOS			CALICATA: 1			
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN			MUESTRA: 1			
REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA			PROFUNDIDAD: 1.5 m			
FECHA: SEP/2016						
	GOLPES	PESO HUM.	PESO SECO	CÁPSULA	w%	RESULTADO
1. CONTENIDO DE AGUA		318.65 334.88	274.74 288.24	54.59 54.80	19.95 19.98	19.96
2.- LÍM. LÍQUIDO	17 23 28 35	73.92 74.90 71.92 63.38	71.47 72.65 69.33 61.62	65.00 66.67 62.28 56.73	37.87 37.63 36.74 35.99	37.04
3.- LÍMITE PLÁSTICO		57.48 60.83	57.36 60.64	56.94 59.98	28.57 28.79	28.68
4.- GRANULOMETRÍA			5.- CLASIFICACIÓN			
PESO IN= 1378.15		(H/S)	S	GRAVA 0		
PESO INICIAL DE CÁLCULO:			1378.15	ARENA 0		
				FINOS 81		
TAMIZ	PESO RT.	% RET	% PASA	LL = 37.00		
1"	0.00	0	100	LP = 29.00		
3/4"	0.00	0	100	IP = 8.00		
1/2"	0.00	0	100	CLASIFICACIÓN SUCS : ML AASHTO: A-4 IG(86): 9 IG(45): 8		
3/8"	0.00	0	100			
No. 4	1.62	0.1	100			
No. 10	6.96	1	99			
No. 40	26.41	2	97			
No. 200	222.44	16	81			
						
CLASIFICACIÓN AASHTO: Limo de baja compresibilidad (ML)						
Observaciones: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevada al laboratorio de la UTPL.						
Mgs. Carmen Eparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN			Alexa Maribel Villavicencio PROFESIONAL EN FORMACIÓN			

Tabla 32. Ensayo de clasificación de suelos. Zona 2.

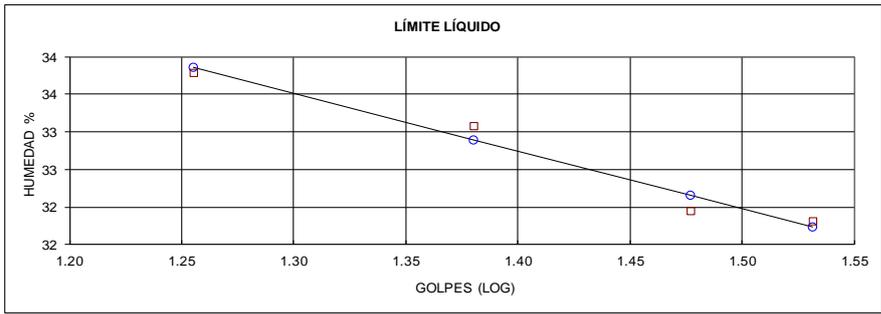
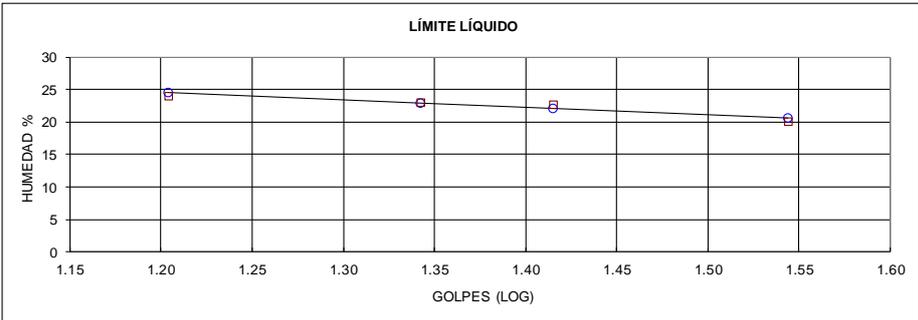
 DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL						
ENSAYO DE CLASIFICACIÓN INF-LAB-DGM-IC-09-2016 PROYECTO : ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DE EMBALSE EN PRESAS.						
OBRA:	ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	NORMA:	ASTM D 4318, AASHTO T-27			
LOCALIZACIÓN:	PRADERA	CALICATA:	2			
SOLICITADO:	DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN	MUESTRA:	2			
REALIZADO:	ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA	PROFUNDIDAD:	1.5 m			
FECHA:	SEP/2016					
	GOLPES	PESO HUM.	PESO SECO	CÁPSULA	w %	RESULTADO
1. CONTENIDO DE AGUA		423.71 426.86	384.55 386.56	59.52 56.77	12.05 12.22	12.13
2.- LÍM. LÍQUIDO	18 24 30 34	80.24 87.42 61.11 77.23	78.28 85.16 59.11 75.34	72.48 78.33 52.85 69.40	33.79 33.09 31.95 31.82	32.76
3.- LÍMITE PLÁSTICO		59.98 60.13	59.84 59.97	59.10 59.11	18.92 18.60	18.76
4.- GRANULOMETRÍA			5.- CLASIFICACIÓN			
PESO IN= 1029.91 (H/S)		S		GRAVA		0
PESO INICIAL DE CÁLCULO:		1029.91		ARENA		10
				FINOS		90
TAMIZ	PESO RT.	% RET	% PASA	LL = 33.00		
1"	0.00	0	100	LP = 19.00		
3/4"	0.00	0	100	IP = 14.00		
1/2"	0.00	0	100	CLASIFICACIÓN SUCS : CL AASHTO: A-6 IG(86): 14 IG(45): 10		
3/8"	0.00	0	100			
No. 4	0.00	0	100			
No. 10	0.85	0	100			
No. 40	5.53	1	99			
No. 200	99.79	10	90			
						
CLASIFICACIÓN AASHTO: Arcilla de baja compresibilidad (CL)						
Observaciones: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevada al laboratorio de la UTPL.						
Mgs. Carmen Eparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN			Alexa Maribel Villavicencio PROFESIONAL EN FORMACIÓN			

Tabla 33. Ensayo de clasificación de suelos. Zona 3.

 DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL						
ENSAYO DE CLASIFICACIÓN						
INF-LAB-DGM-IC-09-2016						
PROYECTO : ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DE EMBALSE EN PRESAS.						
OBRA: ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DEL SUELO		NORMA: ASTM D 4318, AASHTO T-27				
LOCALIZACIÓN: AV. MANUEL CARRIÓN PINZANO		CALICATA: 3				
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		MUESTRA: 3				
REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA		PROFUNDIDAD: 1.5 m				
FECHA: SEP/2016						
	GOLPES	PESO HUM.	PESO SECO	CÁPSULA	w %	RESULTADO
1. CONTENIDO DE AGUA		438.91 422.46	402.89 388.82	61.21 60.55	10.54 10.25	10.39
2.- LÍM. LÍQUIDO	16 22 26 35	72.29 68.44 64.67 63.06	70.15 66.69 62.42 61.35	61.28 59.11 52.54 52.87	24.13 23.09 22.77 20.17	22.30
3.- LÍMITE PLÁSTICO		55.36 55.06	55.22 54.84	54.45 53.67	18.18 18.80	18.49
4.- GRANULOMETRÍA			5.- CLASIFICACIÓN			
PESO IN= 8920 (H/S)		S		GRAVA 17		
PESO INICIAL DE CÁLCULO:		8920.00		ARENA 36		
				FINOS 47		
TAMIZ	PESO RT.	% RET	% PASA	LL = 22.00		
2"	0.00	0	100	LP = 18.00		
1"	562.10	6	94	IP = 4.00		
3/4"	258.82	3	91	CLASIFICACIÓN SUCS : SC AASHTO: A-4 IG(86): 2 IG(45): 2		
1/2"	365.06	4	87			
3/8"	113.60	1	85			
No. 4	198.55	2	83			
No. 10	256.57	3	80			
No. 40	482.13	5	75			
No. 200	2506.31	28	47			
						
CLASIFICACIÓN AASHTO: Arena Arcillosa (SC)						
Observaciones: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevada al laboratorio de la UTPL.						
Mas. Carmen Eparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN			Alexa Maribel Villavicencio PROFESIONAL EN FORMACIÓN			

E.2. Resultados de ensayos de compresión triaxial.

Tabla 34. Ensayo de compresión triaxial. Zona 1.

		DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL		
ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL				
INF-LAB-DGM-IC-09-2016 PROYECTO: ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DE EMBALSE EN PRESAS.				
LOCALIZACIÓN: URB. COLEGIO DE ARQUITECTOS		NORMA: AASHTO T-296		
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		CALICATA: 1		
REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA		MUESTRA: 1		
FECHA: NOV/2016		PROFUNDIDAD: 1.5 m		
HOJA 1: DATOS GENERALES DE LAS PROBETAS				
PROBETA No.		1	2	3
DIMENSIONES				
DIÁMETRO	cm.	3.33	3.33	3.33
ALTURA	cm.	7.28	7.26	7.27
ÁREA Corr	cm ² .	8.72	8.71	8.71
VOLUMEN	cm ³ .	63.47	63.23	63.32
PESO	gr.	98.88	102.83	102.14
CONTENIDO DE AGUA				
Peso Hum. :		129.98	173.26	179.80
Peso Seco :		119.61	156.20	161.92
Peso Cap. :		61.50	59.53	56.73
w (%) :		17.85	17.65	17.00
DENSIDADES				
NATURAL	gr/cm ³	1.56	1.63	1.61
SECA	gr/cm ³	1.32	1.38	1.38
DE SOLID.	gr/cm ³			
OBSERVACIONES: La toma de muestra fue realizada por el profesional en formación y llevada a laboratorio de la UTPL				
M. Sc. Carmen Esparza Villalba DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		Alexa Maribel Villavicencio Espinoza PROFESIONAL EN FORMACIÓN		



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

INF-LAB-DGM-IC-09-2016

PROYECTO : .ISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRE

LOCALIZACIÓN: URB. COLEGIO DE ARQUITECTOS
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN
REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA
FECHA: NOV/2016

NORMA: AASHTO T-296
CALICATA: 1
MUESTRA: 1
PROFUNDIDAD: 1.5 m

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.: 01 <----- -- 1 -->
Constante anillo de prueba: 0.85
Presión de Conf. (Kg/cm2): 0.50

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corrg. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0.00	8.72	0.00	0.00	0.00
5	0.17	8.73	3.80	3.23	0.37
10	0.35	8.75	5.90	5.02	0.57
20	0.70	8.78	9.90	8.42	0.96
30	1.05	8.81	12.80	10.88	1.23
40	1.40	8.84	15.10	12.84	1.45
50	1.74	8.87	16.80	14.28	1.61
60	2.09	8.90	17.90	15.22	1.71
70	2.44	8.94	18.90	16.07	1.80
80	2.79	8.97	19.70	16.75	1.87
90	3.14	9.00	20.20	17.17	1.91
100	3.49	9.03	20.20	17.17	1.90
110	3.84	9.07	20.20	17.17	1.89

RESULTADOS: ESF. DESV. : (Kg/cm2) = 1.91
ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) = 2.41

OBSERVACIONES: La toma de muestra fue realizada por el profesional en formación y llevada a laboratorio de la UTPL

M. Sc. Carmen Esparza Villalba
DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

Alexa Maribel Villavicencio Espinoza
PROFESIONAL EN FORMACIÓN



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

INF-LAB-DGM-IC-09-2016

PROYECTO : ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS.

LOCALIZACIÓN: URB. COLEGIO DE ARQUITECTOS

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA

FECHA: NOV/2016

NORMA: AASHTO T-296

CALICATA: 1

MUESTRA: 1

PROFUNDID 1.5 m

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.:

<-----

- 2 ----- >

Constante anillo de prueba:

0.85

Presión de Conf. (Kg/cm²):

1.00

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corrg. (cm ²)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm ²)
0	0.00	8.71	0.00	0.00	0.00
5	0.17	8.72	3.90	3.32	0.38
10	0.35	8.74	8.40	7.14	0.82
20	0.70	8.77	13.80	11.73	1.34
30	1.05	8.80	17.20	14.62	1.66
40	1.40	8.83	21.00	17.85	2.02
50	1.75	8.86	23.50	19.98	2.25
60	2.10	8.90	25.20	21.42	2.41
70	2.45	8.93	26.20	22.27	2.49
80	2.80	8.96	27.40	23.29	2.60
90	3.15	8.99	28.10	23.89	2.66
100	3.50	9.02	28.50	24.23	2.68
110	3.85	9.06	28.80	24.48	2.70
120	4.20	9.09	28.80	24.48	2.69

RESULTADOS:

ESF. DESV. : (Kg/cm²) =
ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm²) =

2.70
3.70

OBSERVACIONES: La toma de muestra fue realizada por el profesional en formación y llevada a laboratorio de la UTPL

M. Sc. Carmen Esparza Villalba
DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

Alexa Maribel Villavicencio Espinoza
PROFESIONAL EN FORMACIÓN



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

INF-LAB-DGM-IC-09-2016

PROYECTO :

ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRES

LOCALIZACIÓN: URB. COLEGIO DE ARQUITECTOS

NORMA: AASHTO T-296

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

CALICATA: 1

REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA

MUESTRA: 1

FECHA: NOV/2016

PROFUNDIDAD: 1.5 m

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.:

<----- - 3 ----->

Constante anillo de prueba:

0.85

Presión de Conf. (Kg/cm2):

2.00

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corrg. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0.00	8.71	0.00	0.00	0.00
5	0.17	8.72	5.80	4.93	0.57
10	0.35	8.74	10.20	8.67	0.99
20	0.70	8.77	19.10	16.24	1.85
30	1.05	8.80	27.10	23.04	2.62
40	1.40	8.83	33.40	28.39	3.21
50	1.75	8.86	38.00	32.30	3.64
60	2.10	8.90	41.00	34.85	3.92
70	2.45	8.93	45.20	38.42	4.30
80	2.80	8.96	47.50	40.38	4.51
90	3.14	8.99	49.20	41.82	4.65
100	3.49	9.02	51.90	44.12	4.89
110	3.84	9.06	53.70	45.65	5.04
120	4.19	9.09	55.10	46.84	5.15
130	4.54	9.12	56.70	48.20	5.28
140	4.89	9.16	57.80	49.13	5.37
150	5.24	9.19	58.90	50.07	5.45
160	5.59	9.22	59.50	50.58	5.48
170	5.94	9.26	60.50	51.43	5.55
180	6.29	9.29	61.20	52.02	5.60
190	6.64	9.33	62.00	52.70	5.65
200	6.99	9.36	62.30	52.96	5.66
210	7.34	9.40	62.30	52.96	5.63
220	7.69	9.43	62.30	52.96	5.61

RESULTADOS:

ESF. DESV. : (Kg/cm2) =

5.66

ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) =

7.66

OBSERVACIONES: La toma de muestra fue realizada por el profesional en formación y llevada a laboratorio de la UTPL

M. Sc. Carmen Esparza Villalba
DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

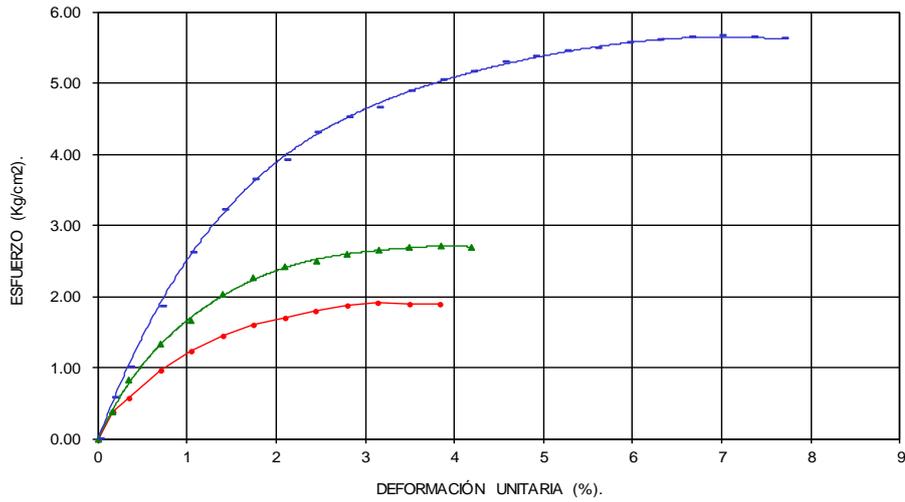
Alexa Maribel Villavicencio Espinoza
PROFESIONAL EN FORMACIÓN



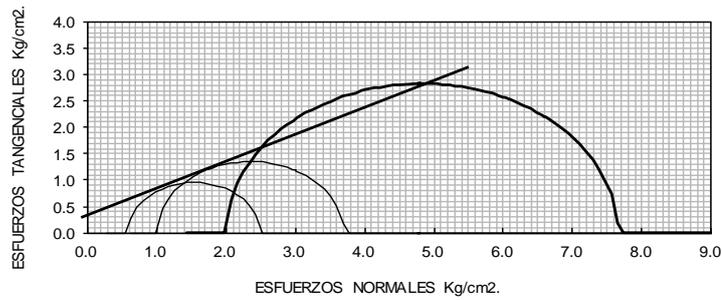
UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA
DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

ESFUERZO Vs DEFORMACIÓN.



CIRCULO DE MOHR



COHESIÓN (C) = 0.43 Kg/cm².
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (ø) = 22.95°

OBSERVACIONES: La toma de muestra fue realizada por el profesional en formación y llevada a laboratorio de la UTPL

M. Sc. Carmen Esparza Villalba
DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE
TITULACIÓN

Alexa Maribel Villavicencio Espinoza
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Tabla 35. Ensayo de compresión triaxial. Zona 2.

 DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL			
ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL			
INF-LAB-DGM-IC-09-2016			
PROYECTO : ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS.			
LOCALIZACIÓN LA PRADERA		NORMA: AASHTO T-296	
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		CALICATA: 2	
REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA		MUESTRA: 2	
FECHA: NOV/2016		PROFUNDIDAD: 1.5 m	
HOJA 1: DATOS GENERALES DE LAS PROBETAS			
PROBETA No.	1	2	3
DIMENSIONES			
DIÁMETRO	cm. 3.34	3.34	3.34
ALTURA	cm. 7.25	7.24	7.25
ÁREA Corr	cm ² . 8.75	8.75	8.74
VOLUMEN	cm ³ . 63.41	63.37	63.32
PESO	gr. 111.13	108.90	111.09
CONTENIDO DE AGUA			
Peso Hum. :	151.45	152.49	148.03
Peso Seco :	143.53	145.88	141.62
Peso Cap. :	62.27	72.14	72.42
w (%) :	9.75	8.96	9.26
DENSIDADES			
NATURAL	gr/cm ³ 1.75	1.72	1.75
SECA	gr/cm ³ 1.60	1.58	1.61
DE SOLID.	gr/cm ³		
OBSERVACIONES: La toma de muestra fue realizada por el profesional en formación y llevada a laboratorio de la UTPL			
M. Sc. Carmen Esparza Villalba DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		Alexa Maribel Villavicencio Espinoza PROFESIONAL EN FORMACIÓN	



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

INF-LAB-DGM-IC-09-2016

PROYECTO : ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS.

LOCALIZACIÓN: LA PRADERA
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN
REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA
FECHA: NOV/2016

NORMA: AASHTO T-296
CALICATA: 2
MUESTRA: 2
PROFUNDIDAD: 1.5 m

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.: 01 <----- --- 1 --- ----->
Constante anillo de prueba: 0.85
Presión de Conf. (Kg/cm2): 0.50

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corr. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0.00	8.75	0.00	0.00	0.00
5	0.18	8.77	5.40	4.59	0.52
10	0.35	8.78	10.20	8.67	0.99
20	0.70	8.81	16.30	13.86	1.57
30	1.05	8.85	20.00	17.00	1.92
40	1.40	8.88	21.20	18.02	2.03
50	1.75	8.91	19.50	16.58	1.86

RESULTADOS: ESF. DESV. : (Kg/cm2) = 2.03
ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) = 2.53

OBSERVACIONES: La toma de muestra fue realizada por el profesional en formación y llevada a laboratorio de la UTPL

M. Sc. Carmen Esparza Villalba
DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

Alexa Maribel Villavicencio Espinoza
PROFESIONAL EN FORMACIÓN



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

INF-LAB-DGM-IC-09-2016

PROYECTO : ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS.

LOCALIZACIÓN: LA PRADERA

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA

FECHA: NOV/2016

NORMA: AASHTO T-296

CALICATA: 2

MUESTRA: 2

PROFUNDIDAD: 1.5 m

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.: <----- - 2 ----->

Constante anillo de prueba: 0.85

Presión de Conf. (Kg/cm2): 1.00

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corrg. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0.00	8.75	0.00	0.00	0.00
5	0.18	8.77	3.20	2.72	0.31
10	0.35	8.78	10.00	8.50	0.97
20	0.70	8.81	21.10	17.94	2.03
30	1.05	8.85	30.50	25.93	2.93
40	1.40	8.88	38.90	33.07	3.72
50	1.75	8.91	45.50	38.68	4.34
60	2.10	8.94	51.50	43.78	4.90
70	2.46	8.97	55.10	46.84	5.22
80	2.81	9.01	57.90	49.22	5.46
90	3.16	9.04	59.80	50.83	5.62
100	3.51	9.07	60.90	51.77	5.71
110	3.86	9.10	60.90	51.77	5.69
120	4.21	9.14	60.20	51.17	5.60

RESULTADOS: ESF. DESV. : (Kg/cm2) = 5.71
ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) = 6.71

OBSERVACIONES: La toma de muestra fue realizada por el profesional en formación y llevada a laboratorio de la

M. Sc. Carmen Esparza Villalba
DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

Alexa Maribel Villavicencio Espinoza
PROFESIONAL EN FORMACIÓN



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

INF-LAB-DGM-IC-09-2016

PROYECTO : ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS.

NORMA: AASHTO T-296

LOCALIZACIÓN: LA PRADERA

CALICATA: 2

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

MUESTRA: 2

REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA

PROFUNDIDA 1.5 m

FECHA: NOV/2016

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.: <----- - 3 ----->
Constante anillo de prueba: 0.85
Presión de Conf. (Kg/cm2): 2.00

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corrg. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0.00	8.74	0.00	0.00	0.00
5	0.18	8.76	4.10	3.49	0.40
10	0.35	8.77	7.40	6.29	0.72
20	0.70	8.80	17.00	14.45	1.64
30	1.05	8.83	26.70	22.70	2.57
40	1.40	8.86	36.20	30.77	3.47
50	1.75	8.90	44.40	37.74	4.24
60	2.10	8.93	51.90	44.12	4.94
70	2.45	8.96	57.50	48.88	5.46
80	2.80	8.99	63.00	53.55	5.96
90	3.16	9.02	66.50	56.53	6.26
100	3.51	9.06	69.20	58.82	6.49
110	3.86	9.09	71.70	60.95	6.70
120	4.21	9.12	73.80	62.73	6.88
130	4.56	9.16	74.50	63.33	6.92
140	4.91	9.19	75.20	63.92	6.95
150	5.26	9.22	75.60	64.26	6.97
160	5.61	9.26	75.80	64.43	6.96
170	5.96	9.29	75.80	64.43	6.93

RESULTADOS: ESF. DESV. : (Kg/cm2) = 6.97
ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) = 8.97

OBSERVACIONES: La toma de muestra fue realizada por el profesional en formación y llevada a laboratorio de la

M. Sc. Carmen Esparza Villalba
DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

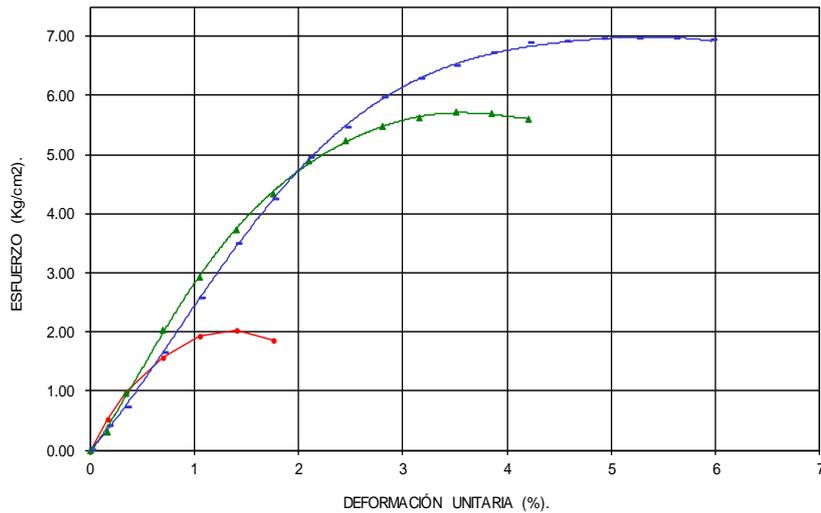
Alexa Maribel Villavicencio Espinoza
PROFESIONAL EN FORMACIÓN



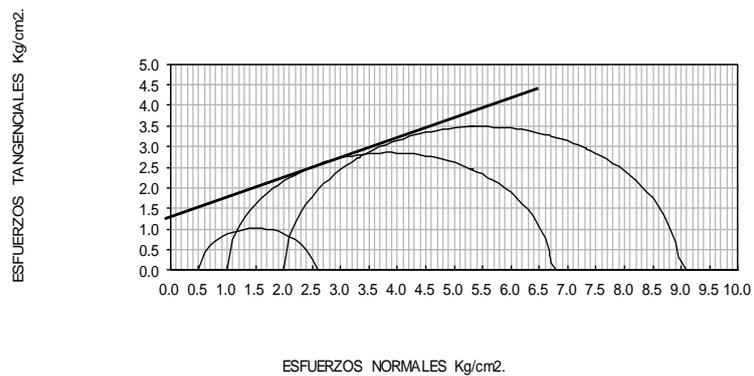
UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA
DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

ESFUERZO Vs DEFORMACIÓN.



CIRCULO DE MOHR



COHESIÓN (C) = 1.30 Kg/cm².
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (θ) = 24.56°

OBSERVACIONES: La toma de muestra fue realizada por el profesional en formación y llevada a laboratorio de la UTPL

M. Sc. Carmen Esparza Villalba
DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE
TITULACIÓN

Alexa Maribel Villavicencio Espinoza
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Tabla 36. Ensayo de compresión triaxial. Zona 3.

 DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL			
ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL INF-LAB-DGM-IC-09-2016 PROYECTO : ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS.			
LOCALIZACIÓN Av. Manuel Carrión Pinzano SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA FECHA: NOV/2016		NORMA: AASHTO T-296 CALICATA: 3 MUESTRA: 3 PROFUNDIDAD: 1.5 m	
HOJA 1: DATOS GENERALES DE LAS PROBETAS			
PROBETA No.	1	2	3
DIMENSIONES			
DIÁMETRO	cm. 3.33	3.33	3.34
ALTURA	cm. 7.27	7.30	7.26
ÁREA Corr	cm ² . 8.71	8.71	8.76
VOLUMEN	cm ³ . 63.32	63.58	63.61
PESO	gr. 121.44	122.48	123.84
CONTENIDO DE AGUA			
Peso Hum. :	157.80	198.22	157.54
Peso Seco :	149.78	185.62	148.98
Peso Cap. :	68.70	62.20	65.45
w (%) :	9.89	10.21	10.25
DENSIDADES			
NATURAL	gr/cm ³ 1.92	1.93	1.95
SECA	gr/cm ³ 1.75	1.75	1.77
DE SOLID.	gr/cm ³		
OBSERVACIONES: La toma de muestra fue realizada por el profesional en formación y llevada a laboratorio de la UTPL			
M. Sc. Carmen Esparza Villalba DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		Alexa Maribel Villavicencio Espinoza PROFESIONAL EN FORMACIÓN	



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

INF-LAB-DGM-IC-09-2016

PROYECTO : ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS.

LOCALIZACIÓN Av. Manuel Carrión Pinzano

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA

FECHA: NOV/2016

NORMA: AASHTO T-296

CALICATA: 3

MUESTRA: 3

PROFUNDIDAD: 1.5 m

PROBETA No.: 01

Constante anillo de prueba:

0.85

Presión de Conf. (Kg/cm2):

0.50

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corrg. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0.00	8.71	0.00	0.00	0.00
5	0.17	8.72	3.30	2.81	0.32
10	0.35	8.74	6.30	5.36	0.61
20	0.70	8.77	9.50	8.08	0.92
30	1.05	8.80	12.00	10.20	1.16
40	1.40	8.83	14.10	11.99	1.36
50	1.75	8.86	15.70	13.35	1.51
60	2.10	8.90	16.50	14.03	1.58
70	2.45	8.93	17.10	14.54	1.63
80	2.80	8.96	17.50	14.88	1.66
90	3.14	8.99	18.00	15.30	1.70
100	3.49	9.02	18.00	15.30	1.70

RESULTADOS:

ESF. DESV. : (Kg/cm2) =

1.70

ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) =

2.20

OBSERVACIONES: La toma de muestra fue realizada por el profesional en formación y llevada a laboratorio de la UTPL

M. Sc. Carmen Esparza Villalba
DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

Alexa Maribel Villavicencio Espinoza
PROFESIONAL EN FORMACIÓN



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

INF-LAB-DGM-IC-09-2016

PROYECTO : ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS.

LOCALIZACIÓN: Av. Manuel Carrión Pinzano

NORMA: AASHTO T-296

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

CALICATA: 3

REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA

MUESTRA: 3

FECHA: NOV/2016

PROFUNDIDAD: 1.5 m

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.: <----- - 2 ----->
Constante anillo de prueba: 0.85
Presión de Conf. (Kg/cm2): 1.00

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corrg. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0.00	8.71	0.00	0.00	0.00
5	0.17	8.72	5.90	5.02	0.57
10	0.35	8.74	9.10	7.74	0.89
20	0.70	8.77	16.10	13.69	1.56
30	1.04	8.80	20.10	17.09	1.94
40	1.39	8.83	25.60	21.76	2.46
50	1.74	8.86	26.00	22.10	2.49
60	2.09	8.89	27.10	23.04	2.59
70	2.44	8.93	28.60	24.31	2.72
80	2.78	8.96	29.70	25.25	2.82
90	3.13	8.99	30.90	26.27	2.92
100	3.48	9.02	31.90	27.12	3.01
110	3.83	9.06	33.50	28.48	3.14
120	4.18	9.09	33.80	28.73	3.16
130	4.52	9.12	34.00	28.90	3.17
140	4.87	9.16	34.70	29.50	3.22
150	5.22	9.19	35.00	29.75	3.24
160	5.57	9.22	35.50	30.18	3.27
170	5.92	9.26	35.90	30.52	3.30
180	6.26	9.29	36.10	30.69	3.30
190	6.61	9.33	36.10	30.69	3.29

RESULTADOS: ESF. DESV. : (Kg/cm2) = 3.30
ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) = 4.30

OBSERVACIONES: La toma de muestra fue realizada por el profesional en formación y llevada a laboratorio de la UTPL

M. Sc. Carmen Esparza Villalba
DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

Alexa Maribel Villavicencio Espinoza
PROFESIONAL EN FORMACIÓN



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

INF-LAB-DGM-IC-09-2016

PROYECTO : ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS.

LOCALIZACIÓN: Av. Manuel Carrión Pinzano

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA

FECHA: NOV/2016

NORMA: AASHTO T-296

CALICATA: 3

MUESTRA: 3

PROFUNDIDAD: 1.5 m

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.: <----- - 3 ----->
Constante anillo de prueba: 0.85
Presión de Conf. (Kg/cm2): 2.00

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corrg. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0.00	8.76	0.00	0.00	0.00
5	0.17	8.78	4.50	3.83	0.44
10	0.35	8.79	7.50	6.38	0.73
20	0.70	8.82	13.00	11.05	1.25
30	1.05	8.85	17.50	14.88	1.68
40	1.40	8.89	21.50	18.28	2.06
50	1.75	8.92	25.00	21.25	2.38
60	2.10	8.95	27.80	23.63	2.64
70	2.45	8.98	30.10	25.59	2.85
80	2.80	9.01	32.60	27.71	3.07
90	3.15	9.05	34.90	29.67	3.28
100	3.50	9.08	36.70	31.20	3.44
110	3.85	9.11	38.10	32.39	3.55
120	4.20	9.15	40.00	34.00	3.72
130	4.55	9.18	41.60	35.36	3.85
140	4.90	9.21	43.50	36.98	4.01
150	5.25	9.25	44.90	38.17	4.13
160	5.60	9.28	46.00	39.10	4.21
170	5.95	9.32	47.20	40.12	4.31
180	6.30	9.35	48.50	41.23	4.41
190	6.65	9.39	49.50	42.08	4.48
200	7.00	9.42	50.90	43.27	4.59
210	7.35	9.46	52.10	44.29	4.68
220	7.70	9.49	53.20	45.22	4.76
230	8.05	9.53	54.20	46.07	4.84
240	8.40	9.56	55.20	46.92	4.91
250	8.75	9.60	56.00	47.60	4.96
260	9.10	9.64	56.90	48.37	5.02
270	9.45	9.68	57.50	48.88	5.05
280	9.80	9.71	57.50	48.88	5.03

RESULTADOS: ESF. DESV. : (Kg/cm2) = 5.05
ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) = 7.05

OBSERVACIONES: La toma de muestra fue realizada por el profesional en formación y llevada a laboratorio de la UTPL

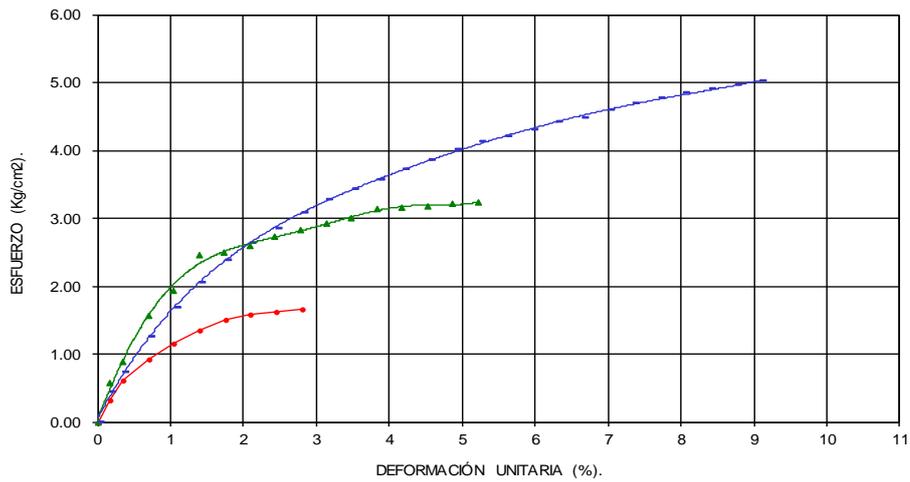
M. Sc. Carmen Esparza Villalba
DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

Alexa Maribel Villavicencio Espinoza
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

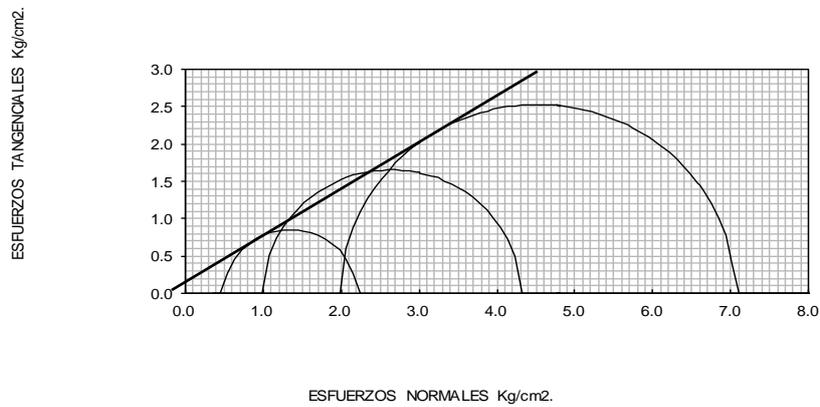


ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

ESFUERZO Vs DEFORMACIÓN.



CIRCULO DE MOHR



COHESIÓN (C) = 0.15 Kg/cm².
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (ø) = 30.96°

OBSERVACIONES: La toma de muestra fue realizada por el profesional en formación y llevada a laboratorio de la UTPL

M. Sc. Carmen Esparza Villalba
DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE
TITULACIÓN

Alexa Maribel Villavicencio Espinoza
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

E.3. Resultados de ensayos de permeabilidad.

Tabla 37. Ensayo de permeabilidad. Zona 1.

 UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS ENSAYO DE PERMEABILIDAD						
PROYECTO : ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS						
LOCALIZACIÓN: URB. COLEGIO DE ARQUITECTOS				POZO: 1		
SOLICITADO: DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE TITULACION				NORMA: AASHTO T-215		
REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO				CALICATA: 1		
FECHA: OCTUBRE/2016				MUESTRA: 1		
				PROFUNDIDAD 1.5m		
DATOS DE LA MUESTRA.						
DIÁMETRO: 10.22						
ÁREA : 82.03 cm ² .						
ALTURA : 11.61 cm.						
VOLUMEN : 952.41 cm ³ .						
Peso inicial del suelo+bandeja		3397.64 gr		h1		160.7 cm
Peso final del suelo+bandeja		3798.30 gr		h2		149.4 cm
Peso de la muestra		1508.01 gr				
Peso unitario		15.53 kN/m ³				
Cabeza variable						
DATOS DE ENSAYO						
Ensayo No.	Q1, cm ³	Q2, cm ³	t1, s	T, °C	a	K (cm/s)
1	29.6	41	2160	18	1.009	4.81961E-06
2	41	52.9	2220	18.5	1.053	4.89503E-06
Promedio K						4.85732E-06
CLASIFICACIÓN SUCS: Limo de baja compresibilidad (ML)						
OBSERVACIONES: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevado al laboratorio de la UTPL.						
MsC. Carmen Esparza Villaba DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE TITLACIÓN				Alexa Maribel Villavicencio PROFESIONAL EN FORMACIÓN		

Tabla 38. Ensayo de permeabilidad. Zona 2.

 <p style="text-align: center;">UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS ENSAYO DE PERMEABILIDAD</p>																												
<p>PROYECTO : ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO CONSIDERANDO EL ANÁLISIS DE LA CONFIABILIDAD</p> <p>LOCALIZACIÓN: PRADERA POZO: 2</p> <p>SOLICITADO: MsC. Carmen Esparza Villaba NORMA: AASHTO T-215</p> <p>REALIZADO: Alexa Maribel Villavicencio CALICATA: 2</p> <p>FECHA: Octubre-2016 MUESTRA: 2</p> <p style="text-align: right;">PROFUNDIDAD 1.5 m</p>																												
<p>DATOS DE LA MUESTRA.</p> <p>DIÁMETRO: 10.22</p> <p>ÁREA : 82.03 cm².</p> <p>ALTURA : 11.61 cm.</p> <p>VOLUMEN : 952.41 cm³.</p> <p>Peso inicial del suelo+bandeja 3627.67 gr h1 160.7 cm</p> <p>Peso final del suelo+bandeja 4198.32 gr h2 156.8 cm</p> <p>Peso de la muestra 1738.04 gr</p> <p>Peso unitario 17.90 kN/m³</p> <p>Cabeza variable</p>																												
<p>DATOS DE ENSAYO</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Ensayo No.</th> <th>Q1, cm³</th> <th>Q2, cm³</th> <th>t1, s</th> <th>T, °C</th> <th>a</th> <th>K (cm/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">6.8</td> <td style="text-align: center;">11.5</td> <td style="text-align: center;">31002</td> <td style="text-align: center;">18.3</td> <td style="text-align: center;">1.205</td> <td style="text-align: center;">1.35163E-07</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">15.4</td> <td style="text-align: center;">20.3</td> <td style="text-align: center;">31482</td> <td style="text-align: center;">18</td> <td style="text-align: center;">1.256</td> <td style="text-align: center;">1.38766E-07</td> </tr> <tr> <td colspan="6" style="text-align: right;">Promedio K</td> <td style="text-align: center;">1.36964E-07</td> </tr> </tbody> </table>	Ensayo No.	Q1, cm ³	Q2, cm ³	t1, s	T, °C	a	K (cm/s)	1	6.8	11.5	31002	18.3	1.205	1.35163E-07	2	15.4	20.3	31482	18	1.256	1.38766E-07	Promedio K						1.36964E-07
Ensayo No.	Q1, cm ³	Q2, cm ³	t1, s	T, °C	a	K (cm/s)																						
1	6.8	11.5	31002	18.3	1.205	1.35163E-07																						
2	15.4	20.3	31482	18	1.256	1.38766E-07																						
Promedio K						1.36964E-07																						
<p>CLASIFICACIÓN SUCS: Arcilla de baja compresibilidad (CL)</p>																												
<p>OBSERVACIONES: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevado al laboratorio de la UTPL.</p>																												
<p>MsC. Carmen Esparza Villaba Alexa Maribel Villavicencio</p> <p style="text-align: center;">DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE TITLACIÓN PROFESIONAL EN FORMACIÓN</p>																												

Tabla 39. Ensayo de permeabilidad. Zona 3.

 UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS ENSAYO DE PERMEABILIDAD							
PROYECTO : ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS							
LOCALIZACIÓN: Av. Manuel Carrión Pinzano SOLICITADO: MsC. Carmen Esparza Villaba REALIZADO: Alexa Maribel Villavicencio FECHA: Octubre-2016						POZO: 3 NORMA: AASHTO T-215 CALICATA: 3 MUESTRA: 3 PROFUNDIDAD 1.5 m	
DATOS DE LA MUESTRA.							
DIÁMETRO:		10.22					
ÁREA :		82.03 cm ² .					
ALTURA :		11.61 cm.					
VOLUMEN :		952.41 cm ³ .					
Peso inicial del suelo+bandeja		3599.55 gr		h1		160.8 cm	
Peso final del suelo+bandeja		4197.68 gr		h2		145.1 cm	
Peso de la muestra		1699.34 gr					
Peso unitario		17.50 kN/m ³					
Cabeza variable							
DATOS DE ENSAYO							
Ensayo No.	Q1, cm3	Q2, cm3	t, s	T, °C	a	K	
1	6.8	21	301	18.3	0.904	4.36913E-05	
2	8	24	294	18	1.019	5.04017E-05	
						Promedio K	5.04E-05
CLASIFICACIÓN SUCS: Arena arcillosa (SC)							
OBSERVACIONES: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevado al laboratorio de la UTPL.							
MsC. Carmen Esparza Villaba DIRECTORA DE PROYECTO DE FIN DE TITLACIÓN				Alexa Maribel Villavicencio PROFESIONAL EN FORMACIÓN			

D.4. Resultados de ensayos de consolidación.

Tabla 40. Ensayo de consolidación. Zona 2.

		DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL						
ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL								
PROYECTO: ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS.								
LOCALIZACIÓN: LA PRADERA		NORMA: ASTM D 2435, AASHTO T-216						
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN		CALICATA: 2						
REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA		MUESTRA: 2						
FECHA: ENERO DE 2017		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):	2.55	Vol (cm ³):	81.01	
Altura inicial del suelo, Hi (cm):	2.55							
W. anillo + muestra (g):	666.53			Relación de vacíos inicial, ei:	0.803			
W. anillo (g):	500.55							
W. suelo humedo, Wt (g):	165.98					CONTENIDO DE HUMEDAD		
W. suelo seco al horno, Ws (g):	149.48					W. rec + suelo humedo (g):	309.01	
Altura de sólidos calculada, Hs (cm):	1.414					W. rec + suelo seco (g):	291.06	
Altura inicial de vacíos, Hv (cm):	1.136					W. recipiente (g):	61.22	
Grado de saturación inicial, Si:	0.457					Contenido de humedad inicial, Wi (%):	7.81	
DATOS DE LA MUESTRA (FINAL DEL ENSAYO)								
				CONTENIDO DE HUMEDAD				
Lectura inicial del deformímetro:	9+000					W. final del anillo (g):	676.36	
Lectura final del deformímetro:	15+009.2					W. final del anillo + suelo seco (g):	650.03	
Cambio en la altura de la muestra (cm):	0.307					W. suelo seco al horno (g):	149.48	
Altura final de vacíos, Hvf (cm):	0.829					Contenido de humedad final, Wf (%):	17.61	
Relación de vacíos final, ef:	0.586					Grado de saturación final, S (%):	100	
				Peso del agua:				26.33
Observaciones: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevada al laboratorio de la UTPL.								
Mas. Carmen Eparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN				Alexa Maribel Villavicencio PROFESIONAL EN FORMACIÓN				



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO : ANALISIS DELA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS

LOCALIZACIÓN LA PRADERA

NORMA: ASTM D 2435, AASHTO T-216

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

CALICATA: 2

REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA

MUESTRA: 2

FECHA: ENERO DE 2017

PROFUNDIDAD: 1.5 M

LECTURAS

Consolidometro (mm): 0.00254

Tiempo (t) (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	204.20	338.00	504.20	696.20	932.00
0.10	134.00	294.80	460.90	655.80	886.40	1157.90
0.25	149.00	302.30	468.50	665.60	896.50	1166.30
0.50	160.00	307.30	473.20	671.90	901.60	1174.20
1.00	170.00	312.20	477.50	676.50	906.60	1181.00
2.00	177.80	315.50	480.70	679.70	910.40	1186.40
4.00	183.60	319.02	484.20	682.70	914.00	1190.70
8.00	187.90	321.82	486.90	685.70	918.00	1194.80
15.00	191.20	324.82	489.40	688.60	920.60	1197.80
30.00	194.30	328.20	492.10	691.40	923.60	1200.90
60.00	196.40	332.10	494.70	693.10	925.40	1203.80
120.00	199.50	334.10	497.10	694.50	926.90	1205.10
240.00	202.70	335.50	498.90	695.00	928.90	1206.40
480.00	203.50	336.80	500.50	695.60	931.00	1208.20
600.00	203.90	337.40	501.00	696.00	931.40	1208.80
1440.00	204.20	338.00	502.00	696.20	932.00	1209.20

Observaciones: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevada al laboratorio de la UTPL.

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

Alexa Maribel Villavicencio
PROFESIONAL EN FORMACIÓN



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO : ANALISIS DELA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS

LOCALIZACIÓN: LA PRADERA

NORMA: ASTM D 2435, AASHTO T-216

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

CALICATA: 2

REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA

MUESTRA: 2

FECHA: ENERO DE 2017

PROFUNDIDAD: 1.5m

DATOS DE CARGA Y RECARGA

Volumen inicial, Vi (cm ³):	87.84	Altura inicial de vacíos, Hv (cm):	1.137	d ₂ = 10.00
Altura inicial, Hi (cm):	2.765	Relación inicial de vacíos, ei:	0.698	d ₁ = 1.00
Altura de sólidos, Hs (cm):	1.628	Área (cm ²):	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	1212.30 3.08	0.308	0.189	0.509	-	-	10.073
16	1195.90 3.04	0.304	0.187	0.512	-	-	5.036
8	1159.30 2.94	0.294	0.181	0.517	-	-	2.518
4	1114.20 2.83	0.283	0.174	0.524	-	-	1.259
2	1064.50 2.70	0.270	0.166	0.532	-	-	0.630
1	1013.00 2.57	0.257	0.158	0.540	-	-	0.315
0	768.80 1.95	0.195	0.120	0.578	-	-	0.000
1	859.70 2.18	0.218	0.134	0.564	-	-	0.315
2	910.80 2.31	0.231	0.142	0.556	-	-	0.630
4	972.50 2.47	0.247	0.152	0.546	-	-	1.259
8	1042.10 2.65	0.265	0.163	0.536	-	-	2.518
16	1137.90 2.89	0.289	0.178	0.521	-	-	5.036
32	1248.80 3.17	0.317	0.195	0.503	-	-	10.073

DATOS DE CARGA

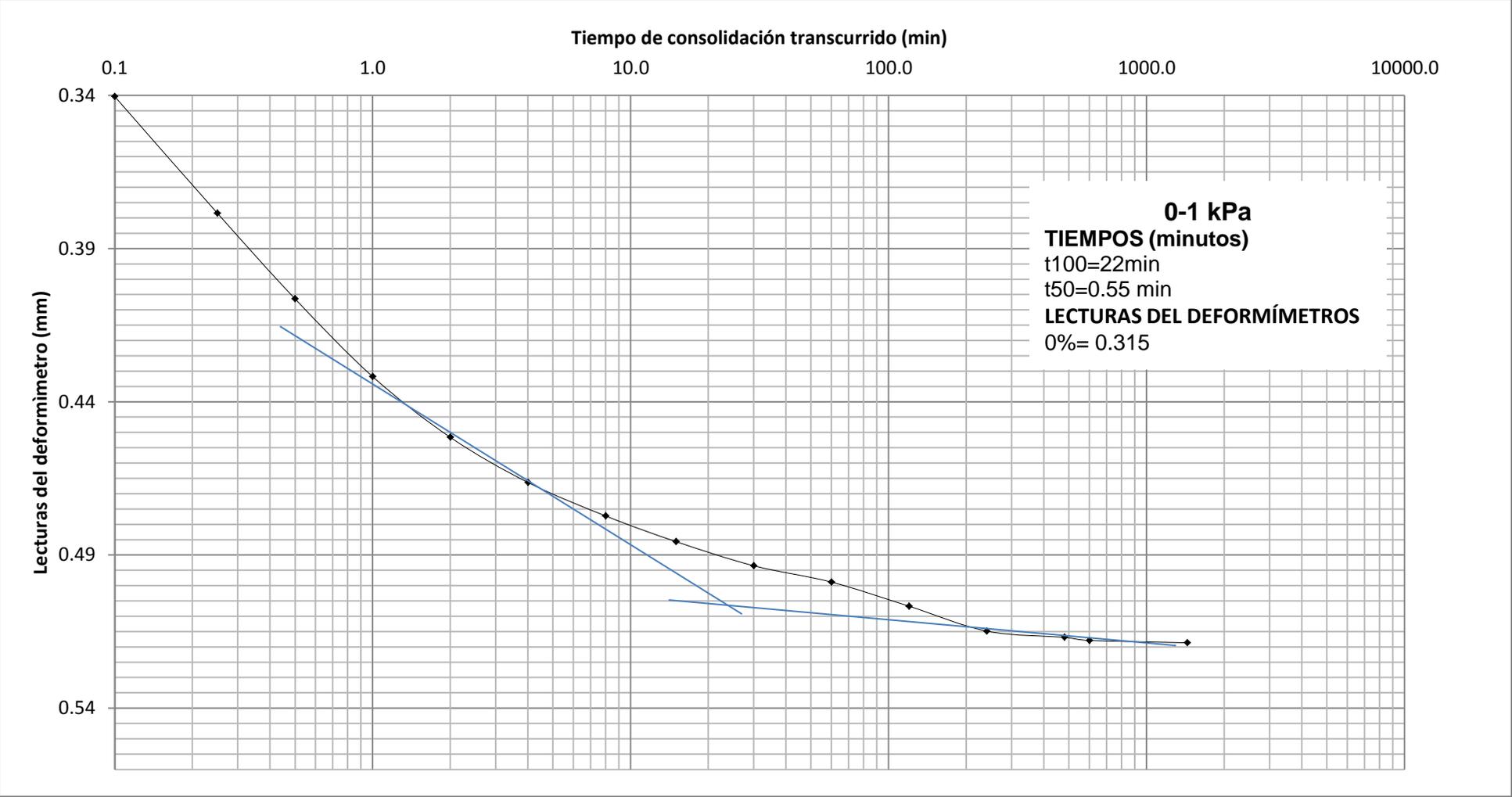
Coef. Cv (cm/min)

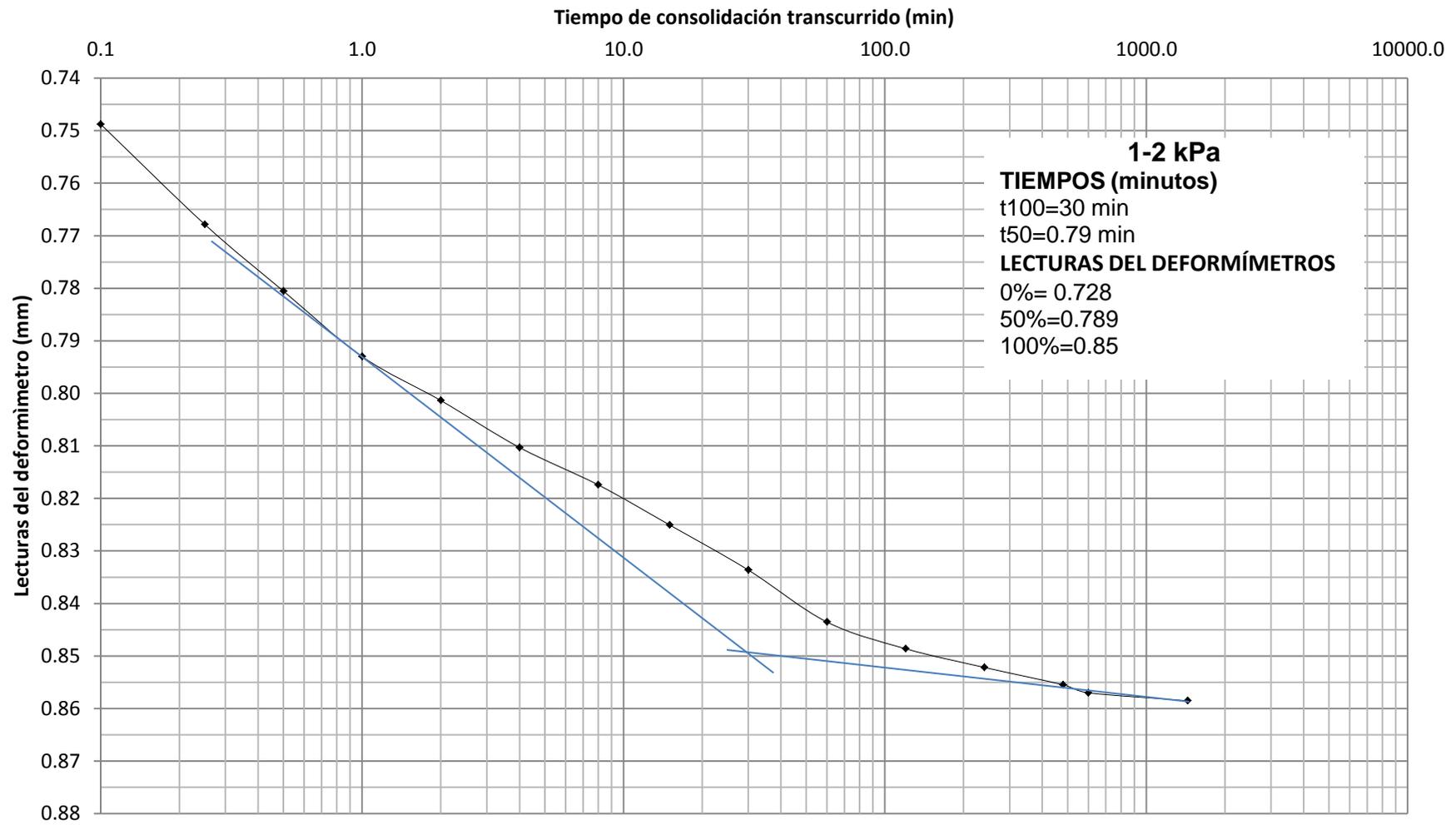
1	212.10 0.54	0.054	0.033	0.665	2.738	0.400	0.923
2	342.20 0.87	0.087	0.053	0.645	2.695	0.350	1.022
4	504.20 1.28	0.128	0.079	0.619	2.658	0.600	0.580
8	697.20 1.77	0.177	0.109	0.589	2.612	0.470	0.715
16	934.20 2.37	0.237	0.146	0.552	2.558	0.670	0.481
32	1212.30 3.08	0.308	0.189	0.509	2.492	0.700	0.437

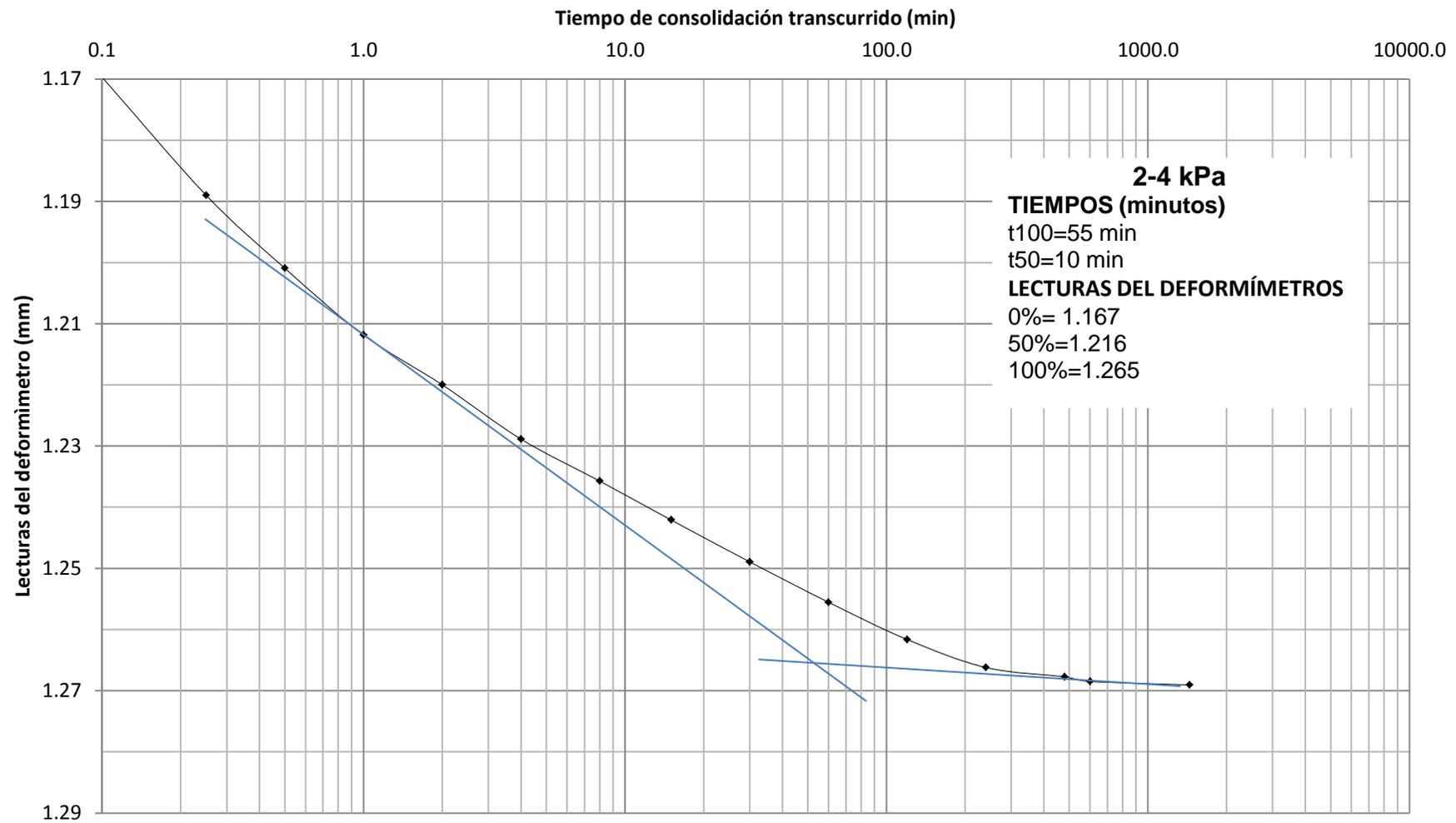
Observaciones: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevada al laboratorio de la UTPL.

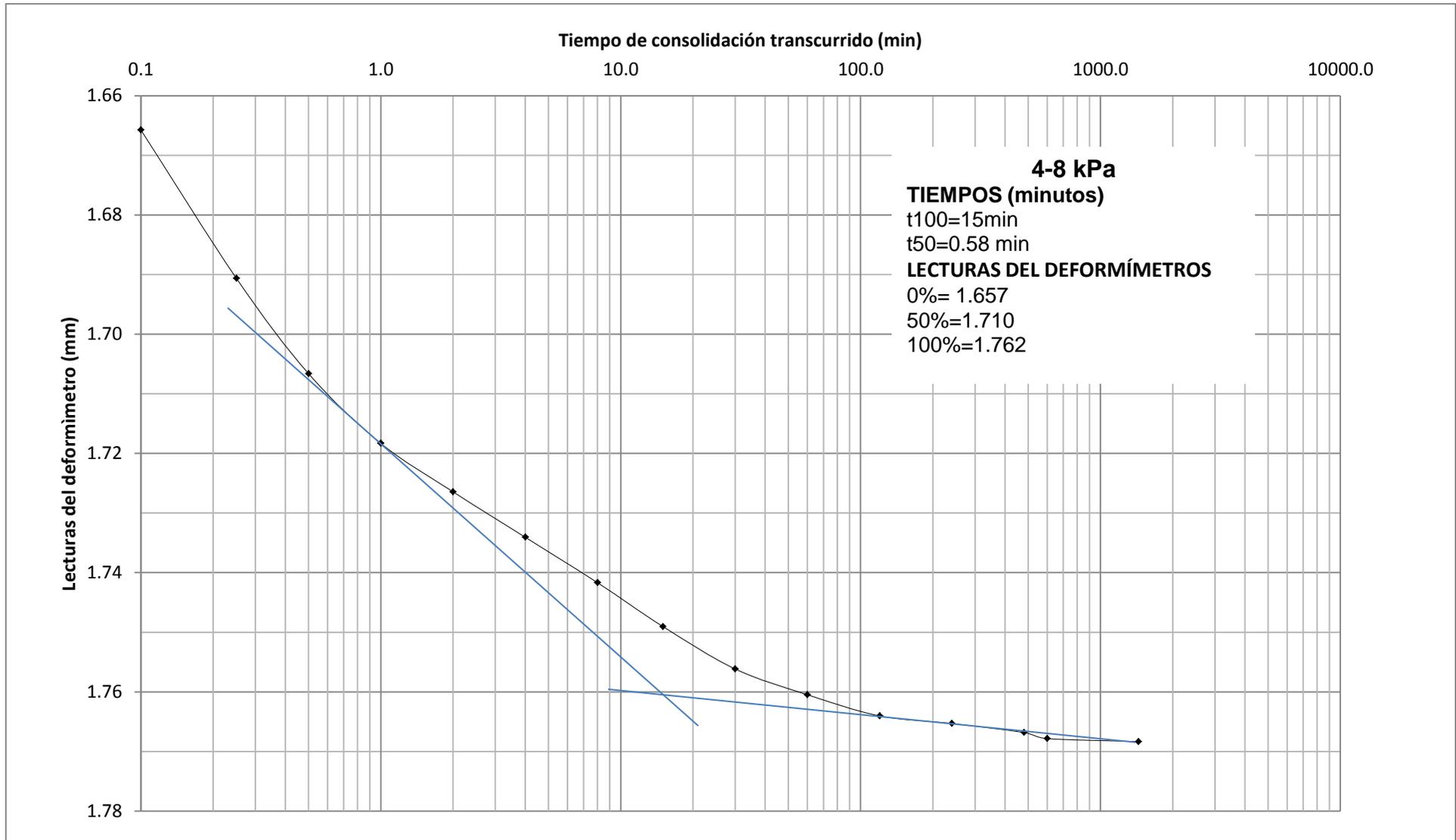
Mas. Carmen Eparza
DIRECTOR DE PROYECTO DE

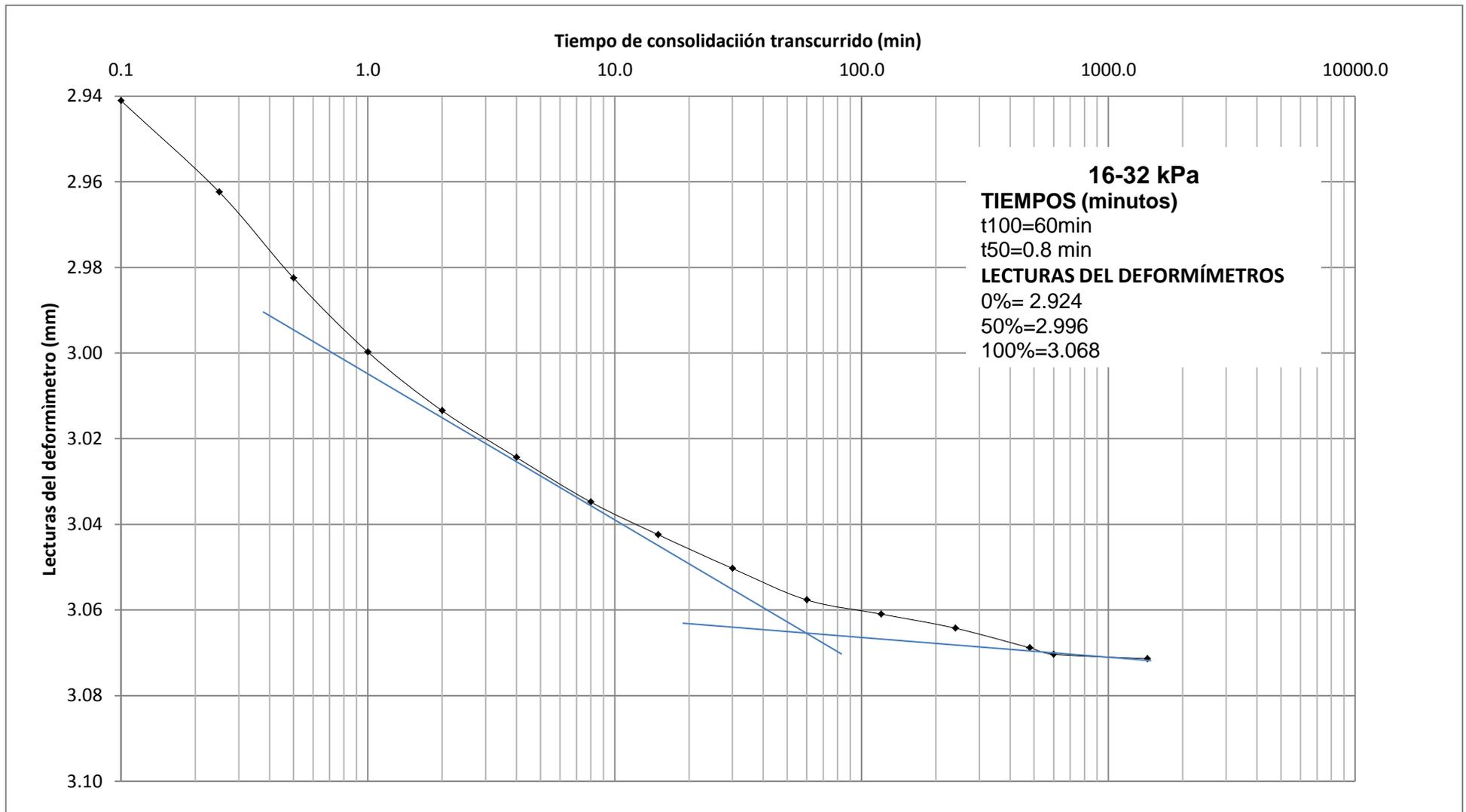
Alexa Maribel Villavicencio
PROFESIONAL EN FORMACIÓN













DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO : ANALISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS

LOCALIZACIÓN: LA PRADERA

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA

FECHA: ENERO DE 2017

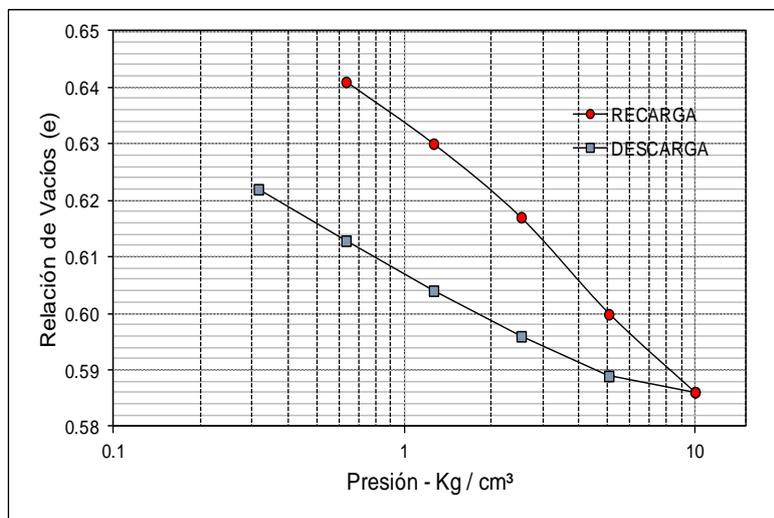
NORMA: ASTM D 2435, AASHTO T-216

CALICATA: 2

MUESTRA: 2

PROFUNDIDAD: 1.5 m

CURVAS DE COMPRESIÓN



e ₀	e _f	av	C _c	C _e	C _v (cm/s)	k (cm/s)	P _c (Kpa)
0.804	0.586	0.0102	0.162	0.0100	0.0064	1.5083 e-007	147.1

Observaciones: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevada al laboratorio de la UTPL.

Mgs. Carmen Eparza
DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE
TITULACIÓN

Alexa Maribel Villavicencio
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

Tabla 41. Ensayo de consolidación. Zona 3.

 DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIOS UTPL	
ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL	
PROYECTO :	ANALISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS.
LOCALIZACIÓN:	Av. MANUEL CARRIÓN PINZANO
SOLICITADO:	DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN
REALIZADO:	ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA
FECHA:	ENERO DE 2017
NORMA:	ASTM D 2435, AASHTO T-216
CALICATA:	3
MUESTRA:	3
PROFUNDIDAD:	1.5 m
DATOS DE LA MUESTRA (INICIO DEL ENSAYO)	
Dimensiones del anillo	
Diám (cm):	6.4
Área (cm ²):	32.17
Altura (cm):	2.46
Vol (cm ³):	79.14
Altura inicial del suelo, Hi (cm):	2.46
W. anillo + muestra (g):	647.79
W. anillo (g):	498.71
W. suelo humedo, Wt (g):	149.08
W. suelo seco al horno, Ws (g):	121.93
Altura de solidos calculada, Hs (cm):	1.443
Altura inicial de vacíos, Hv (cm):	1.017
Grado de saturación inicial, Si:	0.830
Relación de vacíos inicial, ei:	0.705
CONTENIDO DE HUMEDAD	
W. rec + suelo humedo (g):	392.65
W. rec + suelo seco (g):	342.6
W. recipiente (g):	61.23
Contenido de humedad inicial, Wi (%):	17.79
DATOS DE LA MUESTRA (FINAL DEL ENSAYO)	
CONTENIDO DE HUMEDAD	
Lectura inicial del deformímetro:	0+000
Lectura final del deformímetro:	690+000
Cambio en la altura de la muestra (cm):	0.175
Altura final de vacíos, Hvf (cm):	0.842
Relación de vacíos final, ef:	0.583
W. final del anillo (g):	657.71
W. final del anillo + suelo seco (g):	630.63
W. suelo seco al horno (g):	131.92
Contenido de humedad final, Wf (%):	20.53
Grado de saturación final, S (%):	100
Peso del agua:	27.08
Observaciones: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevada al laboratorio de la UTPL.	
Mas. Carmen Eparza DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN	Alexa Maribel Villavicencio PROFESIONAL EN FORMACIÓN



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO : ANALISIS DELA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS

LOCALIZACIÓN: Av. MANUEL CARRIÓN PINZANO **NORMA:** ASTM D 2435, AASHTO T-216
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN **CALICATA:** 3
REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA **MUESTRA:** 3
FECHA: ENERO DE 2017 **PROFUNDIDAD:** 1.5 M

LECTURAS

Consolidometro (mm): 0.00254

Tiempo (t) (min)	LECTURA DEL DIAL (original)					
	0-1 Kg	1-2 kg	2-4 kg	4-8 kg	8-16 kg	16-32 kg
0	0.000	205.50	242.800	504.2	436.5	661.8
0.1	127.000	212.00	337.000	405.5	567	651
0.25	137.000	220.00	351.900	406	581.8	651.5
0.5	143.800	224.10	361.000	406.6	594.5	653.5
1	148.900	227.00	370.000	408.9	608.5	660.5
2	154.500	229.50	374.200	410.9	623.3	666.3
4	165.800	232.00	376.800	415.1	636.1	671.8
8	178.100	234.00	378.800	419.1	646.3	677
15	190.000	235.30	380.400	422.8	653.6	681.7
30	196.900	236.90	382.100	426.6	656.9	685.2
60	201.900	238.70	383.400	429	659.4	688.1
120	204.500	240.20	385.500	431.6	659.8	690
240	205.600	241.80	387.400	433.7	660.1	690
480	205.800	242.20	388.600	435.7	660.1	690
600	205.500	242.40	388.700	436	660.6	690
1440	205.500	242.80	388.800	436.5	661.8	690

Observaciones: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevada al laboratorio de la UTPL.

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

Alexa Maribel Villavicencio
PROFESIONAL EN FORMACIÓN



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO : ANALISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS

LOCALIZACIÓN: Av. MANUEL CARRIÓN PINZANO

SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA

FECHA: ENERO DE 2017

NORMA: ASTM D 2435, AASHTO T-216

CALICATA: 3

MUESTRA: 3

PROFUNDIDAD: 1.5m

DATOS DE CARGA Y RECARGA

Volumen inicial, Vi (cm ³):	79.14	Altura inicial de vacíos, Hv (cm):	1.017	d2= 10.00
Altura inicial, Hi (cm):	2.46	Relación inicial de vacíos, ei:	0.705	d1= 1.00
Altura de sólidos, Hs (cm):	1.443	Área (cm ²):	32.17	

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	693.50 1.76	0.176	0.122	0.583	-	-	9.947
16	667.10 1.69	0.169	0.117	0.587	-	-	4.974
8	617.10 1.57	0.157	0.109	0.596	-	-	2.487
4	557.50 1.42	0.142	0.098	0.607	-	-	1.243
2	498.30 1.27	0.127	0.088	0.617	-	-	0.622
1	447.00 1.14	0.114	0.079	0.626	-	-	0.311
0	358.00 0.91	0.091	0.063	0.642	-	-	0.000
1	398.60 1.01	0.101	0.070	0.635	-	-	0.311
2	438.00 1.11	0.111	0.077	0.628	-	-	0.622
4	459.10 1.17	0.117	0.081	0.624	-	-	1.243
8	529.90 1.35	0.135	0.093	0.612	-	-	2.487
16	622.30 1.58	0.158	0.110	0.595	-	-	4.974
32	688.00 1.75	0.175	0.121	0.584	-	-	9.947

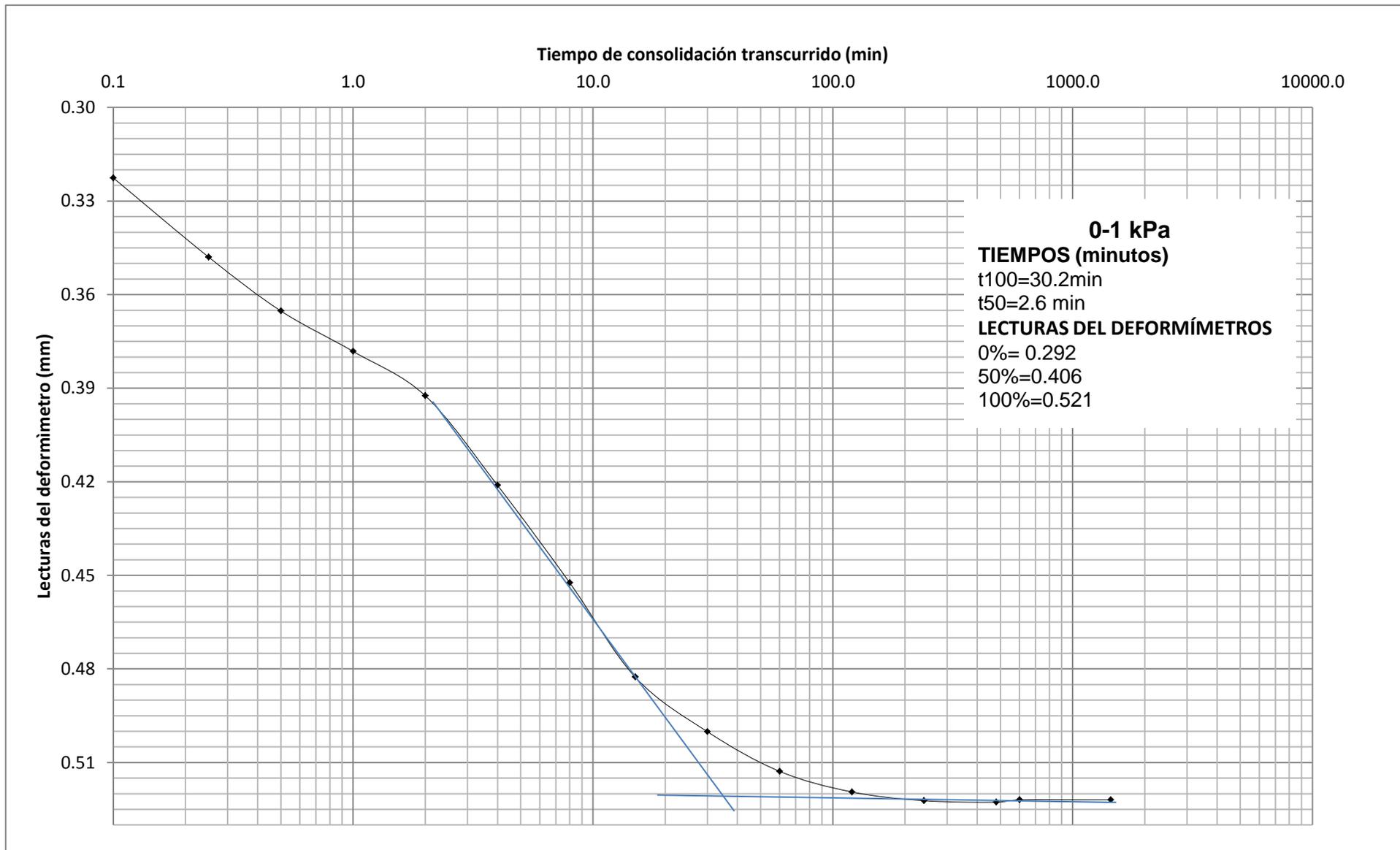
DATOS DE CARGA

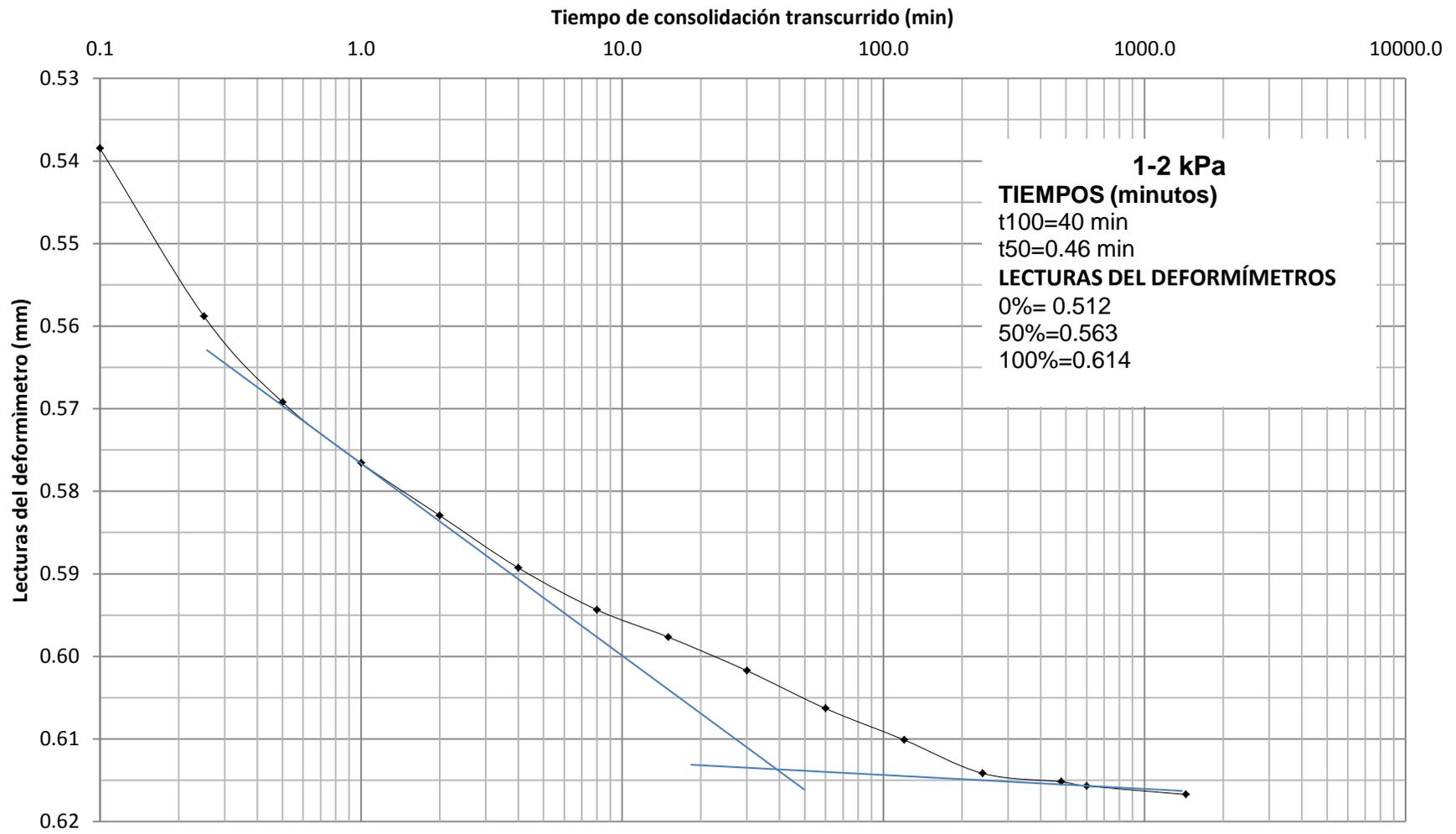
							Coef. Cv (cm/min)
1	205.50 0.52	0.052	0.036	0.669	2.434	0.400	0.729
2	243.80 0.62	0.062	0.043	0.662	2.403	0.350	0.813
4	388.80 0.99	0.099	0.068	0.636	2.380	0.600	0.465
8	436.50 1.11	0.111	0.077	0.628	2.355	0.470	0.581
16	661.80 1.68	0.168	0.116	0.588	2.321	0.670	0.396
32	690.00 1.75	0.175	0.121	0.583	2.288	0.700	0.368

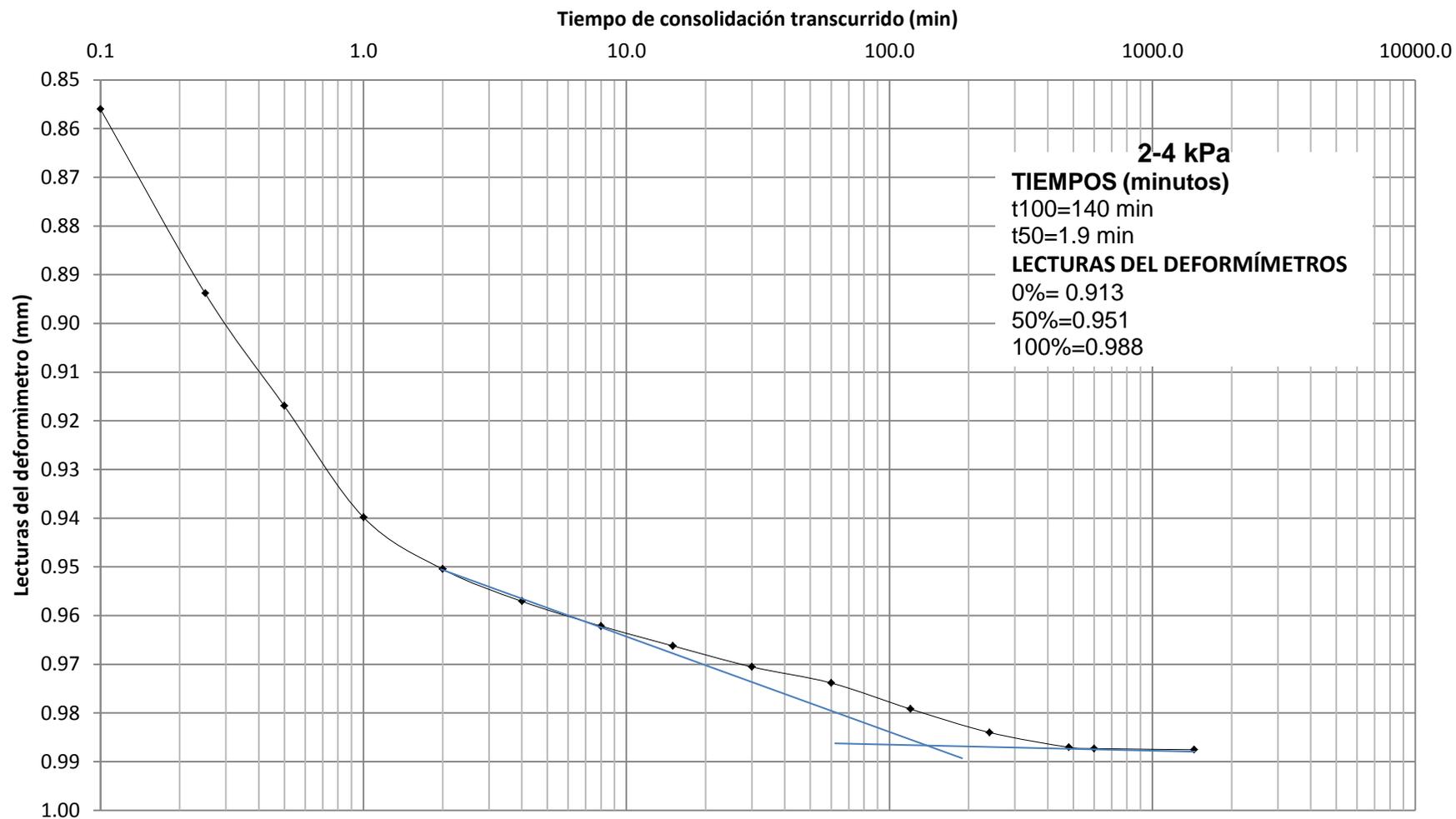
Observaciones: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevada al laboratorio de la UTPL.

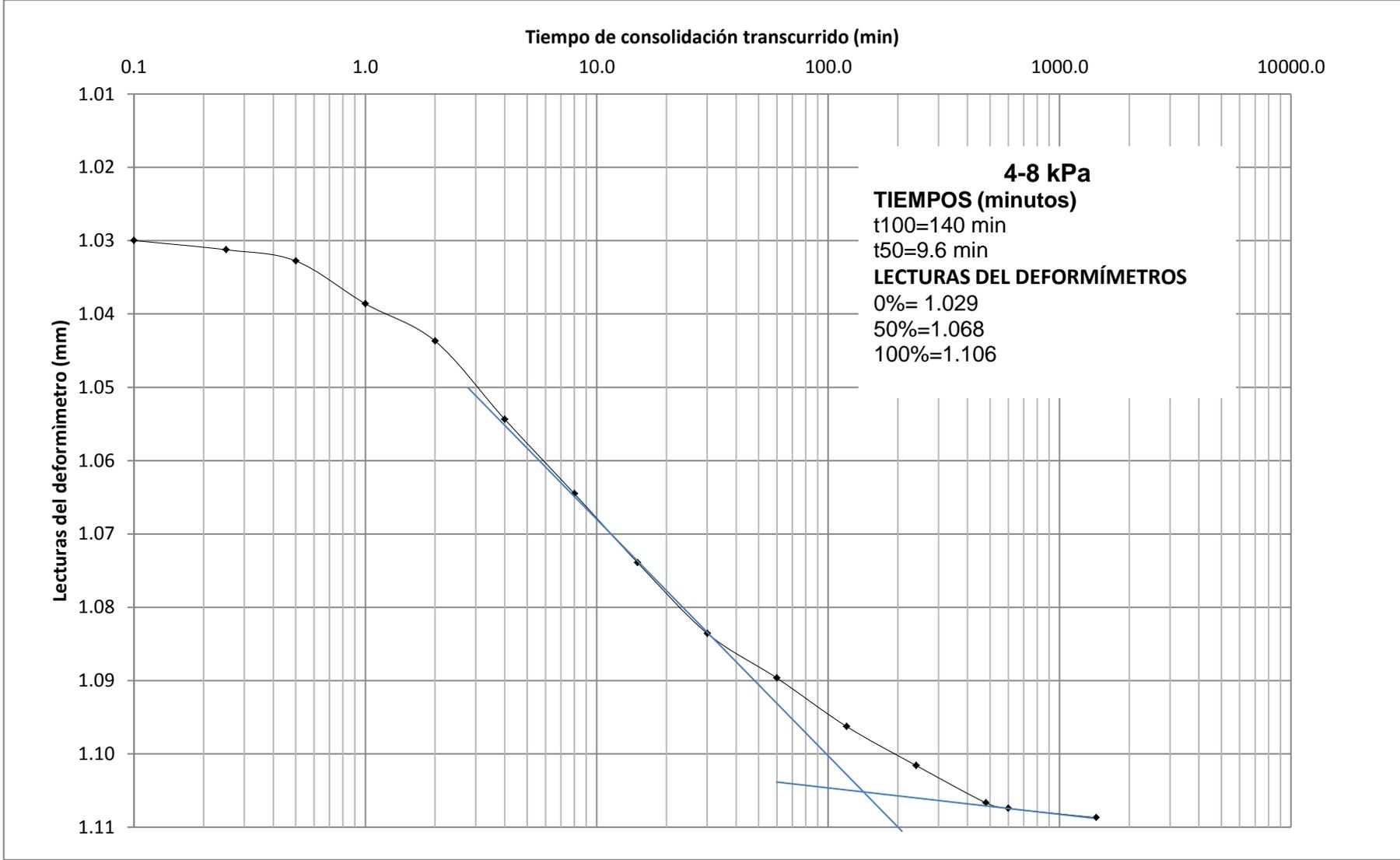
Mas. Carmen Eparza
DIRECTOR DE PROYECTO DE

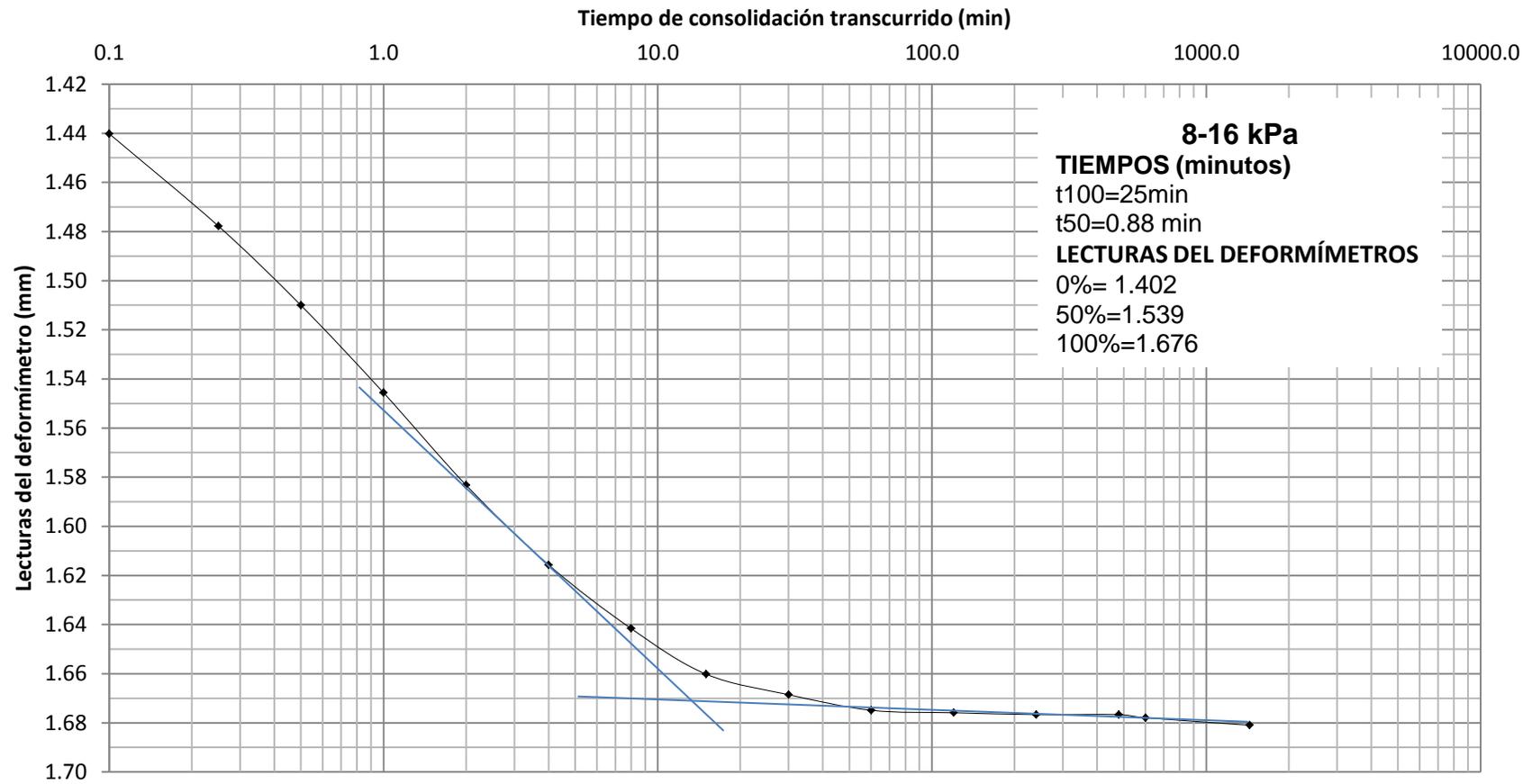
Alexa Maribel Villavicencio
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

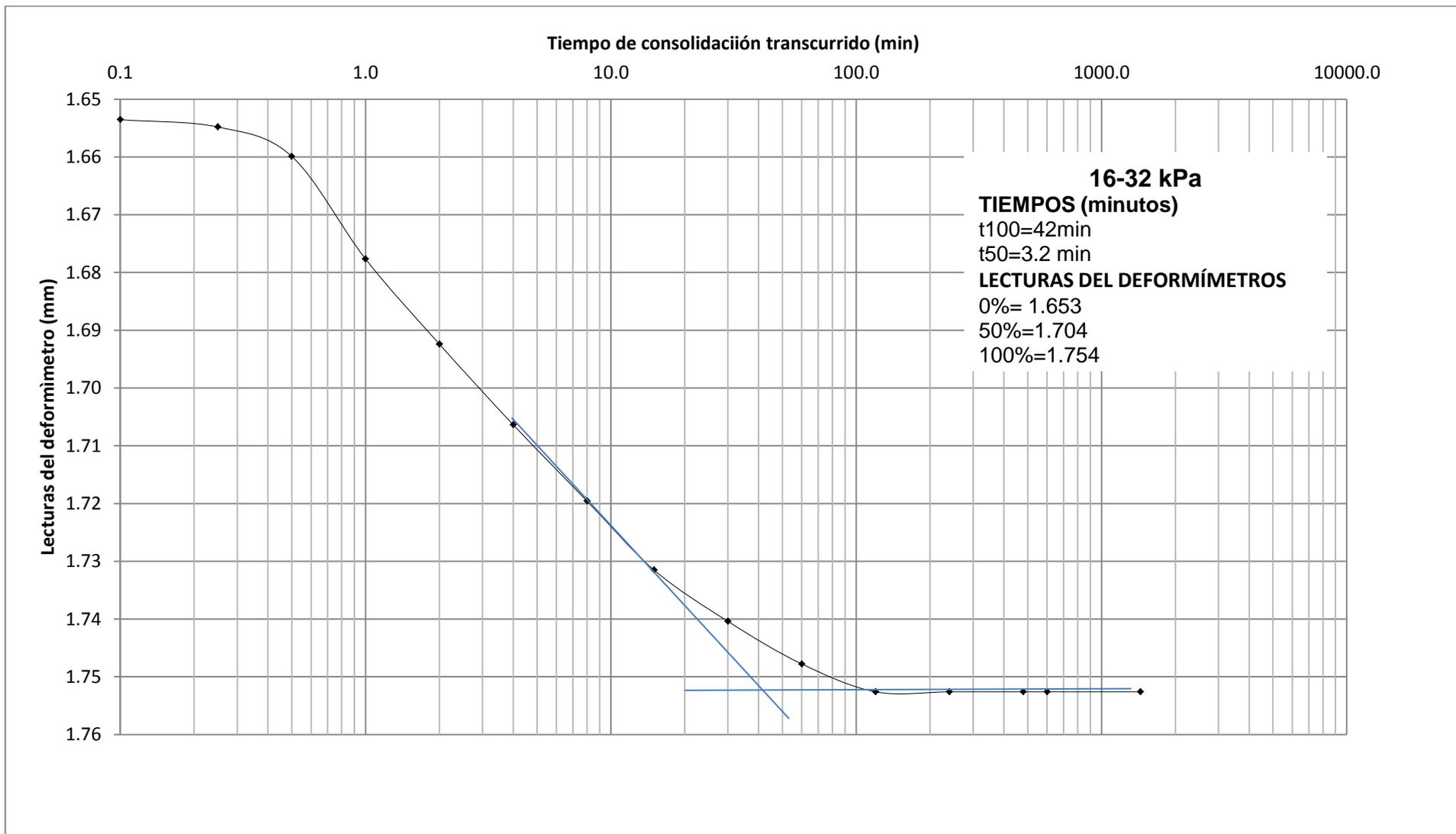












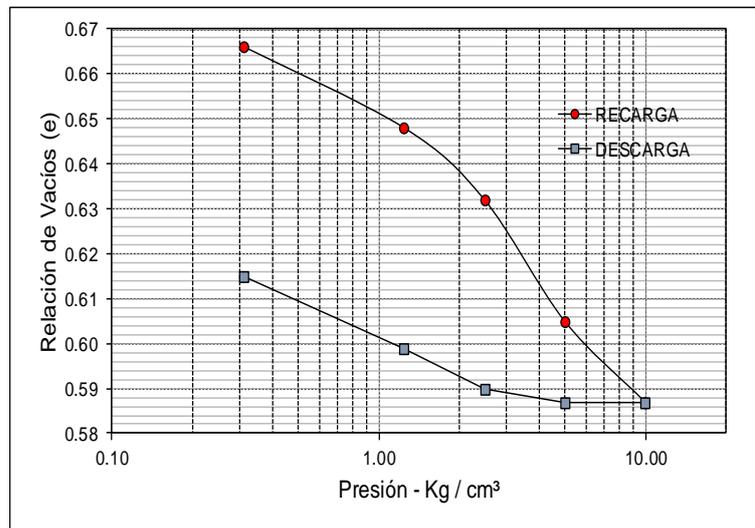


DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS UTPL

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO: ANALISIS DE LA SEGURIDAD DE TALUDES FRENTE A LA VARIACIÓN DEL NIVEL DEL EMBALSE EN PRESAS
LOCALIZACIÓN: Av. MANUEL CARRIÓN PINZANO
SOLICITADO: DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN
REALIZADO: ALEXA MARIBEL VILLAVICENCIO ESPINOZA
FECHA: ENERO DE 2017
NORMA: ASTM D 2435, AASHTO T-216
CALICATA: 3
MUESTRA: 3
PROFUNDIDAD: 1.5 m

CURVAS DE COMPRESIÓN



e0	ef	av	Cc	Ce	Cv (cm/s)	k (cm/s)	P'c (Kpa)
0.705	0.583	0.00442	0.7309	0.0133	0.00643	7.099 e-008	110

Observaciones: La toma de muestras es realizada por el profesional en formación y llevada al laboratorio de la UTPL.

Mgs. Carmen Eparza
DIRECTOR DE PROYECTO DE FIN DE TITULACIÓN

Alexa Maribel Villavicencio
PROFESIONAL EN FORMACIÓN

F. Tablas de parámetros geotécnicos.

Tabla 42. Valores de coeficiente de permeabilidad.

Tipo de suelo	Coefficiente de Permeabilidad (cm/s)
Grava media gruesa	$>10^{-1}$
Arena gruesa fina	$10^{-1} - 10^{-3}$
Arena fina, arena limosa	$10^{-3} - 10^{-5}$
Limo, limo arcilloso, arcilla limosa.	$10^{-4} - 10^{-6}$
Arcillas.	10^{-7} o menor.

Fuente: Das, 2010.

Tabla 43. Constantes elásticas de diferentes suelos.

Tipo de suelo	Rango de valores de Módulo de Young E (MPa)	Coefficiente de Poisson ν (adimensional)
Arcilla: Blanda sensible Medianamente rígida a rígida Muy rígida	2.4-15 15-50 50-100	0.4-0.5 (no drenada)
Loes Limos	15-60 2-20	0.1-0.3 0.3-0.35
Arena fina: Suelta Medianamente densa Densa	7.5-10 10-20 20-25	0.25
Arena: Suelta Medianamente densa Densa	10-25 25-50 50-75	0.2-0.35 0.3-0.4
Grava: Suelta Medianamente suelta Densa	25-75 75-100 100-200	0.2-0.35 0.3-0.4

Fuente: U.S. Department of the Navy 1982 y Bowles (1998) (Modificada por la autora).

Tabla 44. Propiedades físicas y de resistencia de suelos.

Material	Densidad seca (gr/cm ³)	Angulo de rozamiento interno (Φ)	Compacidad
GW: Gravas bien graduadas, Mezclas de grava y arena.	2.21 2.08 1.97	40 36 32	Densa Moderadamente densa Suelta
GP: Gravas mal graduadas, Mezclas de grava y arena.	2.04 1.92 1.83	38 35 32	Densa Moderadamente densa Suelta
SW: Arenas bien graduadas, Arenas con grava	1.89 1.79 1.70	37 34 30	Densa Moderadamente densa Suelta
SP: Arenas mal graduadas, Arenas y gravas	1.76 1.67 1.59	36 33 29	Densa Moderadamente densa Suelta
SM: Arenas limosas	1.65 1.55 1.49	35 32 29	Densa Moderadamente densa Suelta
ML: Limos inorgánicos, arenas muy finas	1.49 1.41 1.35	33 31 27	Densa Moderadamente densa Suelta
CL: Arcillas de baja plasticidad	1.5-2.15	25-28	
MH: Limos de alta plasticidad	1.5-2.15	22-25	
CH: Arcillas de alta plasticidad	1.5-2.15	17-20	

Fuente: Tablas geotécnica-Capítulo 12 (Modificado por la autora).

G. Modelaciones en Slope/W y Slide.

G.1. Final de construcción-Slope/W.

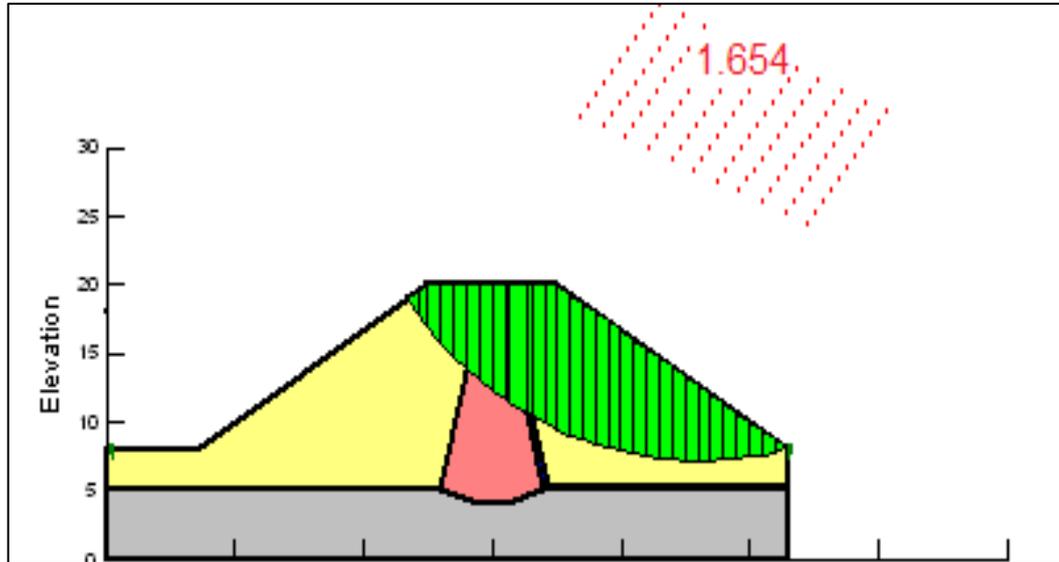


Figura 37. Modelación del Caso 1. Final de construcción (con acción sísmica).
Fuente: Autor.

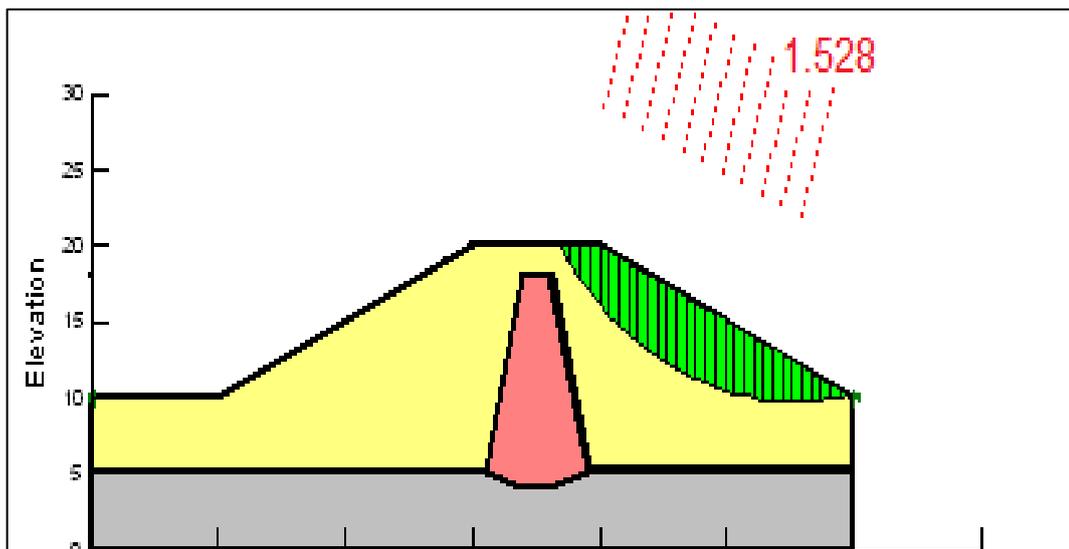


Figura 38. Modelación del Caso 2. Final de construcción (con acción sísmica).
Fuente: Autor.

G.2. Final de construcción-Slide.

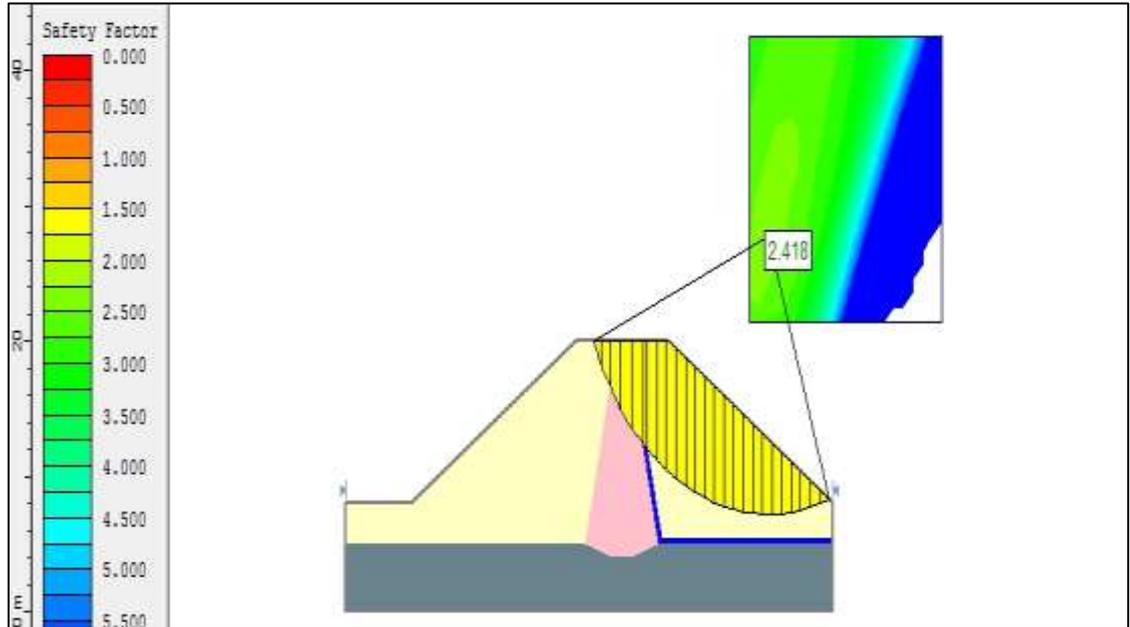


Figura 39. Modelación del Caso 1. Final de construcción (sin acción sísmica).
Fuente: Autor.

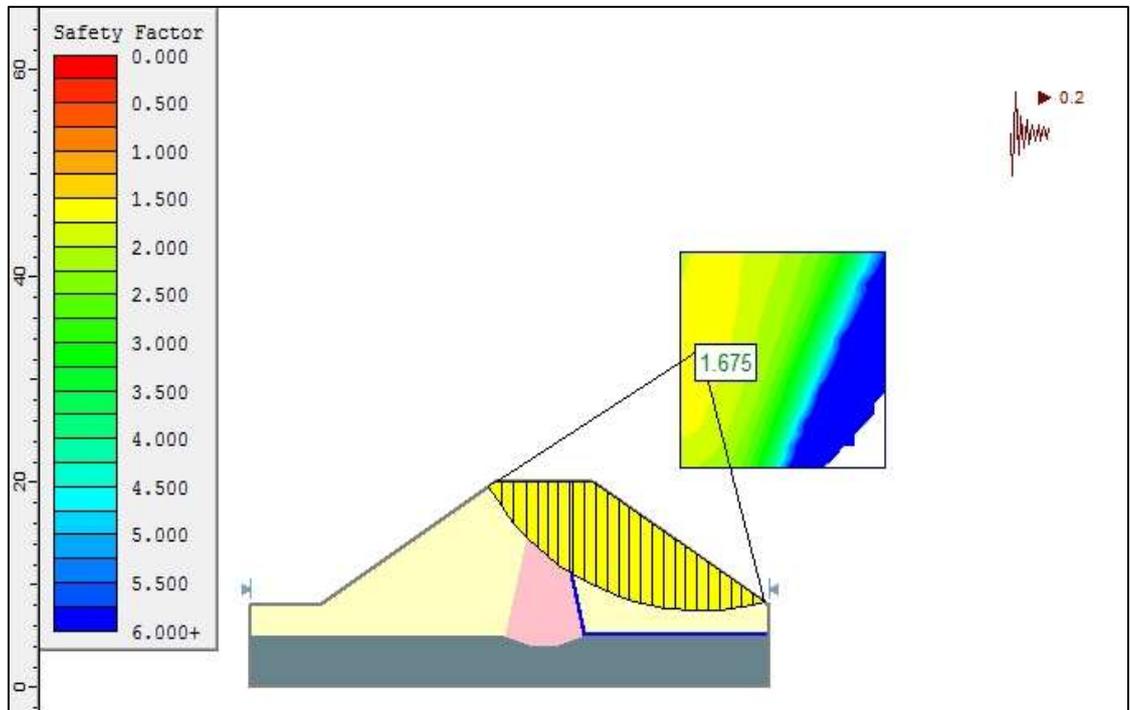


Figura 40. Modelación del Caso 1. Final de construcción (con acción sísmica).
Fuente: Autor.

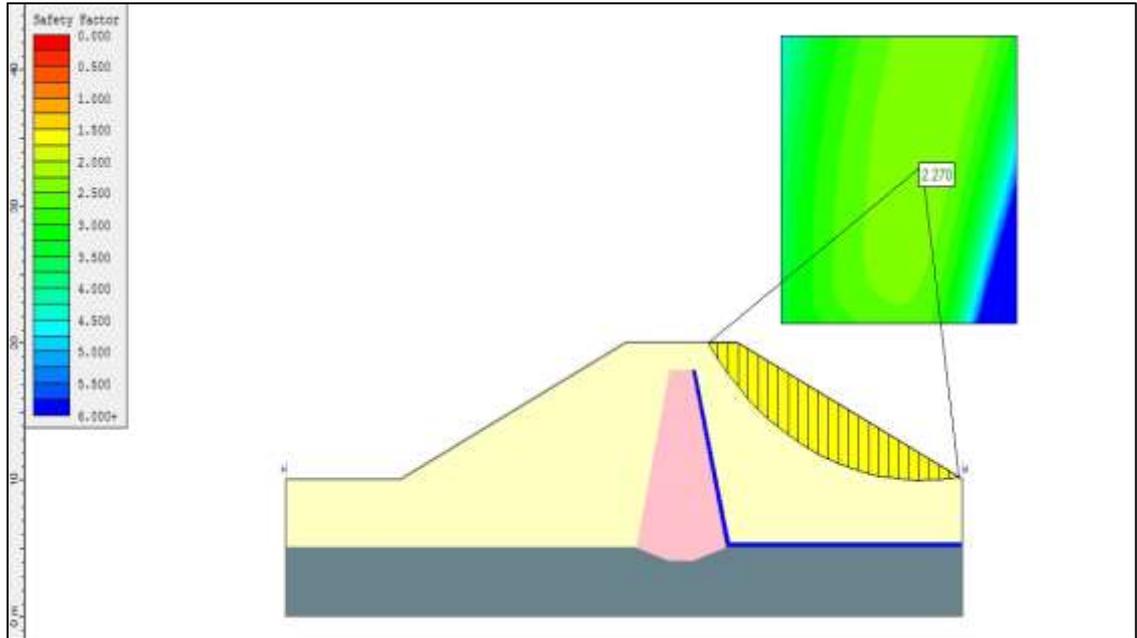


Figura 41. Modelación del Caso 2. Final de construcción (sin acción sísmica).
Fuente: Autor.

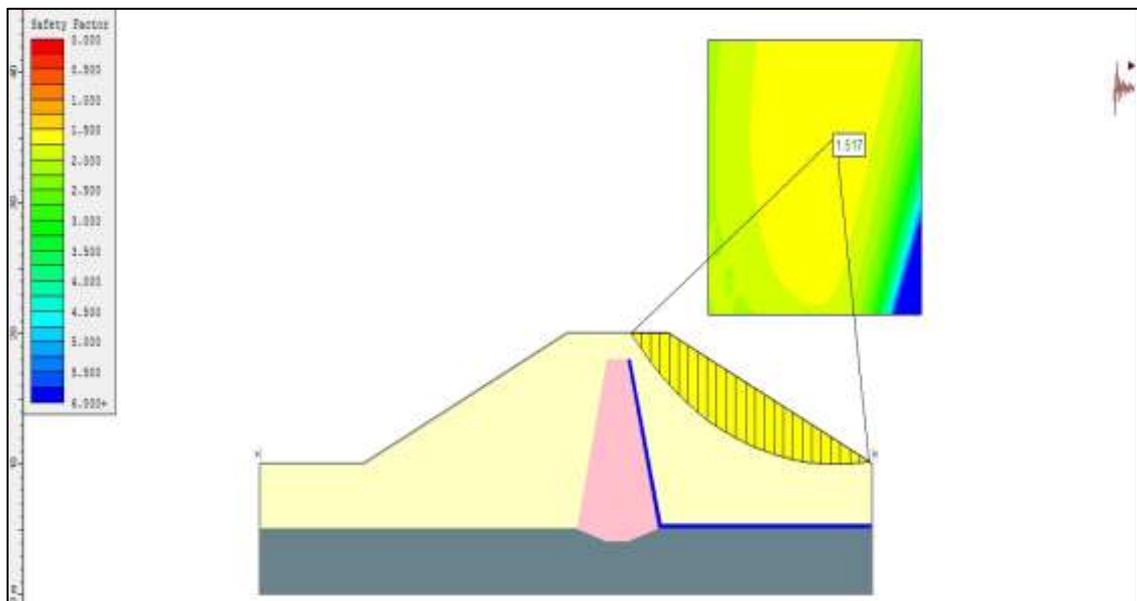


Figura 42. Modelación del Caso 2. Final de construcción (con acción sísmica).
Fuente: Autor.

G.3. Etapa de operación-Slope/W.

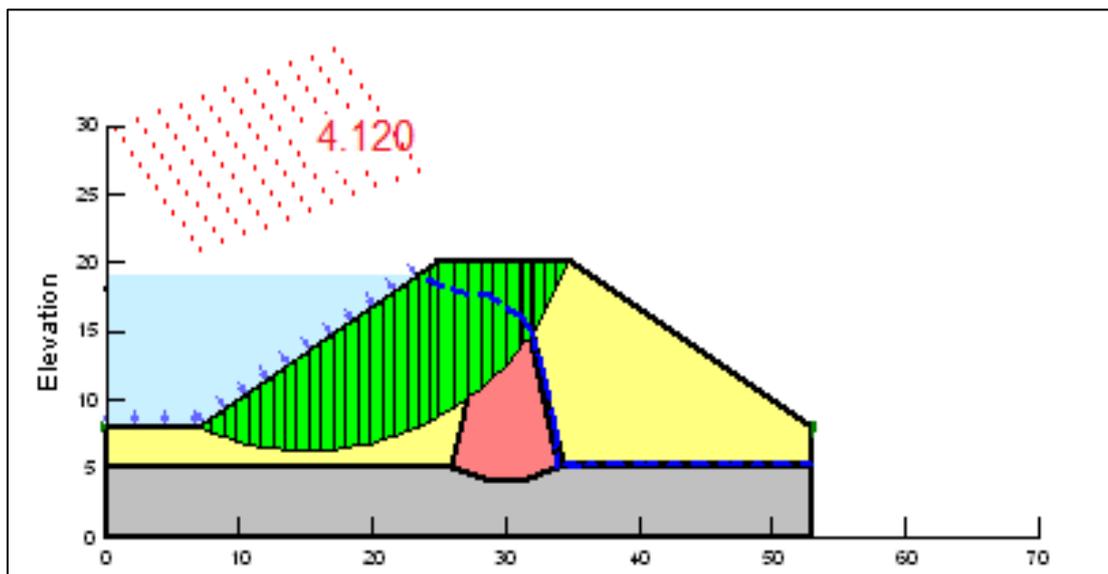


Figura 43. Modelación del Caso 1.Talud aguas arriba. Etapa de operación (sin acción sísmica).

Fuente: Autor.

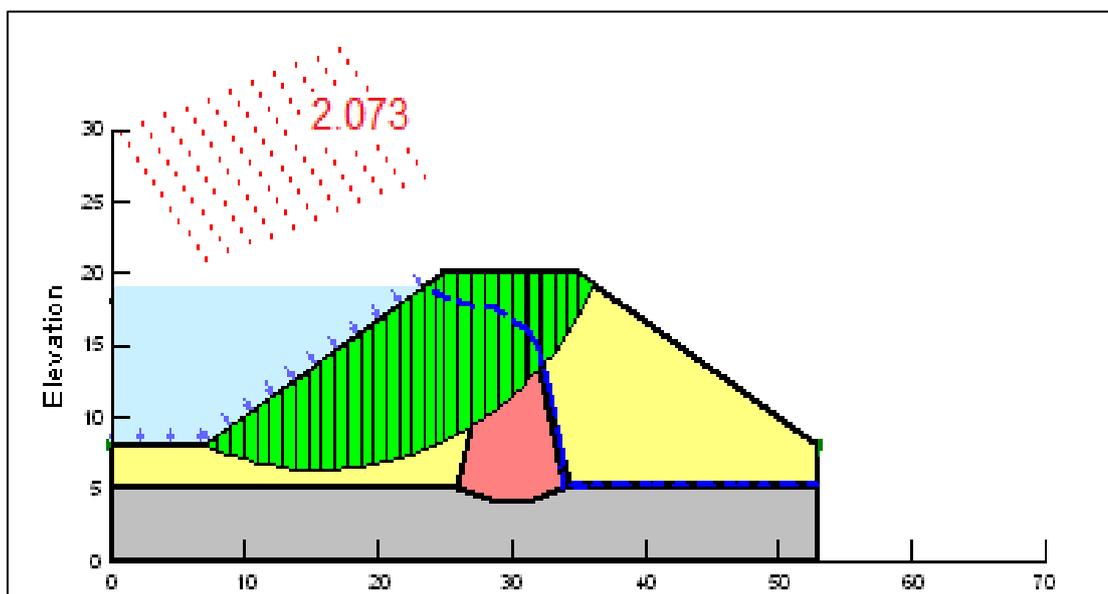


Figura 44. Modelación del Caso 1.Talud aguas arriba. Etapa de operación (con acción sísmica).

Fuente: Autor.

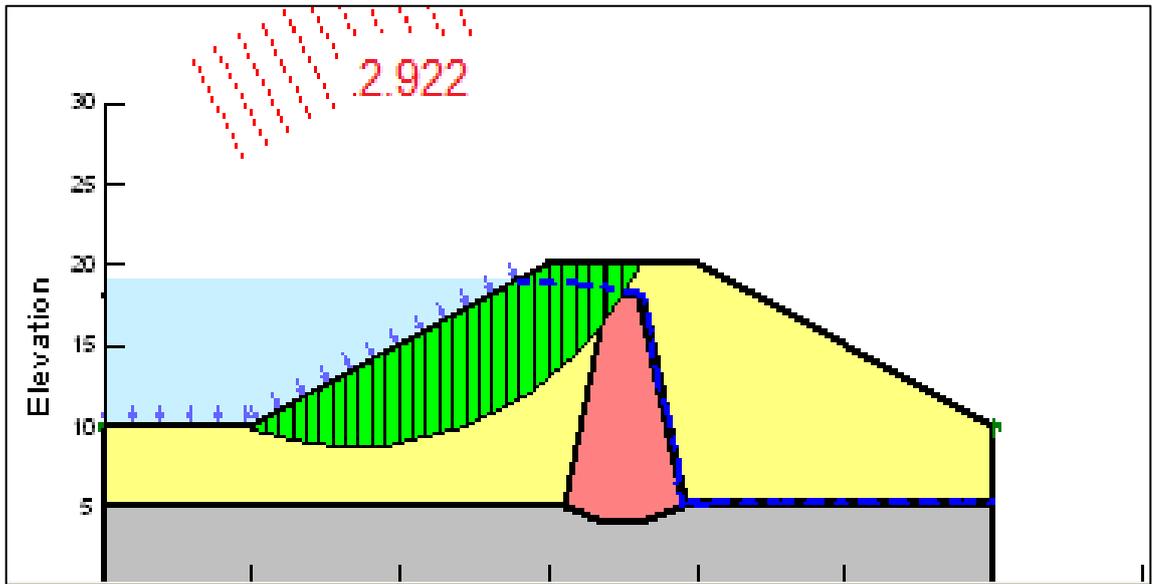


Figura 45. Modelación del Caso 2. Talud aguas arriba. Etapa de operación (sin acción sísmica).
Fuente: Autor.

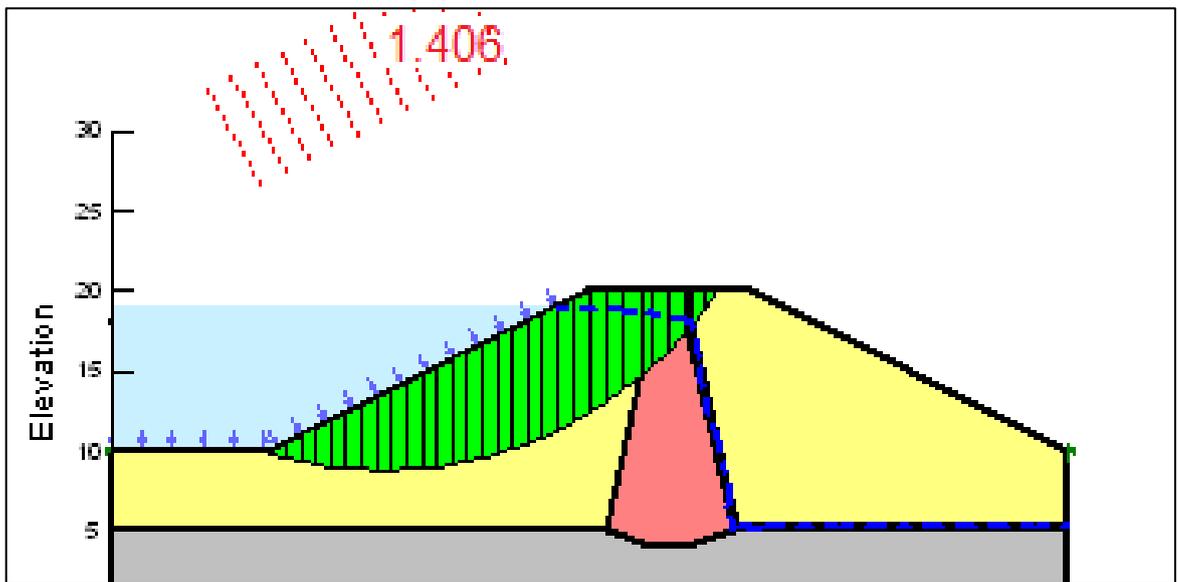


Figura 46. Modelación del Caso 2. Talud aguas arriba. Etapa de operación (con acción sísmica).
Fuente: Autor.

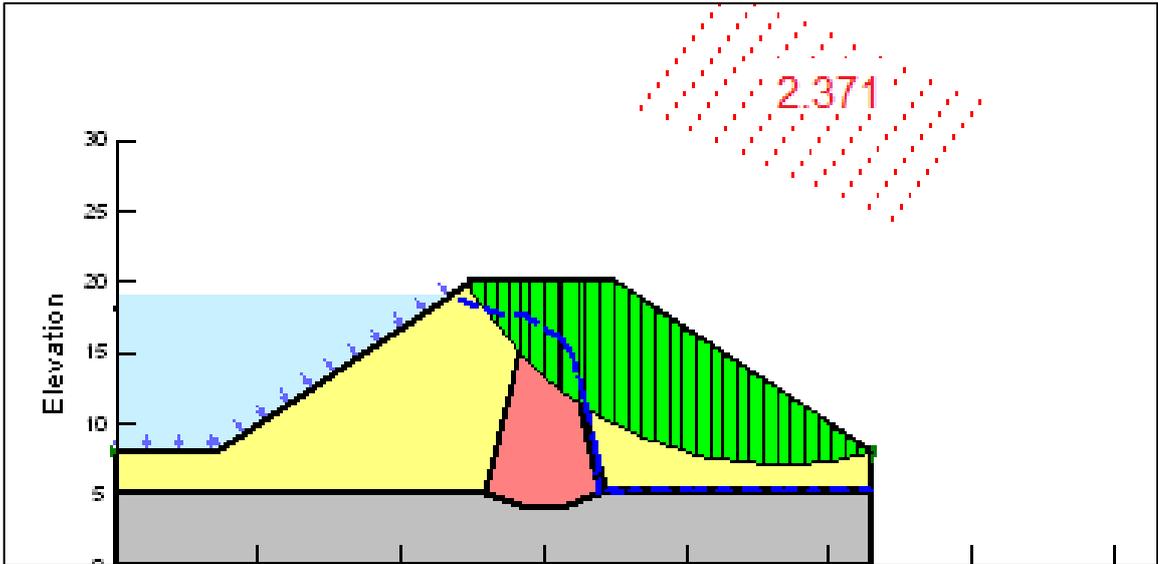


Figura 47. Modelación del Caso 1. Talud aguas abajo. Etapa de operación (sin acción sísmica).
Fuente: Autor.

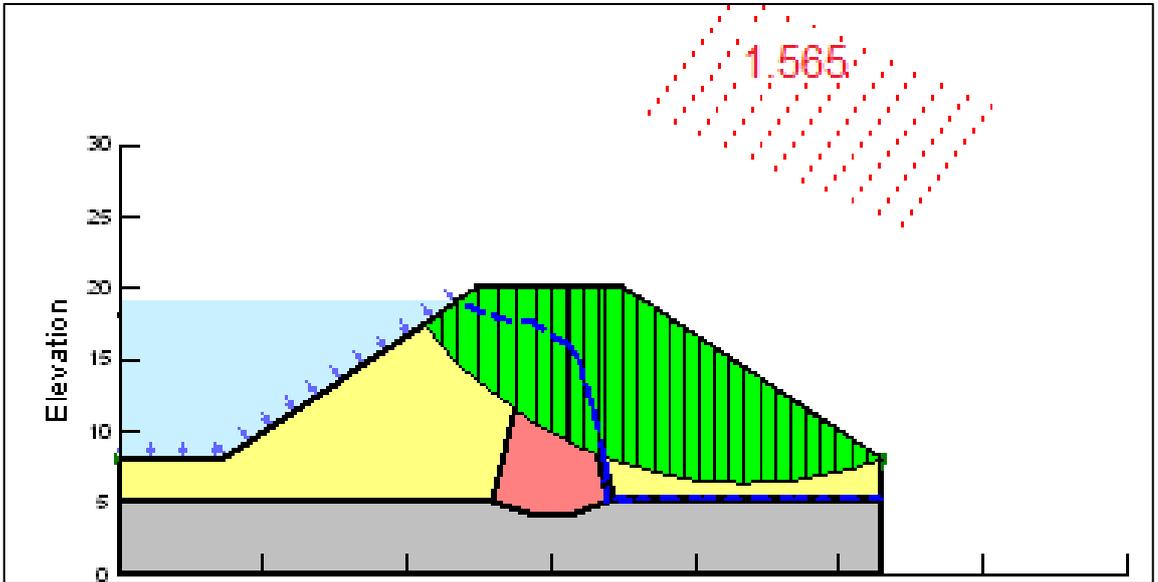


Figura 48. Modelación del Caso 1. Talud aguas abajo. Etapa de operación (con acción sísmica).
Fuente: Autor.

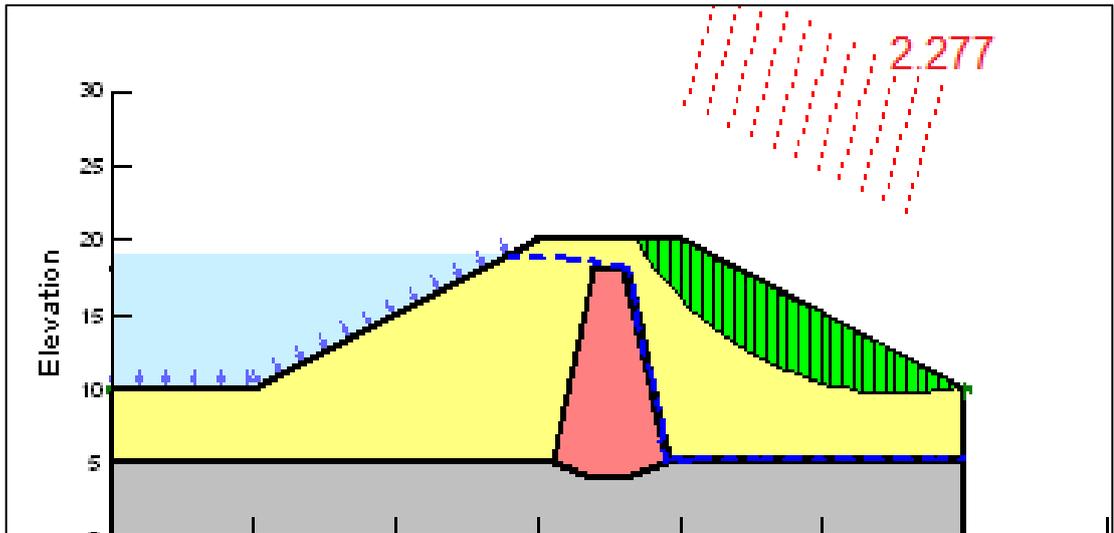


Figura 49. Modelación del Caso 2. Talud aguas abajo. Etapa de operación (sin acción sísmica).
Fuente: Autor.

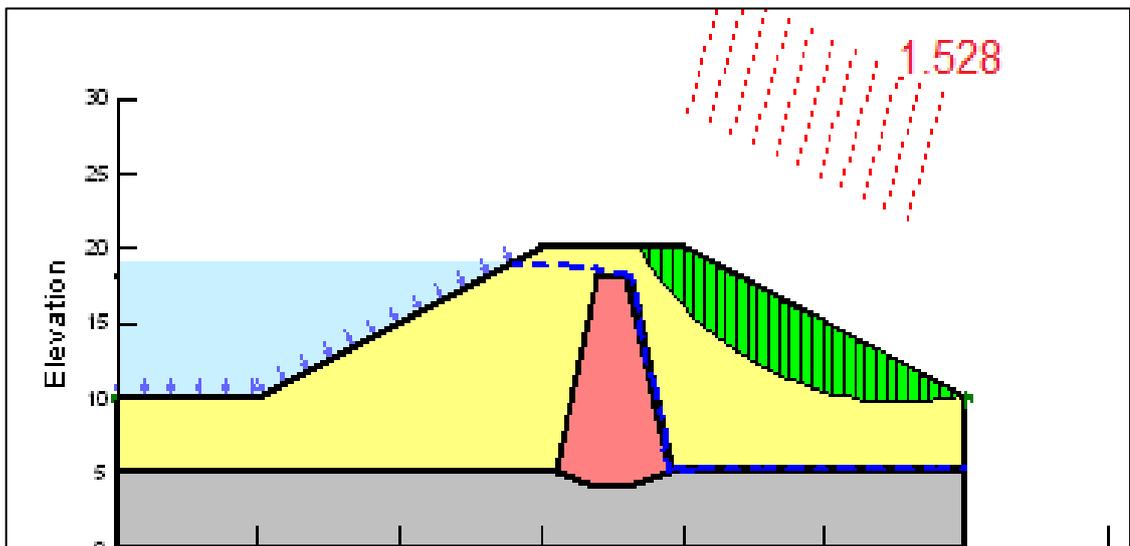


Figura 50. Modelación del Caso 2. Talud aguas abajo. Etapa de operación (con acción sísmica).
Fuente: Autor.

G.4. Etapa de operación-Slide.

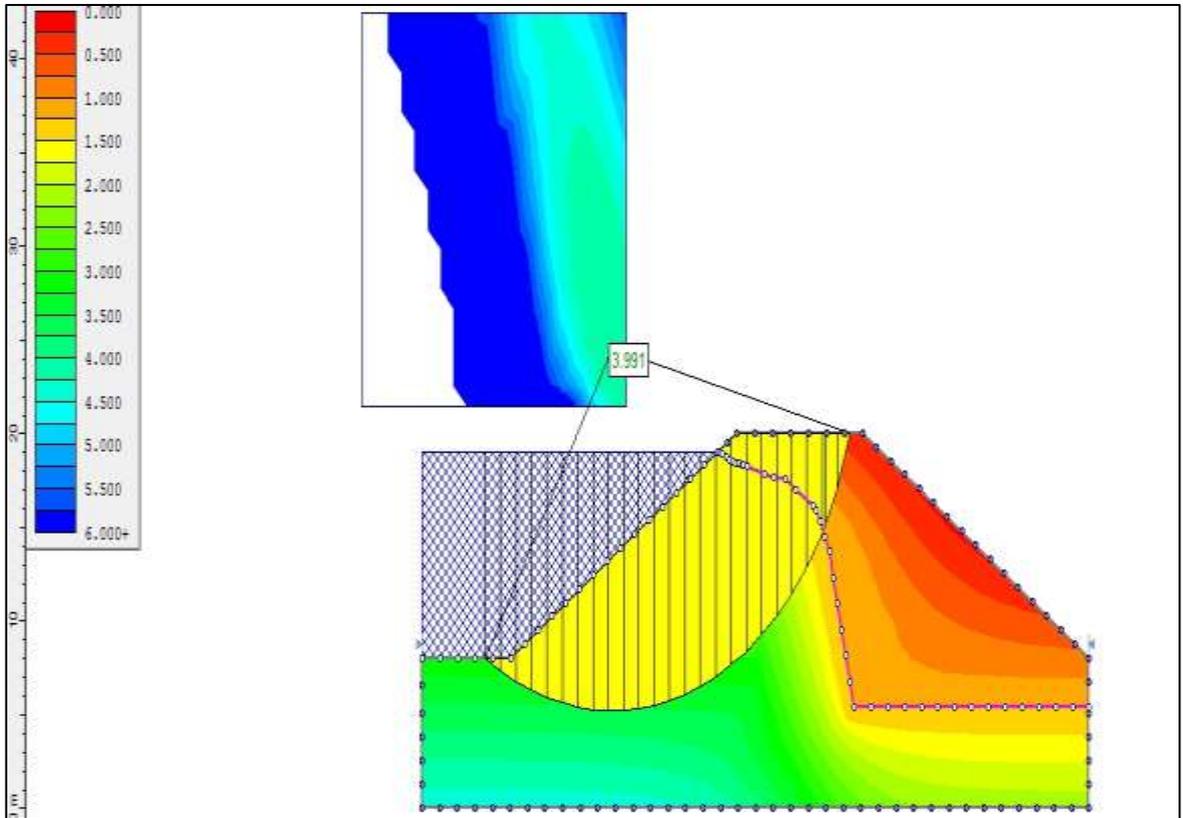


Figura 51. Modelación del Caso 1. Talud aguas arriba. Etapa de operación (sin acción sísmica).
Fuente: Autor.

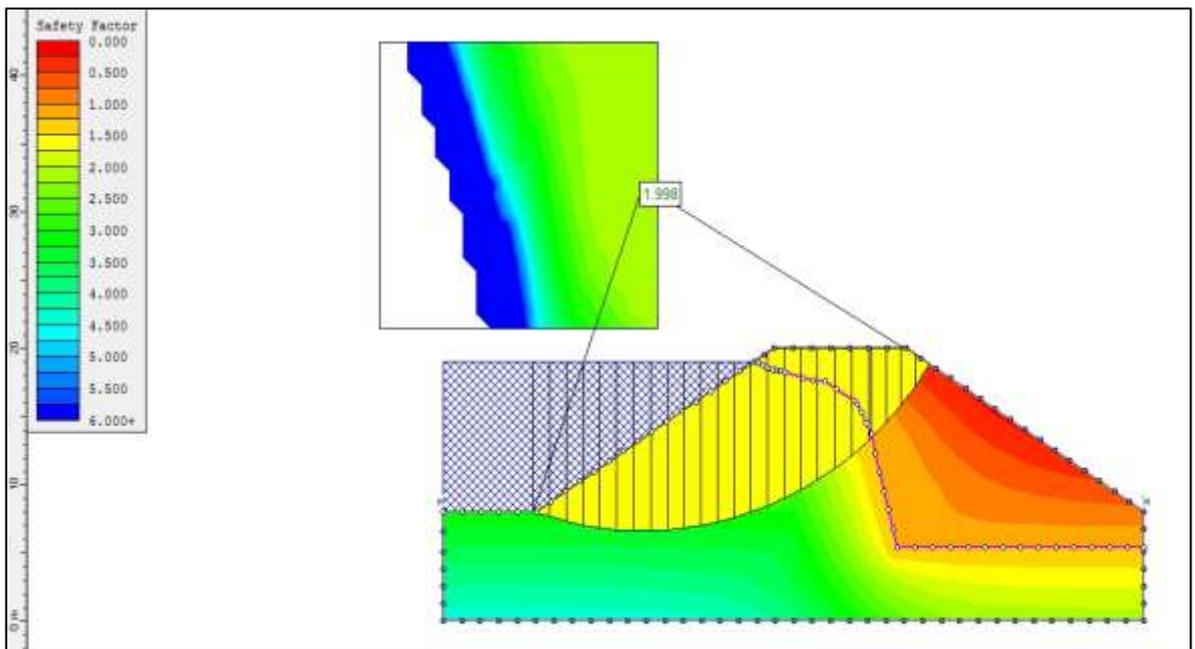


Figura 52. Modelación del Caso 1. Talud aguas arriba. Etapa de operación (con acción sísmica).
Fuente: Autor.

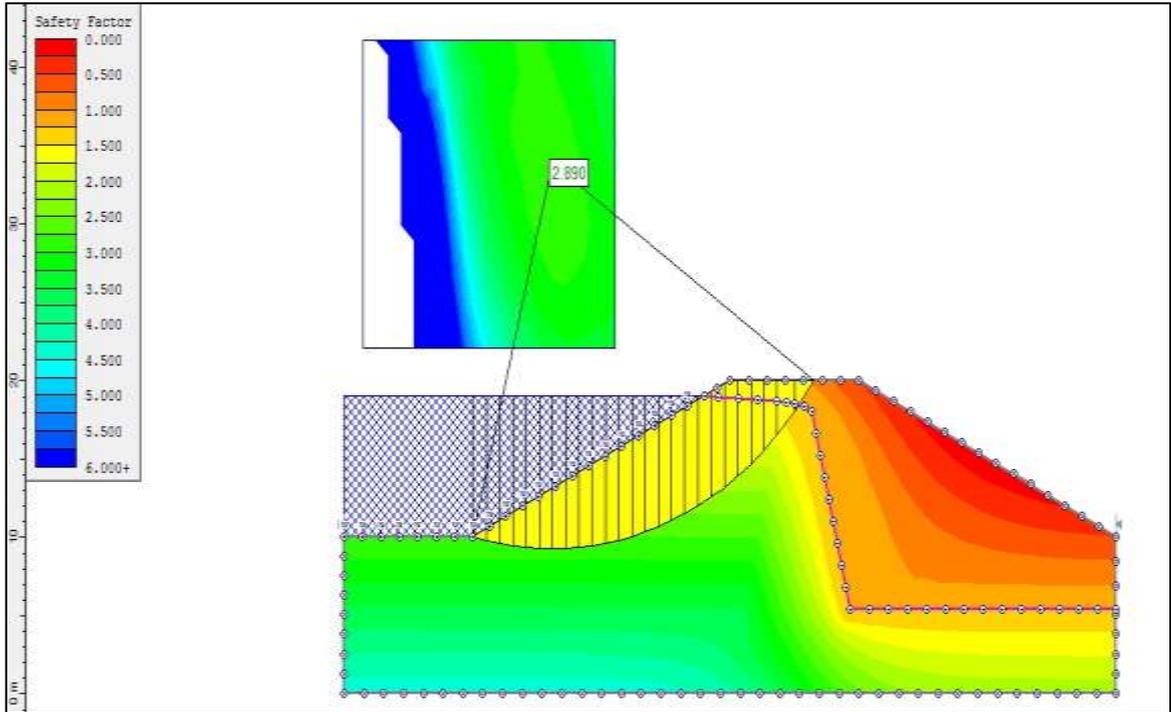


Figura 53. Modelación del Caso 2.Talud aguas arriba. Etapa de operación (sin acción sísmica).
Fuente: Autor.

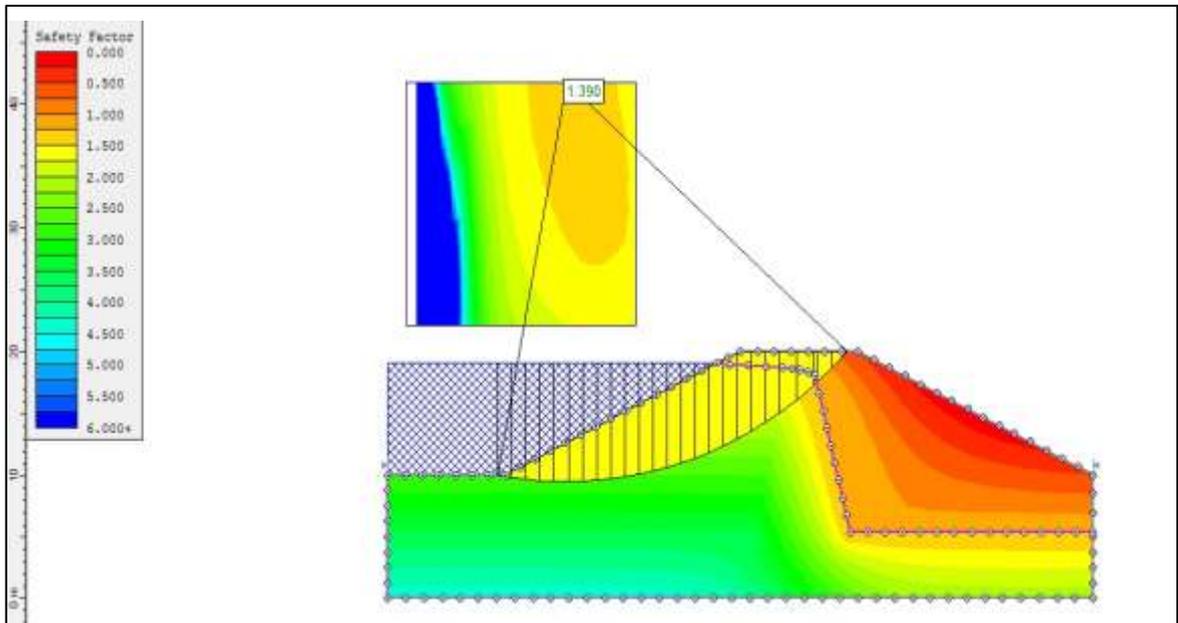


Figura 54. Modelación del Caso 2.Talud aguas arriba. Etapa de operación (con acción sísmica)
Fuente: Autor.

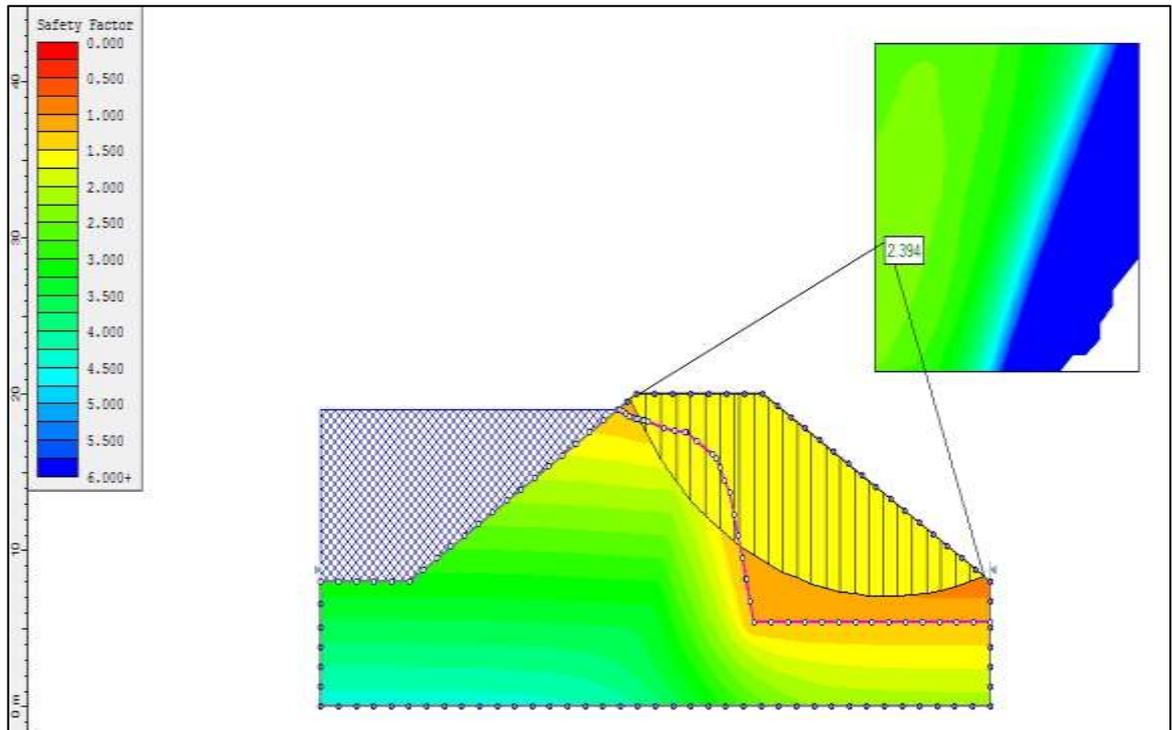


Figura 55. Modelación del Caso 1.Talud aguas abajo. Etapa de operación (sin acción sísmica).
Fuente: Autor.

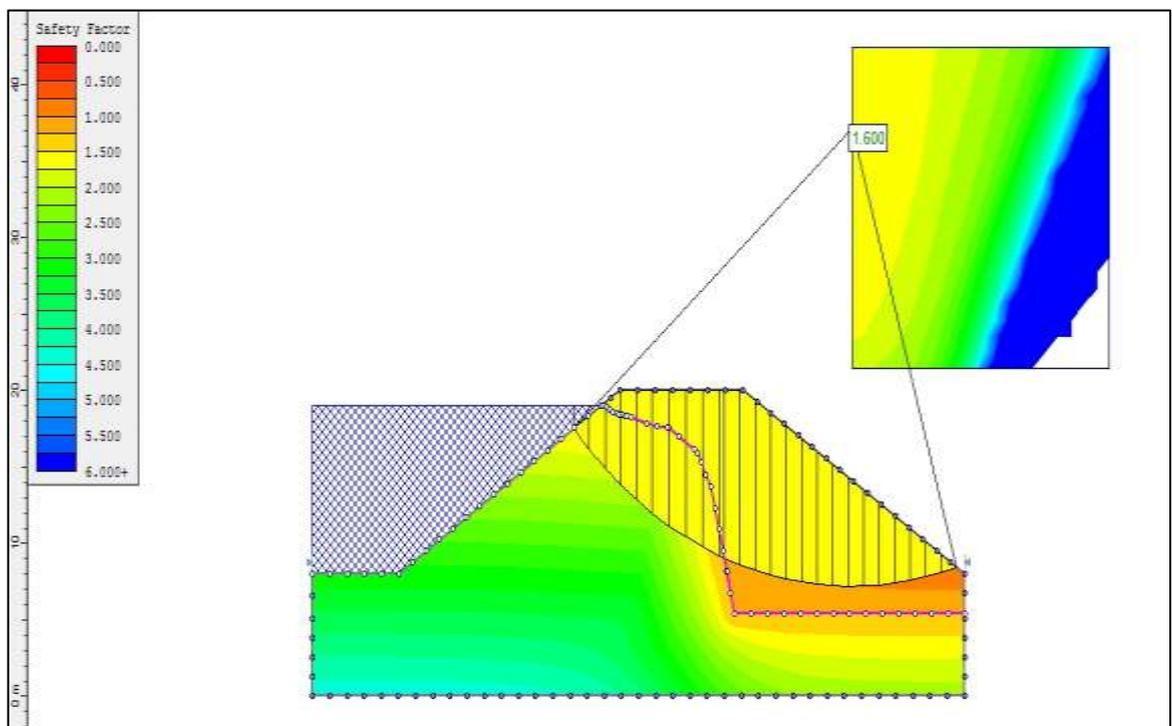


Figura 56. Modelación del Caso 1.Talud aguas abajo. Etapa de operación (con acción sísmica).
Fuente: Autor.

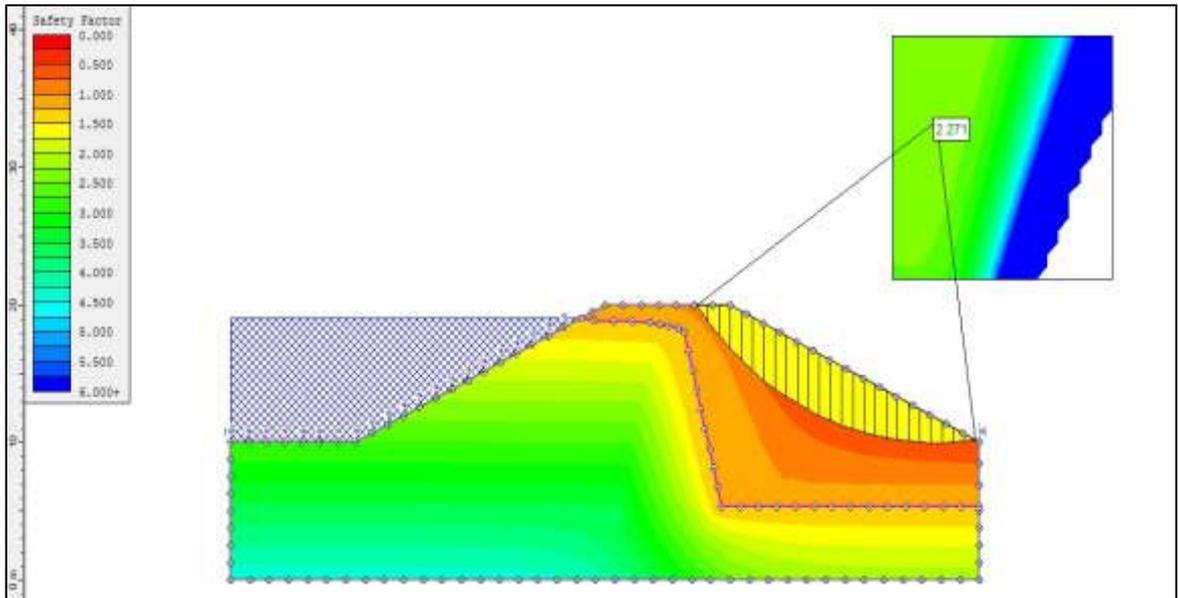


Figura 57. Modelación del Caso 2.Talud aguas abajo. Etapa de operación (sin acción sísmica).
Fuente: Autor.

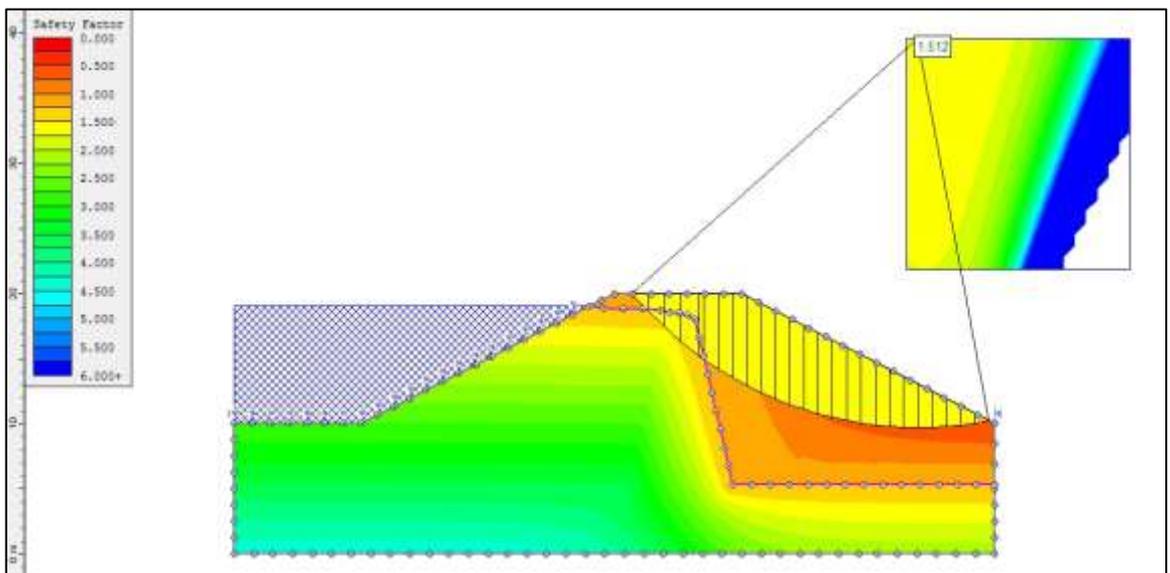


Figura 58. Modelación del Caso 2.Talud aguas abajo. Etapa de operación (con acción sísmica).
Fuente: Autor.

G.5. Etapa de vaciado rápido-Slope/W.

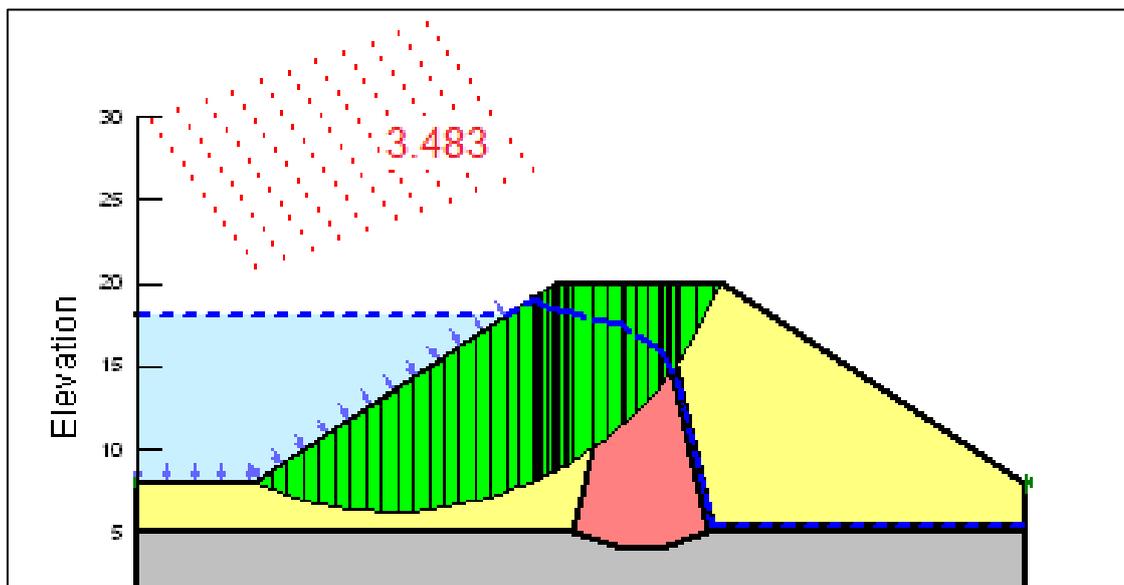


Figura 59. Modelación Caso 1. Vaciado rápido ($H/h=0.165$).
Fuente: Autor.

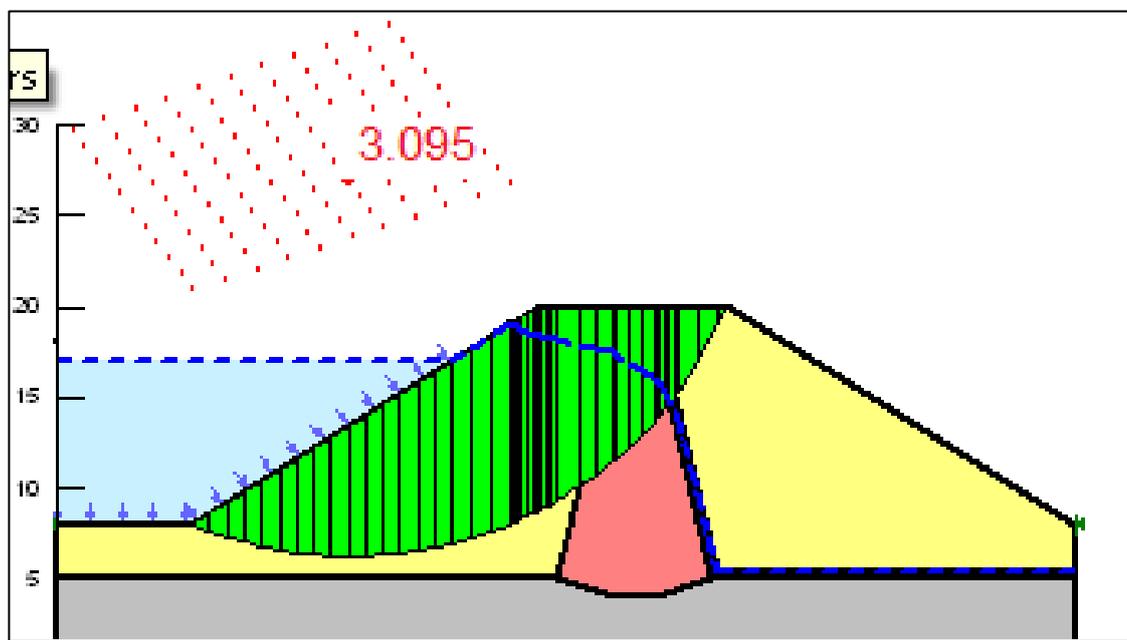


Figura 60. Modelación Caso 1. Vaciado rápido ($H/h=0.229$).
Fuente: Autor.

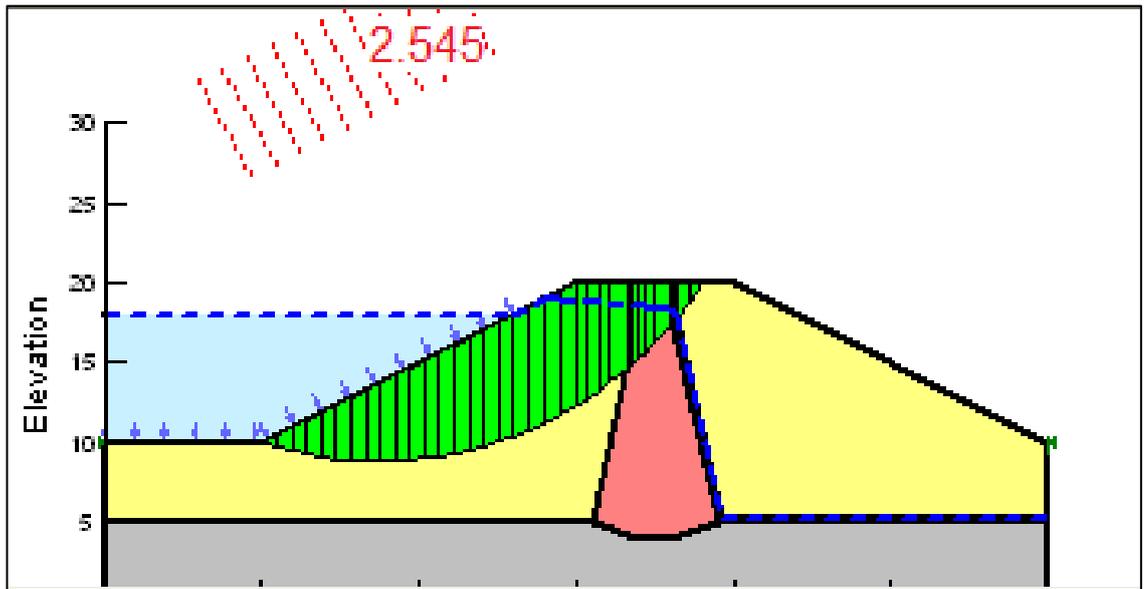


Figura 61. Modelación Caso 2. Vaciado rápido ($H/h=0.165$).
Fuente: Autor.

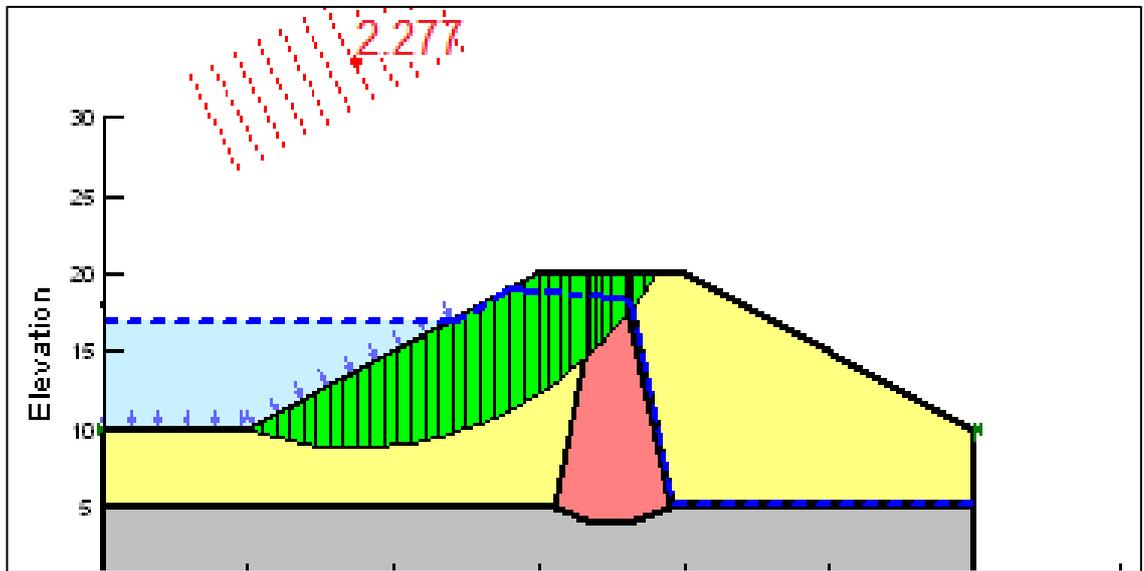


Figura 62. Modelación Caso 2. Vaciado rápido ($H/h=0.229$).
Fuente: Autor.

G.6. Etapa de vaciado rápido-Slide.

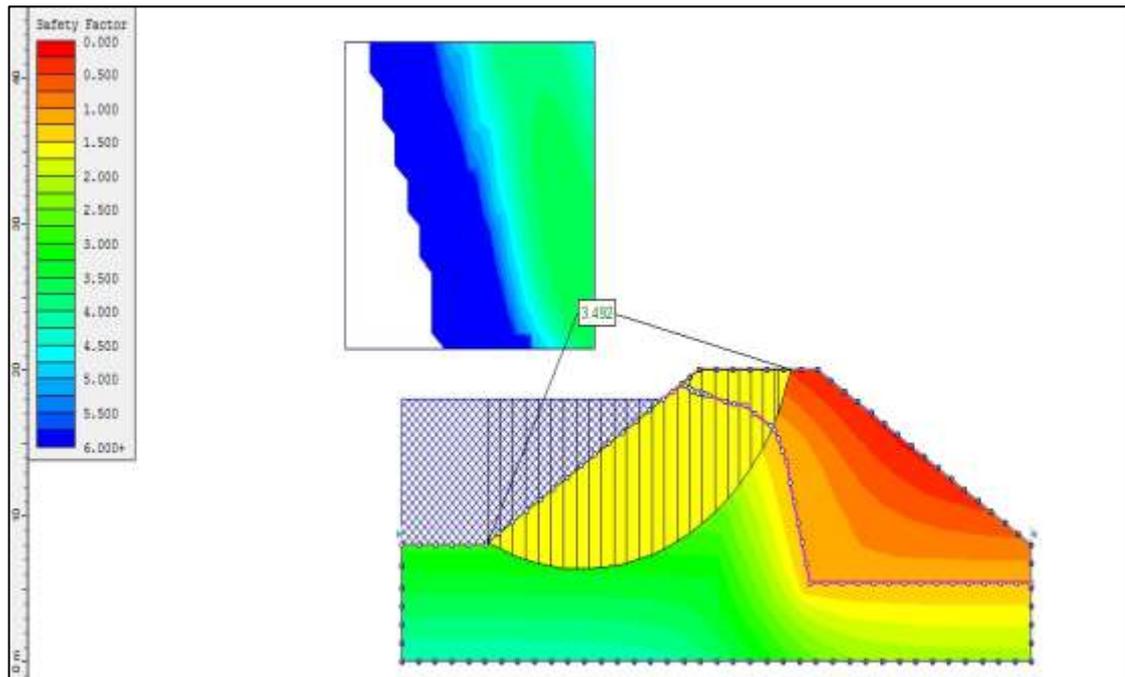


Figura 63. Modelación Caso 1. Vaciado rápido ($H/h=0.165$).
Fuente: Autor.

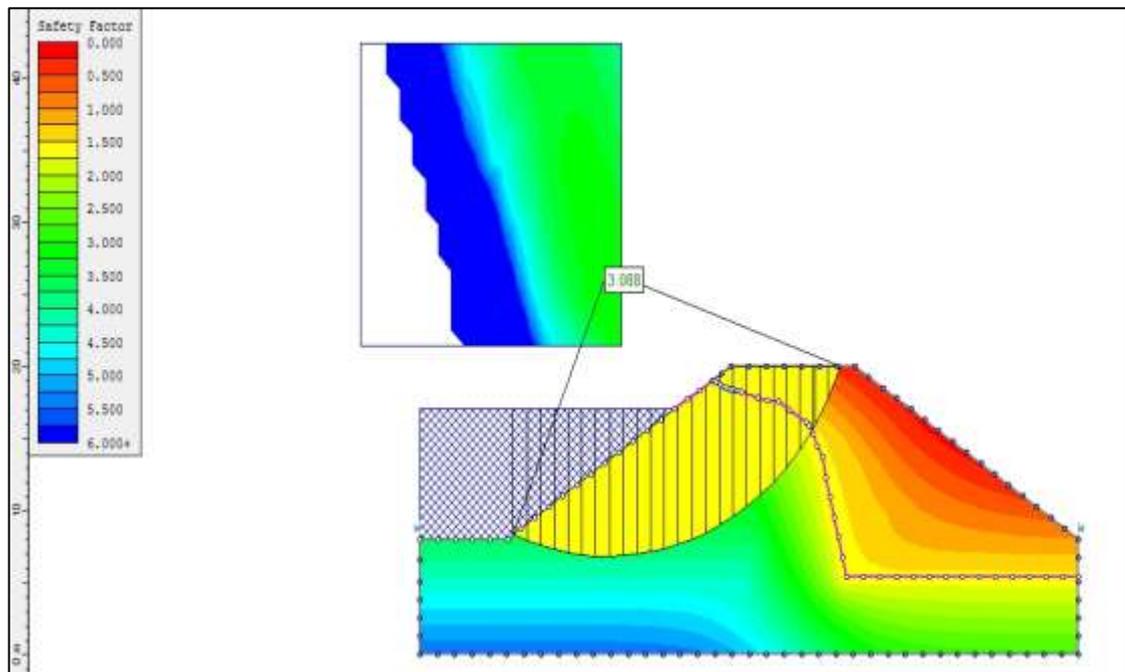


Figura 64. Modelación Caso 1. Vaciado rápido ($H/h=0.229$).
Fuente: Autor.

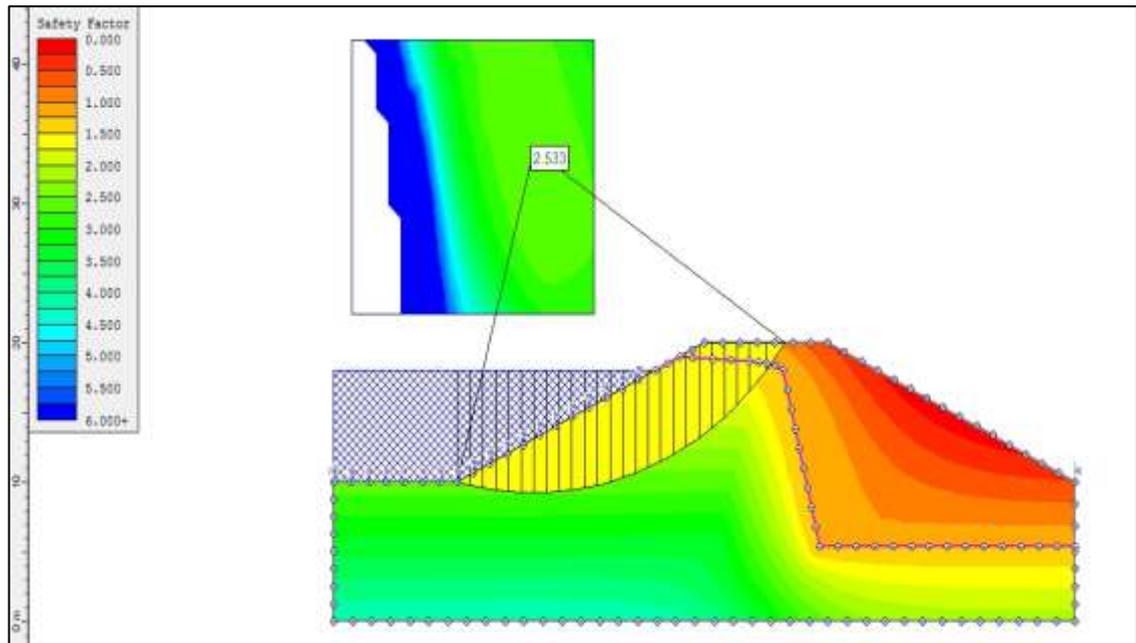


Figura 65. Modelación Caso 2. Vaciado rápido ($H/h=0.165$).
Fuente: Autor.

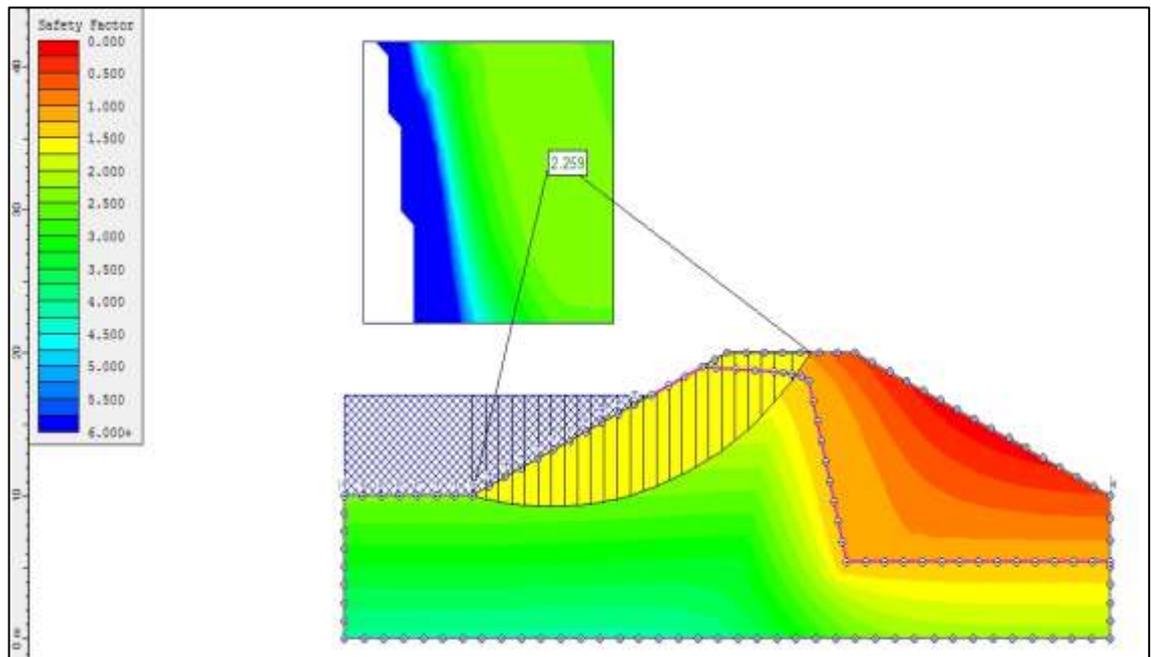


Figura 66. Modelación Caso 2. Vaciado rápido ($H/h=0.229$).
Fuente: Autor.