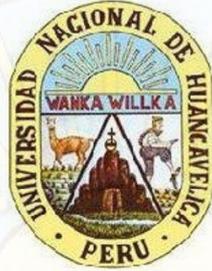


UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA

(Creada por Ley N° 25265)



FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
TESIS

“ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA”

LINEA DE INVESTIGACION:

GEOTECNIA

DISCIPLINA:

INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR LOS BACHILLERES:

BACH. ESPINOZA HUAMANI, IVÁN ISAÍAS

BACH. RIVERA CASAVILCA, ROGER

HUANCAMELICA – PERÚ

2018



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA

FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA



ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

En el Auditorium de la Facultad de Ciencias de Ingeniería, a los 25 días del mes de abril del año 2018, a horas 4:00 p.m, se reunieron los miembros del Jurado Calificador conformado por los siguientes: **Ing. Hugo Rubén LUJAN JERI (PRESIDENTE)**, **Ing. Marco Antonio LÓPEZ BARRANTES (SECRETARIO)**, **Ing. Iván Arturo AYALA BIZARRO (VOCAL)**, designados con Resolución de Consejo de Facultad N° 425-2017-FCI-UNH de fecha 20 de setiembre del 2017 y ratificados con Resolución de Decano N° 036-2018-FCI-UNH de fecha 23 de abril del 2018, a fin de proceder con la evaluación y calificación de la sustentación del informe final de tesis titulado: "ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA", presentado por los Bachilleres **Roger RIVERA CASAVILCA** y **Iván Isaias ESPINOZA HUAMANI**, para optar el **Título Profesional de Ingeniero Civil**; en presencia del **Ing. Carlos GASPAC PACO**, Asesor del presente trabajo de tesis. Finalizado la evaluación a horas 5:30 p.m.; se invitó al público presente y los sustentantes abandonar el recinto. Luego de una amplia deliberación por parte de los Jurados, se llegó al siguiente resultado:

Roger RIVERA CASAVILCA

APROBADO POR ...UNANIMIDAD

DESAPROBADO

Iván Isaias ESPINOZA HUAMANI

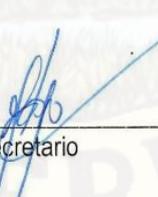
APROBADO POR ...UNANIMIDAD

DESAPROBADO

En señal de conformidad, firmamos a continuación:



Presidente



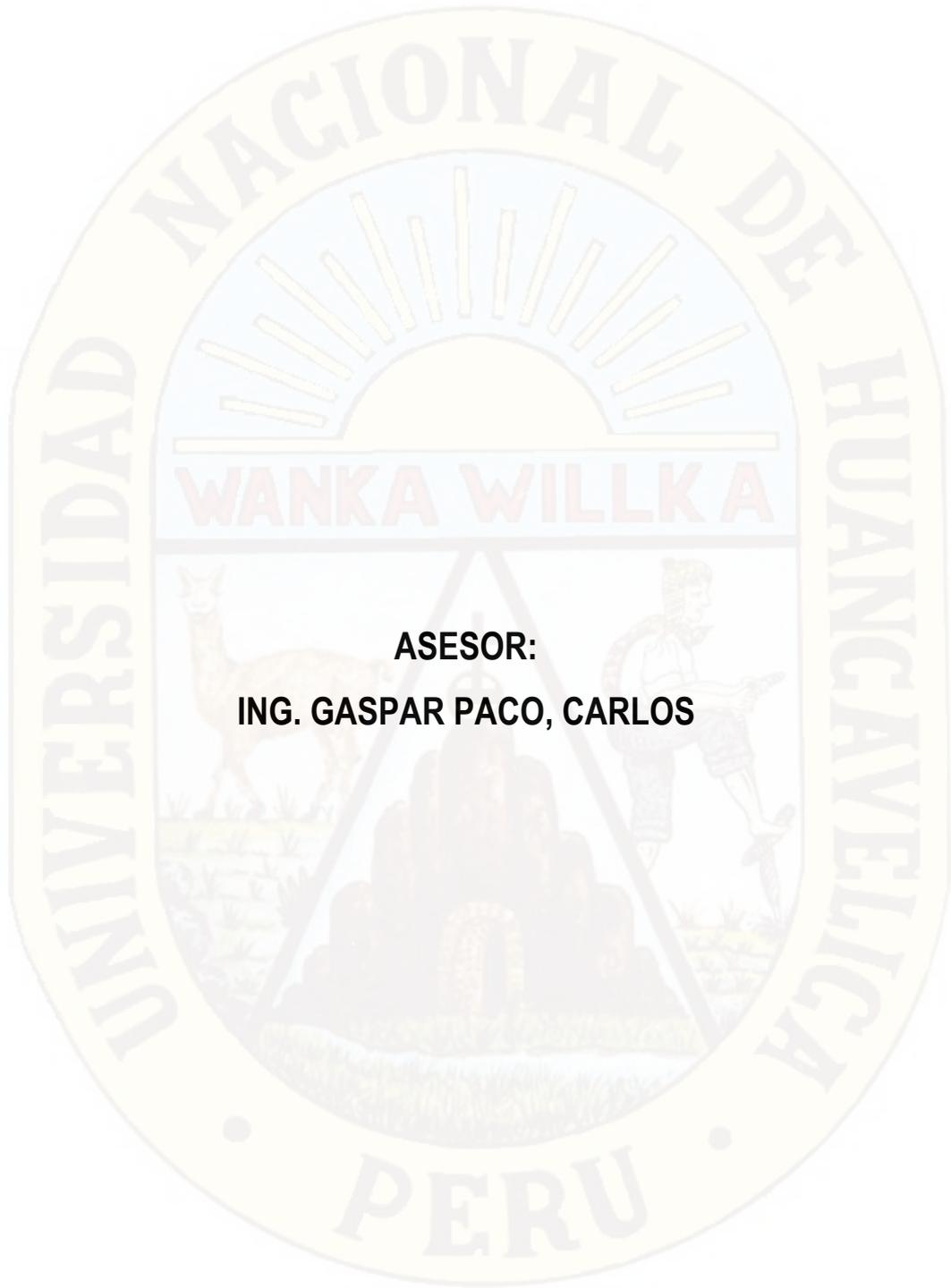
Secretario



Vocal



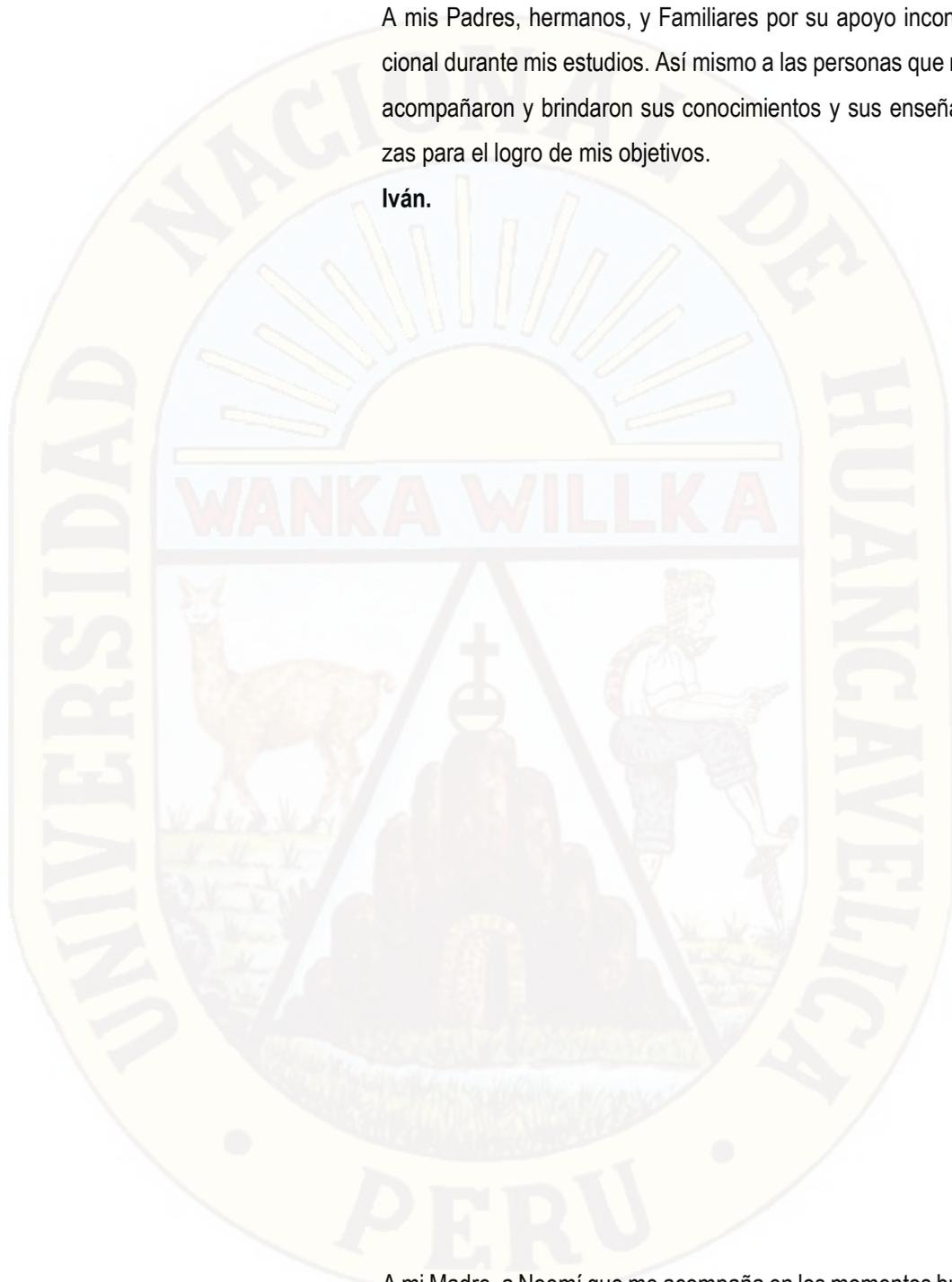
N° B° Decano



**ASESOR:
ING. GASPACO, CARLOS**

A mis Padres, hermanos, y Familiares por su apoyo incondicional durante mis estudios. Así mismo a las personas que me acompañaron y brindaron sus conocimientos y sus enseñanzas para el logro de mis objetivos.

Iván.



A mi Madre, a Noemí que me acompaña en los momentos buenos y malos, y Familiares por su apoyo incondicional en el transcurso de mis estudios, también a las personas que compartieron sus conocimientos y su enseñanza para el logro de mis objetivos.

Roger.

Agradecimientos

Les agradecemos a nuestros padres por el apoyo incondicional y a los docentes de la escuela profesional de Ingeniería Civil Huancavelica, por su apoyo, porque sin ellos, nada de esto hubiera sido posible. También agradecemos a nuestro amigo Javier Vargas Martínez, por su apoyo incondicional. Agradecemos a Alfredo Mendoza Soto por toda su orientación y ayuda que nos brindó en el trabajo de laboratorio.

Un agradecimiento especial a nuestro asesor de tesis al Ing. Carlos Gaspar Paco, por haber invertido tiempo y aportado conocimientos para poder concretar el presente trabajo de investigación, y que con su ayuda y orientación fue posible terminar este proyecto a tiempo.

A si mismo agradecemos al Dr. Carlos Lozano Núñez, por su apoyo incondicional a lo largo de nuestro proceso de formación profesional, por apoyarnos en estos últimos años orientándome y fortaleciéndome para lograr nuestros objetivos, y tomarlo como modelo y aprender de todo lo que ha logrado y sigue logrando.

Iván Isaías Espinoza Huamani

Roger Rivera Casavilca

Huancavelica, abril de 2018

Índice

Página.

Dedicatoria	iv
Agradecimientos	v
Índice	vi
Índice de imágenes	x
Índice de figuras	xi
Índice de tablas	xiv
Resumen	xvi
Abstract	xviii
Introducción	xx

Capítulo I: Problema

1.1. Planteamiento del Problema	1
1.2. Formulación del Problema	2
1.2.1. Problema general	2
1.2.2. Problemas específicos	2
1.3. Objetivo: General y Específicos	2
1.3.1. Objetivo general	2
1.3.2. Objetivos específicos	3
1.4. Justificación	3

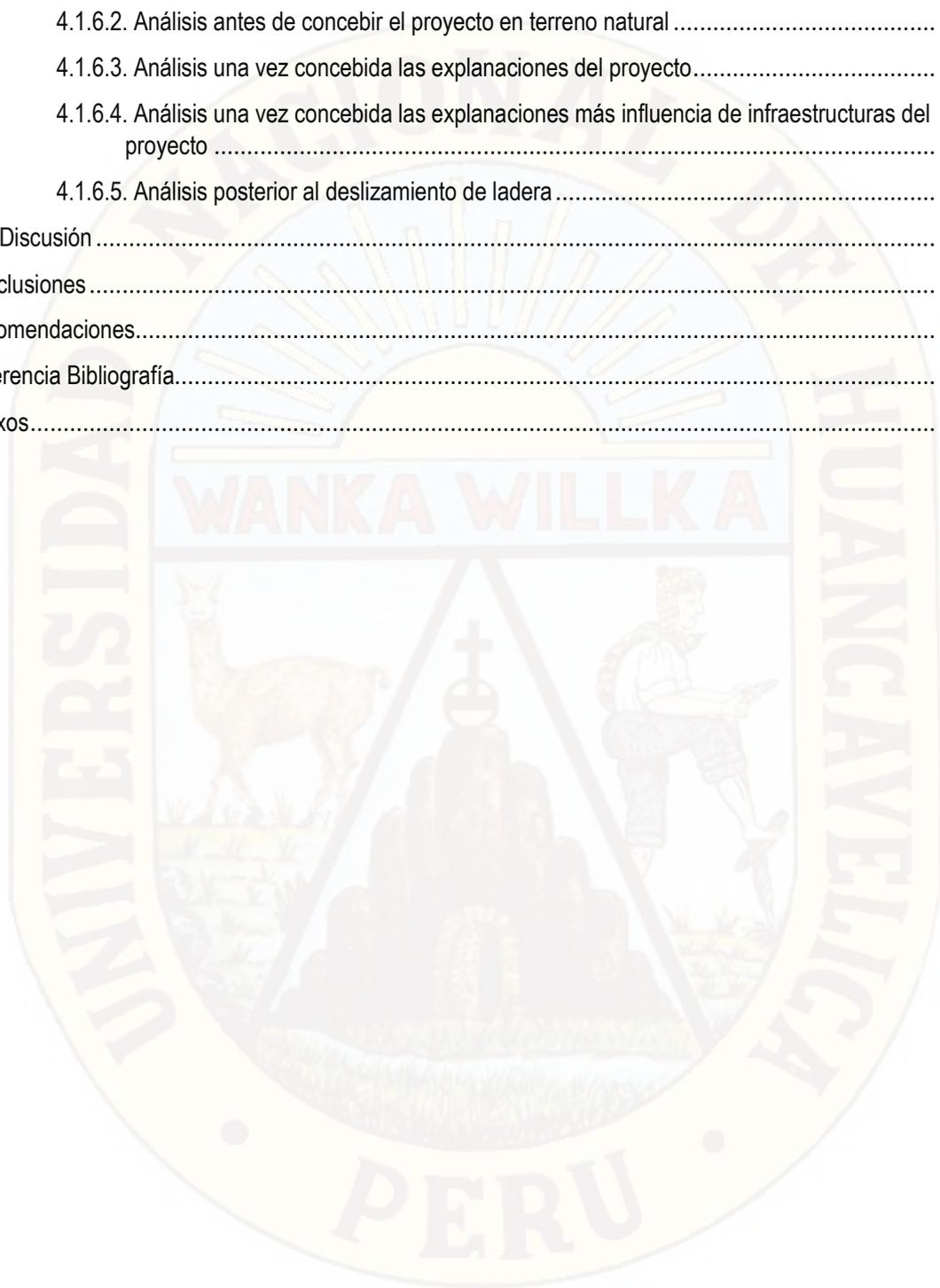
Capítulo II: Marco Teórico

2.1. Antecedentes	4
2.1.1. internacional	4
2.1.2. Nacional	7
2.1.3. Local	9
2.2. Bases Teóricas	10
2.2.1. Estudio topográfico	10
2.2.1.1. Levantamiento topográfico	10
2.2.2. Estudio y exploración geotécnica	10
2.2.3. Ensayos de laboratorio	12
2.2.3.1. Ensayos triaxial	12

2.2.3.2. Ensayos de granulometría.....	16
2.2.3.3. Ensayos de límites de Atterberg	16
2.2.4. Estabilidad de taludes.....	17
2.2.4.1. Talud.....	17
2.2.4.2. Estabilidad.....	18
2.2.4.3. Factor de seguridad.....	18
2.2.4.4. Equilibrio límite.....	19
2.2.5. Deslizamiento	25
2.2.5.1. Deslizamientos superficiales (creep)	25
2.2.5.2. Movimiento del cuerpo del talud.....	26
2.2.6. Análisis retrospectiva y prospectiva.....	29
2.2.6.1. Análisis Retrospectivo.....	29
2.2.6.2. Análisis Prospectivo.....	30
2.2.7. Inestabilidad de laderas	31
2.2.7.1. Clasificación de inestabilidades	31
2.2.7.2. Factores para la inestabilidad	32
2.3. Hipótesis.....	32
2.3.1. Hipótesis general.....	32
2.3.2. Hipótesis específicas	32
2.4. Variables de estudio.....	33
Capítulo III: Metodología de la Investigación	
3.1. Ámbito de estudio	34
3.2. Tipo de Investigación	34
3.3. Nivel de Investigación	35
3.4. Método de Investigación.....	35
3.4.1. Método general	35
3.4.2. Método específico	35
3.5. Diseño de Investigación.....	36
3.6. Población, Muestra y Muestreo	37
3.6.1. Población	37
3.6.2. Muestra	37
3.6.3. Muestreo	38
3.7. Técnicas e instrumentos de Recolección de Datos.....	38

3.7.1. Técnicas de recolección de datos	38
3.7.2. Instrumentos de recolección de Datos	39
3.8. Procedimiento de Recolección de Datos	39
3.9. Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos	40
3.9.1. Técnicas de procesamiento de datos	40
Capítulo IV: Resultados	
4.1. Presentación de Resultados	42
4.1.1. Generalidades de la zona de estudio.....	42
4.1.2. Desarrollo del procesamiento de datos	43
4.1.2.1. Ubicación de calicatas y trincheras	43
4.1.2.2. Ensayos de mecánica de suelos	44
4.1.3. Análisis retrospectivo de falla	45
4.1.3.1. Generalidades	45
4.1.3.2. Geometría del talud	46
4.1.3.3. Propiedades de los suelos	47
4.1.3.4. Condiciones de carga externa	48
4.1.3.5. Superficie y centro de falla	48
4.1.3.6. Resultados del análisis de estabilidad retrospectivo de los dos deslizamientos	49
4.1.4. Análisis de estabilidad con parámetros in situ	60
4.1.4.1. Análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural	60
4.1.4.2. Análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto.....	61
4.1.4.3. Análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto	62
4.1.4.4. Análisis posterior al deslizamiento de ladera	62
4.1.5. Análisis de estabilidad con valores de análisis retrospectivo no saturado.....	63
4.1.5.1. Análisis retrospectivo de falla	63
4.1.5.2. Análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural	64
4.1.5.3. Análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto.....	65
4.1.5.4. Análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto	66
4.1.5.5. Análisis posterior al deslizamiento de ladera	68
4.1.6. Análisis de estabilidad con valores de análisis retrospectivo saturado	69
4.1.6.1. Análisis retrospectivo de falla	69

4.1.6.2. Análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural	70
4.1.6.3. Análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto.....	71
4.1.6.4. Análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto	73
4.1.6.5. Análisis posterior al deslizamiento de ladera	74
4.2. Discusión	76
Conclusiones	78
Recomendaciones.....	80
Referencia Bibliografía.....	81
Anexos.....	84



Índice de imágenes

	Página.
Imagen 1: Equipo de Ensayos Triaxiales.....	13
Imagen 2: Límites de Atterberg.....	17
Imagen 3: Resumen del sistema de ecuaciones.....	20
Imagen 4: Esquema del sistema general de fuerzas en cada dovela.	21
Imagen 5: Diagrama del método ordinario o de Fellenius.....	22
Imagen 6: Fuerzas que intervienen en una sección de dovela en el método simplificado de Bishop.....	23
Imagen 7: Diagrama de análisis para el método simplificado de Jambu.	24
Imagen 8: Esquema para determinar el factor para el método de Janbú.	24
Imagen 9: Diagrama de fuerzas que intervienen en una dovela por el método de Spencer.	25
Imagen 10: Indicadores que indican la presencia de un movimiento superficial (creep).	26
Imagen 11: (a) Nomenclatura de una zona de falla. (b) Distintos tipos de falla.....	28
Imagen 12: Tipos de fallas traslacionales.....	29

Índice de figuras

	Página.
Figura 1.plano de localización.	37
Figura 2. Ubicación satelital de la zona de estudio.	38
Figura 3: Zona de estudio, deslizamiento de la Universidad Nacional de Huancavelica.	43
Figura 4: Perfil de análisis ubicado en la segunda plataforma.	47
Figura 5: Perfil de análisis de acuerdo a la caracterización de los estratos.	48
Figura 6: Superficie de Rotura.	48
Figura 7: Modelo simplificado de Análisis. (Superficie 1)	49
Figura 8: Modelo simplificado de Análisis. (Superficie 2)	49
Figura 9: Modelo final con superficie de falla aproximada del primer deslizamiento, en estado no saturado.	51
Figura 10: Características de deslizamiento rotacional y traslacional o planar.	52
Figura 11: Modelo final con superficie de falla aproximada del segundo deslizamiento, en estado no saturado.	54
Figura 12: Características de deslizamiento rotacional y traslacional o planar.	54
Figura 13: Modelo final con superficie de falla aproximada del primer deslizamiento, en estado saturado.	57
Figura 14: Características de deslizamiento rotacional y traslacional o planar.	57
Figura 15: Modelo final con superficie de falla aproximada del segundo deslizamiento, en estado saturado.	59
Figura 16: Características de deslizamiento rotacional y traslacional o planar.	60
Figura 17: Modelo final con superficie natural, parámetros in situ.	61
Figura 18: resultado del análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto.	61
Figura 19: resultado del análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto.	62
Figura 20: Resultado del análisis posterior al deslizamiento de ladera.	63
Figura 21: resultado del análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento.	64
Figura 22: Resultado del análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento.	65
Figura 23: Resultado del análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento.	65
Figura 24: Resultado del análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento.	66
Figura 25: Resultado del análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento.	67
Figura 26: Resultado del análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento.	67

Figura 27: Resultado del análisis posterior al deslizamiento de ladera, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento.	68
Figura 28: Resultado del análisis posterior al deslizamiento de ladera, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento.....	69
Figura 29: Perfil del terreno y con parámetros obtenidos a partir del análisis retrospectivo....	70
Figura 30: Resultado del análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento.....	70
Figura 31: Resultado del análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento.....	71
Figura 32: Perfil con condiciones críticos y Nivel freático a altura del perfil modificado.....	71
Figura 33: Resultado del análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento.....	72
Figura 34: Resultado del análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento.....	72
Figura 35: Perfil con condiciones críticos y Nivel freático a altura del perfil modificado más infraestructura académica.	73
Figura 36: Resultado del análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento.	73
Figura 37: Resultado del análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento.	74
Figura 38: Perfil actual del terreno después de haber sucedido los movimientos múltiples.	75
Figura 39: Resultado del análisis posterior al deslizamiento de ladera, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento.	75
Figura 40: Resultado del análisis posterior al deslizamiento de ladera, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento.....	76
Figura 41: Zona de estudio, deslizamiento ocurrido en marzo del 2017.....	118
Figura 42: Calicata número uno , nuestra el perfil estratigráfico en esa zona	118
Figura 43: Calicata número dos , nuestra el perfil estratigráfico en esa zona	119
Figura 44: Calicata número tres , nuestra el perfil estratigráfico en esa zona	119
Figura 45: Calicata número dos , nuestra el perfil estratigráfico en esa zona	120
Figura 46: Calicata número cinco , nuestra el perfil estratigráfico en esa zona	120
Figura 47: Calicata número seis , nuestra el perfil estratigráfico en esa zona	121
Figura 48: Trinchera número uno, zona donde se extrajo muestras de suelo para ensayos triaxiales.	121
Figura 49: Trinchera número dos, zona donde se extrajo muestras de suelo para ensayos triaxiales.	122
Figura 50: Trinchera número tres, zona donde se extrajo muestras de suelo para ensayos triaxiales.	122
Figura 51: Trinchera número cuatro, zona donde se extrajo muestras de suelo para ensayos triaxiales.	123
Figura 52: Trinchera número cinco, zona donde se extrajo muestras de suelo para ensayos triaxiales.	123

Figura 53: Trinchera número seis, zona donde se extrajo muestras de suelo para ensayos triaxiales.	124
Figura 54: Muestra lista para ser secada en el horno.	124
Figura 55: Pesado de muestra de suelo para obtención de contenido de humedad.	125
Figura 56: Cuarteo de muestra de suelo para realizar ensayo de análisis granulométrico.	125
Figura 57: Muestra de suelo después de ser lavado, y realizado su análisis granulométrico. .	126
Figura 58: Muestras de suelo de las diferentes trincheras y que pasaron completamente por el tamiz de 0,5 mm. (malla N° 40 ASTM).	126
Figura 59: Ensayo de límite líquido de una de las muestras de suelo.	127
Figura 60: Ensayo de límite plástico de una de las muestras de suelo.	127
Figura 61: Extracción de muestra de suelo inalterado para ensayo triaxial no consolidado no drenado.	128
Figura 62: Extracción de muestra trinchera número uno, para ensayo triaxial.	128
Figura 63: Laboratorio de geotecnia 2, preparación de muestras de suelo inalterados para ensayo triaxial.	129
Figura 64: Colocación de la muestra de suelo inalterado en la celda triaxial.	129
Figura 65: Muestra inalterada en proceso de ensayo triaxial (UU).	130
Figura 66: Muestras de suelos después de haber sido ensayados para la obtención de parámetros mecánicos del suelo de la trinchera 2.	130
Figura 67: Muestras de suelos después de haber sido ensayados para la obtención de parámetros mecánicos del suelo de la trinchera 3.	131
Figura 68: Conjunto de muestras después de haber realizado los ensayos triaxiales (UU)	131
Figura 69: proceso de excavación y cimentación en algunas zonas del deslizamiento de ladera.	132
Figura 70: Cimentación de la infraestructura académica de la primera plataforma.	132

Índice de tablas

	Página.
Tabla 1: Ubicación de calicatas.	43
Tabla 2: Ubicación de trincheras.....	44
Tabla 3: Parámetros físicos obtenidos con ensayos de laboratorio de las calicatas.....	44
Tabla 4: Parámetros físicos obtenidos con ensayos de laboratorio de las trincheras.	45
Tabla 5: Resumen de datos obtenidos de los ensayos de triaxial.....	45
Tabla 6: propiedades de los suelos.	47
Tabla 7: Factores de Seguridad (F.S.) para todas las Hipótesis o parejas de resistencia del primer deslizamiento en estado no saturado.	50
Tabla 8: Iteración final de Análisis Retrospectivo en estado no saturado, primer deslizamiento.	50
Tabla 9: Factores de Seguridad (F.S.) para todas las Hipótesis o parejas de resistencia del segundo deslizamiento en estado no saturado.	52
Tabla 10: Iteración final de Análisis Retrospectivo en estado no saturado, segundo deslizamiento.	53
Tabla 11: Factores de Seguridad (F.S.) para todas las Hipótesis o parejas de resistencia del primer deslizamiento en estado saturado.	55
Tabla 12: Iteración final de Análisis Retrospectivo en estado saturado, primer deslizamiento..	56
Tabla 13: Factores de Seguridad (F.S.) para todas las Hipótesis o parejas de resistencia del segundo deslizamiento en estado saturado.	57
Tabla 14: Iteración final de Análisis Retrospectivo en estado saturado, segundo deslizamiento.	58
Tabla 15: Parámetros geotécnicos Usados en el Análisis de Estabilidad.....	60
Tabla 16: Valores de las cargas puntuales que representan la masa de suelo del deslizamiento.	62
Tabla 17: Parámetros geotécnicos resistentes del suelo en estado no saturado, cohesión c y el ángulo de fricción ϕ en el momento de la falla del primer deslizamiento.	63
Tabla 18: Parámetros geotécnicos resistentes del suelo en estado no saturado, cohesión c y el ángulo de fricción ϕ en el momento de la falla del segundo deslizamiento.	64
Tabla 19: Parámetros geotécnicos resistentes del suelo en estado saturado, cohesión c y el ángulo de fricción ϕ en el momento de la falla del primer deslizamiento.	69
Tabla 20: Parámetros geotécnicos resistentes del suelo en estado saturado, cohesión c y el ángulo de fricción ϕ en el momento de la falla del segundo deslizamiento.	70
Tabla 21: Factores de seguridad obtenidos.	76
Tabla 22: contenido de humedad de las muestras obtenidas de cada trinchera.....	88
Tabla 23: Clasificación de suelos según S.U.C.S. de muestra de suelos obtenido en trinchera 1.	89
Tabla 24: Clasificación de suelos según A.A.S.H.T.O. de muestra de suelos obtenido en trinchera 1.....	89
Tabla 25: límites de Atterberg de la muestra de suelos trinchera 1.....	90

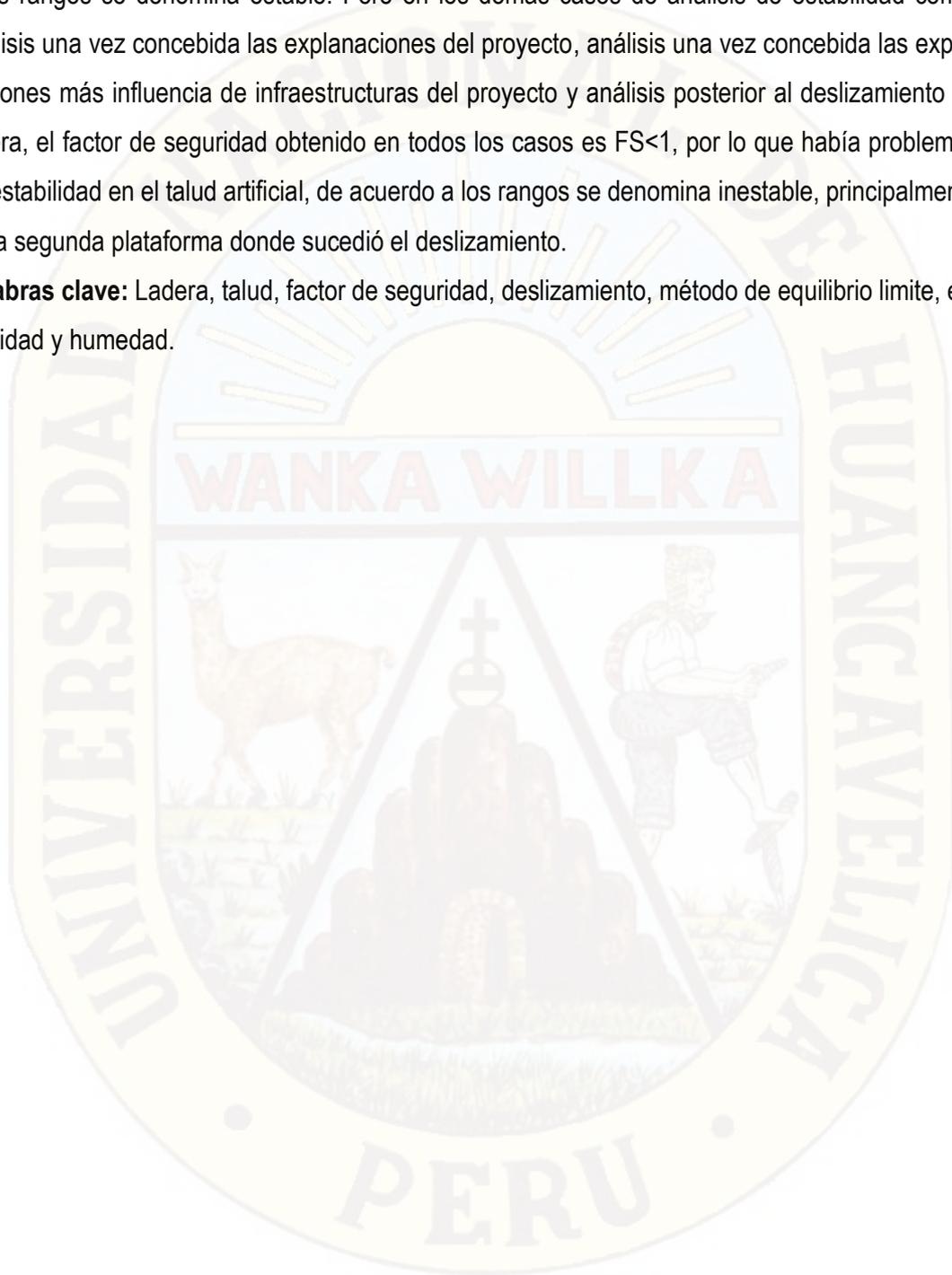
Tabla 26: Análisis granulométrico por lavado de muestra de suelo de trinchera 1.	91
Tabla 27: Clasificación de suelos según S.U.C.S. de muestra de suelos obtenido en trinchera 2.	92
Tabla 28: Clasificación de suelos según A.A.S.H.T.O. de muestra de suelos obtenido en trinchera 2.	92
Tabla 29: límites de Atterberg de la muestra de suelos trinchera 2.	93
Tabla 30: Análisis granulométrico por lavado de muestra de suelo de trinchera 2.	94
Tabla 31: Clasificación de suelos según S.U.C.S. de muestra de suelos obtenido en trinchera 3.	95
Tabla 32: Clasificación de suelos según A.A.S.H.T.O. de muestra de suelos obtenido en trinchera 3.	95
Tabla 33: límites de Atterberg de la muestra de suelos trinchera 3.	96
Tabla 34: Análisis granulométrico por lavado de muestra de suelo de trinchera 3.	97
Tabla 35: Clasificación de suelos según S.U.C.S. de muestra de suelos obtenido en trinchera 4.	98
Tabla 36: Clasificación de suelos según A.A.S.H.T.O. de muestra de suelos obtenido en trinchera 4.	98
Tabla 37: límites de Atterberg de la muestra de suelos trinchera 4.	99
Tabla 38: Análisis granulométrico por lavado de muestra de suelo de trinchera 4.	100
Tabla 39: Clasificación de suelos según S.U.C.S. de muestra de suelos obtenido en trinchera 5.	101
Tabla 40: Clasificación de suelos según A.A.S.H.T.O. de muestra de suelos obtenido en trinchera 5.	101
Tabla 41: límites de Atterberg de la muestra de suelos trinchera 5.	102
Tabla 42: Análisis granulométrico por lavado de muestra de suelo de trinchera 5.	103
Tabla 43: Clasificación de suelos según S.U.C.S. de muestra de suelos obtenido en trinchera 6.	104
Tabla 44: Clasificación de suelos según A.A.S.H.T.O. de muestra de suelos obtenido en trinchera 6.	104
Tabla 45: límites de Atterberg de la muestra de suelos trinchera 6.	105
Tabla 46: Análisis granulométrico por lavado de muestra de suelo de trinchera 6.	106
Tabla 47: Resumen de ensayos de laboratorio.	107
Tabla 48: Valores de las muestras necesarios para ensayo triaxial.	115
Tabla 49: resumen de datos obtenidos de los ensayos triaxiales.	116

Resumen

El Presente estudio se desarrolló debido a la necesidad de saber en qué etapa del proceso de construcción de la infraestructura académica del proyecto “CONSTRUCCION Y EQUIPAMIENTO DEL COMPLEJO EDUCATIVO PARA EL FORTALECIMIENTO ACADEMICO DE LA FACULTAD DE EDUCACIÓN DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA – HUANCVELICA - HUANCVELICA”, empezó a presentar la inestabilidad el Talud en donde se estaba construyendo la infraestructura académica, ubicado en el Distrito de Huancavelica, Provincia de Huancavelica, Departamento de Huancavelica, para ello se realizó un análisis retrospectivo y estudio geotécnico de la zona. El estudio geotécnico del área afectada consta de un reconocimiento geológico que permite verificar la litología y estructura presente en el talud desplazado, un levantamiento topográfico para conocer características y dimensiones del deslizamiento, la toma de muestras para identificar las características físicas y mecánicas del material perturbado, una clasificación de suelos para determinar la calidad del suelo presente, la elaboración de secciones o perfil del terreno, la estimación de la cantidad de material desplazado, para posteriormente llevar a cabo el análisis de estabilidad retrospectivo para la obtención de los parámetros de resistencia al corte del suelo es decir, los valores C y ϕ en estados no saturado y saturado, también se obtuvo parámetros in situ del suelo en el mes de octubre. El objetivo es determinar los resultados del análisis retrospectivo y prospectivo secuencial en el deslizamiento de ladera en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica, el cual se fundamentó en realizar un análisis de estabilidad en cuatro etapas del proceso constructivo: primera etapa un análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural, segunda etapa un análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto, tercera etapa un análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructura del proyecto y por último se realizó un análisis posterior al deslizamiento como se encuentra en estos momentos, con la finalidad de ver si el talud se encuentra en un estado estable o inestable. Para los análisis de estabilidad fueron usados cuatro métodos de equilibrio límite, el de Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu Simplificado y Spencer, usando como medio de verificación el programa de análisis de estabilidad de taludes denominado Slide 5.0. Llegando a la conclusión de que en el área afectada en la primera etapa de análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural, no había problemas de estabilidad, el factor de seguridad $FS > 1$, de acuerdo

a los rangos se denomina estable. Pero en los demás casos de análisis de estabilidad como: análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto, análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto y análisis posterior al deslizamiento de ladera, el factor de seguridad obtenido en todos los casos es $FS < 1$, por lo que había problemas de estabilidad en el talud artificial, de acuerdo a los rangos se denomina inestable, principalmente en la segunda plataforma donde sucedió el deslizamiento.

Palabras clave: Ladera, talud, factor de seguridad, deslizamiento, método de equilibrio limite, estabilidad y humedad.

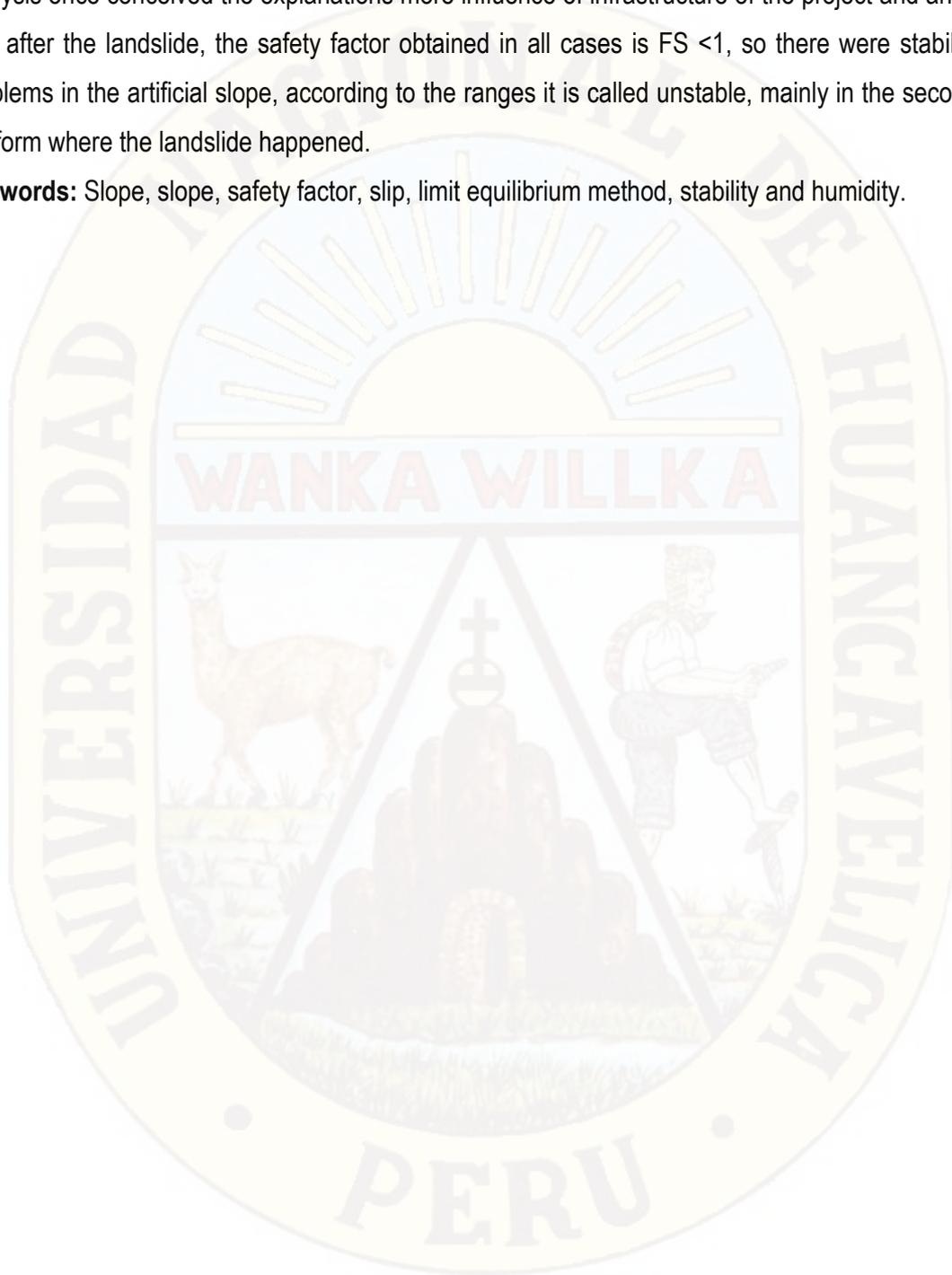


Abstract

The present study was developed due to the need to know at what stage of the process of construction of the academic infrastructure of the project "CONSTRUCTION AND EQUIPMENT OF THE EDUCATIONAL COMPLEX FOR THE ACADEMIC STRENGTHENING OF THE FACULTY OF EDUCATION OF THE NATIONAL UNIVERSITY OF HUANCVELICA - HUANCVELICA - HUANCVELICA ", the slope began to present instability where the academic infrastructure was being built, located in the District of Huancavelica, Province of Huancavelica, Department of Huancavelica, for which a retrospective analysis and geotechnical study of the area was carried out. . The geotechnical study of the affected area consists of a geological survey that allows to verify the lithology and structure present in the displaced slope, a topographic survey to know characteristics and dimensions of the landslide, the taking of samples to identify the physical and mechanical characteristics of the disturbed material, a classification of soils to determine the quality of the soil present, the elaboration of sections or profile of the terrain, the estimation of the quantity of displaced material, to subsequently carry out the retrospective stability analysis to obtain the parameters of resistance To the cut of the ground that is to say, the values C and ϕ in states not saturated and saturated, also in situ parameters of the ground in the month of October were obtained. The objective is to determine the results of the retrospective and prospective sequential analysis in the landslide in the university city of the National University of Huancavelica, which was based on a stability analysis in four stages of the construction process: first stage an analysis before to conceive the project in natural terrain, second stage an analysis once conceived the explanations of the project, third stage an analysis once conceived the explanations more influence of infrastructure of the project and finally an analysis was made after the landslide as it is in these moments, in order to see if the slope is in a stable or unstable state. For the stability analyzes, four limit equilibrium methods were used, Fellenius, Simplified Bishop, Simplified Janbu and Spencer, using the slope stability analysis program called Slide 5.0 as a means of verification. Concluding that in the affected area in the first stage of analysis before conceiving the project in natural terrain, there were no stability problems, the safety factor $FS > 1$, according to the ranges is called stable. But in the other cases of stability analysis such as: analysis once conceived the explanations of the project,

analysis once conceived the explanations more influence of infrastructure of the project and analysis after the landslide, the safety factor obtained in all cases is $FS < 1$, so there were stability problems in the artificial slope, according to the ranges it is called unstable, mainly in the second platform where the landslide happened.

Keywords: Slope, slope, safety factor, slip, limit equilibrium method, stability and humidity.



Introducción

El trabajo de investigación responde al deslizamiento de ladera ocurrido en nuestra Universidad Nacional de Huancavelica, consiste en identificar en qué etapa del proceso constructivo de la obra “CONSTRUCCION Y EQUIPAMIENTO DEL COMPLEJO EDUCATIVO PARA EL FORTALECIMIENTO ACADEMICO DE LA FACULTAD DE EDUCACIÓN DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA – HUANCVELICA - HUANCVELICA” el talud presento inestabilidad y posterior deslizamiento, generando pérdidas económicas cuantiosas a nuestra casa superior, mas no pérdidas humanas que hubiera sido lamentable.

Es de esta manera que la problemática fue formulada a través de la siguiente interrogante ¿Cuáles son los resultados del análisis retrospectivo y prospectivo secuencial en el deslizamiento de ladera en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica?, cuyo Objetivo General: Determinar los resultados del análisis retrospectivo y prospectivo secuencial en el deslizamiento de ladera en la ciudad universitaria de la universidad nacional de Huancavelica e Hipótesis General: El análisis retrospectivo y prospectivo genera resultados en el deslizamiento de laderas en la ciudad universitaria de la universidad nacional de Huancavelica.

En efecto la estructura teórica del presente trabajo de investigación se encuentra sistematizada a través de capítulos, tales como:

El capítulo I, Presenta el Problema. Específicamente el Planteamiento del Problema, la Formulación del problema General y problema Específico, Objetivo General y Objetivos Específicos, y la Justificación de la Investigación.

El capítulo II, presenta el Marco Teórico de la Investigación. Específicamente a los Antecedentes relacionados con la Investigación a nivel Internacional, Nacional y Local, las Bases Teóricas de deslizamiento de laderas, la Hipótesis General, Específicas y las variables de estudio.

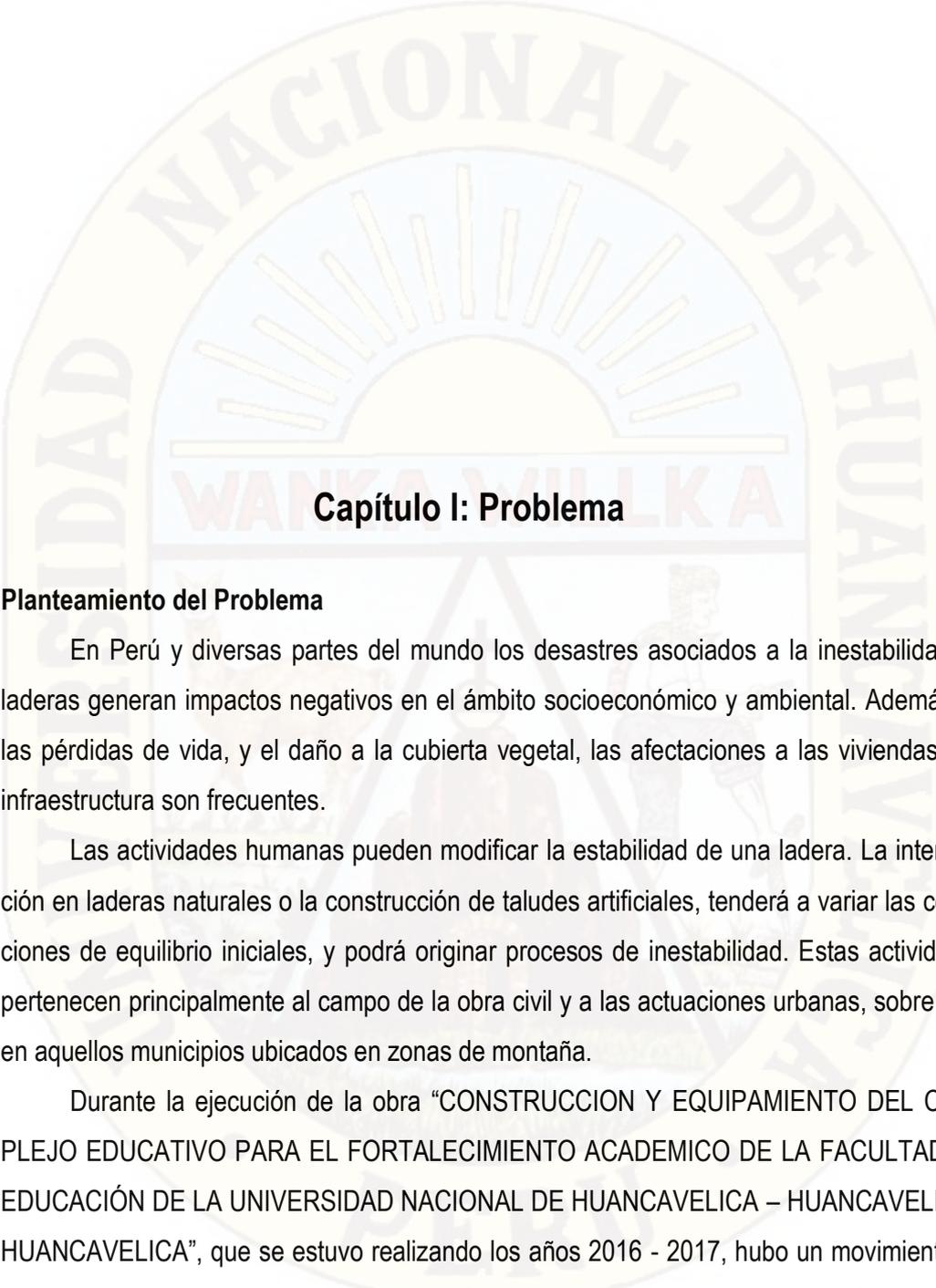
El capítulo III, presenta la Metodología de la Investigación. Específicamente el Ámbito de Estudio de la Investigación, el Tipo de Investigación, el Nivel de Investigación, los Métodos de Investigación, el diseño de la Investigación, la Población, Muestra Y Muestreo, las Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos, Procesamiento de recolección de datos y la Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos.

El capítulo IV, presenta los Resultados de la Investigación. Específicamente la presentación y análisis de resultados, contrastación de la Hipótesis y la Discusión de resultados obtenidos.

Finalmente mencionamos las conclusiones y recomendaciones a las cuales se ha llegado en la presente investigación.

Los investigadores.



The logo of the Universidad Nacional de Huancavelica is a circular emblem. It features a central sun with rays, positioned above a horizontal line. Below the line, the word "WANKA WILKA" is written in a stylized font. The entire emblem is surrounded by a circular border containing the text "UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA".

Capítulo I: Problema

1.1. Planteamiento del Problema

En Perú y diversas partes del mundo los desastres asociados a la inestabilidad de laderas generan impactos negativos en el ámbito socioeconómico y ambiental. Además de las pérdidas de vida, y el daño a la cubierta vegetal, las afectaciones a las viviendas y la infraestructura son frecuentes.

Las actividades humanas pueden modificar la estabilidad de una ladera. La intervención en laderas naturales o la construcción de taludes artificiales, tenderá a variar las condiciones de equilibrio iniciales, y podrá originar procesos de inestabilidad. Estas actividades pertenecen principalmente al campo de la obra civil y a las actuaciones urbanas, sobre todo en aquellos municipios ubicados en zonas de montaña.

Durante la ejecución de la obra "CONSTRUCCION Y EQUIPAMIENTO DEL COMPLEJO EDUCATIVO PARA EL FORTALECIMIENTO ACADEMICO DE LA FACULTAD DE EDUCACIÓN DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA – HUANCVELICA - HUANCVELICA", que se estuvo realizando los años 2016 - 2017, hubo un movimiento de tierras para la habilitación de las dos plataformas para la construcción de la infraestructura académica, el 15 de marzo de 2017 aproximadamente a las 11:45 de la noche en la ciudad Universitaria de Paturpampa de la Universidad Nacional de Huancavelica, ocurrió un deslizamiento de tierras dañando los módulos de Primaria y Secundaria de la infraestructura generando pérdidas económicas y perjudicando a los estudiantes que harían uso de ella. Este

evento suscitado necesita ser estudiado y evaluado, para determinar en qué etapas del proceso constructivo de la infraestructura académica empieza a presentar inestabilidad el talud artificial y su posterior deslizamiento.

1.2. Formulación del Problema

1.2.1. Problema general

¿Cuáles son los resultados del análisis retrospectivo y prospectivo secuencial en el deslizamiento de ladera en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cuál es el resultado del análisis retrospectivo y prospectivo antes de concebir el proyecto en terreno natural en el deslizamiento de ladera en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica?
- ¿Cuál es el resultado del análisis retrospectivo y prospectivo una vez concebida las explanaciones del proyecto en el deslizamiento de ladera en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica?
- ¿Cuál es el resultado del análisis retrospectivo y prospectivo una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructura del proyecto en el deslizamiento de ladera en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica?
- ¿Cuál es el resultado del análisis retrospectivo y prospectivo posterior al deslizamiento de ladera en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica?

1.3. Objetivo: General y Específicos

1.3.1. Objetivo general

Determinar los resultados del análisis retrospectivo y prospectivo secuencial en el deslizamiento de ladera en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica.

1.3.2. Objetivos específicos

- Determinar el resultado del análisis retrospectivo y prospectivo antes de concebir el proyecto en terreno natural en el deslizamiento de ladera en la ciudad Universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica.
- Determinar el resultado del análisis retrospectivo y prospectivo una vez concebida las explanaciones del proyecto en el deslizamiento de ladera en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica.
- Determinar el resultado del análisis retrospectivo y prospectivo una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto en el deslizamiento de ladera en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica.
- Determinar el resultado del análisis retrospectivo y prospectivo posterior al deslizamiento de ladera en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica.

1.4. Justificación

El proyecto de investigación a emprender expresa su justificación en el principal interés de conocer en qué etapa del proceso constructivo de la infraestructura académica se tornó inestable la ladera, causando tragedias y daños severos en la “CONSTRUCCION Y EQUIPAMIENTO DEL COMPLEJO EDUCATIVO PARA EL FORTALECIMIENTO ACADEMICO DE LA FACULTAD DE EDUCACIÓN DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA – HUANCVELICA - HUANCVELICA”, y se estudie el lugar del desastre a fin de prevenir otra posible tragedia y entender la magnitud del desastre.

Así mismo la importancia de esta investigación, radica en que contribuirá a la comunidad Universitaria y a la sociedad en la prevención para tomar medidas adecuadas y preventivas. También llegar a conclusiones valiosas y aportes que podrán ser tomadas en consideración por investigaciones futuras.

Capítulo II: Marco Teórico

2.1. Antecedentes

2.1.1. internacional

A. (Garibay Pérez, y otros, 2016), trabajo titulado ***“Análisis de estabilidad de ladera en el Cerro del Mesón de Poza Rica”***, elaborado en el año 2016, quienes llegaron a las siguientes conclusiones:

- El suelo que conforma las laderas en el Ejido Cerro del Mesón presenta una baja resistencia al cortante, la cual se considera como la detonante de este deslizamiento, un factor muy importante para favorecer la inestabilidad de esta zona son las lluvias que ocurren prácticamente todo el año, las cuales satura al suelo al penetrarle el agua por las grietas que contiene dicho material a lo largo de toda su masa debido a la erosión.
- En las visitas a la zona de estudio se pudo observar que el suelo retenía gran cantidad de agua, aunque las lluvias ya tenían días de haber ocurrido. Al contener una gran cantidad de agua dentro del talud, se disminuye su cohesión y su resistencia al corte, esto se confirmó en laboratorio al realizar la prueba triaxial (UU) con especímenes a diferentes grados de humedad.
- Las determinaciones de los factores internos del suelo a través de pruebas de laboratorio permitieron crear modelos geotécnicos idealizados de deslizamiento, los cuales se consideraron isotrópicos y homogéneos, los cuales fue-

ron sometidos a un análisis de estabilidad, donde se pudo conocer el comportamiento del suelo a diferentes grados de humedad, esto para simular en laboratorio lo que puede ocurrir en tiempos de lluvia.

- El F.S. obtenido es de gran ayuda para establecer criterios geométricos en la remediación de este deslizamiento, así como también se puede determinar la obra correcta para solucionar esta problemática.

B. (Coliente Tlaxcalteca, 2010), trabajo titulado "***Inestabilidad en laderas y taludes***", elaborado en el año 2010, cuyo objetivo fue optar el grado académico de maestro en Ingeniería, quien llegó a las siguientes conclusiones:

- Se hace notar en este trabajo que los tipos de fallas que se generan en laderas y taludes se deben por factores condicionantes y desencadenantes, que modifican las fuerzas internas y externas que actúan sobre el terreno, disminuyendo el esfuerzo cortante e incrementando los esfuerzos actuantes, haciendo cinemáticamente posible el movimiento de un cierto volumen de masa de suelo o roca.
- Se establece que la estabilidad de una ladera o talud se ve afectada por agentes principales como son la modificación de su topografía, condiciones de flujo de agua, pérdida de resistencia, cambios en el estado de esfuerzos, intemperismo y sismicidad.
- Se puntualiza que las superficies de fallas generadas en suelos, están en función del tipo de material que lo integra. Donde, para materiales granulares son: planas, poligonales, semicirculares y traslacionales. Y en materiales cohesivos: generalmente son circulares, donde la superficie rotacional está limitada por estratos resistentes.
- Se asienta que los tipos de fallas presentes en macizos rocosos están condicionados por el grado de fracturamiento, la orientación y la distribución de sus discontinuidades, siendo estas las que definen su estabilidad en función de sus parámetros de resistencia.
- Se precisa que los deslizamientos incluyen una combinación de dos o más de los principales tipos de fallas, donde un proceso activo se convierte en otro a

medida que progresa el fenómeno de degradación y desintegración. Es así como una inclinación puede terminar en caído o un deslizamiento en un flujo.

C. (Mora Ortiz, 2009), trabajo titulado **“Efecto del humedecimiento en la estabilidad de taludes: análisis y modelación”**, cuyo objetivo fue optar el grado académico de maestro en ciencias con línea Terminal en Mecánica de Suelos, quien llegó a las siguientes conclusiones:

- Un factor determinante en la estabilidad de taludes es el valor de la cohesión (c) del material que conforma el talud. Este valor depende de la humedad del suelo. Mediante algunas pruebas de laboratorio y el análisis de la estabilidad del talud, se ha podido establecer la relación entre el grado de saturación (Gw) del suelo y su factor de seguridad (Fs).
- De acuerdo con la hipótesis general, durante los ensayos triaxiales a diferentes grados de saturación, se observó que conforme el contenido de agua crece, se presenta una reducción continua de la cohesión (c). Por lo cual las muestras de suelo en estado seco mostraron mayor resistencia, según lo esperado.
- Las propiedades del suelo que influyeron en la infiltración de agua en el cuerpo del talud fueron la conductividad hidráulica del suelo (Ks), la intensidad y duración de la lluvia y la pendiente del talud. La conductividad hidráulica está relacionada, a su vez, con la curva de retención del material.

D. (Guzmán Ramírez, 2002), trabajo titulado **“Estudio geológico-geotécnico de la susceptibilidad de deslizamientos en la colonia El Carmen zona 12 de la ciudad de Guatemala”**, elaborado en el año 2002, cuyo objetivo fue optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, quien llegó a las siguientes conclusiones:

- La situación geológica que presenta Guatemala lo convierte en un país muy propenso a sismos, (que es uno de los factores activadores de los deslizamientos). Al estudiar los mapas de fallas a nivel nacional y el mapa de fracturas del valle de la ciudad de Guatemala, se concluye que aunque en los mapas no se encuentre trazada, una falla podría pasar cerca de la Colonia El Carmen (zona 12).

- Las aguas que fluyen en el barranco contiguo a la Colonia El Carmen tienen una gran incidencia en los deslizamientos del terreno, ya que en el mismo existen meandros que ocasionan la erosión en las paredes de los taludes; además, en la época de invierno el nivel de la misma crece, con lo cual se incrementa grandemente la erosión.
- Para la construcción de estas viviendas no se tomaron en cuenta las distancias recomendadas a guardar para los taludes, con lo cual se ubicaron muy cercanas a los mismos, en puntos que se encuentran dentro de la curva de deslizamiento, lo cual se ve hoy reflejado en la situación como se encuentran las mismas. Debido a los deslizamientos que han ocurrido, en una de las viviendas ya es posible observar el cimientó, lo cual la pone en una situación de alto riesgo y ha sido necesario desalojarla para evitar tragedias.
- El tipo de problema estudiado se produce en otros lugares de la ciudad de Guatemala, tanto en colonias de alto nivel económico como en aquellas a las que se da la categoría de asentamientos, pues éstas carecen de trabajos de mitigación o prevención de desastre, debido, principalmente, al factor económico.

2.1.2. Nacional

A. (Alvarado Salazar & Cornejo Guardia, 2014), trabajo titulado ***“Estabilización de taludes en la Costa Verde - Callao tramo. AV. Santa Rosa – JR. Virú. (1.3 Km)”***, elaborado en el año 2014, cuyo objetivo fue optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, quienes llegaron a las siguientes conclusiones:

- En el caso de secciones críticas deberá como mínimo cortar el material que esté por encima de la línea que une el pie del talud con un punto ubicado a aproximadamente 3m medidos horizontalmente por delante del edificio involucrado.
- En el caso de secciones, deberá lograr un ángulo de 47° para poder asegurar que no habrá algún desprendimiento de materiales, será necesario la colocación de tierra vegetal para favorecer el crecimiento de césped que controle la estabilidad local (caída eventual de piedras). Según el análisis realizado, una

solución para estabilizar la capa de 0.15m de terreno vegetal será la aplicación de geomallas y geomantas para la mejor adaptación del césped.

- La solución adoptada en este proyecto propone una solución integral al problema de estabilidad global y vegetalización de la Costa Verde; sin embargo, soluciones de este tipo representan montos elevados, por lo que se estimó necesario realizar el presupuesto del proyecto para poder tener un orden de magnitud del costo en caso se realicen obras de este tipo.
- Este presupuesto demuestra que la partida de mayor incidencia en proyectos de este tipo es la de movimiento de tierras, sobre todo en zonas urbanas como Lima debido a que no se puede simplemente cortar y rellenar el material a una distancia corta sino que es necesario mover el material hasta botaderos especiales por lo que de tomar la decisión de realizar un proyecto de este tipo sería justificable la realización de un estudio para la implementación de botaderos más cercanos a la obra, pudiendo analizar la posibilidad de ampliar artificialmente las playas de Barranco y Miraflores con el material de desecho.

B. (Toro Irureta, 2014), trabajo titulado ***“Evaluación de la inestabilidad de taludes en la carretera las Pirias- cruce Lambayeque, San Ignacio”***, elaborado en el año 2014, cuyo objetivo fue optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, quien llevo a las siguientes conclusiones:

- Se identificaron 08 taludes inestables los cuales se tomaron 02 como muestra para su respectiva evaluación (ensayo corte directo).
- Los factores que afectan la inestabilidad de taludes en promedio los más incidentes: Angula de fricción. (ϕ) = 12.71° , Cohesión (C) = 27.46 kPa, Peso específico $\gamma = 27,34$ kN/m³. Y los parámetros hidrogeológicos.

Así como la pendiente del talud (grado de inclinación), altura y longitud en promedio: Altura= 22.21 m, Pendiente = 62.98° y Longitud = 18.75 m.

De los cuales en función del tipo de suelo (CL en la mayoría), dicha geometría de los taludes inestables no son la correcta. Como también no se cuenta con medidas de protección en los 8 taludes inestables y drenaje adecuado de los ocho taludes inestables.

- Las propuestas de solución más resaltante son por el rediseño de la geometría de los taludes, abatimiento de taludes (banquetas, pendiente talud V1:H1).
- Producto de nuestra evaluación de taludes inestables en la carretera Las Pírias - Cruce Lambayeque, se determinó que si existe inestabilidad en los taludes: (F.S. < 1).

2.1.3. Local

A. (De La Cruz Quispe & Tunque Huamán, 2015), trabajo titulado ***“Inestabilidad de taludes en el sector de Santa Bárbara de la Ciudad de Huancavelica”***, elaborado en el año 2015, cuyo objetivo fue optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, quien llego a las siguientes conclusiones:

- Los sub sectores de Yuraccrumi, Asequia Alta, Motoy Huaycco, Manzanayocc, Arbolitos y Puchccoc bajo los parámetros pasivos o internos (pendiente, humedad del suelo, litológico), poseen una susceptibilidad media, bajo los parámetros pasivos + lluvia, poseen una susceptibilidad media, bajo los parámetros pasivos + sismo, poseen una susceptibilidad mediana y bajo los parámetros pasivos y activo (lluvia y sismo) una susceptibilidad mediana.
- Del análisis estático, los sub sectores de Yuraccrumi, Manzanayocc, Arbolitos y Puchccoc, son estables por tener FS >1, por el contrario los sub sectores de Asequia Alta y Motoy Huaycco, son inestables por tener FS <1.
- Del análisis Dinámico, para un sismo de 6.7, la variación de los factores de seguridad obtenidos en esta tesis los taludes de los FS nunca bajó de 1.25.
- Para los sub sectores de Yuraccrumi, Manzanayocc, Arbolitos y Puchccoc considerándolos de esta manera como estable, por su parte los sub sectores de Asequia Alta y Motoy Huaycco, son inestables al tener varias fluctuaciones por debajo de 1.25.
- Los factores internos determinantes que tienen más ponderación para la inestabilidad de taludes en nuestra área de estudio son: la pendiente por presentar, pendientes de 30 a 140% y la litología.
- De los dos factores externos analizados, se pudo observar que las precipitaciones no tienen gran implicancia para la inestabilidad de taludes, cabe recalcar en estos ítems, que no se realizó análisis de acumulación de lluvias. Por

su parte el factor sismo, tiene una gran ponderación ya que, en su ocurrencia, existe una probabilidad de falla de los taludes inestables.

- El modelo de estabilización más eficiente, para la estabilización, es el sistema flexible de mallas de acero y pernos de anclaje, el cual si garantiza la estabilidad de los taludes de Motoy Huaycco y Asequia Alta, al incrementar su Factor de Seguridad.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Estudio topográfico

2.2.1.1. Levantamiento topográfico

Según (Matera, 2002, pág. 201), define que los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio.

Las herramientas necesarias para la representación gráfica o elaboración de los mapas topográficos se estudiaron en los capítulos precedentes, en el presente capítulo estudiaremos los métodos y procedimientos utilizados en la representación de superficies.

2.2.2. Estudio y exploración geotécnica

Según (Anónimo, 2008, pág.3), un estudio geotécnico tiene por objetivo:

- Determinar la ubicación y espesor de los estratos de suelo.
- Ubicar la napa de agua.
- Determinar la profundidad de la roca basal y sus características (si el proyecto lo requiere).
- Obtención de muestras para su posterior caracterización.
- Llevar a cabo ensayos en terreno y/o en el laboratorio para estimar propiedades de los distintos estratos de suelo.
- Definir problemas especiales que puedan generarse durante y después de la construcción.

- La magnitud de la exploración depende del tamaño y complejidad del talud o deslizamiento en estudio.

Ademan define la siguientes etapas típicas de una exploración geotécnica.

- Estudio preliminar.
- Reconocimiento del terreno.
- Exploración.
- Ensayos de laboratorio.
- Interpretación y análisis.

a) Estudio preliminar

Por lo general el primer paso en la obtención de información consiste en revisar material ya publicado. Estos datos permiten a menudo reducir la extensión de la exploración.

- **Mapas geológicos**

- ✓ Representan los tipos de suelo y roca expuestos en la superficie.
- ✓ Usualmente muestran la extensión de formaciones geológicas, fallas, deslizamientos de tierra importantes, etc.
- ✓ En ocasiones se pueden encontrar perfiles transversales.
- ✓ El estudio de la geología local nos ayuda a predecir posibles problemas. Ayudan a interpretar los datos obtenidos de la exploración del terreno.

- **Reportes geotécnicos.**

- ✓ Se pueden obtener de proyectos realizados en la cercanía.
- ✓ Pueden ser de gran ayuda, ya que generalmente incluyen sondajes, ensayos de suelo, e información relevante.

- **Fotografías aéreas**

- ✓ Permiten identificar características geológicas, tales como deslizamientos de tierra, fallas, problemas de erosión, etc.
- ✓ Ayudan a comprender la topografía del terreno y patrones de drenaje.

b) Reconocimiento del terreno.

- Consiste en recorrer el sitio y evaluar visualmente las condiciones locales.
- Generalmente sirve para responder a respuestas tales como:
 - ✓ Si hay evidencia de construcciones previas en el sitio.

- ✓ Si hay evidencia de problemas de estabilidad de taludes.
- ✓ Si existen construcciones cercanas.
- ✓ Cuáles son las condiciones de drenaje.
- ✓ Que tipos de suelo y/o rocas se encuentran en la superficie.
- ✓ Si existen problemas de acceso que puedan limitar los tipos de exploración.

c) Exploración.

- El objetivo de esta etapa es obtener el perfil de subsuelo, tomar muestras de suelo, realizar ensayos in-situ para estimar parámetros de los materiales, y determinar la profundidad de la roca basal y el nivel freático si es necesario.
- En exploraciones de poca profundidad se recurre a calicatas y/o zanjas.
- En exploraciones más profundas se realizan perforaciones.
- La exploración de suelos se realiza comúnmente a través de calicatas, siempre que la profundidad de la napa de agua lo permita.
- Cuando la napa freática es elevada o se requiera alcanzar mayores profundidades, el método más común utilizado para explorar tanto suelos como rocas, es a través de sondajes.
- Existen diversos tipos de sondaje en suelos, siendo el más utilizado el de la cuchara normal para la extracción de las muestras, que proporciona además valores del número de golpes durante la penetración,
- En rocas, se utilizan sondajes a rotación con coronas de diversos tipos, según sea la dureza de la roca a muestrear.

2.2.3. Ensayos de laboratorio

2.2.3.1. Ensayos triaxial

a) Prueba triaxial

Según (Salas, 2011, pág. 15), La prueba de ensayo triaxial es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia al cortante.

En un ensayo triaxial, un espécimen cilíndrico de suelo es revestido con una membrana de látex dentro de una cámara a presión. La parte superior e inferior de la muestra tiene discos porosos, los cuales se conectan

al sistema de drenaje para saturar o drenar el espécimen. En estas pruebas se pueden variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre el espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. Los especímenes usualmente están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua.

El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la parte superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

Es usual llamar σ_1 , σ_2 y σ_3 a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo, respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; los esfuerzos intermedios y menor son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$) y son iguales a la presión lateral.



Imagen 1: Equipo de Ensayos Triaxiales.

Según (American Society of Testing Materials (ASTM: D 2950), 1997, pág. 1), Este método de prueba cubre la determinación de la fuerza y las relaciones tensión-deformación de un espécimen cilíndrico ya sea suelo cohesivo sin alterar o remodelado. Los especímenes son sometidos a una presión de fluido de confinamiento en una cámara triaxial. El drenaje de la muestra no está permitido durante la prueba. La muestra se corta en compresión sin drenaje a tasa constante de deformación axial (tensión controlada). Además este método de prueba proporciona datos para determinar sin drenar propiedades de resistencia y relaciones tensión-deformación para los suelos. Este método de prueba proporciona la medición del total tensiones aplicadas a la muestra, es decir, las tensiones no son corregidas para la presión de agua porosa.

b) Tipos de pruebas triaxiales

Según (Salas, 2011, pág. 16), define:

- **Prueba lenta - Prueba con consolidación y con drenaje (CD).** La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se aplica al suelo una presión hidrostática, manteniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya consolidación completa bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo, es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra se lleva a la falla a continuación aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Los ensayos consolidados drenados se utilizan esencialmente en suelos granulares (arenas), sin embargo, se puede aplicar en suelos finos, pero los ensayos requieren tiempos prolongados del orden de semanas.

- **Prueba rápida – Prueba con consolidación y sin drenaje (CU).** En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática; así el esfuerzo llega a ser efectivo, actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra se lleva a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, de aplicación de la carga axial. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta.

En la segunda etapa de una prueba rápida consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral, ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que lo gobiernan. De hecho no hay ninguna razón en principio para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral, si la muestra estuviese lateralmente confinada, como el caso de una prueba de consolidación.

El ensayo CU (consolidado-no drenado) se realiza generalmente con medición de la presión de poros o neutra con el fin de determinar los parámetros de “C” y “ ϕ ” en términos de esfuerzos totales y esfuerzos efectivos.

- **Prueba rápida - Prueba sin consolidación y sin drenaje (UU).** En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa la consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar, se aplica al espécimen una presión hidrostática y de inmediato, se falla el suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien. El ensayo UU es

usualmente llevado a cabo sobre especímenes de arcilla, enmarcando la realización del ensayo dentro del concepto de resistencia para suelos cohesivos saturados, en donde se expresan los resultados en términos de esfuerzos totales. La envolvente de falla para los criterios de Mohr del esfuerzo total se convierte en una línea horizontal, con una condición de $\varphi = 0^\circ$ (ángulo de fricción) y $\tau_f = C_u$, siendo C_u la resistencia al cortante no drenada, la cual es igual al radio de los círculos de Mohr.

2.2.3.2. Ensayos de granulometría

Según (American Society of Testing Materials (A.S.T.M. D 422 - 63), 1998, pág. 1), Este método de ensayo cubre la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas en los suelos. La distribución de tamaños de partícula más grande que 75 micrómetros (retenidas en el tamiz N° 200) se determina por tamizado, mientras que la distribución de tamaños de partícula menor que 75 micrómetros se determina por un proceso de sedimentación utilizando un hidrómetro. Los saldos, aparato de agitación, hidrómetro, cilindro de sedimentación, termómetro, tamices, baño de agua o sala a temperatura constante, vaso de precipitados, y dispositivo de tiempo utilizado en el método se especifican. Análisis de tamizado, el análisis del hidrómetro, y el análisis de la humedad higroscópica se llevarán a cabo en el suelo de la muestra.

2.2.3.3. Ensayos de límites de Atterberg

Según (American Society of Testing Materials (ASTM D4318 - 84), 1997, pág. 4), los Límites de Atterberg. Originalmente, siete "Límite de Consistencia" de suelos de grano fino definidos por Albert Atterberg. En la práctica actual de la ingeniería, el término generalmente se refiere solo al límite líquido, límite plástico, y en algunas referencias, el límite de contracción.

a) Límite líquido (LL)

El contenido de agua, en porcentaje, de un suelo en un límite arbitrariamente definido entre los estados líquidos y plásticos. Este contenido de agua es definido como el contenido de agua en el cual una porción

pequeña de suelo colocada en una copa estándar y cortada por un surco de dimensiones estándar fluirán juntos en la base del surco por una distancia de 13 mm (1/2 pulg.) cuando se somete a 25 golpes a la copa cayendo 10 mm en un aparato estándar de límite líquido operado a una razón de 2 golpes por segundo.

b) Límite Plástico (LP)

El contenido de agua, en porcentaje, de un suelo en el límite entre los estados plástico y quebradizo. El contenido de agua en el cual un suelo no puede ser más deformado al enrollarlo en 3.2 mm (1/8 pulgadas) en diámetro de hebra sin desmenuzarse.

c) Índice de Plasticidad (IP)

El rango de contenido de agua sobre el cual un suelo se compara plásticamente. Numéricamente, es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.



Imagen 2: Límites de Atterberg.

2.2.4. Estabilidad de taludes.

2.2.4.1. Talud

Según (Matteis, 2003), se entiende por talud a cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra. No hay duda que el talud constituye una estructura com-

pleja de analizar debido a que en su estudio coinciden los problemas de mecánica de suelos y de mecánica de rocas, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable.

Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, según sea la génesis de su formación; en el corte, se realiza una excavación en una formación térrea natural (desmontes), en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes.

2.2.4.2. Estabilidad

Según (Matteis, 2003, pág. 4), Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento. Como primera medida es necesario definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cuál será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén; casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. Este es el centro del problema y la razón de estudio.

A diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes masas de material térreo por mover y por lo tanto diferentes costos. Podría imaginarse un caso en que por alguna razón el talud más conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría motivos para pensar en “problemas de estabilidad de taludes”, pero lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la selección del idóneo, que resultará ser aquél al que corresponda la mínima masa de tierra movida, o lo que es lo mismo el talud más empinado.

2.2.4.3. Factor de seguridad

Según (Anónimo, pág. 71) Una definición del factor de seguridad contra la falla de un talud, es la del valor resultante de dividir la resistencia al corte

disponible del suelo, a lo largo de una superficie crítica de deslizamiento, por la resistencia al corte requerida para mantener el equilibrio (Bishop, 1955).

La tarea del ingeniero encargado de analizar la estabilidad de un talud es determinar el factor de seguridad. En general el factor de seguridad se define como.

$$FS_s = \frac{\tau_f}{\tau_d}$$

Donde:

FS_s : Factor de seguridad con respecto a la resistencia

τ_f : Resistencia cortante promedio del suelo

τ_d : Esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla.

2.2.4.4. Equilibrio límite.

Según (Coliente Tlaxcalteca, 2010, pág. 135), Se clasifican en dos grupos: a) Métodos exactos y b) Métodos inexactos. En el primero, al aplicar las leyes de la estática, proporcionan una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias que tienen todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de falla), los cuales sólo es posible en taludes de geometría sencilla, por ejemplo falla planar y por cuña. En los métodos inexactos, la geometría de la superficie de la falla no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las leyes de la estática.

Basándose en las condiciones estáticas del equilibrio y el concepto de equilibrio límite, se resumen el número de ecuaciones y las variables desconocidas en las tablas.

Tabla 5.3 Resumen del sistema de ecuaciones.	
Ecuación	Condición
n	Equilibrio de momentos para cada dovela
2n	Fuerzas de equilibrio para cada dovela en dirección X y Y
n	Criterio de falla de Mohr-Coulomb
4n	Total de número de ecuaciones

Tabla 5.4 Resumen del sistema de incógnitas.	
Incógnitas	Condición
1	Factor de seguridad
n	Fuerza normal en la base de la dovela
n	Localización de la fuerza normal en la base de la dovela
n	Fuerza cortante en la base de la dovela
n-1	Fuerza horizontal interdovela
n-1	Fuerza tangencial interdovela
n-1	Localización de la fuerza interdovela (línea de empuje)
6n-2	Total de número de incógnitas

Imagen 3: Resumen del sistema de ecuaciones.

De las tablas anteriores se observa que el problema de estabilidad de un talud o ladera es hiperestático (de orden de $6n-2-4n=2n-2$). Para su solución, se hace alguna simplificación o hipótesis que permita su resolución (adicionar la ausencia de las ecuaciones $2n-2$).

Generalmente, la localización de la fuerza normal baja se toma como centro de la dovela que es una suposición razonable (ecuaciones de n). La otra suposición es el conocimiento de la localización o la relación de la fuerza de cortante de la interdovela (de la fuerza normal del interdovela ecuaciones n-1).

Con base en las citadas suposiciones se pueden señalar a los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante (hoy en desuso) y a los métodos de las dovelas o rebanadas, que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales. Los métodos de dovelas pueden dividirse en dos grupos:

- a. Métodos aproximados o simplificados. Aquellos que no cumplen todas las ecuaciones de la estática. Por ejemplo, los métodos de Fellenius, Janbu y Bishop simplificado.
- b. Métodos precisos o rigurosos. Aquellos que cumplen todas las ecuaciones de la estática. Los más conocidos son los de Morgenstern-Price, Spencer y Bishop riguroso

Las limitaciones de los métodos de equilibrio límite son: a) se basan solamente en la estática.

- Suponen los esfuerzos uniformemente distribuidos
- Utilizan modelos de falla muy sencillos, y
- Generalmente se asume el material como isotrópico.

Diferentes técnicas de solución por equilibrio límite (EL) han sido desarrolladas a través de los años; sus diferencias radican en las ecuaciones de la estática incluidas y satisfechas. Es decir, cuales fuerzas entre las dovelas deslizantes son consideradas y las relaciones supuestas entre las fuerzas cortantes y normales en los contactos entre dovelas.

Todos los métodos de (EL) para análisis de estabilidad de taludes dividen la masa deslizante en n dovelas, como se muestra en la figura. Donde en cada dovela actúa un sistema general de fuerzas. La línea de empuje conecta los puntos de aplicación de las fuerzas entre bloques Z .

La ubicación de la línea de empuje deberá ser supuesta o determinada utilizando un método de análisis riguroso que satisfaga el equilibrio.

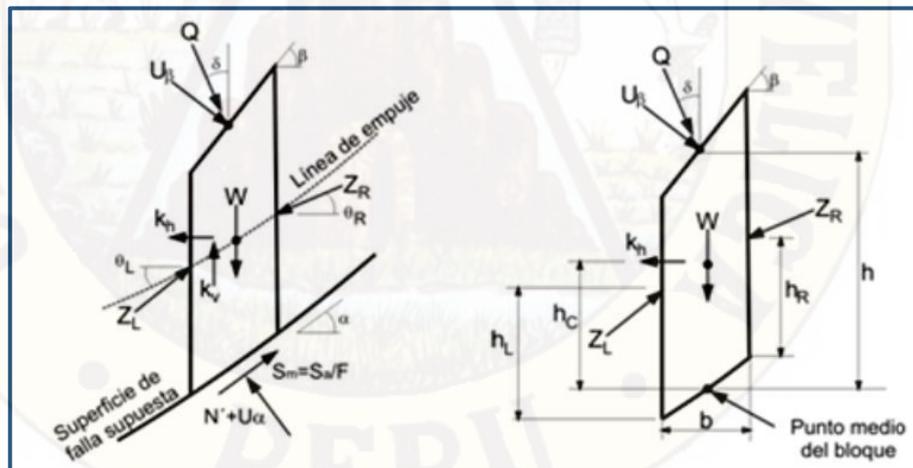


Imagen 4: Esquema del sistema general de fuerzas en cada dovela.

En la figura 5.18, F = factor de seguridad, S_a = resistencia disponible = $C + N' \tan \phi$, S_m = resistencia movilizada, U_α = fuerza de subpresión, U_β = fuerza del agua contra la cara del talud, W = peso del bloque, N' = fuerza efectiva normal, Q = sobrecarga externa, k_v = coeficiente sísmico vertical, k_h = coeficiente sísmico horizontal, Z_l = fuerza de interacción con dovela

izquierda, Z_R = fuerza de interacción con dovela derecha, θ_L = ángulo de Z_L , θ_R = ángulo de Z_R , α = ángulo de inclinación de la base de la dovela, β = ángulo de inclinación en la corona de la dovela, b = ancho de la dovela, h = altura promedio de la dovela, y h_c = altura del centroide.

a. Método ordinario de las dovelas o de Fellenius.

Desarrollado en 1927. Conocido también como método sueco, método de las dovelas o método U.S.B.R. Es el primer método de dovelas en ser ampliamente aceptado. Considera una superficie de falla circular y suma de momentos sobre el centro del círculo. Divide el área de falla en secciones o dovelas (imagen 5). El método no considera las fuerzas laterales que actúan entre las dovelas para la masa deslizada como para las dovelas individuales con la finalidad de convertir el problema en estáticamente determinado, por lo cual solo satisface el equilibrio de momentos.

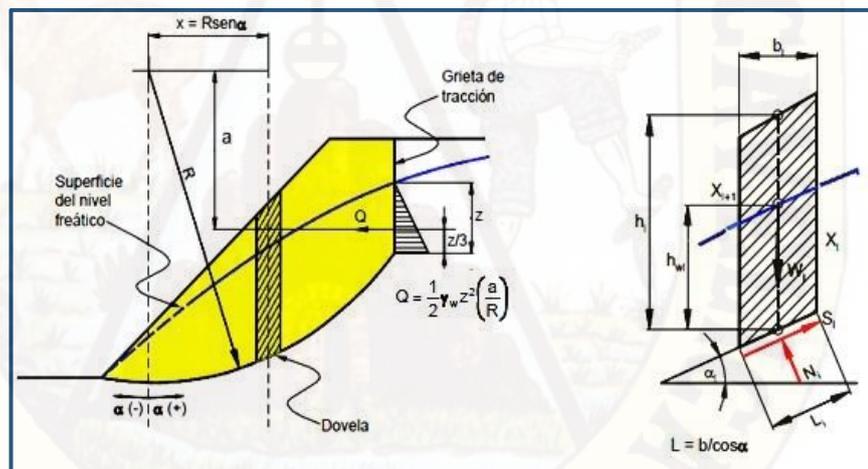


Imagen 5: Diagrama del método ordinario o de Fellenius.

El procedimiento de análisis consiste en obtener las fuerzas actuantes y resultantes para cada dovela y con la sumatoria de los momentos respecto al centro del giro producido por estas fuerzas, obtener el factor de seguridad. El método permite determinar el factor de seguridad directamente (sin hacer iteraciones como en otros métodos que se verán más adelante). Es muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros, en los que proporciona factores de seguridad bajos. Sin embargo, es muy empleado por ser un procedimiento simple de análisis.

b. Método simplificado de Bishop.

Desarrollado en 1955. Es aplicable a taludes con suelos no homogéneos, en la que la superficie de falla se puede aproximar a una falla circular. Considera las fuerzas horizontales (E_i) que actúan entre las dovelas (fig. 5.26). La condición de equilibrio se satisface por la suma de momento sobre el centro del equilibrio del círculo, y el de la suma de fuerza en la dirección vertical para cada dovela. Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero, generando la reducción del número de incógnitas. El procedimiento simplificado de Bishop es más exacto que el método ordinario de las dovelas, especialmente para análisis con altas presiones de poro.

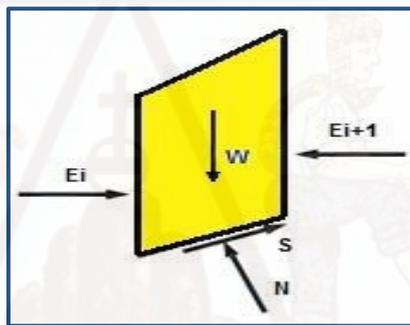


Imagen 6: Fuerzas que intervienen en una sección de dovela en el método simplificado de Bishop.

c. Método simplificado de Janbú.

Desarrollado en 1968 y se emplea para cualquier forma de superficie de falla. Al igual que Bishop considera que no hay fuerza de cortante entre dovelas. El método se basa en la suposición que las fuerzas laterales entre dovelas son horizontales (fig. 5.27). La solución es sobredeterminada, ya que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección para ajustar (aumentar) el factor de seguridad a valores más razonables. Él depende de la curvatura de la superficie de falla. Los factores de seguridad son bajos.

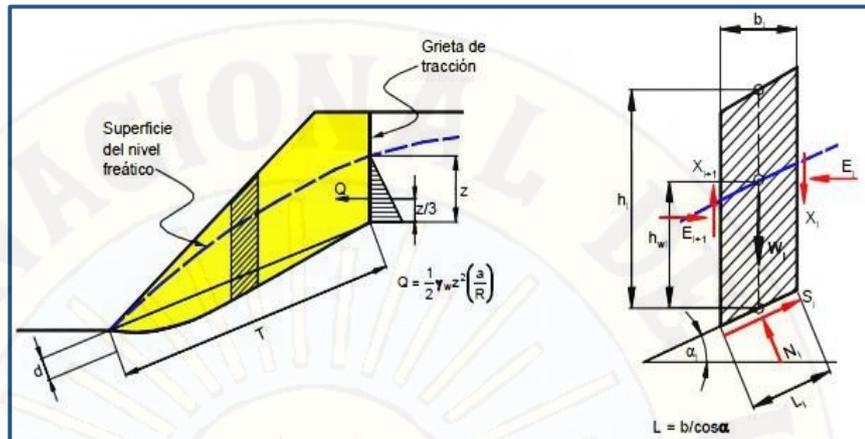


Imagen 7: Diagrama de análisis para el método simplificado de Janbu.

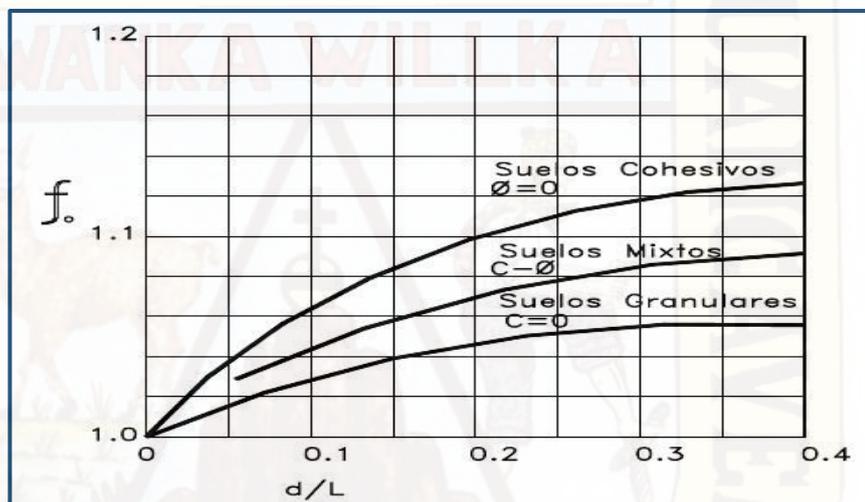


Imagen 8: Esquema para determinar el factor para el método de Janbu.

d. Método de Spencer.

Desarrollado en 1967. Es un procedimiento exacto aplicable virtualmente a todas las geometrías de un talud, sin importar el perfil estratigráfico del suelo. Se considera el método más completo y simple del equilibrio para calcular el factor de seguridad. El procedimiento se basa en la suposición de que las fuerzas en las dovelas son paralelas las unas con las otras y que tienen el mismo ángulo de inclinación (imagen 9). Rigurosamente satisface el equilibrio estático suponiendo que la fuerza resultante entre las dovelas tiene una inclinación constante pero desconocida, por lo cual satisface el equilibrio de fuerzas y de momentos.

$$\sum Q_i = 0$$

La ecuación de equilibrio de fuerzas se expresa como: donde: es la resultante de las fuerzas que intervienen, y son las fuerzas que se consideran en el lado derecho e izquierdo de la dovela.

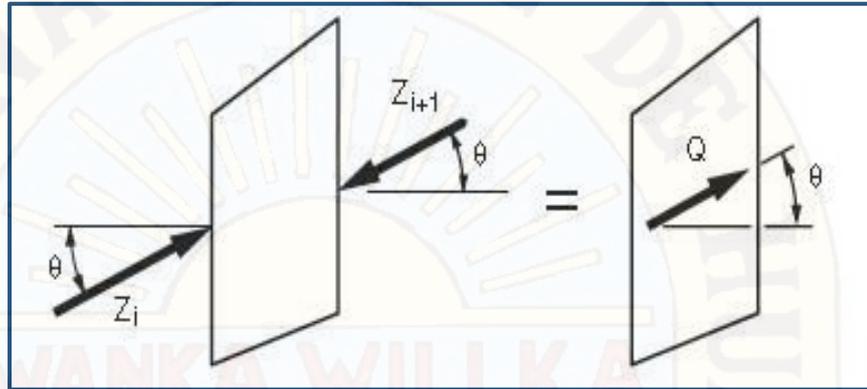


Imagen 9: Diagrama de fuerzas que intervienen en una dovela por el método de Spencer.

2.2.5. Deslizamiento

Según (Matteis, 2003, pág. 5), Se denomina deslizamiento a la rotura y al desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia fuera de toda la masa que participa del mismo.

Los deslizamientos pueden producirse de distintas maneras, es decir en forma lenta o rápida, con o sin provocación aparente, etc. Generalmente se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones en el pie del talud. Sin embargo, existen otros casos donde la falla se produce por desintegración gradual de la estructura del suelo, aumento de las presiones intersticiales debido a filtraciones de agua, etc.

Los tipos de fallas más comunes en taludes son:

- Deslizamientos superficiales (creep)
- Movimiento del cuerpo del talud
- Flujos

2.2.5.1. Deslizamientos superficiales (creep)

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones de suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo. Se refiere esta falla al proceso más o menos continuo, y por lo general lento,

de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales.

El creep suele involucrar a grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. No se puede hablar de una superficie de deslizamiento.

Existen dos clases de deslizamientos: el estacional, que afecta solo a la corteza superficial de la ladera que sufre la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado, y el masivo, que afecta a capas de tierra más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que, en consecuencia, solo se puede atribuir al efecto gravitacional. El primero en mayor o menor grado siempre existe, variando su intensidad según la época del año; en cambio el segundo los movimientos son prácticamente constantes.

El fenómeno es más intenso cerca de la superficie, la velocidad de movimiento ladera debajo de un creep típico puede ser muy baja y rara vez se excede la de algunos centímetros al año.

El fenómeno se pone de manifiesto a los ojos del ingeniero cuando nota que los árboles y postes están inclinados respecto de la vertical, cuando se evidencian agrietamientos o escalonamientos en el talud.

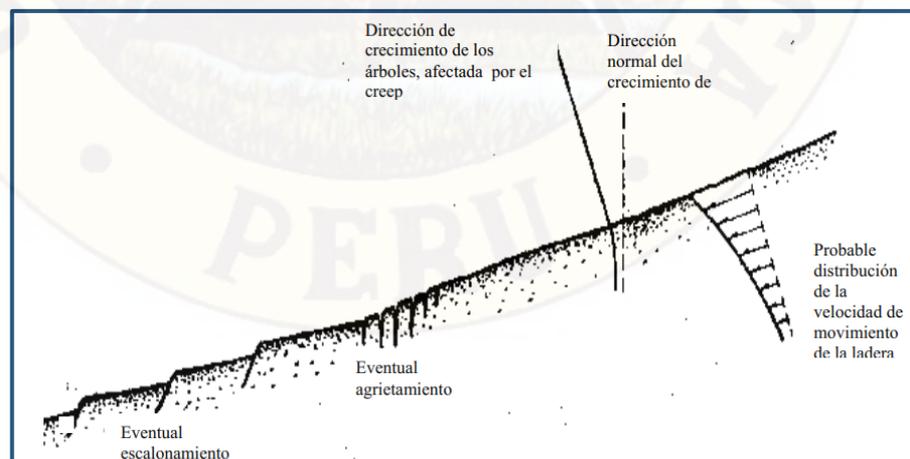


Imagen 10: Indicadores que indican la presencia de un movimiento superficial (creep).

2.2.5.2. Movimiento del cuerpo del talud.

Puede ocurrir en taludes movimientos bruscos que afecten a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo, interesando o no al terreno de fundación. Se considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona de su futuro desarrollo actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia al corte del material; a consecuencia de ello sobreviene la ruptura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento a lo largo de la cual se produce la falla.

Estos fenómenos se los denomina “deslizamientos de tierras” y puede estudiarse dos tipos bien diferenciados.

a. Falla Rotacional

En el primer lugar se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud. Esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin mayor error a una circunferencia, aunque pueden existir formas algo diferentes, en la que por lo general influye la secuencia geológica local, el perfil estratigráfico y la naturaleza de los materiales. Estas fallas son llamadas de rotación.

Este tipo de fallas ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico esté regido básicamente por su fracción arcillosa. En general afectan a zonas relativamente profundas del talud, siendo esta profundidad mayor cuanto mayor sea la pendiente.

Las fallas por rotación se denominan según donde pasa el extremo de la masa que rota. Puede presentarse pasando la superficie de falla por el cuerpo del talud (falla local), por el pie, o adelante del mismo afectando al terreno en que el talud se apoya (falla en la base). Cabe señalar que la superficie de este último tipo de falla puede profundizarse hasta llegar a un estrato más resistente o más firme de donde se encuentra el talud, provocando en este punto un límite en la superficie de falla.

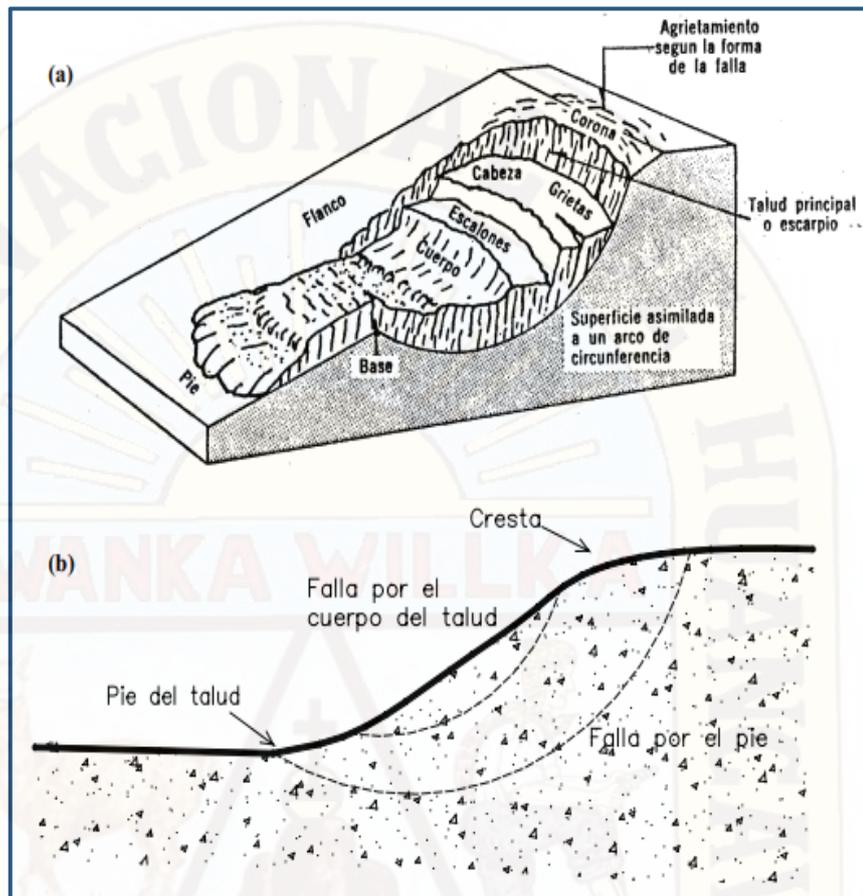


Imagen 11: (a) Nomenclatura de una zona de falla. (b) Distintos tipos de falla.

b. Falla Traslacional

Estas fallas por lo general consisten en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad del talud.

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos con superficies curvas que llegan al exterior formando agrietamientos.

Los estratos débiles que favorecen estas fallas son por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Con mucha frecuencia, la debilidad del estrato está ligada a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena (acuíferos). En este sentido, las fallas

pueden estar ligadas también al calendario de las temporadas de lluvias de la región. Las fallas del material en bloque, muchas veces están asociadas a discontinuidades y fracturas de los materiales que forman un corte o una ladera natural, siempre en añadidura al efecto del estrato débil subyacente.

Las fallas de una franja superficial son típicas de laderas naturales formadas por materiales arcillosos, producto de la meteorización de las formaciones originales. Se suelen provocar por el efecto de la sobrecarga impuesta por un terraplén construido sobre la ladera. En estas fallas el movimiento ocurre casi sin distorsión.

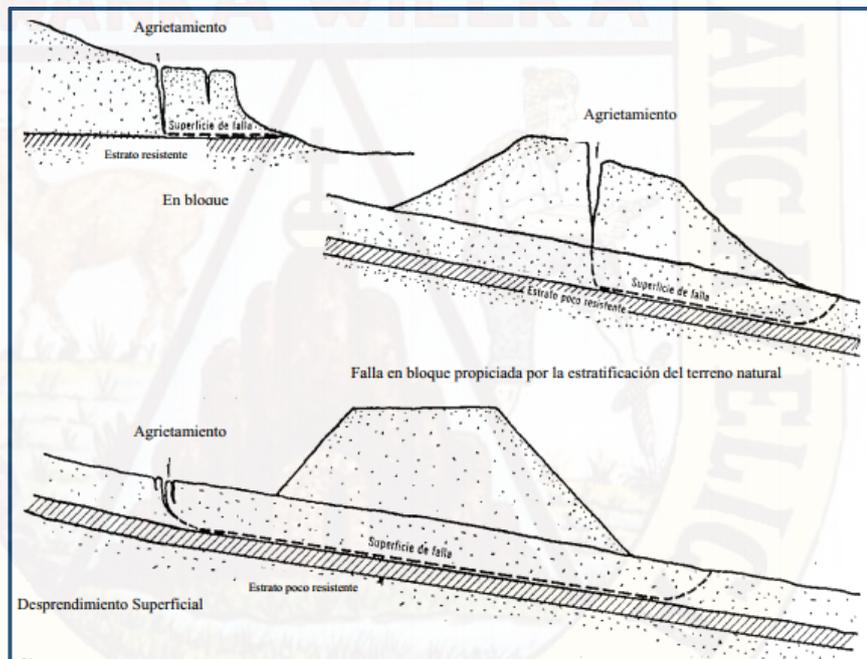


Imagen 12: Tipos de fallas traslacionales.

2.2.6. Análisis retrospectiva y prospectiva

2.2.6.1. Análisis Retrospectivo.

Según (Bojorque, 2010, pág. 18) define. Los parámetros de resistencia al corte de los suelos, cohesión c y ángulo de fricción ϕ , pueden ser determinados con mayor confiabilidad a partir de la aplicación del análisis a posteriori (inverso) una vez ocurrido un deslizamiento. Estos parámetros, así obtenidos, son más representativos que aquellos obtenidos de pruebas de laboratorio o

ensayos in situ, especialmente cuando se prevé la implementación de medidas de mitigación o corrección (Duncan y Stark, 1992; Greco, 1992). Los valores obtenidos del análisis a posteriori pueden ser empleados para el análisis de la estabilidad en pendientes que poseen características similares o que están ubicadas en la misma región.

Según (Arellano, Bielefeldt y Correa, 2014, pág. 1) define que un análisis retrospectivo (back analysis) es usado comúnmente en la ingeniería geotécnica para estimar la resistencia in situ del suelo. Esta resistencia se representa generalmente por los parámetros de resistencia al corte en tensiones efectivas de Mohr-Coulomb, cohesión c y ángulo de fricción interna ϕ . El análisis retrospectivo de fallas de taludes es un método efectivo que incorpora importantes factores que muchas veces no son bien representados en ensayos de laboratorio, tales como la estructura del suelo, la no homogeneidad, influencia de fisuras en la resistencia al corte y el efecto de los planos de debilidad dentro de la masa de suelo.

El análisis retrospectivo asume un factor de seguridad igual a la unidad y considera la geometría original en el momento de la falla. Luego se estima la resistencia al corte del suelo que fue movilizada en la falla consistente con un modelo 2D realizado con un método seleccionado (Morgenstern-Price, Spencer, Janbu, Bishop, etc.) para un $FS=1$. Estudios han demostrado que usando un método que considere todas las condiciones de equilibrio ($\Sigma F=0$, $\Sigma M=0$) se obtiene un factor de seguridad que varía en $\pm 5\%$.

2.2.6.2. Análisis Prospectivo.

Según (Anónimo, 2008, pág.1), La prospectiva es la disciplina que pronostica acciones futuras desde un punto de vista ambiental, social, económico, científico y tecnológico. Gaston Berger, uno de los fundadores de la prospectiva la definía como la ciencia que estudia el futuro para comprenderlo y poder influir en él. En esencia, con la prospectiva se trata de imaginar o proyectar escenarios futuros posibles, condicionados según múltiples variables continuas o discretas, con el fin último de planificar las acciones necesarias para evitar o acelerar su ocurrencia. Desde esta instancia, se debe entender como

una sistemática mental que, en su tramo más importante, viene desde el futuro hacia el presente; primero anticipando la configuración de un futuro deseable, luego, reflexionando sobre el presente desde ese futuro imaginado, para finalmente concebir estrategias de acción tendientes a alcanzar el futuro objetivado como deseable (Forciniti, 2001).

2.2.7. Inestabilidad de laderas

Según (Pinto, 2015), Este fenómeno en inestabilidad de laderas lo definimos como un movimiento de masas ya sea de rocas. Detritos o tierra a favor de la pendiente, siempre bajo la influencia directa de la gravedad.

2.2.7.1. Clasificación de inestabilidades

Según (Pinto, 2015), Clasificación de inestabilidad de laderas según Varnes.

- **Derrumbes y caída de bloques.** Es la caída brusca y libre de bloques de gran masa rocosa en seco.
- **Avalanchas de rocas o detritos.** Presenta una gran velocidad de la caída de bloque de manera libre.
- **Volcamiento.** Es la separación de la parte superior de estrato rocoso y es causado por la acción de la gravedad o procesos tectónicos.
- **Reptación de suelos.** Es un desplazamiento lento que afecta los materiales menos cohesivos de la parte superior del suelo, es decir los materiales más sueltos del terreno.
- **Deslizamientos.** Se presenta en laderas muy empinadas con cubiertas muy profundas, la principal característica es la morfología de “cascara de naranja” lo cual es muy conocido como caminos de vaca con unas ondulaciones muy pequeñas que son deslizamientos rotacionales formando escalones que son aprovechados por el ganado y las personas para caminar sobre ellos.
- **Caída de flujos.** Masas sin cohesión que fluyen y se forman en cualquier materia poco consolidado

- **Deslizamientos compuestos.** Se llaman así cuando los movimientos de laderas presentan más de un mecanismo de movilización de laderas en diferentes lugares de dicha masa en movimiento

2.2.7.2. Factores para la inestabilidad

Según (Pinto, 2015), La inestabilidad de laderas se debe a dos factores principales:

- **Intrínsecos (Factores condicionantes)**
 - ✓ Geológicos: Se refieren a la litología, la estratigrafía de la roca, discontinuidades estratigráficas y alteración de las rocas.
 - ✓ Hidrogeológicas: Cambio en las presiones de hidrostáticas y el comportamiento geo mecánico.
 - ✓ Geomorfológicas: Áreas con altas pendientes, topografía irregular y la geometría de los taludes.
 - ✓ Climatológicas: Constituyen factores condicionantes.
- **Externos (Factores desencadenantes)**
 - ✓ Naturales: Precipitaciones pluviales, filtración de agua pluvial en los terrenos, variación de temperatura, terremotos
 - ✓ Antrópicos: Deforestación, incendios forestales, corte de taludes parra carreteras, asentamientos humanos, minería.

2.3. Hipótesis

2.3.1. Hipótesis general

El análisis retrospectivo y prospectivo genera resultados en el deslizamiento de laderas en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica.

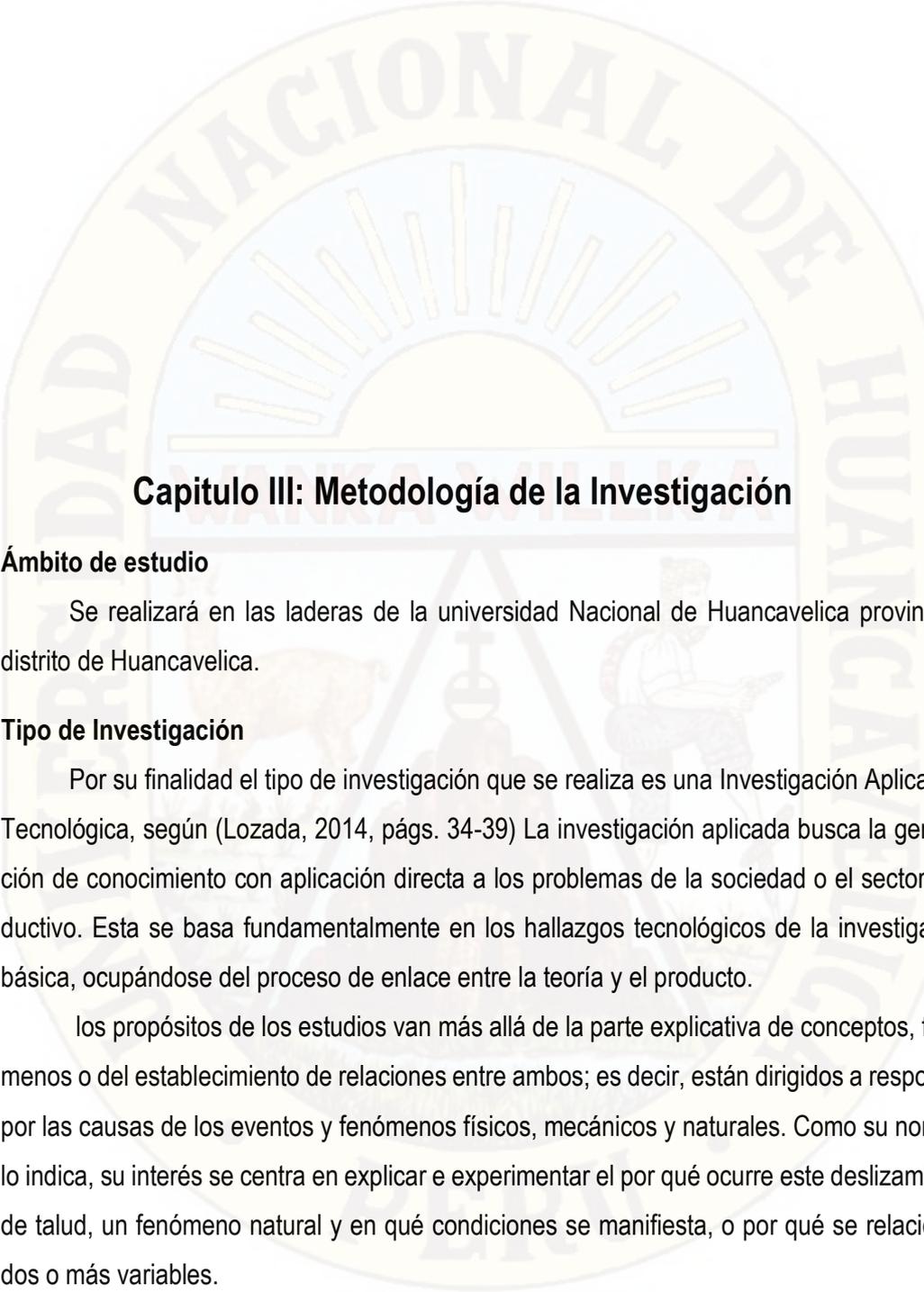
2.3.2. Hipótesis específicas

- El análisis retrospectivo y prospectivo antes de concebir el proyecto en terreno natural genera resultados en el deslizamiento de ladera en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica.

- El análisis retrospectivo y prospectivo una vez concebida las explicaciones del proyecto genera resultados en el deslizamiento de ladera en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica.
- El análisis retrospectivo y prospectivo una vez concebida las explicaciones más influencia de infraestructura del proyecto genera resultados en el deslizamiento de ladera en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica.
- El análisis retrospectivo y prospectivo posterior al deslizamiento genera resultados en el deslizamiento de ladera en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica.

2.4. Variables de estudio

- Variable independiente (X) : Deslizamiento de laderas.
- Variable dependiente (Y) : Análisis retrospectivo y prospectivo



Capítulo III: Metodología de la Investigación

3.1. Ámbito de estudio

Se realizará en las laderas de la universidad Nacional de Huancavelica provincia y distrito de Huancavelica.

3.2. Tipo de Investigación

Por su finalidad el tipo de investigación que se realiza es una Investigación Aplicada o Tecnológica, según (Lozada, 2014, págs. 34-39) La investigación aplicada busca la generación de conocimiento con aplicación directa a los problemas de la sociedad o el sector productivo. Esta se basa fundamentalmente en los hallazgos tecnológicos de la investigación básica, ocupándose del proceso de enlace entre la teoría y el producto.

los propósitos de los estudios van más allá de la parte explicativa de conceptos, fenómenos o del establecimiento de relaciones entre ambos; es decir, están dirigidos a responder por las causas de los eventos y fenómenos físicos, mecánicos y naturales. Como su nombre lo indica, su interés se centra en explicar e experimentar el por qué ocurre este deslizamiento de talud, un fenómeno natural y en qué condiciones se manifiesta, o por qué se relacionan dos o más variables.

3.3. Nivel de Investigación

Para abordar la problemática de estudio se propone del nivel explicativo, por cuanto se trata de explicar y experimentar las muestras para su posterior análisis y relación de las variables propuestas de esta manera prevenir desastres y tragedias futuras en la Ciudad Universitaria.

Según (Caballero Romero, 2014, pág. 372) Es explicativa por que trasciende o supera los niveles exploratorios y descriptivos que usa para llegar al nivel explicativo, ya que, además de responder a la pregunta ¿cómo es la realidad? = Descripción, trata de responder a la pregunta ¿por qué es así la realidad que se investiga?

3.4. Método de Investigación

3.4.1. Método general

El Método de Investigación que se aplicó en el presente trabajo de investigación es el Método Científico, según (Newton , 1999) es un conjunto de pasos ordenados, que se emplea principalmente en el hallazgo de nuevos conocimientos en las ciencias. Para ser llamado científico, un método de investigación debe basarse en lo empírico y en la medición, sujeto a los principios específicos de las pruebas de razonamiento.

El método científico opera con conceptos, definiciones, hipótesis variables e indicadores que son los elementos básicos que proporcionan los recursos e instrumentos intelectuales con los que se ha de trabajar para construir el sistema teórico de la ciencia.

3.4.2. Método específico

A. Método de la Observación: el cual consiste en obtener información mediante la percepción intencionada y selectiva ilustrada e interpretativa de un objeto dado, donde participan los siguientes elementos: objeto de observación (objeto de la realizada), sujeto observador (investigador), condiciones de la observación (contexto natural), medios de observación (órganos de los sentidos), el sistema de conocimientos a partir del cual se formula la finalidad de la observación de sus características estratigráficas y geométricas como conceptos, categorías, leyes y teorías.

B. Método Descriptivo: Consiste en describir las características de los hechos del deslizamiento. Será utilizado para describir o detallar los hechos ocurridos después del deslizamiento de modo que contribuya a la investigación.

C. Método experimental: El experimento dentro de los métodos empíricos resulta el más complejo y eficaz; esto surge como resultado del desarrollo de la técnica y del conocimiento humano, como consecuencia del esfuerzo que realiza el hombre por penetrar en lo desconocido a través de su actividad transformadora.

El experimento es el método empírico y experimental del estudio de un objeto, en el cual el crearemos las condiciones necesarias y adecuadas existentes, para el esclarecimiento de las propiedades y relaciones del objeto a estudiar, que son de utilidad en la investigación.

Las condiciones que rodea el objeto son aquellas condiciones naturales bajo la cual se realiza la investigación con los medios e instrumentos adecuados para la misma. Posibilidad de estudio del proceso o fenómeno en condiciones variadas.

Reproducir el fenómeno para poder simular mediante software especializado y crear la posibilidad de estudiar exhaustivamente los nexos o relaciones entre determinados aspectos del mismo, y poner de manifiesto las causas condicionantes de la necesidad de dicho fenómeno.

3.5. Diseño de Investigación

Según (Hernández Sampieri, 2010, pág. 128) Manifiestan que el termino diseño se refiere al plan o estrategia concebida para obtener la información que se desea con el fin de responder al planteamiento del problema.

En estos casos el diseño apropiado bajo el enfoque **No experimental - Transeccional**. No experimental, porque no se manipula deliberadamente las variables de estudio. Transeccional, porque describe las variables y analiza su incidencia en un momento dado.

El esquema del presente trabajo de investigación es el siguiente:

GE: O₁ X O₂

Donde:

GE: Grupo Experimental.

O₁: Pre Test

O₂ : Post Test

X : Manipulación de la Variable independiente.

3.6. Población, Muestra y Muestreo

3.6.1. Población

Nuestra población son las laderas de la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica.



Figura 1. plano de localización.

3.6.2. Muestra

En el presente trabajo de investigación el tamaño de la muestra según al área afectada es la ladera del pabellón, en la que se estaba ejecutando el proyecto “CONSTRUCCION Y EQUIPAMIENTO DEL COMPLEJO EDUCATIVO PARA EL FORTALECIMIENTO ACADEMICO DE LA FACULTAD DE EDUCACIÓN DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA – HUANCAVELICA - HUANCAVELICA”.

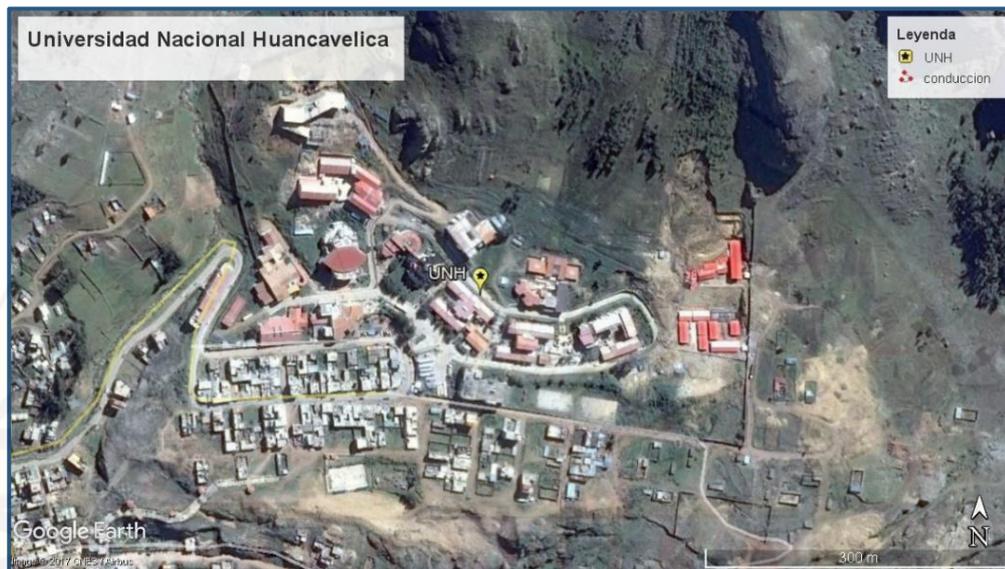


Figura 2. Ubicación satelital de la zona de estudio.

3.6.3. Muestreo

La muestra de la cual se extraerá los datos para su posterior tratamiento y análisis será no probabilística y el tipo de muestreo es intencionado.

3.7. Técnicas e instrumentos de Recolección de Datos

3.7.1. Técnicas de recolección de datos

A. Análisis documental: Utilizando como instrumentos de recolección de datos de las fuentes documentales, fichas textuales y de resumen, recurriendo como fuentes a libros especializados, documentos oficiales e internet, que aplicaremos para obtener los datos de los dominios de las variables: conceptos básicos, técnicas avanzadas, ratios, disposiciones presupuestales, disposiciones operativas y beneficios potenciales (Caballero Romero, 2014).

B. ASTM – American Society for testing and materials (Sociedad Americana de Prueba y Materiales): ASTM International, anteriormente conocida como la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales, es un líder reconocido a nivel mundial en el desarrollo y la entrega de las normas internacionales de consenso voluntario. Fundada en 1898 por los químicos e ingenieros del ferrocarril de Pennsylvania es reconocida por sus más de 12.000 normas ASTM las cuales se utilizan en todo el mundo para mejorar la calidad del producto, aumentar la seguridad, facilitar

el acceso a los mercados y el comercio, fomentar la confianza de cada uno de los consumidores.

- C. Entrevista:** Utilizando como instrumento para recopilación de datos de campo una guía de entrevistas y recurriendo como informantes a los responsables (residente de obra, asistentes y personal de obra) y a los representantes de la Universidad Nacional de Huancavelica, que aplicaremos para obtener los datos de los dominios de las variables: responsables, actividades y recursos (Caballero Romero, 2014).
- D. Observación de campo:** Utilizando como instrumento de recolección de datos de campo un protocolo o guía de observación, que aplicaremos para obtener los datos de los dominios de las variables: cotas del terreno, experiencias exitosas de otros proyectos.

3.7.2. Instrumentos de recolección de Datos

- A. Ficha:** instrumento consistente en una cartulina u hoja cuyas dimensiones serán 10x15cm donde se registrarán datos sobre las variables de estudio.
- B. Equipos de laboratorio y topografía:** Son una serie de equipos topográficos e instrumentos de Laboratorio de Mecánica de Suelos.
- C. Fichas de ensayos:** Es una serie de documento que sirve para la toma de apuntes sobre los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.
- D. Cámara fotográfica:** Es un dispositivo tecnológico que tiene como objetivo o función principal el tomar imágenes quietas de situaciones, personas, paisajes o eventos para mantener memorias visuales de los mismos.

3.8. Procedimiento de Recolección de Datos

Para la recolección de datos, estarán en función al cronograma de actividades establecido del proyecto de tesis que se detalla en el capítulo IV.

- Coordinaciones del investigador con el asesor.
- Coordinaciones con el personal docente y personal administrativo de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Nacional de Huancavelica.
- Dar instrucciones sobre la finalidad del instrumento y laboratorio de mecánica de suelos de la EAP – Civil Huancavelica.
- Levantamiento topográfico de la zona de estudio.

- Realización de calicatas en diferentes puntos de la zona del deslizamiento.
- Extracción de muestras inalteradas de las trincheras en el deslizamiento.
- Ensayos triaxiales no consolidado no drenado (UU) para determinar el ángulo de fricción y cohesión.
- Ensayos de clasificación de suelos.
- Supervisión y Control.
- Informe final de investigación.

3.9. Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos

3.9.1. Técnicas de procesamiento de datos

Los datos obtenidos mediante la aplicación de las técnicas e instrumentos antes mencionados serán incorporados a programas computarizados, como los aplicativos de Microsoft Office 2016 y software Slide 5.0 de análisis de estabilidad de ladera. Todos los datos serán presentados como informaciones en forma de figuras, gráficos, cuadros o resúmenes.

Para el estudio de la presente investigación, se ha tenido en consideración 4 etapas:

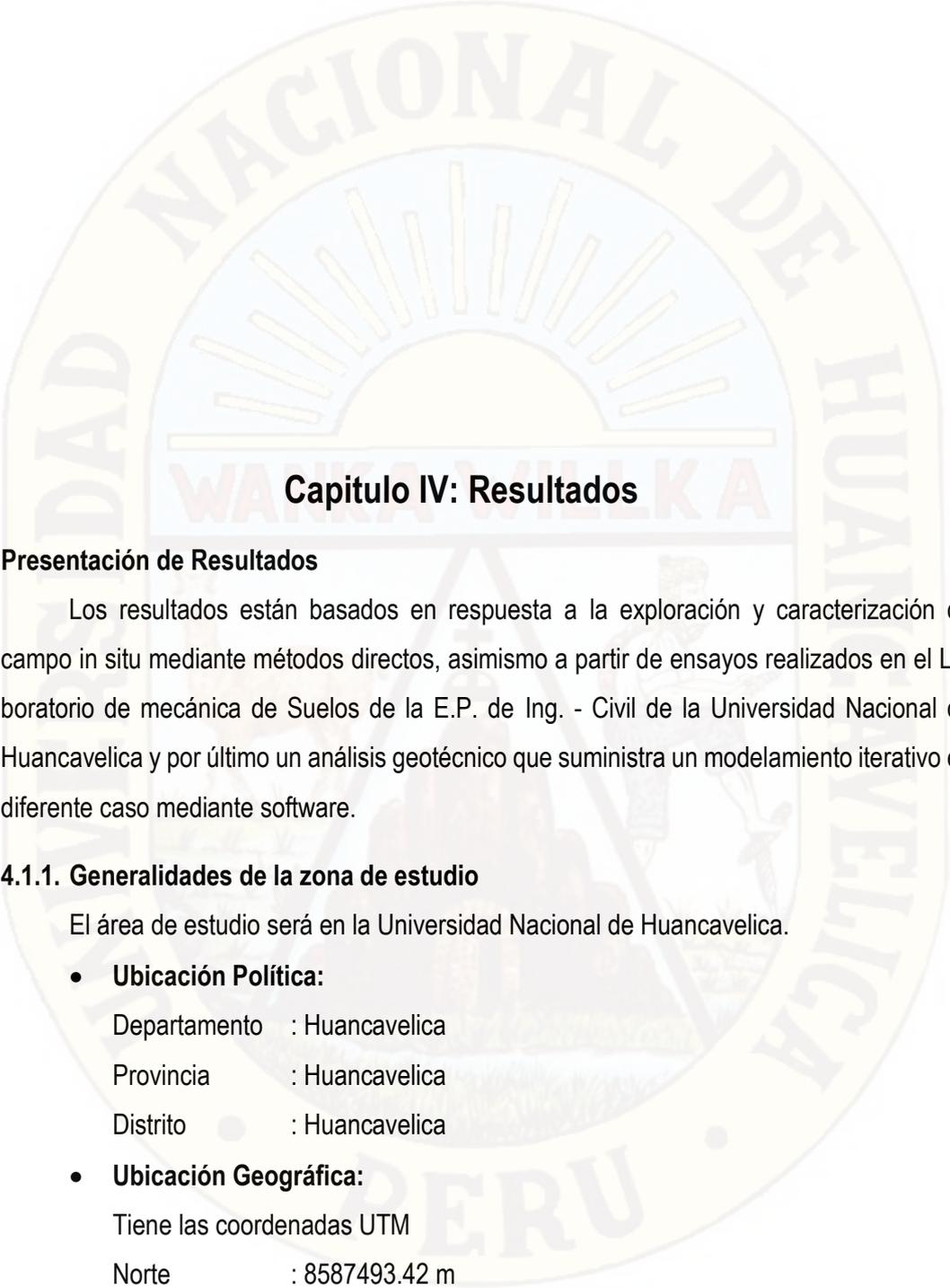
- **Primera etapa:**
Recopilación, análisis, y clasificación de la información existente.
- **Segunda etapa:**
Visitar el lugar en forma presencial, reconocimiento de la situación en que se encuentra el deslizamiento y la construcción de infraestructura académica de la Universidad Nacional de Huancavelica, destacando la información del estado del medio físico, levantamiento topográfico y extracción de muestras inalteradas.
- **Tercera etapa:**
Aplicación de la información existente para elaborar en gabinete, aplicando software especializado en análisis de estabilidad de pendiente (Slide 5.0) en cada caso de estudio.
- **Cuarta etapa:**
Análisis de la información, elaboración del informe final, detalle de conclusiones y recomendaciones.

3.9.2. Análisis de datos

Con respecto a las informaciones presentadas como figuras, gráficos, cuadros o resúmenes, en el capítulo 4: “Descripción (de la realidad)” se formularán apreciaciones descriptivas, se calificarán e interpretarán (esas apreciaciones con respecto al marco teórico) que se presentarán como apreciaciones resultantes del análisis.

Las “Conclusiones”; las apreciaciones resultantes del análisis directamente relacionadas con una determinada subhipótesis se usarán como premisas para contrastar esa subhipótesis; se procederá igual con cada una de ellas. El resultado de la contratación de cada subhipótesis dará la base para formular una conclusión parcial. Las “Recomendaciones”, cada conclusión dará base para formular una recomendación parcial.

Así, en la tesis “ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA” tendremos dos variables del problema, cuatro subhipótesis, cuatro conclusiones parciales y cuatro recomendaciones parciales.



Capítulo IV: Resultados

4.1. Presentación de Resultados

Los resultados están basados en respuesta a la exploración y caracterización de campo in situ mediante métodos directos, asimismo a partir de ensayos realizados en el Laboratorio de mecánica de Suelos de la E.P. de Ing. - Civil de la Universidad Nacional de Huancavelica y por último un análisis geotécnico que suministra un modelamiento iterativo en diferente caso mediante software.

4.1.1. Generalidades de la zona de estudio

El área de estudio será en la Universidad Nacional de Huancavelica.

- **Ubicación Política:**

Departamento : Huancavelica

Provincia : Huancavelica

Distrito : Huancavelica

- **Ubicación Geográfica:**

Tiene las coordenadas UTM

Norte : 8587493.42 m

Este : 504551.65 m

Altura : 3761 m



Figura 3: Zona de estudio, deslizamiento de la Universidad Nacional de Huancavelica.

4.1.2. Desarrollo del procesamiento de datos

Se presenta los datos procesados de los trabajos realizados en campo, desde la ubicación, excavación manual de las calicatas, muestreo, descripción de los materiales encontrados y ensayos de densidad natural en el interior de las calicatas y trincheras.

4.1.2.1. Ubicación de calicatas y trincheras

Se ha ubicado 06 calicatas y 06 trincheras ubicadas estratégicamente dentro del área en estudio, cerca del deslizamiento.

En la tabla N° 01 se muestra la ubicación de las calicatas en coordenadas, Formato UTM UPS mapa WGS 84.

Tabla 1: Ubicación de calicatas.

Calicata	Coordenadas UTM UPS / WGS 84		COTA M.S.N.M.
	N	E	
C-1	8587281.993	504657.091	3775.520
C-2	8587287.523	504692.340	3785.230
C-3	8587296.735	504748.578	3803.340
C-4	8587319.269	504741.504	3800.850
C-5	8587358.027	504665.808	3776.500
C-6	8587357.525	504640.089	3765.000

En el Plano PC-02, Anexo 5 se indica la ubicación de las calicatas.

En la tabla 1 se muestra la ubicación de las calicatas en coordenadas, Formato UTM UPS mapa WGS 84.

Tabla 2: Ubicación de trincheras.

Coordenadas UTM UPS / WGS 84			
Trinchera	Coordenadas		COTA M.S.N.M.
	N	E	
T-1	8587305.466	504554.828	3743.000
T-2	8587296.242	504605.442	3761.050
T-3	8587296.510	504650.058	3773.190
T-4	8587303.610	504696.110	3785.560
T-5	8587334.560	504672.370	3774.750
T-6	8587359.637	504632.115	3761.120

En el Plano P-02, Anexo I se indica la ubicación de las calicatas.

4.1.2.2. Ensayos de mecánica de suelos

Los ensayos estándares de suelo realizados son: Contenido de Humedad ASTM D-2216, Limite Líquido ASTM D-423, Limite Plástico ASTM D-424, Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422, Peso específico y Triaxial.

Tabla 3: Parámetros físicos obtenidos con ensayos de laboratorio de las calicatas.

Calicata	Estrato	Profundidad (m)	Contenido de Humedad W 8%	Peso Específico (gr / cm ³)	Límites de Consistencia		Índice de Plasticidad IP (%)	Clasificación SUCS	
					Líquido LL (%)	Plástico LP (%)			
C - 1	E1	0.00 - 0.45	-	-	-	-	-	Pt	Turba
	E2	0.45 - 1.15	21.94	2.80	36.28	18.78	17.50	SC	Arenas arcillosas
	E3	1.15 - 2.70	22.70	2.05	36.26	20.15	16.11	SC	Arenas arcillosas
C - 2	E1	0.00 - 0.53	-	-	-	-	-	Pt	Turba
	E2	0.53 - 1.73	21.94	2.80	36.28	18.78	17.50	SC	Arenas arcillosas
	E3	1.73 - 2.00	22.70	2.05	36.26	20.15	16.11	SC	Arenas arcillosas
C - 3	E1	0.00 - 0.60	-	-	-	-	-	Pt	Turba
	E2	0.60 - 1.95	22.70	2.05	36.26	20.15	16.11	SC	Arenas arcillosas
C - 4	E1	0.00 - 0.68	-	-	-	-	-	Pt	Turba
	E2	0.68 - 1.08	22.70	2.05	36.26	20.15	16.11	SC	Arenas arcillosas
	E3	1.08 - 2.80	14.68	2.21	22.58	16.06	6.52	CL,ML	Arcillas con grava o con arena
C - 5	E1	0.00 - 0.10	-	-	-	-	-	Pt	Turba
	E2	0.10 - 1.70	-	-	-	-	-	-	**
	E3	1.70 - 2.60	17.74	2.14	28.42	17.11	11.31	SC	Arenas arcillosas
C - 6	E1	0.00 - 1.70	17.30	2.09	35.36	19.23	16.13	CL	Arcillas con grava o con arena

** El estrato (E2) de la calicata (C-5) no se sometió a ensayos de laboratorio, porque no era necesario para nuestro análisis, cubriendo solo la parte superficial del suelo.

Tabla 4: Parámetros físicos obtenidos con ensayos de laboratorio de las trincheras.

Trincheras	Es-trato	Profundidad (m)	Contenido de Humedad W 8%	Peso Específico (gr / cm ³)	Límites de Consistencia		Índice de Plasticidad IP (%)	Clasificación SUCS	
					Líquido LL (%)	Plástico LP (%)			
T - 1	E1	3.00	18.80	2.16	18.51	15.31	3.20	SC	Arenas arcillosas
T - 2	E1	2.70	103.57	2.21	22.58	16.06	6.52	CL,ML	Arcillas con grava o con arena
T - 3	E1	0.80	103.49	2.08	36.28	18.78	17.50	SC	Arenas arcillosas
T - 4	E1	1.10	82.56	2.05	36.26	20.15	16.11	SC	Arenas arcillosas
T - 5	E1	5.00	127.30	2.14	28.42	17.11	11.31	SC	Arenas arcillosas
T - 6	E1	9.00	158.00	2.09	35.36	19.23	16.13	CL	Arcillas con grava o con arena

Tabla 5: Resumen de datos obtenidos de los ensayos de triaxial.

TRINCHERA	PROFUNDIDAD	PESO ESPECÍFICO KN/m ³	ANGULO DE FRICCIÓN (Ø)	COHESIÓN (C) Kpa
T-1	3.00m	21.17	14.80	12.03
T-2	2.50m	21.66	10.09	101.77
T-3	0.80m	20.38	12.15	72.06
T-4	1.10m	20.09	9.56	51.22
T-5	5.00m	20.97	8.76	73.93
T-6	9.00m	20.48	14.81	33.22

4.1.3. Análisis retrospectivo de falla

El objetivo del análisis retrospectivo es obtener mediante un proceso iterativo, los parámetros geotécnicos resistentes del suelo (específicamente la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ) en el momento de la falla, el mecanismo o condiciones de la misma; de tal forma que el modelo utilizado corresponda a un Factor de Seguridad (F.S.) igual a 1.00.

Cabe anotar que esta condición de equilibrio límite puede cumplirse para diferentes parejas de C y ϕ , por lo cual debe asegurarse que los valores finales obtenidas estén dentro del rango de variación típicos para los materiales caracterizados reportados en las tablas 3, 4 y 5; y que la superficie de falla sea similar a la condición final del deslizamiento en terreno.

4.1.3.1. Generalidades

El procedimiento de Análisis de Estabilidad Global del deslizamiento de ladera del complejo educativo para el fortalecimiento académico de la Facultad

de Educación, se llevó a cabo mediante metodologías de equilibrio límite, utilizando el software Slide 5.0. Se contemplaron los métodos de Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu Simplificado y Spencer; escogiendo como resultado final el factor de seguridad más confiable en comparación con los demás.

4.1.3.2. Geometría del talud

Teniendo en cuenta la información que fue posible recopilar, entre ellas imágenes fotográficas (antes y durante el proyecto), los Planos de Diseño Original con algunas de las secciones propuestas, la topografía inicial de la ladera y un levantamiento topográfico actual que se realizó para obtener las secciones después de la falla; se definió como Sección Crítica de Análisis correspondiente a la segunda plataforma donde ocurrió el deslizamiento dañando los módulos de Primaria y Secundaria de la infraestructura académica. Esta sección de análisis cuenta con dos banquetas de estabilidad de talud hasta llegar al terreno natural de la parte superior, la primera banqueta tiene una altura de 7.00 m, una anchura de banco de 9.86 m, un ancho de talud de corte de 6.10 m y un talud de banco de 31° , y la segunda banqueta tiene una altura de 6.00m, una anchura de banco de 4.16 m, un ancho de talud de corte de 4.84 m y un talud de 51° y de ahí un corte que llega hasta el terreno natural de una altura de 5.93 m, un ancho de talud de corte de 4.75 m y un talud de 53° . Tiene una altura máxima de 44.16 m de Altura medido desde la parte inferior y una Inclinación Promedio de $P = 27.97\%$. En la figura 9 se muestra con más detalle la sección.

Con base a la geología y la geotecnia descrita en los numerales anteriores, se modeló el problema con cuatro capas principales.

Las condiciones que se tomaron fueron en estado saturado y no saturado, con la finalidad de comparar los dos casos, ya que en el momento de falla se presentaban niveles muy altos de lluvia sobre el proyecto. El modelo resultante se puede observar en la Figura 4.

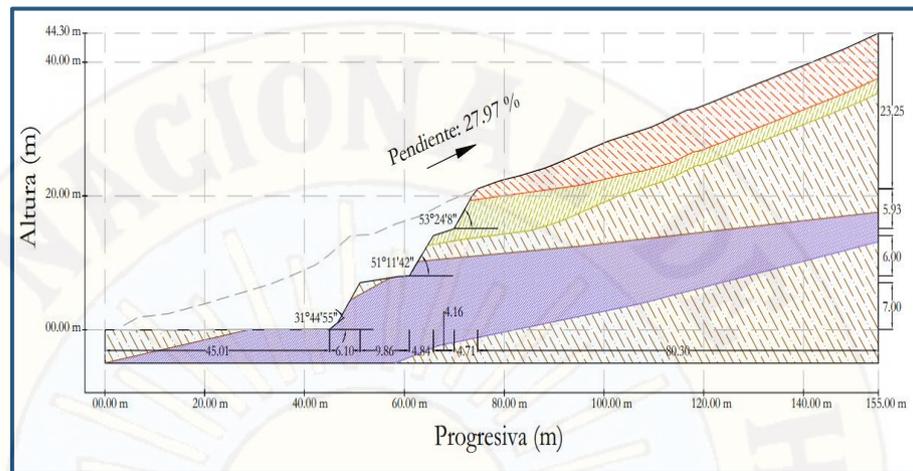


Figura 4: Perfil de análisis ubicado en la segunda plataforma.

4.1.3.3. Propiedades de los suelos

La gradación del perfil de análisis de acuerdo a la caracterización de los estratos cuenta con cuatro tipos de capas estratigráficas las cuales se definieron los parámetros de los suelos naturales (arcilla con grava o con arena y arena arcillosa); mientras que para el estrato de la trinchera 1, sobre el cual se produjo el mayor movimiento en masa, se realizó el proceso iterativo de las propiedades con el análisis retrospectivo.

Los parámetros utilizados para definir su comportamiento fueron: La Cohesión (C), El Ángulo de Fricción (ϕ) y el Peso Específico, valores tenidos en cuenta para cada uno de los suelos descritos anteriormente.

Los datos se encuentran consignados en la siguiente tabla 6.

Tabla 6: propiedades de los suelos.

TIPO DE SUELO (SUCS)			TIPO DE MODELO	PESO ESPECIFICO KN/m ³	ANGULO DE FRICCIÓN (ϕ)	COHESIÓN (C) Kpa
T-1	SC	Arenas arcillosas	Mohr Coulomb	21.17	14.80	12.03
T-2	CL,ML	Arcillas con grava o con arena	Mohr Coulomb	21.66	10.09	101.77
T-5	SC	Arenas arcillosas	Mohr Coulomb	20.97	8.76	73.93
T-6	CL	Arcillas con grava o con arena	Mohr Coulomb	20.48	14.81	33.22

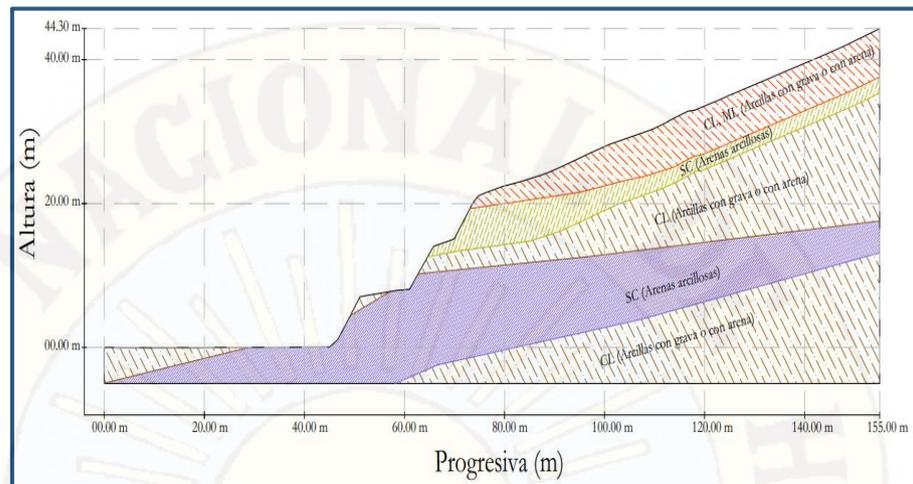


Figura 5: Perfil de análisis de acuerdo a la caracterización de los estratos.

4.1.3.4. Condiciones de carga externa

En el momento de la falla del talud no había sobrecargas presentes sobre la corona del talud; ni tampoco se produjeron movimientos sísmicos. Por lo tanto, no se consideran Cargas Externas en este análisis, con el fin de recrear de la forma más aproximada las condiciones de falla.

4.1.3.5. Superficie y centro de falla

El deslizamiento múltiple de estudio cuenta con dos superficies de rotura (Ver Figura 6).

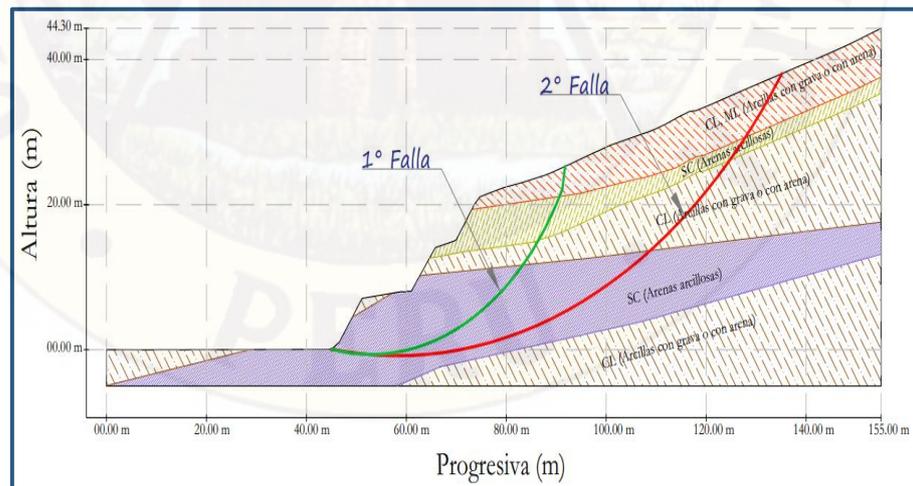


Figura 6: Superficie de Rotura.

Para la determinación de los parámetros de esfuerzo a la resistencia (C , ϕ) para cada superficie de rotura, se utilizó la opción de análisis que contiene

el programa Slide 5.0, de definir aproximadamente las superficies de falla trazando su extensión; todo de acuerdo a las posibles ubicaciones de la cuña de falla inferidas de la sección final del deslizamiento, la topografía y el contacto entre los diferentes estratos (Ver Figura 7 y 8).

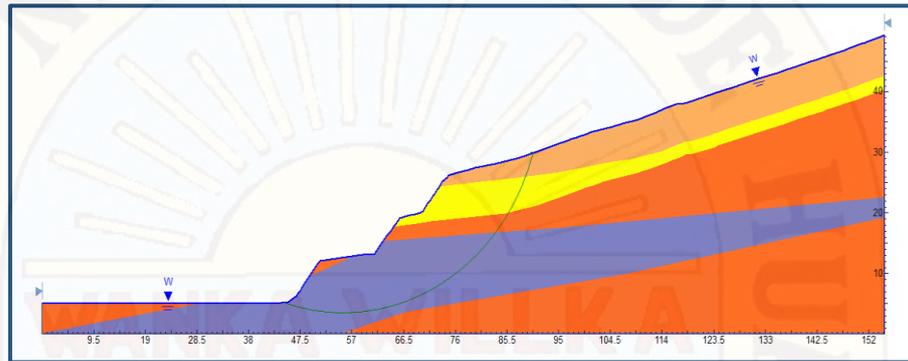


Figura 7: Modelo simplificado de Análisis. (Superficie 1)

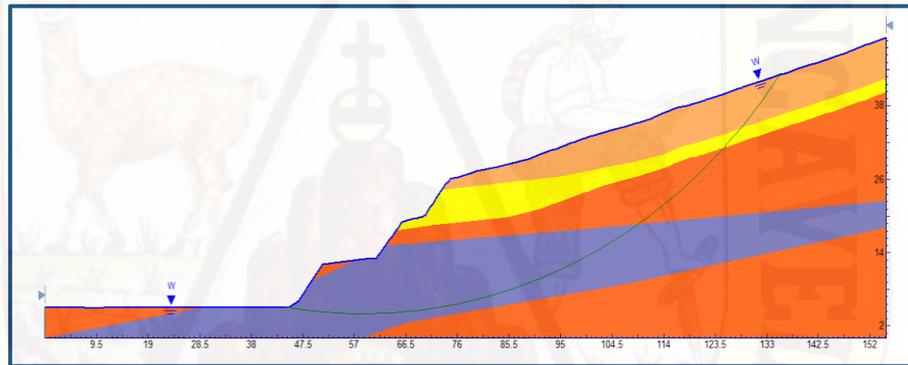


Figura 8: Modelo simplificado de Análisis. (Superficie 2)

4.1.3.6. Resultados del análisis de estabilidad retrospectivo de los dos deslizamientos

4.1.3.6.1. Primer deslizamiento en estado no saturado

Se realizó una primera aproximación mediante diferentes análisis de estabilidad, combinando valores de cohesión (c) de 5, 10, 15 y 20 KN/m²; con ángulos de fricción de 12°, 15° y 20°. Como indicadores de la respuesta del talud se presentan los Factores de Seguridad (F.S.) para todas las Hipótesis o parejas de resistencia.

Tabla 7: Factores de Seguridad (F.S.) para todas las Hipótesis o parejas de resistencia del primer deslizamiento en estado no saturado.

Iteración	Propiedades del Suelo 1 - SC (Arena Arcillosa)			Bishop Simplificado	Jambu Simplificado	Fellenius	Spencer
	c (KN/m ²)	c (Ton/m ²)	Ø (°)				
ITERACION INICIAL ANALISIS RETROSPECTIVO							
1	0.00	0.00	12.50	0.762	0.847	0.752	
2	5.00	0.50	12.50	0.822	0.901	0.807	
3	10.00	1.00	12.50	0.882	0.949	0.862	
4	15.00	1.50	12.50	0.941	1.000	0.916	
5	20.00	2.00	12.50	1.000	1.048	0.971	
6	0.00	0.00	15.00	0.877	0.950	0.848	
7	5.00	0.50	15.00	0.936	0.997	0.903	
8	10.00	1.00	15.00	0.996	1.046	0.957	
9	15.00	1.50	15.00	1.054	1.098	1.012	
10	20.00	2.00	15.00	1.112	1.144	1.067	
11	0.00	0.00	17.50	0.993	1.046	0.794	
12	5.00	0.50	17.50	1.051	1.097	1.001	
13	10.00	1.00	17.50	1.110	1.146	1.055	
14	15.00	1.50	17.50	1.168	1.192	1.110	1.095
15	20.00	2.00	20.00	1.225	1.240	1.165	1.145

Dado que para diferentes condiciones se aproximan los Factores de Seguridad a un valor igual a 1.00, se empezaron a revisar para las diferentes combinaciones de c y Ø las superficies de falla producidas, obteniendo que para un ángulo de fricción igual a 15° y una cohesión entre 10 y 15 KN/m² se ajustaba a la forma de falla real. Por ello se llevó a cabo una iteración final en este rango, en la cual se obtuvo que para un valor de **cohesión de 10.41 KN/m²** y un **Ángulo de Fricción de 15°**, se obtiene un Factor de Seguridad de 1.00.

Tabla 8: Iteración final de Análisis Retrospectivo en estado no saturado, primer deslizamiento.

Iteración	Propiedades del Suelo 1 - SC (Arena Arcillosa)			Bishop Simplificado	Jambu Simplificado	Fellenius	ΔC (cohesión)	ΔØ (A. de Fricción)	Observación
	c (KN/m ²)	c (Ton/m ²)	Ø (°)						
PARAMETROS OBTENIDOS EN LABORATORIO									
1	12.03	1.20	14.80	-	-	-	-	-	
COMPARACION DE PARAMETROS DE LA BORATORIO Y ANALISI RETROSPECTIVO									
6	15.00	1.50	12.50	0.941	1.000	0.916	2.97	2.30	

7	20.00	2.00	12.50	1.000	1.048	0.971	7.97	-	
12	10.00	1.00	15.00	0.996	1.046	0.957	2.03	0.20	*
13	15.00	1.50	15.00	1.054	1.098	1.012	2.97	-	
18	0.00	0.00	17.50	0.993	1.046	0.794	12.03	2.70	
19	5.00	0.50	17.50	1.051	1.097	1.001	7.03	-	
ITERACION FINAL ANALISIS RETROSPECTIVO									
12	10.00	1.00	15.00	0.996	1.046	0.957	-	-	
12'	10.41	1.04	15.00	1.000	1.050	0.962	-	-	**
13	15.00	1.50	15.00	1.054	1.098	1.012	-	-	

* En el presente intervalo se realizará la iteración final debido a la menor variación al comprar con los para metros de laboratorio.

** Obtención final de los parámetros del suelo para un factor de seguridad (FS = 1) (Método Bishop).

Además, recordemos que el material está conformado por una mezcla o capas alternadas de arenas arcillosas y arena con grava o con arena, tiene propiedades que varían en los rangos de resistencias reportadas durante la caracterización, por lo cual se considera que los parámetros característicos para definir este material son:

Cohesión (c) = 10.41 KN/m² y Ángulo de Fricción (ϕ) = 15°

El modelo con la Superficie de Falla, se puede observar en las Figura 10. Este deslizamiento es de tipo rotacional, porque el desplazamiento ocurrió a lo largo de una superficie de ruptura de forma curva o cóncava, acelerados por la saturación del suelo debida a la cruda temporada invernal cuando se produjo el deslizamiento.

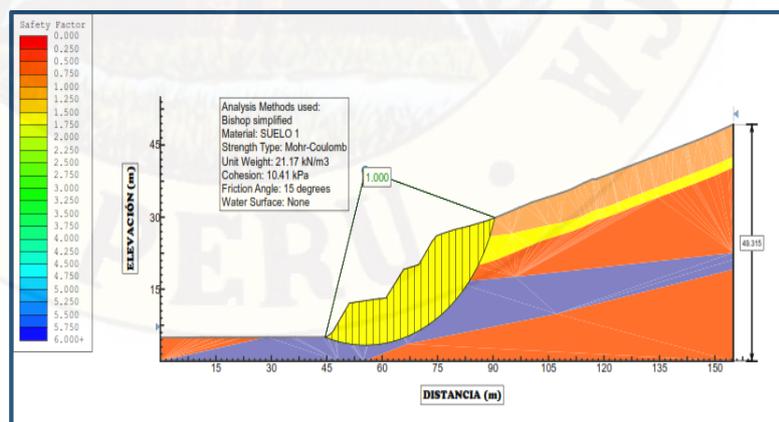


Figura 9: Modelo final con superficie de falla aproximada del primer deslizamiento, en estado no saturado.

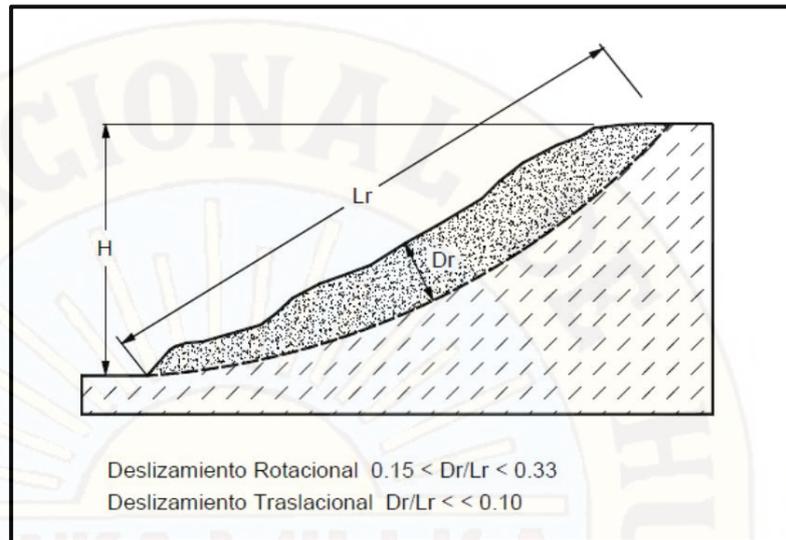


Figura 10: Características de deslizamiento rotacional y traslacional o planar.

4.1.3.6.2. Segundo deslizamiento en estado no saturado

Se realizó una primera aproximación mediante diferentes análisis de estabilidad, combinando valores de cohesión (c) de 5, 10, 15 y 20 KN/m²; con ángulos de fricción de 12°, 15° y 20°. Como indicadores de la respuesta del talud se presentan los Factores de Seguridad (F.S.) para todas las Hipótesis o parejas de resistencia.

Tabla 9: Factores de Seguridad (F.S.) para todas las Hipótesis o parejas de resistencia del segundo deslizamiento en estado no saturado.

Iteración	Propiedades del Suelo 1 - SC (Arena Arcillosa)			Bishop Simplifi- cado	Jambu Simplifi- cado	Fellenius	Spencer
	c (KN/m ²)	c (Ton/m ²)	φ (°)				
ITERACION INICIAL ANALISIS RETROSPECTIVO							
1	0.00	0.00	12.50	0.877	0.888	0.863	
2	5.00	0.50	12.50	0.918	0.924	0.901	
3	10.00	1.00	12.50	0.959	0.961	0.940	
4	15.00	1.50	12.50	1.000	0.998	0.978	
5	20.00	2.00	12.50	1.040	1.035	1.017	
6	0.00	0.00	15.00	0.991	0.991	0.968	0.993
7	5.00	0.50	15.00	1.031	1.027	1.006	1.030
8	10.00	1.00	15.00	1.072	1.064	1.045	1.074
9	15.00	1.50	15.00	1.112	1.099	1.083	1.112
10	20.00	2.00	15.00	1.152	1.135	1.121	1.151
11	0.00	0.00	17.50	1.105	1.094	1.075	1.106
12	5.00	0.50	17.50	1.145	1.129	1.114	1.145
13	10.00	1.00	17.50	1.185	1.165	1.152	1.186

14	15.00	1.50	17.50	1.225	1.201	1.190	1.226
15	20.00	2.00	17.50	1.265	1.236	1.229	1.265

Dado que para diferentes condiciones se aproximan los Factores de Seguridad a un valor igual a 1.00, se empezaron a revisar para las diferentes combinaciones de c y ϕ las superficies de falla producidas, obteniendo que para un ángulo de fricción igual a 12.50 y una cohesión entre 10 y 15 KN/m² se ajustaba a la forma de falla real. Por ello se llevó a cabo una iteración final en este rango, en la cual se obtuvo que para un valor de **cohesión de 14.98 KN/m²** y **un Ángulo de Fricción de 12.50°**, se obtiene un Factor de Seguridad de 1.00.

Tabla 10: Iteración final de Análisis Retrospectivo en estado no saturado, segundo deslizamiento.

Iteración	Propiedades del Suelo 1 - SC (Arena Arcillosa)			Bishop Simplificado	Jambu Simplificado	Fellenius	ΔC (cohesión)	$\Delta\phi$ (A. de Fricción)	Observación
	c (KN/m ²)	c (Ton/m ²)	ϕ (°)						
PARAMETROS OBTENIDOS EN LABORATORIO									
1	12.03	1.20	14.80	-	-	-	-	-	-
COMPARACION DE PARAMETROS DE LA BORATORIO Y ANALISI RETROSPECTIVO									
3	10.00	1.00	12.50	0.959	0.961	0.940	2.03	2.30	*
4	15.00	1.50	12.50	1.000	0.998	0.978	2.97	-	
6	0.00	0.00	15.00	0.991	0.991	0.968	12.03	0.20	
7	5.00	0.50	15.00	1.031	1.027	1.006	7.03	-	
ITERACION FINAL ANALISIS RETROSPECTIVO									
12	10.00	1.00	12.50	0.959	0.961	0.940	-	-	
12'	14.98	1.50	12.50	1.000	0.997	0.978	-	-	**
13	15.00	1.50	12.50	1.000	0.998	0.978	-	-	

* En el presente intervalo se realizará la iteración final debido a la menor variación al comparar con los parámetros de laboratorio.

** Obtención final de los parámetros del suelo para un factor de seguridad (FS = 1) (Método Bishop).

Además, recordemos que el material está conformado por una mezcla o capas alternadas de arenas arcillosas y arena con grava o con arena, tiene propiedades que varían en los rangos de resistencias reportadas durante la caracterización, por lo cual se considera que los parámetros característicos para definir este material son:

Cohesión (c) = 14.98 KN/m² y Ángulo de Fricción (ϕ) = 12.50°

El modelo con la Superficie de Fallo, se puede observar en las Figura 12. Este deslizamiento es de tipo rotacional, porque el desplazamiento ocurrió a lo largo de una superficie de ruptura de forma curva o cóncava, acelerados por la saturación del suelo de-
bida a la cruda temporada invernal cuando se produjo el desliza-
miento.

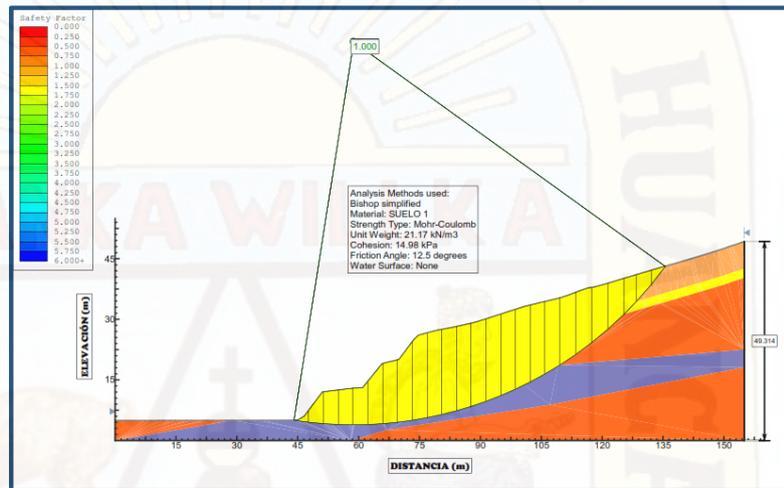


Figura 11: Modelo final con superficie de falla aproximada del segundo deslizamiento, en estado no saturado.

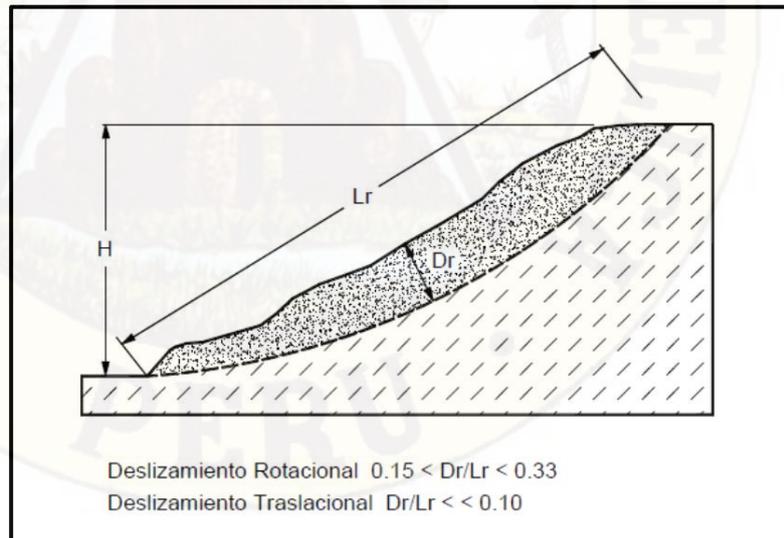


Figura 12: Características de deslizamiento rotacional y traslacional o planar.

4.1.3.6.3. Primer deslizamiento en estado saturado

Se realizó una primera aproximación mediante diferentes análisis de estabilidad, combinando valores de cohesión (c) de 5,

10, 15, 20, 25, 30, 35 y 40 KN/m²; con ángulos de fricción de 20, 25 y 30°. Como indicadores de la respuesta del talud se presentan los Factores de Seguridad (F.S.) para todas las Hipótesis o parejas de resistencia.

Tabla 11: Factores de Seguridad (F.S.) para todas las Hipótesis o parejas de resistencia del primer deslizamiento en estado saturado.

Iteración	Propiedades del Suelo 1 - SC (Arena Arcillosa)			Bishop Simplificado	Jambu Simplificado	Fellenius	Spencer
	c (KN/m ²)	c (Ton/m ²)	Ø (°)				
ITERACION INICIAL ANALISIS RETROSPECTIVO							
1	5.00	0.50	20.00	0.671	0.744	0.615	
2	10.00	1.00	20.00	0.731	0.795	0.669	
3	15.00	1.50	20.00	0.791	0.845	0.724	
4	20.00	2.00	20.00	0.849	0.896	0.778	
5	25.00	2.50	20.00	0.907	0.942	0.833	
6	30.00	3.00	20.00	0.965	0.991	0.887	
7	35.00	3.50	20.00	1.022	1.041	0.942	
8	40.00	4.00	20.00	1.079	1.087	0.996	1.085
9	5.00	0.50	25.00	0.795	0.850	0.701	
10	10.00	1.00	25.00	0.851	0.898	0.755	
11	15.00	1.50	25.00	0.909	0.945	0.810	
12	20.00	2.00	25.00	0.967	0.995	0.864	
13	25.00	2.50	25.00	1.023	1.040	0.919	
14	30.00	3.00	25.00	1.081	1.091	0.973	
15	35.00	3.50	25.00	1.138	1.136	1.028	1.137
16	40.00	4.00	25.00	1.194	1.184	1.082	
17	5.00	0.50	30.00	0.919	0.957	0.794	
18	10.00	1.00	30.00	0.977	1.005	0.848	
19	15.00	1.50	30.00	1.034	1.050	0.903	
20	20.00	2.00	30.00	1.091	1.099	0.958	1.095
21	25.00	2.50	30.00	1.148	1.145	1.012	1.145
22	30.00	3.00	30.00	1.204	1.191	1.067	
23	35.00	3.50	30.00	1.262	1.238	1.121	1.266
24	40.00	4.00	30.00	1.318	1.284	1.176	1.327

Dado que para diferentes condiciones se aproximan los Factores de Seguridad a un valor igual a 1.00, se empezaron a revisar para las diferentes combinaciones de c y Ø las superficies de falla producidas, obteniendo que para un ángulo de fricción igual a 25.00 y una cohesión entre 20.00 y 25.00 KN/m² se ajustaba a la forma

de falla real. Por ello se llevó a cabo una iteración final en este rango, en la cual se obtuvo que para un valor de **cohesión de 22.90 KN/m² y un Ángulo de Fricción de 25.00°**, se obtiene un Factor de Seguridad de 1.00.

Tabla 12: Iteración final de Análisis Retrospectivo en estado saturado, primer deslizamiento.

Iteración	Propiedades del Suelo 1 - SC (Arena Arcillosa)			Bishop Simplificado	Jambu Simplificado	Fellenius	ΔC (cohesión)	Δφ (A. de Fricción)	Observación
	c (KN/m ²)	c (Ton/m ²)	φ (°)						
PARAMETROS OBTENIDOS EN LABORATORIO									
1	12.03	1.20	14.80	-	-	-	-	-	
COMPARACION DE PARAMETROS DE LA BORATORIO Y ANALISI RETROSPECTIVO									
6	30.00	3.00	20.00	0.965	0.991	0.887	17.97	5.20	
7	35.00	3.50	20.00	1.022	1.041	0.942	22.97	-	
12	20.00	2.00	25.00	0.967	0.995	0.864	7.97	10.20	*
13	25.00	2.50	25.00	1.023	1.040	0.919	12.97	-	
18	10.00	1.00	30.00	0.977	1.005	0.848	2.03	15.20	
19	15.00	1.50	30.00	1.034	1.050	0.903	2.97	-	
ITERACION FINAL ANALISIS RETROSPECTIVO									
12	20.00	2.00	25.00	0.967	0.995	0.864	-	-	
12'	22.90	2.29	25.00	1.00	1.02	0.90	-	-	**
13	25.00	2.50	25.00	1.023	1.040	0.919	-	-	

* En el presente intervalo se realizará la iteración final debido a la menor variación al comparar con los parámetros de laboratorio.

** Obtención final de los parámetros del suelo para un factor de seguridad (FS = 1) (Método Bishop).

Además, recordemos que el material está conformado por una mezcla o capas alternadas de arenas arcillosas y arena con grava o con arena, tiene propiedades que varían en los rangos de resistencias reportadas durante la caracterización, por lo cual se considera que los parámetros característicos para definir este material son:

Cohesión (c) = 22.90 KN/m² y Ángulo de Fricción (φ) = 25.00°

El modelo con la Superficie de Fallo, se puede observar en las Figura 14. Este deslizamiento es de tipo rotacional, porque el desplazamiento ocurrió a lo largo de una superficie de ruptura de forma curva o cóncava, acelerados por la saturación del suelo debida a la cruda temporada invernal cuando se produjo el deslizamiento.

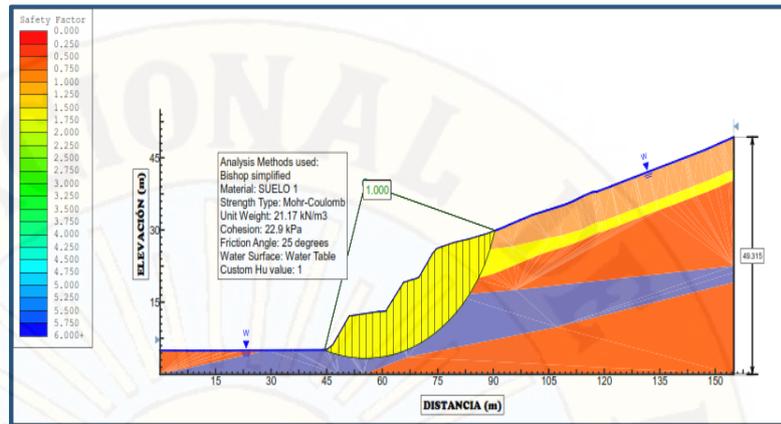


Figura 13: Modelo final con superficie de falla aproximada del primer deslizamiento, en estado saturado.

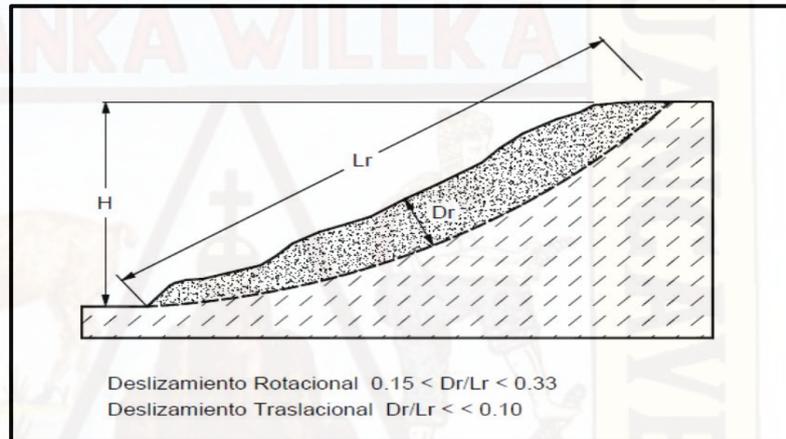


Figura 14: Características de deslizamiento rotacional y traslacional o planar.

4.1.3.6.4. Segundo deslizamiento en estado saturado

Se realizó una primera aproximación mediante diferentes análisis de estabilidad, combinando valores de cohesión (c) de 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35 y 40 KN/m^2 ; con ángulos de fricción de 20, 25 y 30° . Como indicadores de la respuesta del talud se presentan los Factores de Seguridad (F.S.) para todas las Hipótesis o parejas de resistencia.

Tabla 13: Factores de Seguridad (F.S.) para todas las Hipótesis o parejas de resistencia del segundo deslizamiento en estado saturado.

Iteración	Propiedades del Suelo 1 - SC (Arena Arcillosa)			Bishop Simplificado	Jambu Simplificado	Fellenius	Spencer
	c (KN/m ²)	c (Ton/m ²)	ϕ (°)				
ITERACIÓN INICIAL ANÁLISIS RETROSPECTIVO							
1	5.00	0.50	20.00	0.743	0.749	0.712	0.740

2	10.00	1.00	20.00	0.783	0.784	0.750	0.787
3	15.00	1.50	20.00	0.824	0.821	0.788	0.824
4	20.00	2.00	20.00	0.864	0.857	0.826	0.869
5	25.00	2.50	20.00	0.904	0.893	0.864	0.907
6	30.00	3.00	20.00	0.944	0.928	0.902	0.945
7	35.00	3.50	20.00	0.984	0.964	0.941	0.985
8	40.00	4.00	20.00	1.023	1.000	0.979	1.025
9	5.00	0.50	25.00	0.865	0.859	0.823	0.872
10	10.00	1.00	25.00	0.905	0.895	0.862	0.910
11	15.00	1.50	25.00	0.945	0.930	0.900	0.949
12	20.00	2.00	25.00	0.985	0.966	0.938	0.989
13	25.00	2.50	25.00	1.024	1.002	0.976	1.029
14	30.00	3.00	25.00	1.064	1.037	1.014	1.070
15	35.00	3.50	25.00	1.103	1.072	1.052	1.117
16	40.00	4.00	25.00	1.143	1.107	1.091	1.550
17	5.00	0.50	30.00	0.996	0.976	0.945	1.004
18	10.00	1.00	30.00	1.035	1.011	0.983	1.045
19	15.00	1.50	30.00	1.075	1.046	1.021	1.093
20	20.00	2.00	30.00	1.114	1.082	1.059	1.132
21	25.00	2.50	30.00	1.153	1.117	1.097	1.171
22	30.00	3.00	30.00	1.192	1.152	1.136	1.210
23	35.00	3.50	30.00	1.232	1.187	1.174	1.249
24	40.00	4.00	30.00	1.271	1.222	1.212	1.288

Dado que para diferentes condiciones se aproximan los Factores de Seguridad a un valor igual a 1.00, se empezaron a revisar para las diferentes combinaciones de c y ϕ las superficies de falla producidas, obteniendo que para un ángulo de fricción igual a 25.00 y una cohesión entre 20.00 y 25.00 KN/m² se ajustaba a la forma de falla real. Por ello se llevó a cabo una iteración final en este rango, en la cual se obtuvo que para un valor de **cohesión de 21.95 KN/m²** y un **Ángulo de Fricción de 25.00°**, se obtiene un Factor de Seguridad de 1.00.

Tabla 14: Iteración final de Análisis Retrospectivo en estado saturado, segundo deslizamiento.

Iteración	Propiedades del Suelo 1 - SC (Arena Arcillosa)			Bishop Simplificado	Jambu Simplificado	Fellenius	ΔC (cohesión)	$\Delta \phi$ (A. de Fricción)	Observación
	c (KN/m ²)	c (Ton/m ²)	ϕ (°)						
PARAMETROS OBTENIDOS EN LABORATORIO									
1	12.03	1.20	14.80	-	-	-	-	-	
COMPARACION DE PARAMETROS DE LA BORATORIO Y ANÁLISI RETROSPECTIVO									
7	35.00	3.50	20.00	0.984	0.964	0.941	22.97	5.20	
8	40.00	4.00	20.00	1.023	1.000	0.979	0.00		
12	20.00	2.00	25.00	0.985	0.966	0.938	7.97	10.20	*
13	25.00	2.50	25.00	1.024	1.002	0.976	12.97		

17	5.00	0.50	30.00	0.996	0.976	0.945	7.03	15.20	
18	10.00	1.00	30.00	1.035	1.011	0.983	2.03		
ITERACION FINAL ANALISIS RETROSPECTIVO									
12	20.00	2.00	25.00	0.985	0.966	0.938	-	-	
12'	21.95	2.20	25.00	1.00	1.00	0.90	-	-	**
13	25.00	2.50	25.00	1.024	1.002	0.976	-	-	

* En el presente intervalo se realizará la iteración final debido a la menor variación al comparar con los parámetros de laboratorio.

** Obtención final de los parámetros del suelo para un factor de seguridad (FS = 1) (Método Bishop).

Además, recordemos que el material está conformado por una mezcla o capas alternadas de arenas arcillosas y arena con grava o con arena, tiene propiedades que varían en los rangos de resistencias reportadas durante la caracterización, por lo cual se considera que los parámetros característicos para definir este material son:

Cohesión (c) = 21.95 KN/m² y Ángulo de Fricción (Ø) = 25.00°

El modelo con la Superficie de Fallo, se puede observar en las Figura 16. Este deslizamiento es de tipo rotacional, porque el desplazamiento ocurrió a lo largo de una superficie de ruptura de forma curva o cóncava, acelerados por la saturación del suelo debida a la cruda temporada invernal cuando se produjo el deslizamiento.

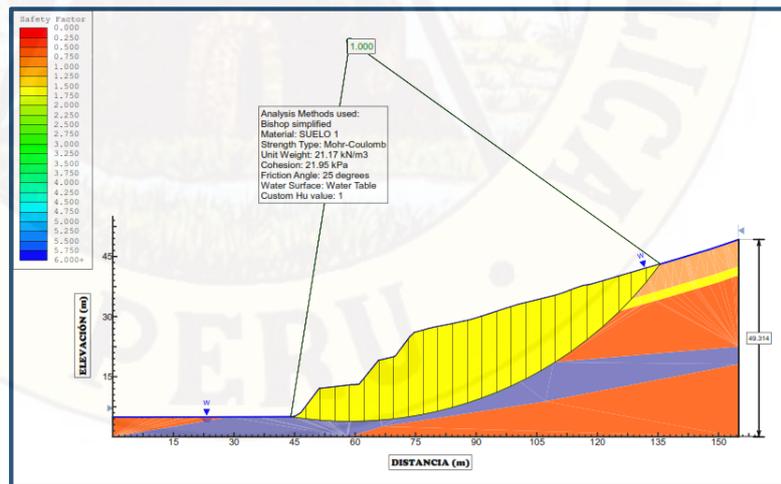


Figura 15: Modelo final con superficie de falla aproximada del segundo deslizamiento, en estado saturado.

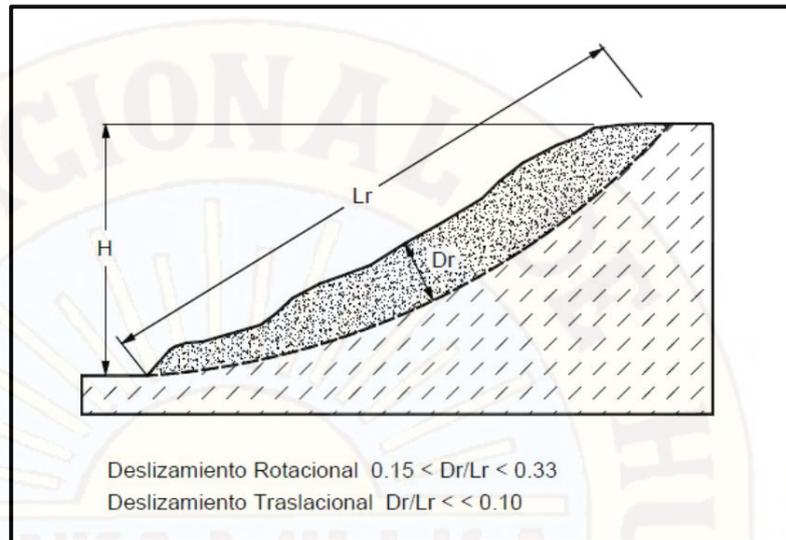


Figura 16: Características de deslizamiento rotacional y traslacional o planar.

4.1.4. Análisis de estabilidad con parámetros in situ

Para este análisis de estabilidad que realizamos, se tomaron datos in situ de la ladera, la extracción de muestra se realizó en el mes de octubre del 2017 en una época donde no se registra muchas precipitaciones en nuestra zona de estudio. Los datos que se obtuvieron para el análisis se presenta en la tabla 15.

Tabla 15: Parámetros geotécnicos Usados en el Análisis de Estabilidad.

TIPO DE SUELO (SUCS)			TIPO DE MO-DELO	PESO ESPECÍFICO KN/m ³	ANGULO DE FRICCIÓN (Ø)	COHESIÓN (C) Kpa
T-1	SC	Arenas arcillosas	Mohr Coulomb	21.17	14.80	12.03
T-2	CL,ML	Arcillas con grava o con arena	Mohr Coulomb	21.66	10.09	101.77
T-5	SC	Arenas arcillosas	Mohr Coulomb	20.97	8.76	73.93
T-6	CL	Arcillas con grava o con arena	Mohr Coulomb	20.48	14.81	33.22

4.1.4.1. Análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural

Resultado de análisis en condición estática, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 1.379 (Bishop Simplificado), dicho factor nos conlleva a concluir que el talud era estable en ese momento.

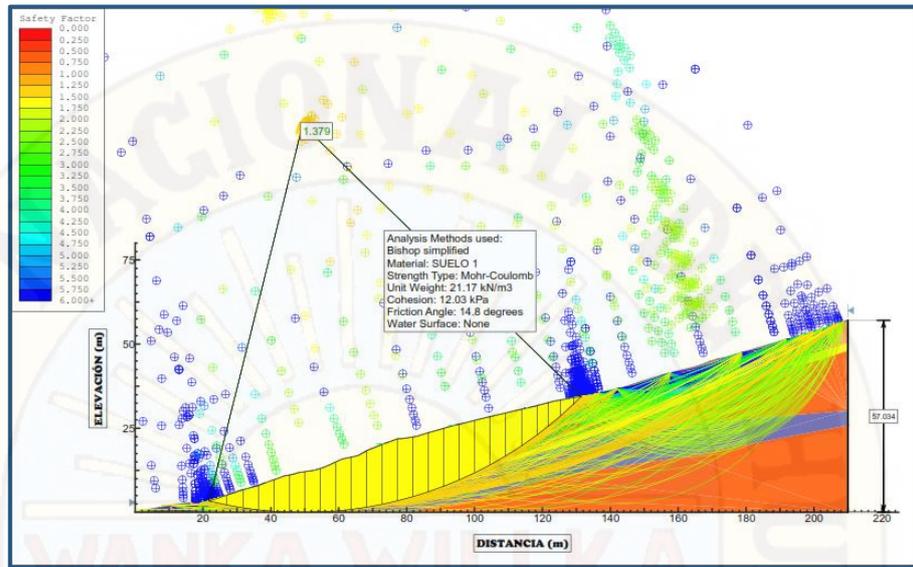


Figura 17: Modelo final con superficie natural, parámetros in situ.

4.1.4.2. Análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto

Resultado de análisis en condición estática, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 0.963 (Bishop Simplificado), dicho factor nos con-lleva a concluir que el talud no era estable en ese momento.

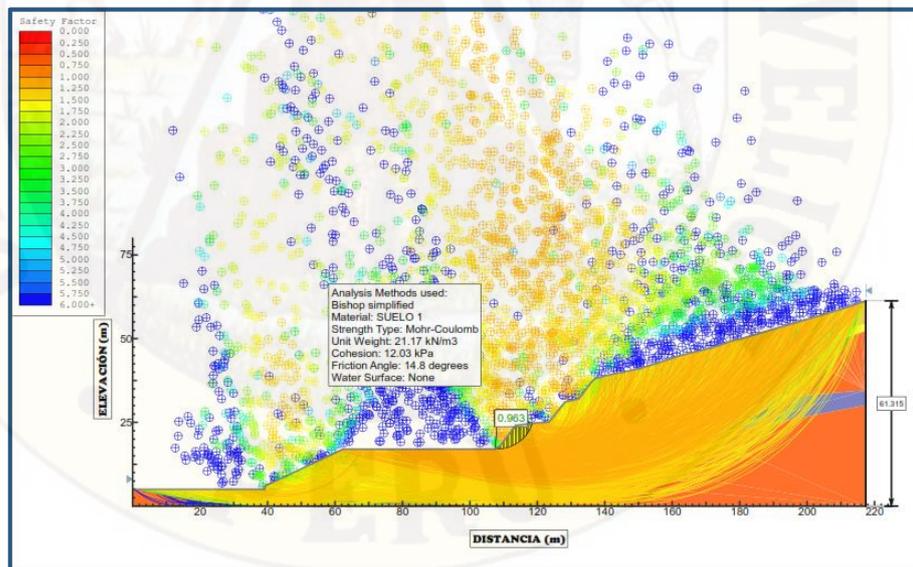


Figura 18: resultado del análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto.

4.1.4.3. Análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto

Resultado de análisis en condición estática, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 0.963 (Bishop Simplificado), dicho factor nos con-lleva a concluir que el talud era inestable en ese momento.

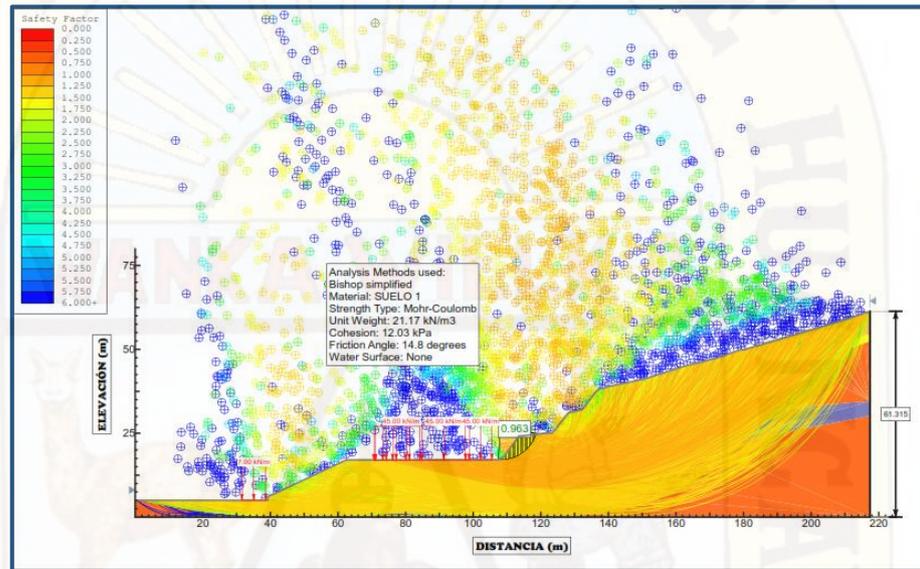


Figura 19: resultado del análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto.

4.1.4.4. Análisis posterior al deslizamiento de ladera

Resultado de análisis en condición estática, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 0.305 (Bishop Simplificado), dicho factor nos conlleva a concluir que el talud sigue siendo inestable hasta el momento.

Para este análisis el material deslizado fue distribuido en 11 partes de longitudes iguales, además se asumió un peso específico de un material de relleno (P. Especifico=10.791KN/m²), la cual se efectuó con el objetivo de obtener cargas puntuales (Peso) de cada área (Ver tabla 16 y figura 20).

Tabla 16: Valores de las cargas puntuales que representan la masa de suelo del deslizamiento.

Sección	Área (m ²)	P. Especifico (KN/m ²)	Peso (KN/m)
1	101.191	10.791	1091.952
2	105.183	10.791	1135.029
3	117.961	10.791	1272.917
4	152.110	10.791	1641.419
5	168.577	10.791	1819.114

6	177.403	10.791	1914.356
7	172.798	10.791	1864.663
8	153.174	10.791	1652.900
9	148.792	10.791	1605.646
10	104.807	10.791	1130.972
11	33.805	10.791	364.789
Total	1435.801		15493.757

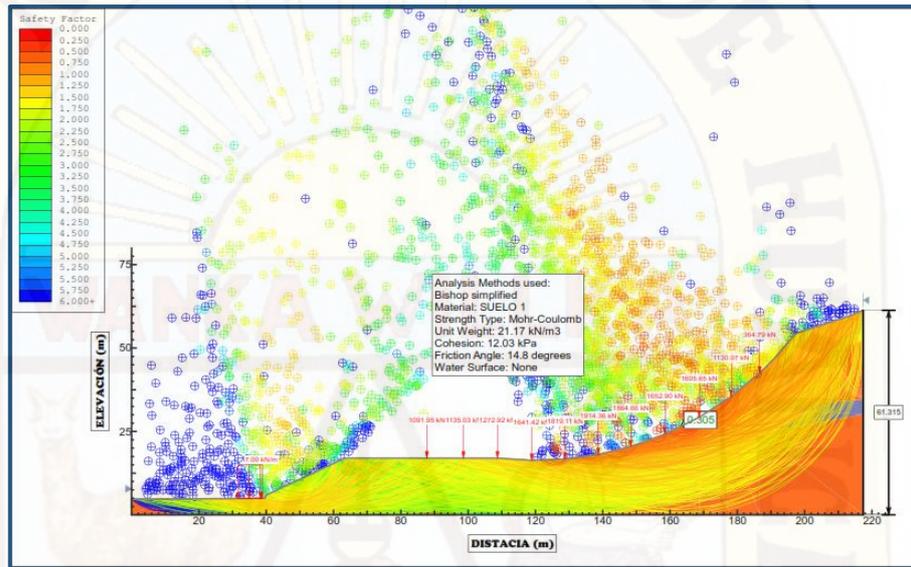


Figura 20: Resultado del análisis posterior al deslizamiento de ladera.

4.1.5. Análisis de estabilidad con valores de análisis retrospectivo no saturado

4.1.5.1. Análisis retrospectivo de falla

Mediante el análisis retrospectivo en condición no saturado del suelo se obtuvo, los parámetros geotécnicos resistentes del suelo (específicamente la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ) en el momento de la falla, el mecanismo o condiciones de la misma; de tal forma que el modelo utilizado corresponda a un Factor de Seguridad (F.S.) igual a 1.00.

Los parámetros geotécnicos que se muestran en las tablas 17 y 18 corresponden al primer deslizamiento y segundo deslizamiento sucedidos en la universidad nacional de Huancavelica, los cuales utilizamos para los análisis de estabilidad.

Tabla 17: Parámetros geotécnicos resistentes del suelo en estado no saturado, cohesión c y el ángulo de fricción ϕ en el momento de la falla del primer deslizamiento.

Material	Propiedad	
Arenas arcillosas (SC)	Peso unitario (KN/m3)	21.17

	Angulo de fricción ϕ (°)	15.00
	Cohesión C (KPa)	10.41

Tabla 18: Parámetros geotécnicos resistentes del suelo en estado no saturado, cohesión c y el ángulo de fricción ϕ en el momento de la falla del segundo deslizamiento.

Material	Propiedad	
Arenas arcillosas (SC)	Peso unitario (KN/m3)	21.17
	Angulo de fricción ϕ (°)	12.50
	Cohesión C (KPa)	14.98

4.1.5.2. Análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural

Resultado de análisis en condición estática, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 1.369 (Bishop Simplificado), dicho factor nos conlleva a concluir que el talud es estable en ese momento.

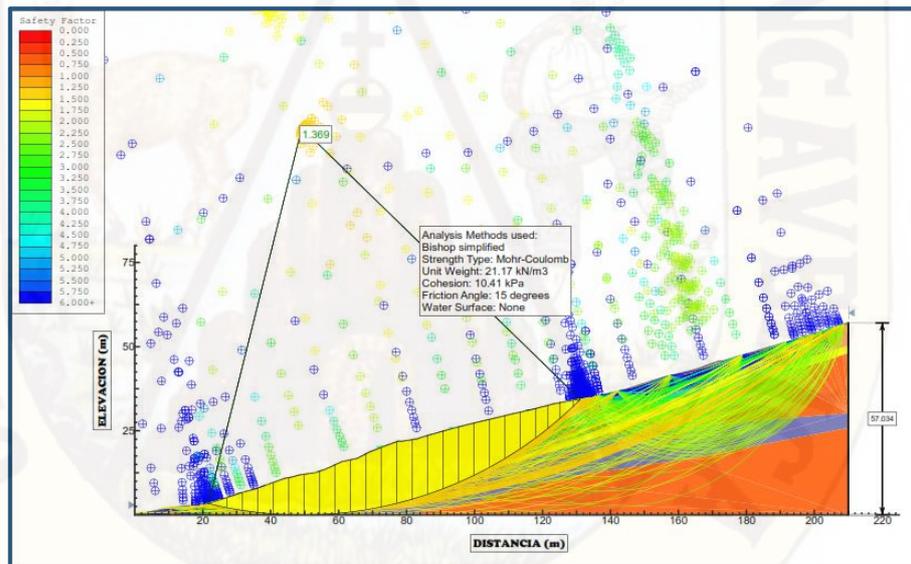


Figura 21: resultado del análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento.

Resultado de análisis en condición estática, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 1.262 (Bishop Simplificado), dicho factor nos conlleva a concluir que el talud es estable en ese momento.

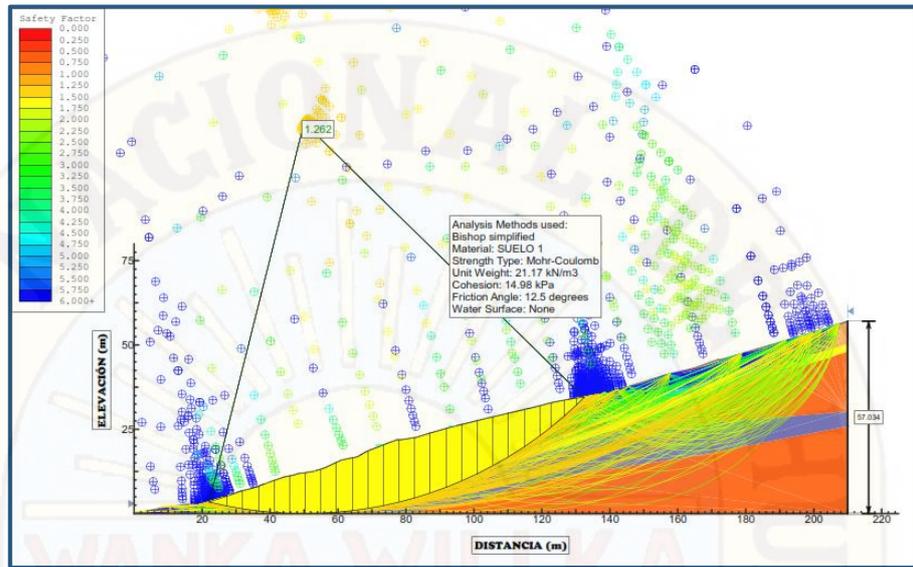


Figura 22: Resultado del análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento.

4.1.5.3. Análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto

Resultado de análisis en condición estática, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 0.906 (Bishop Simplificado), dicho factor nos conlleva a concluir que el talud era inestable en ese momento.

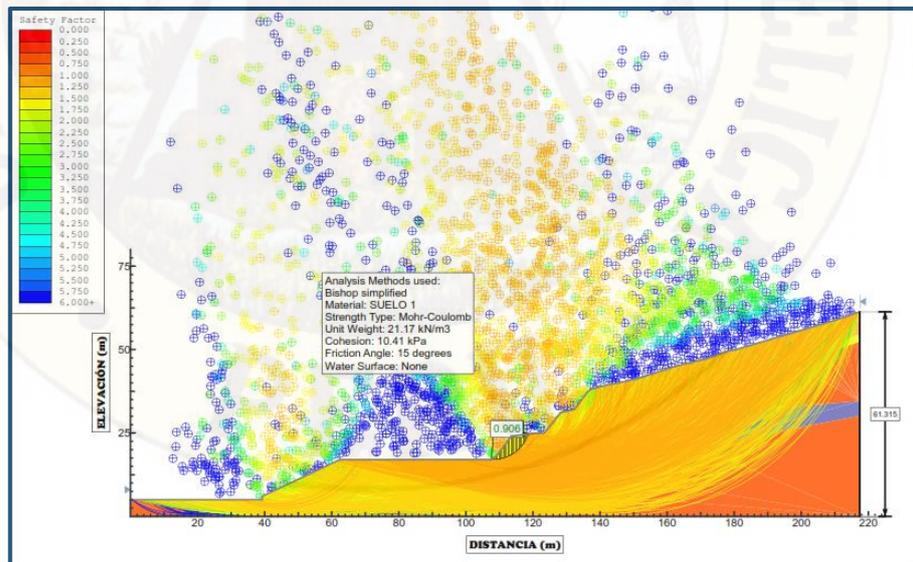


Figura 23: Resultado del análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento.

Resultado de análisis en condición estática, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 0.949 (Bishop Simplificado), dicho factor nos con-lleva a concluir que el talud era inestable en ese momento.

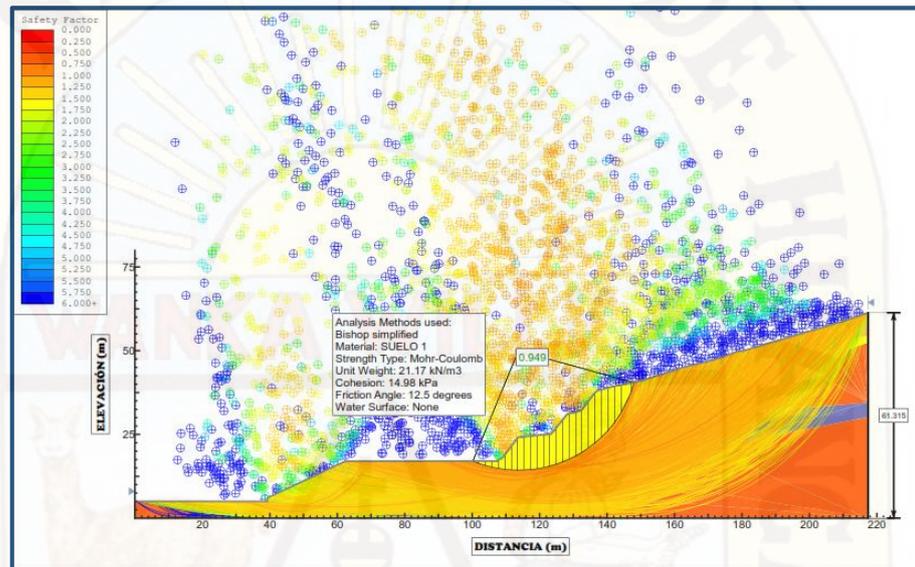


Figura 24: Resultado del análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento.

4.1.5.4. Análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto

Resultado de análisis en condición estática, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 0.906 (Bishop Simplificado), dicho factor nos con-lleva a concluir que el talud era inestable en ese momento.

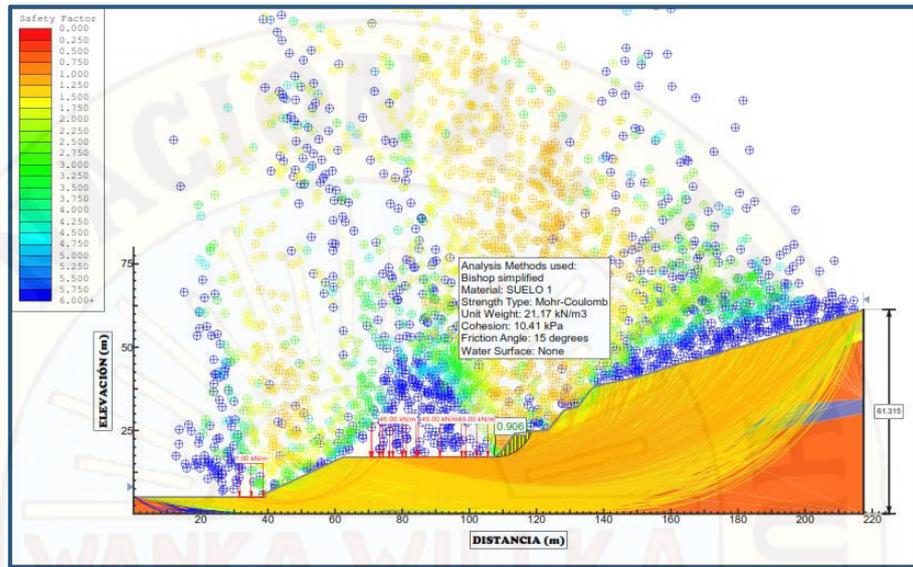


Figura 25: Resultado del análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento.

Resultado de análisis en condición estática, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 0.952 (Bishop Simplificado), dicho factor nos conlleva a concluir que el talud era inestable en ese momento.

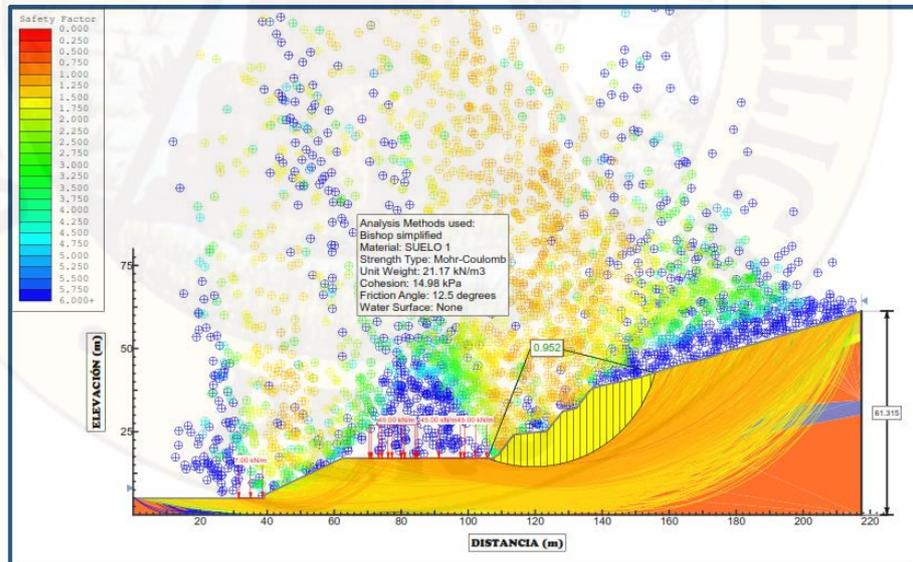


Figura 26: Resultado del análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento.

4.1.5.5. Análisis posterior al deslizamiento de ladera

Resultado de análisis en condición estática, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 0.295 (Bishop Simplificado), dicho factor nos con-lleva a concluir que el talud era inestable en ese momento.

Se contempla valores de las cargas puntuales que representan la masa de suelo del deslizamiento ver Tabla 16.

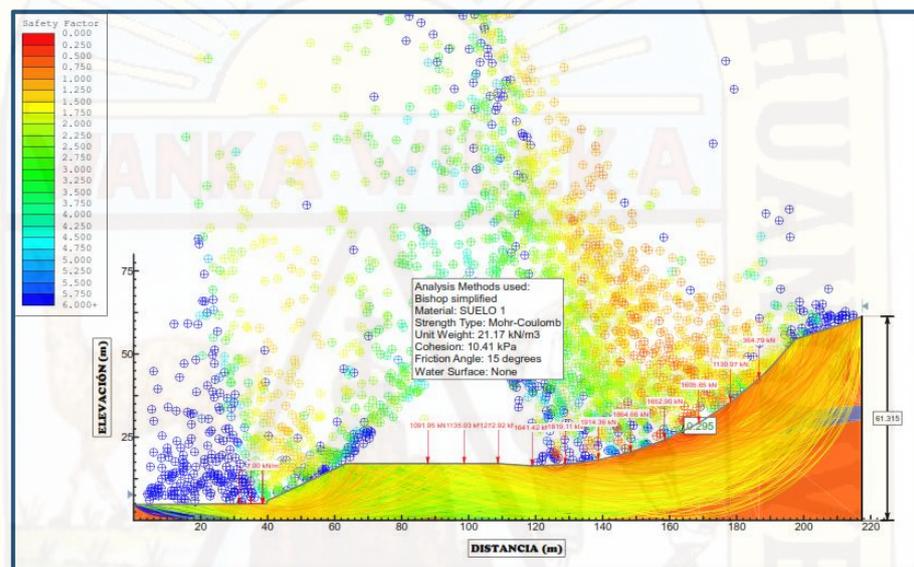


Figura 27: Resultado del análisis posterior al deslizamiento de ladera, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento.

Resultado de análisis en condición estática, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 0.294 (Bishop Simplificado), dicho factor nos con-lleva a concluir que el talud era inestable en ese momento.

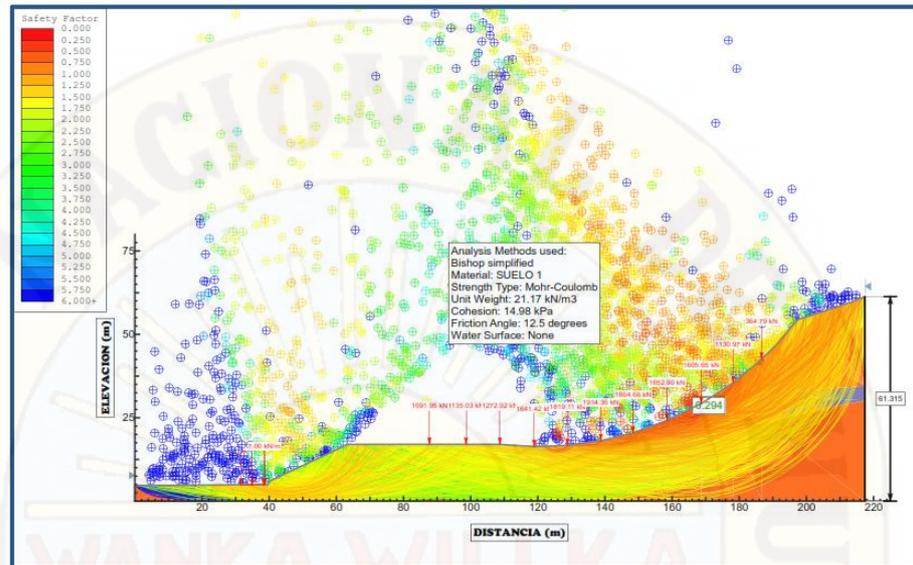


Figura 28: Resultado del análisis posterior al deslizamiento de ladera, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento.

4.1.6. Análisis de estabilidad con valores de análisis retrospectivo saturado

4.1.6.1. Análisis retrospectivo de falla

Mediante el análisis retrospectivo en condición de estado saturado del suelo se obtuvo, los parámetros geotécnicos resistentes del suelo (específicamente la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ) en el momento de la falla, el mecanismo o condiciones de la misma; de tal forma que el modelo utilizado corresponda a un Factor de Seguridad (F.S.) igual a 1.00.

Los parámetros geotécnicos que se muestran en las tablas 19 y 20 corresponde al primer deslizamiento y segundo deslizamiento sucedidos en la Universidad Nacional de Huancavelica, los cuales utilizamos para los análisis de estabilidad.

Tabla 19: Parámetros geotécnicos resistentes del suelo en estado saturado, cohesión c y el ángulo de fricción ϕ en el momento de la falla del primer deslizamiento.

Material	Propiedad	
Arenas arcillosas (SC)	Peso unitario (KN/m ³)	21.17
	Angulo de fricción ϕ (°)	25.00
	Cohesión C (KPa)	22.90

Tabla 20: Parámetros geotécnicos resistentes del suelo en estado saturado, cohesión c y el ángulo de fricción ϕ en el momento de la falla del segundo deslizamiento.

Material	Propiedad	
Arenas arcillosas (SC)	Peso unitario (KN/m ³)	21.17
	Angulo de fricción ϕ (°)	25.00
	Cohesión C (KPa)	21.95

4.1.6.2. Análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural

Resultado de análisis en condición estática, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 1.113 (Bishop Simplificado), dicho factor nos conlleva a concluir que el talud era estable en ese momento.

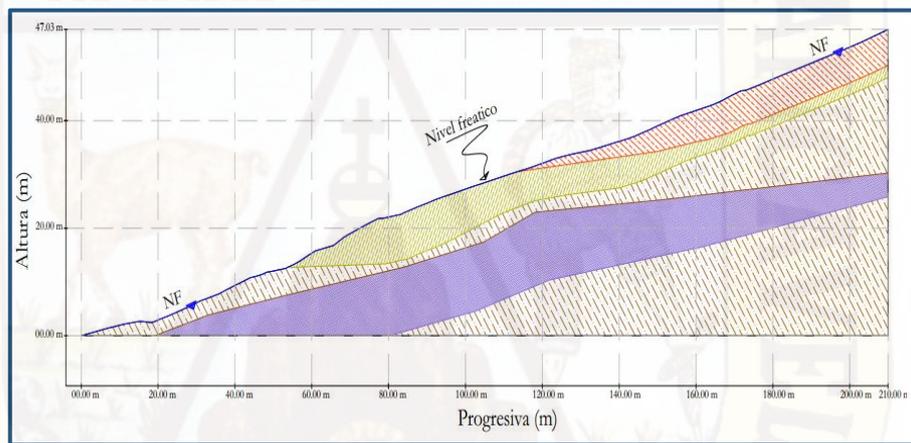


Figura 29: Perfil del terreno y con parámetros obtenidos a partir del análisis retrospectivo.

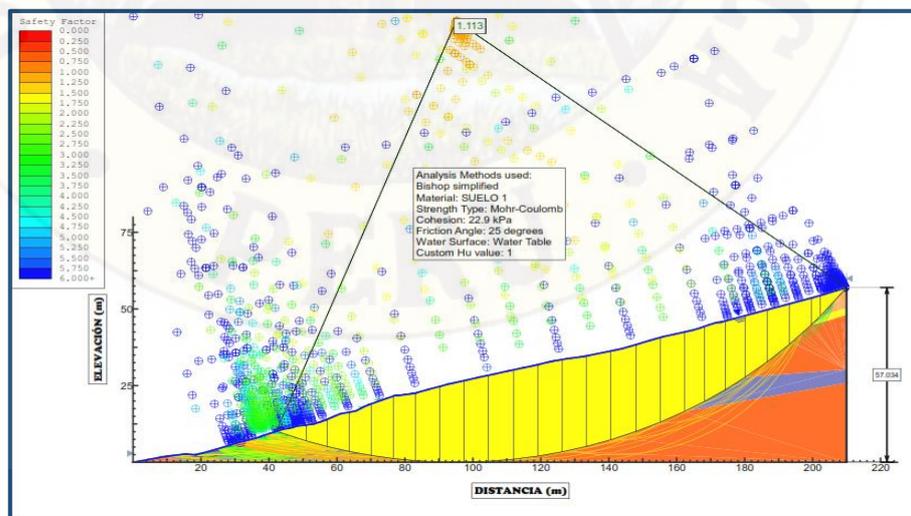


Figura 30: Resultado del análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento.

Resultado de análisis en condición estática, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 1.110 (Bishop Simplificado), dicho factor nos con-lleva a concluir que el talud era estable en ese momento.

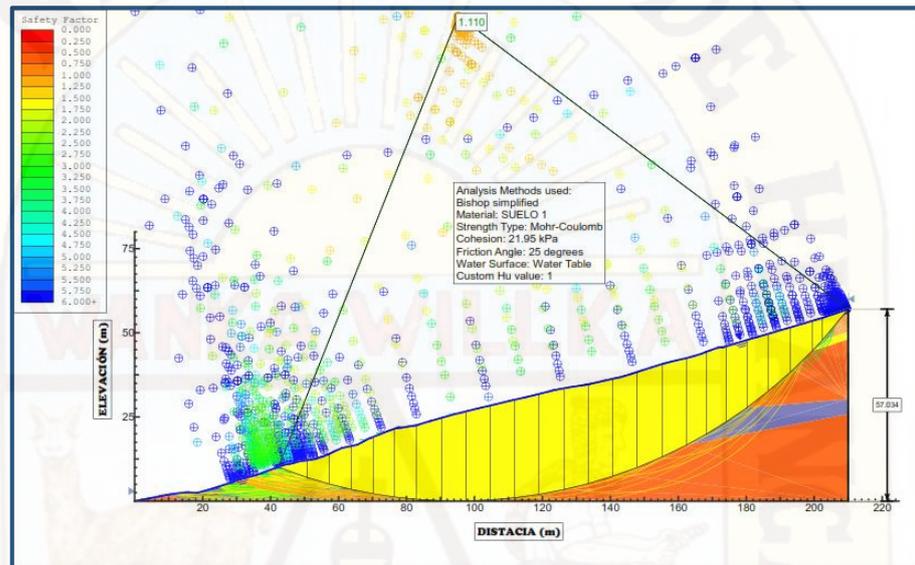


Figura 31: Resultado del análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento.

4.1.6.3. Análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto

Resultado de análisis en condición estática, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 0.827 (Bishop Simplificado), dicho factor nos con-lleva a concluir que el talud era inestable en ese momento.

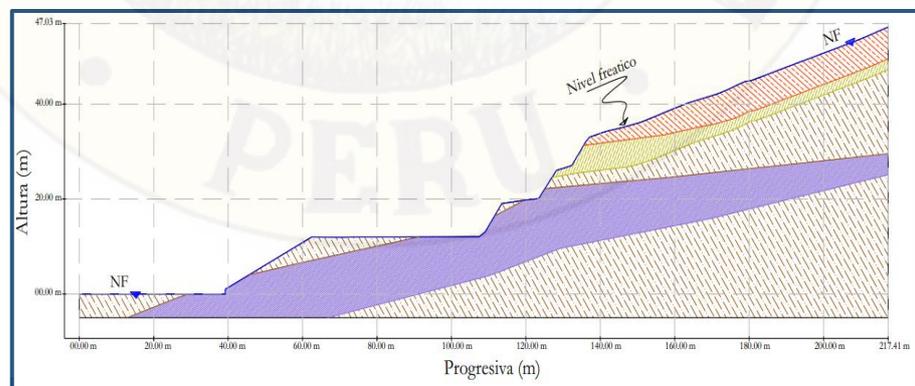


Figura 32: Perfil con condiciones críticas y Nivel freático a altura del perfil modificado.

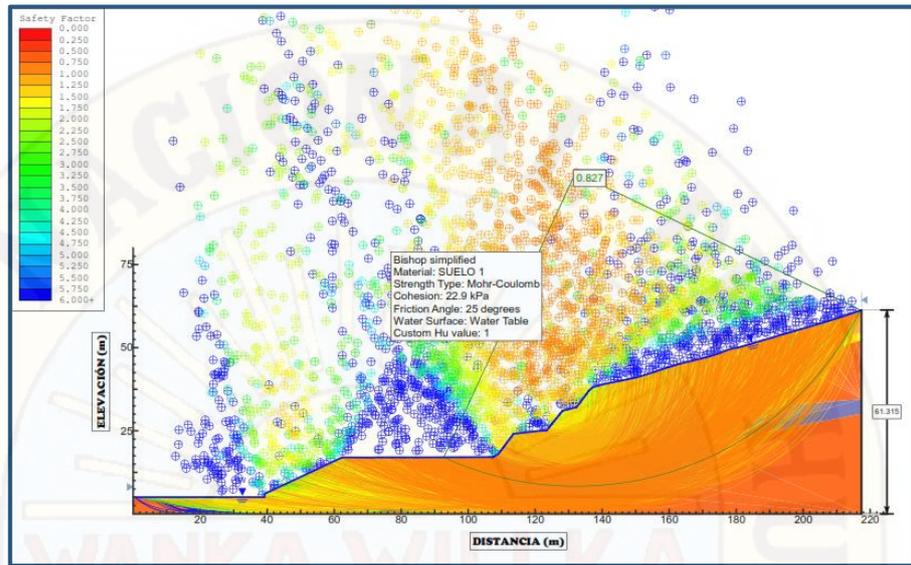


Figura 33: Resultado del análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento.

Resultado de análisis en condición estática, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 0.824 (Bishop Simplificado), dicho factor nos con-lleva a concluir que el talud era inestable en ese momento.

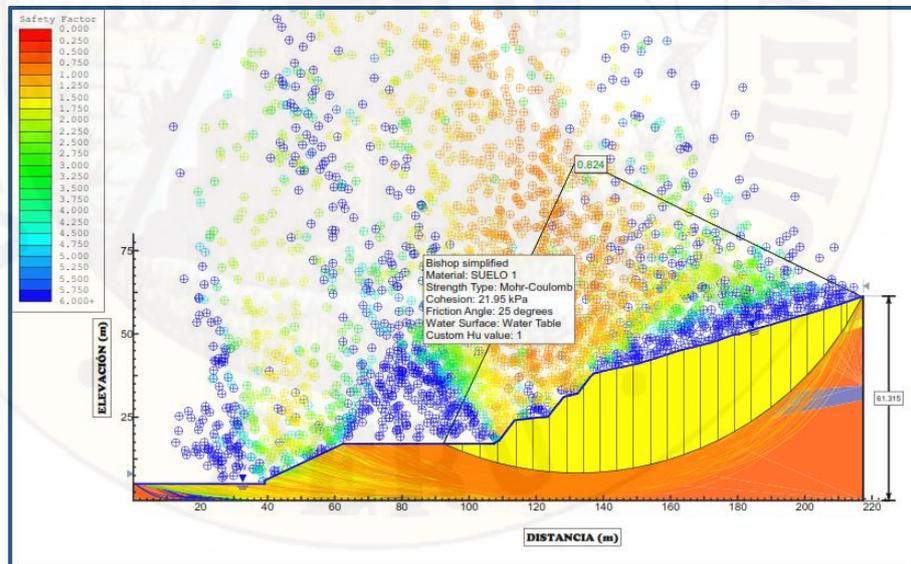


Figura 34: Resultado del análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento.

4.1.6.4. Análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto

Resultado de análisis en condición estática, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 0.865 (Bishop Simplificado), dicho factor nos conlleva a concluir que el talud era inestable en ese momento.

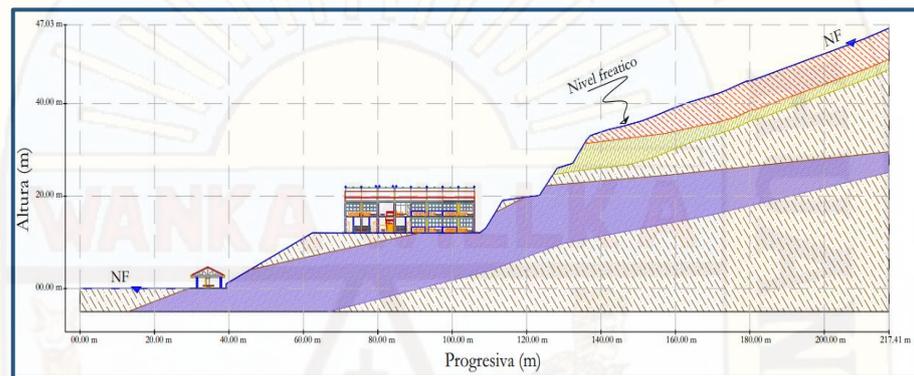


Figura 35: Perfil con condiciones críticas y Nivel freático a altura del perfil modificado más infraestructura académica.

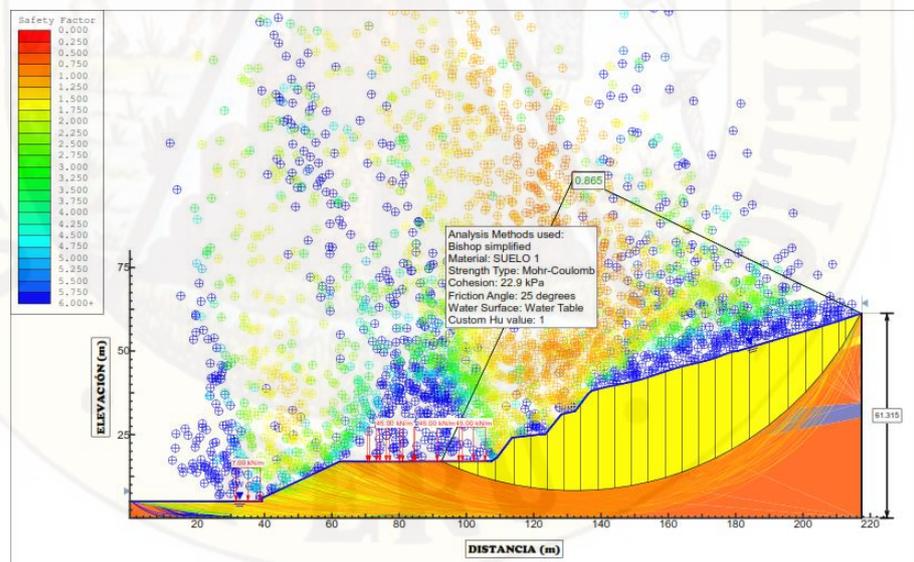


Figura 36: Resultado del análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento.

Resultado de análisis en condición estática, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 0.863 (Bishop Simplificado), dicho factor nos conlleva a concluir que el talud era inestable en ese momento.

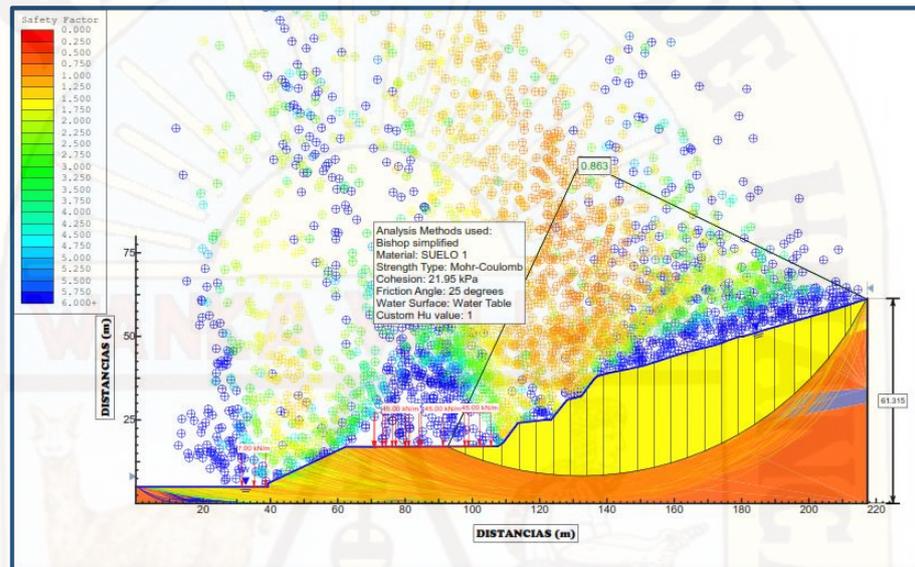


Figura 37: Resultado del análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento.

4.1.6.5. Análisis posterior al deslizamiento de ladera

Resultado de análisis en condición estática, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 0.458 (Bishop Simplificado), dicho factor nos conlleva a concluir que el talud era inestable en ese momento.

Se contempla valores de las cargas puntuales que representan la masa de suelo del deslizamiento, ver Tabla 16.

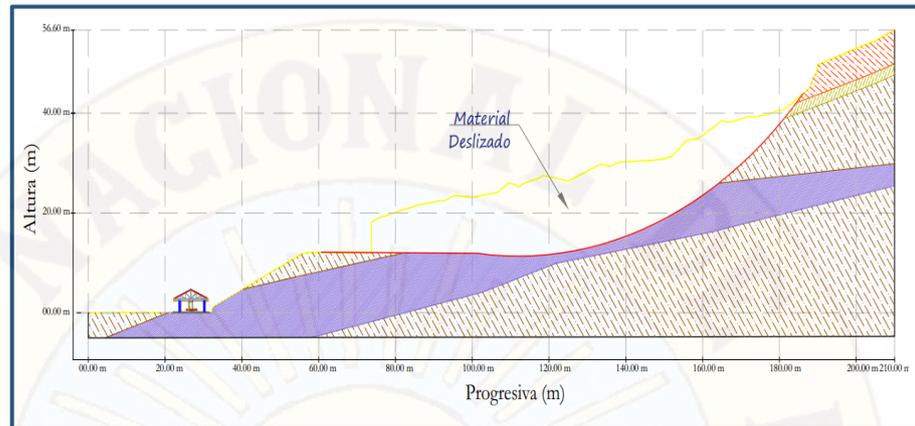


Figura 38: Perfil actual del terreno después de haber sucedido los movimientos múltiples.

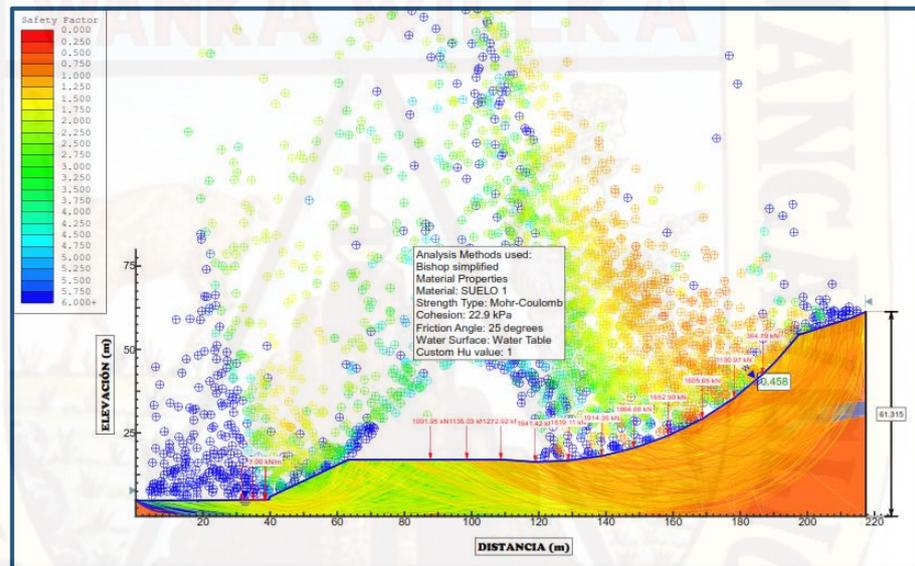


Figura 39: Resultado del análisis posterior al deslizamiento de ladera, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el primer deslizamiento.

Resultado de análisis en condición estática, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento, se obtuvo un factor de seguridad (FS) = 0.458 (Bishop Simplificado), dicho factor nos con-lleva a concluir que el talud era inestable en ese momento.

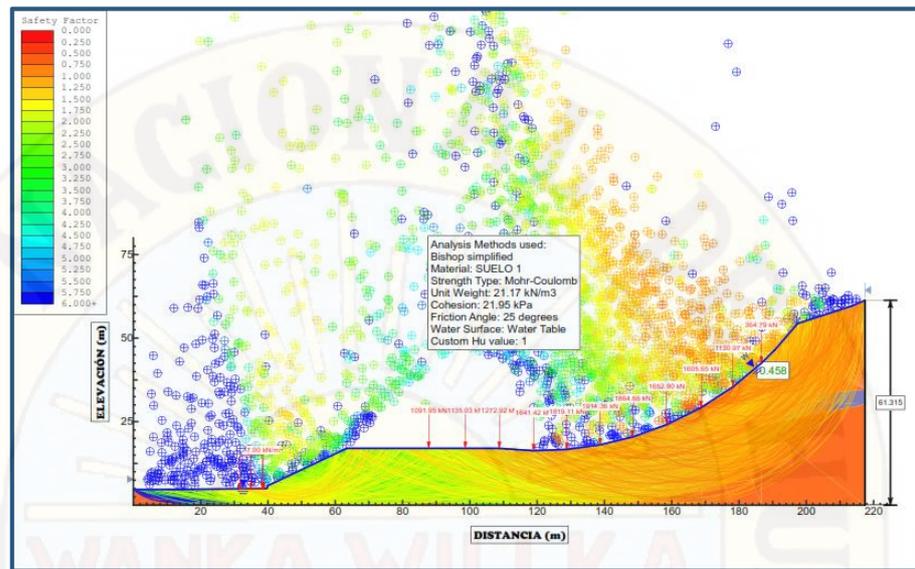


Figura 40: Resultado del análisis posterior al deslizamiento de ladera, con los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo obtenidos en el segundo deslizamiento.

4.2. Discusión

La tabla 21 resume los factores de seguridad obtenidos, en el análisis de estabilidad realizados en todos los casos.

Tabla 21: Factores de seguridad obtenidos.

casos para diferentes estados del suelo	Análisis de estabilidad con parámetros in situ	Análisis de estabilidad con valores de análisis retrospectivo no saturado		Análisis de estabilidad con valores de análisis retrospectivo saturado	
		Primer deslizamiento	Segundo deslizamiento	Primer deslizamiento	Segundo deslizamiento
Cuatro etapas de análisis de estabilidad					
Análisis antes de concebir el proyecto en terreno natural	1.379	1.369	1.262	1.113	1.110
Análisis una vez concebida las explanaciones del proyecto	0.963	0.906	0.949	0.827	0.824
Análisis una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto	0.963	0.906	0.952	0.865	0.863
Análisis posterior al deslizamiento de ladera	0.305	0.295	0.294	0.458	0.458

Convencionalmente, la teoría divide a los taludes en estables o inestables. Los taludes estables, que son los que no se han caído, tienen un factor de seguridad superior a 1. Los taludes inestables, que son los que se han caído total o parcialmente, tienen un factor de seguridad inferior a 1. Esta simplista dicotomía, no se sostiene en la práctica. Los taludes no se caen bruscamente cuando su coeficiente de seguridad pasa de 1.00, En realidad la rotura de un talud es un proceso largo, pero al realizar proyectos de infraestructura como la que se

estaba realizaba en la Universidad Nacional de Huancavelica obra denominada “CONSTRUCCION Y EQUIPAMIENTO DEL COMPLEJO EDUCATIVO PARA EL FORTALECIMIENTO ACADEMICO DE LA FACULTAD DE EDUCACIÓN DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA – HUANCAVELICA - HUANCAVELICA” se realizó excavaciones y retiro de volúmenes de tierra y la conformación de espacios en este caso las dos plataformas donde se construyeron las infraestructuras académicas, provocando una inestabilidad en la ladera y generando el deslizamiento suscitado. Coincidimos con (Coliente Tlaxcalteca, 2010) trabajo titulado “Inestabilidad en laderas y taludes”, quien concluye que la estabilidad de una ladera o talud se ve afectada por agentes principales como son la modificación de su topografía, condiciones de flujo de agua, pérdida de resistencia, cambios en el estado de esfuerzos, intemperismo y sismicidad.

La rotura que se produce a lo largo de una superficie de deslizamiento fue curvilínea y cóncava. El terreno experimento un giro por encima del centro de gravedad de la masa deslizada. El material de cabecera efectuó una inclinación contra ladera, generando depresiones donde se acumula el agua e induce nuevas reactivaciones. Este tipo de mecanismo es característico de suelos cohesivos homogéneos en este caso el suelo más representativo es arenas arcillosas (SC) y Arcillas con grava o con arena (CL). Estos materiales arcillosos, especialmente si hay presencia de agua, el pie puede evolucionar hacia un deslizamiento de tierras. Coincidimos con (Coliente Tlaxcalteca, 2010) trabajo titulado “Inestabilidad en laderas y taludes” que concluye que las superficies de fallas generadas en suelos, están en función del tipo de material que lo integra. Donde, para materiales granulares son: planas, poligonales, semi-circulares y traslacionales. Y en materiales cohesivos: generalmente son circulares, donde la superficie rotacional está limitada por estratos resistentes.

Conclusiones

- El análisis de estabilidad de ladera realizado antes de concebir el proyecto en terreno natural, con parámetros obtenidos in situ, se obtiene como resultado un $FS = 1.379$ (Bishop Simplified), El factor de seguridad en este caso es mayor que 1 ($FS > 1$) entonces el talud es estable en ese momento. Ahora realizando un análisis de estabilidad con valores de análisis retrospectivo no saturado, obtenidos en el primer deslizamiento y segundo deslizamiento, se obtiene como resultado un $FS = 1.369$ y $FS = 1.262$ (Bishop Simplified) respectivamente, El factor de seguridad en este caso es mayor que 1 ($FS > 1$) entonces el talud es estable en ese momento. Y por último se realizó también Análisis de estabilidad con valores de análisis retrospectivo saturado, obtenidos en el primer deslizamiento y segundo deslizamiento, se obtiene como resultado un $FS = 1.113$ y $FS = 1.110$ (Bishop Simplified) respectivamente, El factor de seguridad en este caso es mayor que 1 ($FS > 1$) entonces el talud es estable también en ese momento. Observándose todos los análisis de estabilidad realizados concluimos que la ladera donde se iba a construir la infraestructura académica era estable en todo sentido para esta primera etapa.
- El Análisis de estabilidad de ladera realizado una vez concebida las explanaciones del proyecto, con parámetros obtenidos in situ, se obtiene como resultado un $FS = 0.963$ (Bishop Simplified), El factor de seguridad en este caso es menor que 1 ($FS < 1$) entonces el talud es inestable en ese momento. Ahora realizando un análisis de estabilidad con valores de análisis retrospectivo no saturado, obtenidos en el primer deslizamiento y segundo deslizamiento, se obtiene como resultado un $FS = 0.906$ y $FS = 0.949$ (Bishop Simplified) respectivamente, El factor de seguridad en este caso es menor que 1 ($FS < 1$) entonces el talud es inestable en ese momento. Y por último se realizó también Análisis de estabilidad con valores de análisis retrospectivo saturado, obtenidos en el primer deslizamiento y segundo deslizamiento, se obtiene como resultado un $FS = 0.827$ y $FS = 0.824$ (Bishop Simplified) respectivamente, El factor de seguridad en este caso es menor que 1 ($FS < 1$) entonces el talud es inestable también en ese momento. Observándose todos los análisis de estabilidad realizados concluimos que la ladera donde se iba a construir la infraestructura académica era inestable en todo sentido para esta segunda etapa.

- El Análisis de estabilidad de ladera una vez concebida las explanaciones más influencia de infraestructuras del proyecto, con parámetros obtenidos in situ, se obtiene como resultado un $FS = 0.963$ (Bishop Simplified), El factor de seguridad en este caso es menor que 1 ($FS < 1$) entonces el talud es inestable en ese momento. Ahora realizando un análisis de estabilidad con valores de análisis retrospectivo no saturado, obtenidos en el primer deslizamiento y segundo deslizamiento, se obtiene como resultado un $FS = 0.906$ y $FS = 0.952$ (Bishop Simplified) respectivamente, El factor de seguridad en este caso es menor que 1 ($FS < 1$) entonces el talud es inestable en ese momento. Y por último se realizó también Análisis de estabilidad con valores de análisis retrospectivo saturado, obtenidos en el primer deslizamiento y segundo deslizamiento, se obtiene como resultado un $FS = 0.865$ y $FS = 0.863$ (Bishop Simplified) respectivamente, El factor de seguridad en este caso es menor que 1 ($FS < 1$) entonces el talud es inestable también en ese momento. Observándose todos los análisis de estabilidad realizados concluimos que la ladera donde se iba a construir la infraestructura académica era inestable en todo sentido para esta tercera etapa.
- El Análisis de estabilidad de ladera posterior al deslizamiento de ladera ocurrido, con parámetros obtenidos in situ, se obtiene como resultado un $FS = 0.305$ (Bishop Simplified), El factor de seguridad en este caso es menor que 1 ($FS < 1$) entonces el talud es inestable en ese momento. Ahora realizando un análisis de estabilidad con valores de análisis retrospectivo no saturado, obtenidos en el primer deslizamiento y segundo deslizamiento, se obtiene como resultado un $FS = 0.295$ y $FS = 0.294$ (Bishop Simplified) respectivamente, El factor de seguridad en este caso es menor que 1 ($FS < 1$) entonces el talud es inestable en ese momento. Y por último se realizó también Análisis de estabilidad con valores de análisis retrospectivo saturado, obtenidos en el primer deslizamiento y segundo deslizamiento, se obtiene como resultado un $FS = 0.458$ y $FS = 0.458$ (Bishop Simplified) respectivamente, El factor de seguridad en este caso es menor que 1 ($FS < 1$) entonces el talud es inestable también en ese momento. Observándose todos los análisis de estabilidad realizados concluimos que la ladera en estos momentos sigue sintiendo propenso a deslizarse.

Recomendaciones

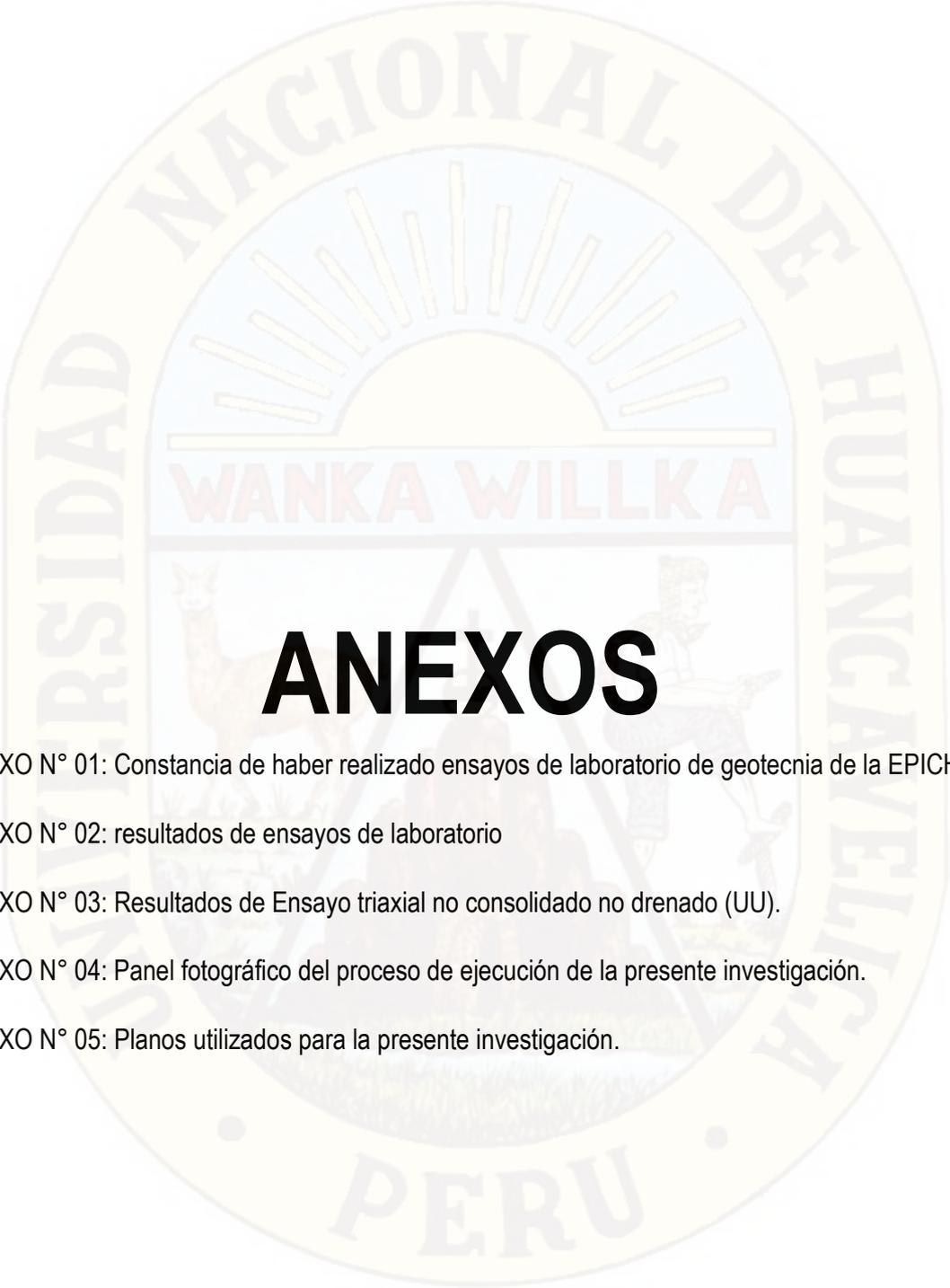
- Un cálculo confiable del factor de seguridad depende de la precisión con la que se cuantifiquen los parámetros geotécnicos de los suelos usados en la construcción de infraestructura académica; por lo que se deben efectuar los ensayos requeridos para cada estado de carga al que se verán sometidas las mismas, procurando siempre alcanzar un diseño que optimice la seguridad y el gasto económico de la obra.
- A nivel de planificación del crecimiento tanto de la ciudad de Huancavelica, Universidad Nacional de Huancavelica o de cualquier otra ciudad en nuestro país, se hace necesario realizar un estudio de los terrenos donde se ubicarán los proyectos de infraestructura académica o habitacionales que se desean realizar, ya que se ha observado que estos los ubican en las laderas de los cerros, lugares con un historial de deslizamientos pasados y otros sitios que no son recomendables, y esto ocasionará que en un futuro ocurra un desastre si no se toman las medidas de prevención adecuadas.
- Se debe realizar estos tipos de análisis para salvaguardar la vida humana, ya que últimamente se ven accidentes por inestabilidad de taludes en diversas partes de nuestro país.
- La zona de estudio se encuentra en estado crítico y en riesgo, se recomienda tomar medidas urgentes para estabilizar el talud.

Referencia Bibliografía

- Tang, W. H., Stark, T. D., & Angulo, M. (1999). Reliability in back analysis of slope failures. *Soils and Foundations*, XXXIX, 73-80. Recuperado el 18 de 12 de 2017, de <https://experts.illinois.edu/en/publications/reliability-in-back-analysis-of-slope-failures>
- Alvarado Salazar, A. A., & Cornejo Guardia, A. R. (2014). *Estabilización de taludes en la Costa Verde - Callao tramo. AV. Santa Rosa – JR. Virú. (1.3 Km)*. Lima, Perú.
- American Society of Testing Materials (A.S.T.M. D 422 - 63). (1998). *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*. United States.
- American Society of Testing Materials (ASTM D4318 - 84). (1997). *Método Estándar de Ensayos Limite Liquido, Limite Plastico E Indice De Plasticidad De Suelos*. United States.
- American Society of Testing Materials (ASTM: D 2950). (1997). *Standard Test Method for Density of Bituminous Concrete in Place by Nuclear Methods*. United States.
- Anónimo. (s.f.). *Geotecnia para el trópico andino*.
- Bishop, A. W. (1955). *The Use of Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes* (Vol. V).
- Bishop, A. W. (1959). *The principle of effective stress*.
- Bishop, A. W., & Blight, G. E. (1963). *Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils*.
- Bojorque, J. (2010). *La aplicación del análisis inverso de deslizamientos como herramienta para la determinación de los parámetros geomecánicos del suelo*. Ecuador.
- Caballero Romero, A. (2014). *Metodología integral innovadora para planes y tesis*. México D.F.
- Cervantes Alvarrán, R. (2001). *Modelación del flujo de agua en suelos expansivos*. Querétaro, México.
- Coliente Tlaxcalteca, A. (2010). *Inestabilidad en laderas y taludes*. México.
- De La Cruz Quispe, L. Á., & Tunque Huamán, L. M. (2015). *Inestabilidad de taludes en el sector de Santa Bárbara de la Ciudad de Huancavelica*. Huancavelica.
- DeConceptos.com. (20 de Diciembre de 2017). *DeConceptos.com*. Obtenido de <https://deconceptos.com/ciencias-naturales/ladera>
- Garibay Pérez, R. R., Córdova Ceballos, A., Ibañez Vargas, R., García Reyes, G. G., González Sierra, A., Salan Reyes, A. E., & Jiménez Ramírez, J. L. (2016). *Análisis de estabilidad de ladera en el Cerro del Mesón de Poza Rica*. Veracruzana, , México : Revista Iberoamericana de Ciencias.

- Granados López, A. R. (2006). *Estabilización del talud de la costa verde en la zona del Distrito de Barranco*. Lima, Perú.
- Guerrero-Duran, D. (1977). *Aplicación del método gráfico de Fellenius a la estabilidad de taludes en presas de materiales graduados*.
- Guillen Quiñonez, J., & Roca Diego, L. S. (2016). *Eficiencia técnica y económica del uso de geosintéticos y soil nailing en la estabilización de taludes tramo Lircay Buena Vista*. Huancavelica, Huancavelica, Perú.
- Guzmán Ramírez, E. (2002). *Estudio geológico - geotécnico de la susceptibilidad de deslizamientos en la colonia El Carmen zona 12 de la ciudad de Guatemala*. Guatemala.
- Hernández Sampieri, R. (2010). *Metodología de la investigación* (Quinta ed.). (J. Mares Chacón, Ed.) México: McGRAW-HILL.
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (2007). *Fundamentos de mecánica de suelos* (Vol. II). D.F., México: Limusa.
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (1998). *Prueba de compresión triaxial: Fundamentos de mecánica de suelos*. D.F., México: Limusa.
- Lambe, T. W. (1960). *A mechanistic picture of shear strength in clay*. Colorado, Estados Unidos: Boulder.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). *Soil mechanics*. New York, Estados Unidos.
- Lozada, J. (Diciembre de 2014). Investigación Aplicada: Definición, Propiedad Intelectual e Industria. *Tic's y sociedad*, 34-39. Obtenido de <http://www.uti.edu.ec/index.php/investigacion-biocamb/item/554-volumen3-cap6.html>
- Matera, L. C. (2002). *Topografía Plana*. Venezuela.
- Matteis, Á. F. (2003). Estabilidad de Taludes. *Geología y Geotecnia*, 3.
- Ministerio del Ambiente. (2014). *Guía para el muestreo de suelos* (Primera ed.). Lima, Perú: Ministerio del Ambiente.
- Mora Ortiz, R. S. (2009). *Efecto del humedecimiento en la estabilidad de taludes: análisis y modelación*. Querétaro.
- Newton, S. (1999). *Rules for the study of natural philosophy*.
- Pacheco Zapata, A. A. (2006). *Estabilización del talud de la costa verde en la zona del distrito de San Isidro*. Lima, Perú.
- Pinto, A. (2015). Inestabilidad de laderas. *Revista de Ingeniería, Arquitectura, Ciencia y Tecnología*, 1-10.
- Rico Rodríguez, A., & Del Castillo, H. (2001). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres* (Vol. I).

- Romero Chojolan, M. V. (2011). *Propuesta metodológica para la evaluación de estabilización de taludes y terraplenes en proyectos de Carreteras*. Ciudad de Guatemala, Guatemala.
- Salas, O. V. (2011). Ensayos triaxiales para suelos.
- Schmertmann, J. H. (1975). *Measurement of in situ shear strength* (Vol. II). New York, Estados Unidos.
- Suarez Diaz, J. (1998). *Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. (I. d. Ltda., Ed.) Bucaramanga, Colombia: Publicaciones UIS.
- Toro Irureta, J. (2014). *Evaluación de la inestabilidad de taludes en la carretera las Pirias- cruce Lambayeque, San Ignacio*. Jaén, Cajamarca, Perú.
- Universidad Nacional de Huancavelica. (2010). *Reglamentos de grados y títulos*. Huancavelica, Perú.
- Wikipedia, la enciclopedia libre. (20 de Diciembre de 2017). *Wikipedia, la enciclopedia libre*. Obtenido de https://es.wikipedia.org/w/index.php?title=Coeficiente_de_seguridad&oldid=103847462
- Wikipedia, la enciclopedia libre. (20 de Diciembre de 2017). *Wikipedia, la enciclopedia libre*. Obtenido de <https://es.wikipedia.org/w/index.php?title=Deslizamiento&oldid=103757012>



ANEXOS

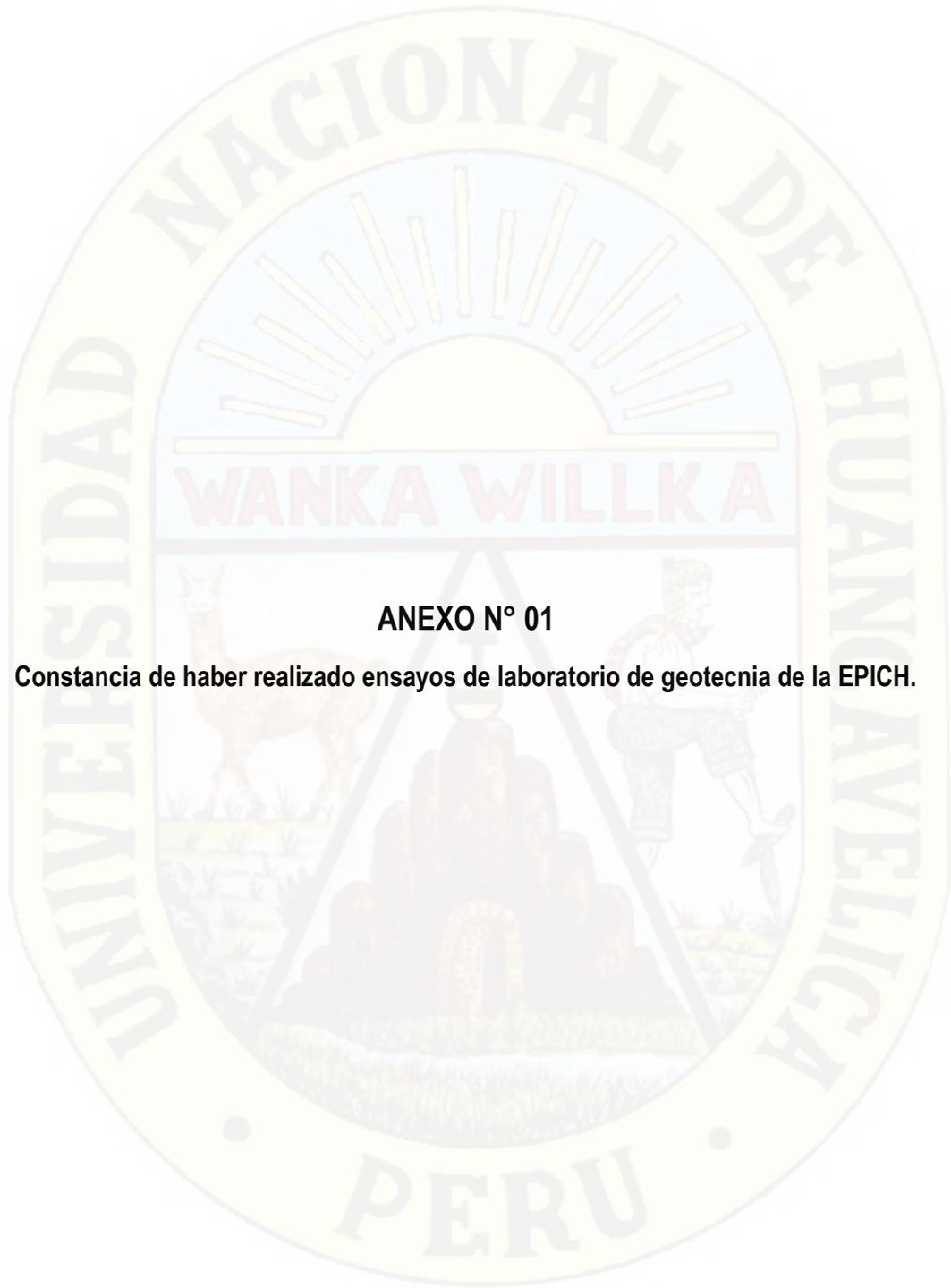
ANEXO N° 01: Constancia de haber realizado ensayos de laboratorio de geotecnia de la EPICH.

ANEXO N° 02: resultados de ensayos de laboratorio

ANEXO N° 03: Resultados de Ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU).

ANEXO N° 04: Panel fotográfico del proceso de ejecución de la presente investigación.

ANEXO N° 05: Planos utilizados para la presente investigación.



ANEXO N° 01

Constancia de haber realizado ensayos de laboratorio de geotecnia de la EPICH.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA
FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL HUANCAMELICA
ÁREA DE PRODUCCIÓN DE LA EPICH



"Año del Diálogo y la Reconciliación Nacional"

EL JEFE DEL ÁREA DE PRODUCCIÓN DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL HUANCAMELICA, DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA, otorga la presente:

CONSTANCIA

A: **ESPINOZA HUAMANI IVÁN ISAÍAS** y **RIVERA CASAVILCA ROGER**, bachilleres de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil - Huancavelica, Facultad de Ciencias de Ingeniería, Universidad Nacional de Huancavelica, quienes han concluido con el desarrollo los siguientes ensayos en el Laboratorio de Geotecnia de la EPICH:

- Ensayo de contenido de humedad natural (06 ensayos)
- Ensayo de Límites de Atteberg (06 ensayos)
- Ensayo de análisis granulométrico por tamizado (06 ensayos)
- Ensayo triaxial no consolidado no drenado - UU (06 ensayos)

Durante el periodo de ejecución en el mes de octubre del año 2017, del proyecto de tesis: "ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA".

Se expide la presente constancia a solicitud de los interesados para fines que estimen por conveniente.

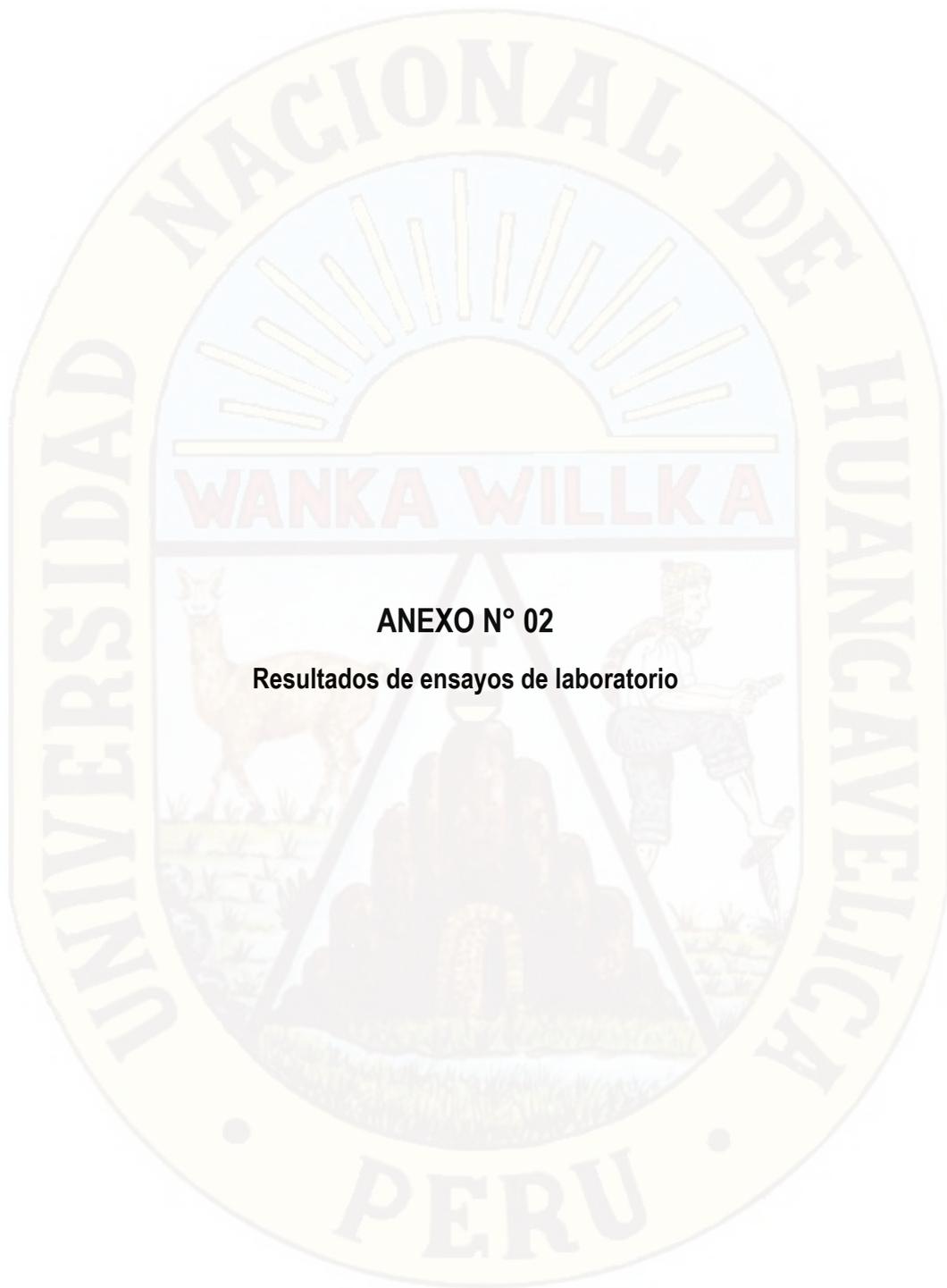
Huancavelica, 26 de enero de 2018.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA
ESCUELA ACADÉMICA DE INGENIERIA CIVIL HUANCAMELICA
ÁREA DE PRODUCCIÓN DE LA EPICH
Ing. Judith Martínez Delgado
JEFE

Nº 001-2018

C. c.
Archivo
AP



ANEXO N° 02

Resultados de ensayos de laboratorio

Tabla 22: contenido de humedad de las muestras obtenidas de cada trinchera.

ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA																			
Tesis :																			
Tesisistas: <i>Bach. Ivan I. Espinoza Huamani</i> <i>Bach. Roger Rivera Casavilca</i>																			
Ensayo : CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD : Norma : ASTM D 2216 PESO ESPECÍFICO : Norma : ASTM D 854																			
Fecha de Muestreo : Huancavelica 14/ 10 / 2017																			
Muestreado por : I.I.E.H./R. R.C.																			
Chequeado por : Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvea - UNH																			
CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD :																			
Observaciones :		Ubicación : T - 1			Ubicación : T - 2			Ubicación : T - 3			Ubicación : T - 4			Ubicación : T - 5			Ubicación : T - 6		
		Estrato : E1			Estrato : E1			Estrato : E1			Estrato : E1			Estrato : E1			Estrato : E1		
		Potencia : 3.00 m			Potencia : 2.50 m			Potencia : 0.80 m			Potencia : 1.10 m			Potencia : 5.00 m			Potencia : 9.00 m		
Tara Número	Unidades	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Peso Tara + Muestra Húmeda	Gr	201.72	191.41	167.12	131.81	103.57	131.04	133.18	103.49	111.31	115.40	82.56	98.54	156.74	127.30	87.04	157.67	158.00	155.94
Peso Tara + Muestra Seca	Gr	176.45	166.36	146.10	119.82	94.33	119.76	115.64	91.52	97.73	100.59	74.06	87.03	138.90	113.55	79.29	139.76	140.16	137.95
Peso de la Tara	Gr	35.99	35.90	36.60	36.90	36.64	36.59	36.35	35.83	36.58	36.35	35.83	36.59	36.35	35.83	36.58	35.97	35.60	35.66
Peso de la Muestra Seca	Gr	140.46	130.46	109.50	82.92	57.69	83.17	79.29	55.69	61.15	64.24	38.23	50.44	102.55	77.72	42.71	103.79	104.56	102.29
Peso del Agua	Gr	25.27	25.05	21.02	11.99	9.24	11.28	17.54	11.97	13.58	14.81	8.50	11.51	17.84	13.75	7.75	17.91	17.84	17.99
Contenido de Humedad	%	17.99	19.20	19.20	14.46	16.02	13.56	22.12	21.49	22.21	23.05	22.23	22.82	17.40	17.69	18.15	17.26	17.06	17.59
Promedio		18.80			14.68			21.94			22.70			17.74			17.30		

Tabla 23: Clasificación de suelos según S.U.C.S. de muestra de suelos obtenido en trinchera 1.

Tesis :		<u>ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESPLAZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA</u>				
Tesistas:		Bach. Ivan I. Espinoza Huamani Bach. Roger Rivera Casavilca				
Realizado por :	I.I.E.H./R. R.C.					
Chequeado por :	Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvca - UNH					
CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S						
Ubicación :	T - 1	Potencia :	3.00 m			
Estrato :	E - 1					
% Que Pasa la Malla N° 200	38.25					
% Que Pasa la Malla N° 4	86.99					
Límite Líquido	LL =	18.51 %	D60 =	0.1769	Cu =	2.697
Límite Plástico	LP =	15.31 %	D30 =	0.0733	Cc =	0.463
Índice de Plasticidad	IP =	3.20 %	D10 =	0.0656	Suelo Mal Graduado	
Tipo de Suelo Según su Granulometría : Suelo Grueso Arena						
Tipo de Simbología : Simbología Normal						
Tipo de Suelo : SM , SC						
Suelo : SC Inorgánico						
Características del Suelo : SC Arena arcillosa, mezcla de arena, grava y arcilla						

Tabla 24: Clasificación de suelos según A.A.S.H.T.O. de muestra de suelos obtenido en trinchera 1.

Tesis :		<u>ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESPLAZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA</u>			
Tesistas:		Bach. Ivan I. Espinoza Huamani Bach. Roger Rivera Casavilca			
Realizado por : I.I.E.H./R. R.C.					
Chequeado por : Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvca - UNH					
CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN A.A.S.H.T.O.					
CLASIFICACIÓN AASHTO					
Parámetros Usados		Ubicación :	T - 1	Potencia :	3.00 m
% Que Pasa la Malla N° 200	38.25	Estrato :	E - 1		
% Que Pasa la Malla N° 40	77.14	Determinación del Índice de Grupo IG			
% Que Pasa la Malla N° 10	83.91	a =	3.25	IG =	1.00
Límite Líquido	LL =	18.51 %	b =	23.25	
Límite Plástico	LP =	15.31 %	c =	0.00	
Índice de Plasticidad :	IP =	3.20 %	d =	0.00	
Tipo de Suelo : Material Limo Arcilloso					
Clasificación de Suelos : A - 4					
Suelo : (1)					
Tipo de Material : Suelo Limoso					
Terreno de Fundación : Regular a Malo					

Tabla 25: límites de Atterberg de la muestra de suelos trinchera 1.

ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE										
Tesis : LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA										
Tesisistas: Bach. Ivan I. Espinoza Huamani Bach. Roger Rivera Casavilca										
Ensayo : LIMITES DE CONSISTENCIA										
LÍMITE LÍQUIDO		Norma : ASTM D 4318								
LÍMITE PLÁSTICO		Norma : ASTM D 4319								
Fecha de Muestreo :		Huancavelica 14/ 11 / 2017								
Muestreado por :		I.I.E.H./R. R.C.								
Chequeado por :		Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvca - UNH								
LIMITES DE CONSISTENCIA		Ubicación : Trinchera T1			Potencia : 3.00 m					
		Estrato : E1								
		LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO			Límites de Consistencia		
Tara Número	Unidades	1	2	3	1	2	3			
Peso Tara + Muestra Húmeda	Gr	55.34	56.30	54.66	24.27	24.14	24.38	Límite Líquido: LL =	18.51%	
Peso Tara + Muestra Seca	Gr	52.40	53.01	51.64	23.09	23.04	23.26	Límite Plástico: LP =	15.31%	
Peso de la Tara	Gr	35.66	35.64	35.71	15.67	15.76	15.75	Índice de Plasticidad : IP =	3.20%	
Peso de la Muestra Seca	Gr	16.74	17.37	15.93	7.42	7.28	7.51	Contenido de Humedad : W _n =	18.80%	
Peso del Agua	Gr	2.94	3.29	3.02	1.18	1.10	1.12	Grado de Consistencia : K _w =	-0.09	
Contenido de Humedad	%	17.56	18.94	18.96	15.90	15.11	14.91	Grado de Consistencia :	Consistencia Líquida	
Número de Golpes		34	28	17	Promedio :		15.31			
Calicata : T1										
Estrato : E1										
Potencia : 3.00 m										
Número de Golpes	Contenido de Humedad (%)									
34	17.56									
28	18.94									
17	18.96									
25	18.506									
		<p style="text-align: center;">LÍMITE LIQUIDO</p> <p style="text-align: center;">Contenido de Humedad (%)</p> <p style="text-align: center;">Número de Golpes</p>								

Tabla 26: Análisis granulométrico por lavado de muestra de suelo de trinchera 1.

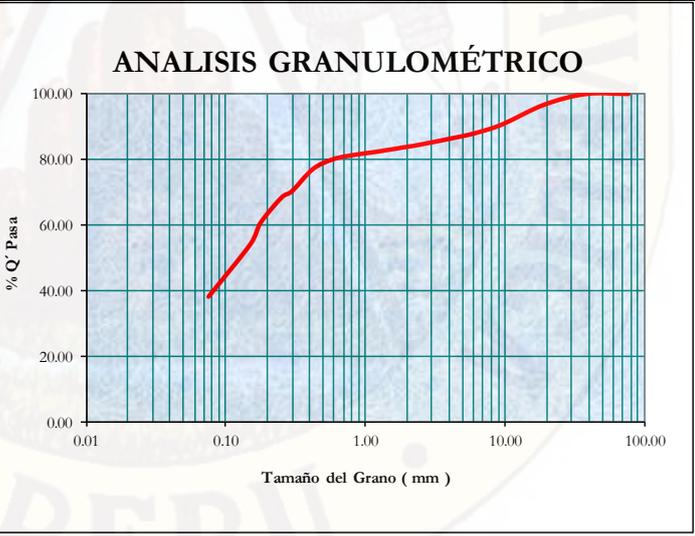
Tesis : <u>ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA</u>						
Tesistas: <i>Bach. Ivan I. Espinoza Huamani</i> <i>Bach. Roger Rivera Casavilca</i>						
Ensayo : ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO						
Norma :						
Fecha de Muestreo : Huancavelica 14/ 10 / 2017						
Muestreado por : I.I.E.H./R. R.C.						
Chequeado por : Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvea - UNH						
ANÁLISI GRANULOMÉTRICO POR LAVADO						
Peso Inicial de la Muestra Seca		4940.00	Gr	Ubicación :	D60 = 0.1769	Cu = 2.698
Peso de la Muestra Después del Labado		3160.10	Gr	Estrato :	D30 = 0.0733	Cc = 0.463
Perdida por Lavado		1779.90	Gr	Potencia:	D10 = 0.0656	
Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.) (%)		% Q' Pasa		
3	76.200	0	0.00	100.00		
1 1/2	38.100	0	0.00	100.00		
3/4	19.050	162.26	3.28	96.72		
3/8	9.500	297.40	6.02	90.70		
1/4	6.350	120.44	2.44	88.26		
4	4.750	62.82	1.27	86.99		
8	2.380	125.74	2.55	84.44		
10	2.000	26.11	0.53	83.91		
16	1.190	76.73	1.55	82.36		
20	0.840	44.32	0.90	81.46		
30	0.590	65.22	1.32	80.14		
40	0.420	148.25	3.00	77.14		
50	0.297	334.32	6.77	70.37		
60	0.250	95.53	1.93	68.44		
80	0.177	377.73	7.65	60.79		
100	0.149	328.01	6.64	54.15		
200	0.075	785.57	15.90	38.25		
Cazoleta		1889.54	38.25			
Total Retenido :		4940.00	100.00			

Tabla 27: Clasificación de suelos según S.U.C.S. de muestra de suelos obtenido en trinchera 2.

Tesis :		<u>ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESIZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA</u>		
Tesistas:		Bach. Ivan I. Espinoza Huamani Bach. Roger Rivera Casavilca		
Realizado por :	I.I.E.H./R. R.C.			
Chequeado por :	Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvca - UNH			
CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S				
Ubicación :	T - 2	Potencia :	2.70 m	
Estrato :	E - 1			
% Que Pasa la Malla N° 200	57.16			
Límite Líquido	LL =	22.58 %		
Límite Plástico	LP =	16.06 %		
Índice de Plasticidad	IP =	6.52 %		
Tipo de Suelo Según su Granulometría : Suelo Fino Baja Plasticidad				
Tipo de Simbología : Simbología Normal				
Tipo de Suelo : CL, ML, OL				
Suelo : CL,ML Inorgánico				
Caractrísticas del Suelo : CL,ML Arcilla de baja o media compresibilidad, arcilla con grava, arcilla arenosa. Limo y arena muy fina, polvo de roca, arena fina limosa.				

Tabla 28: Clasificación de suelos según A.A.S.H.T.O. de muestra de suelos obtenido en trinchera 2.

Tesis :		<u>ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESIZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA</u>			
Tesistas:		Bach. Ivan I. Espinoza Huamani Bach. Roger Rivera Casavilca			
CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN A.A.S.H.T.O.					
Realizado por :		I.I.E.H./R. R.C.			
Chequeado por :		Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvca - UNH			
CLASIFICACIÓN AASHTO					
Parámetros Usados		Ubicación :	T - 2	Potencia :	2.70 m
% Que Pasa la Malla N° 200	57.16	Estrato :	E - 1		
% Que Pasa la Malla N° 40	89.24	Determinación del Índice de Grupo IG			
% Que Pasa la Malla N° 10	83.91	a =	22.16	IG =	5.00
Límite Líquido	LL = 22.58 %	b =	40.00		
Límite Plástico	LP = 16.06 %	c =	0.00		
Índice de Plasticidad :	IP = 6.52 %	d =	0.00		
Tipo de Suelo : Material Limo Arcilloso					
Clasificación de Suelos : A - 4					
Suelo : (5)					
Tipo de Material : Suelo Limoso					
Terreno de Fundación : Regular a Malo					

Tabla 29: límites de Atterberg de la muestra de suelos trinchera 2.

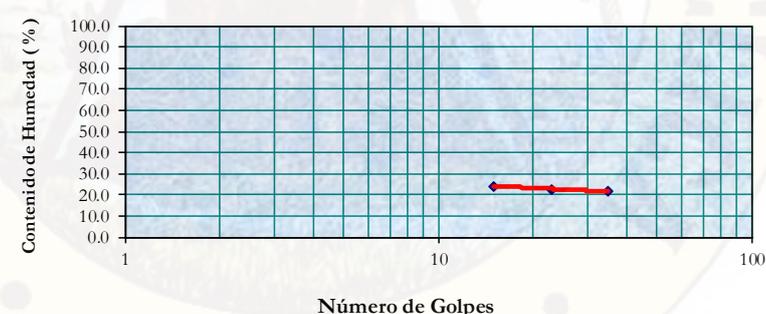
ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE										
LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE										
HUANCAVELICA										
Tesis : HUANCAVELICA 										
Tesistas: <i>Bach. Ivan I. Espinoza Huamani</i> <i>Bach. Roger Rivera Casavilca</i>										
Ensayo : LÍMITES DE CONSISTENCIA LÍMITE LÍQUIDO Norma : ASTM D 4318 LÍMITE PLÁSTICO Norma : ASTM D 4319										
Fecha de Muestreo : Huancavelica 14/ 11 / 2017 Muestreado por : I.I.E.H./R. R.C. Chequeado por : Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvcv - UNH										
LÍMITES DE CONSISTENCIA			Ubicación : Trinchera T - 2			Potencia : 2.70 m				
			Estrato : E1							
			LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO			Límites de Consistencia	
Tara Número	Unidades	1	2	3	1	2	3			
Peso Tara + Muestra Húmeda	Gr	57.26	52.17	57.17	24.96	25.12	24.93	Límite Líquido: LL =	22.58%	
Peso Tara + Muestra Seca	Gr	53.60	49.25	53.22	23.56	23.83	23.66	Límite Plástico: LP =	16.06%	
Peso de la Tara	Gr	36.64	36.42	36.90	15.36	15.67	15.36	Índice de Plasticidad : IP =	6.52%	
Peso de la Muestra Seca	Gr	16.96	12.83	16.32	8.20	8.16	8.30	Contenido de Humedad : W _n =	14.68%	
Peso del Agua	Gr	3.66	2.92	3.95	1.40	1.29	1.27	Grado de Consistencia : K _w =	1.21	
Contenido de Humedad	%	21.58	22.76	24.20	17.07	15.81	15.30	Grado de Consistencia :	Media Dura , Sólida	
Número de Golpes		35	23	15	Promedio :			16.06		
Calicata : T - 2		<div style="text-align: center;"> LÍMITE LIQUIDO </div> 								
Estrato : E1										
Potencia : 2.70 m										
Número de Golpes	Contenido de Humedad (%)									
35	21.58									
23	22.76									
15	24.20									
25	22.582									

Tabla 30: Análisis granulométrico por lavado de muestra de suelo de trinchera 2.

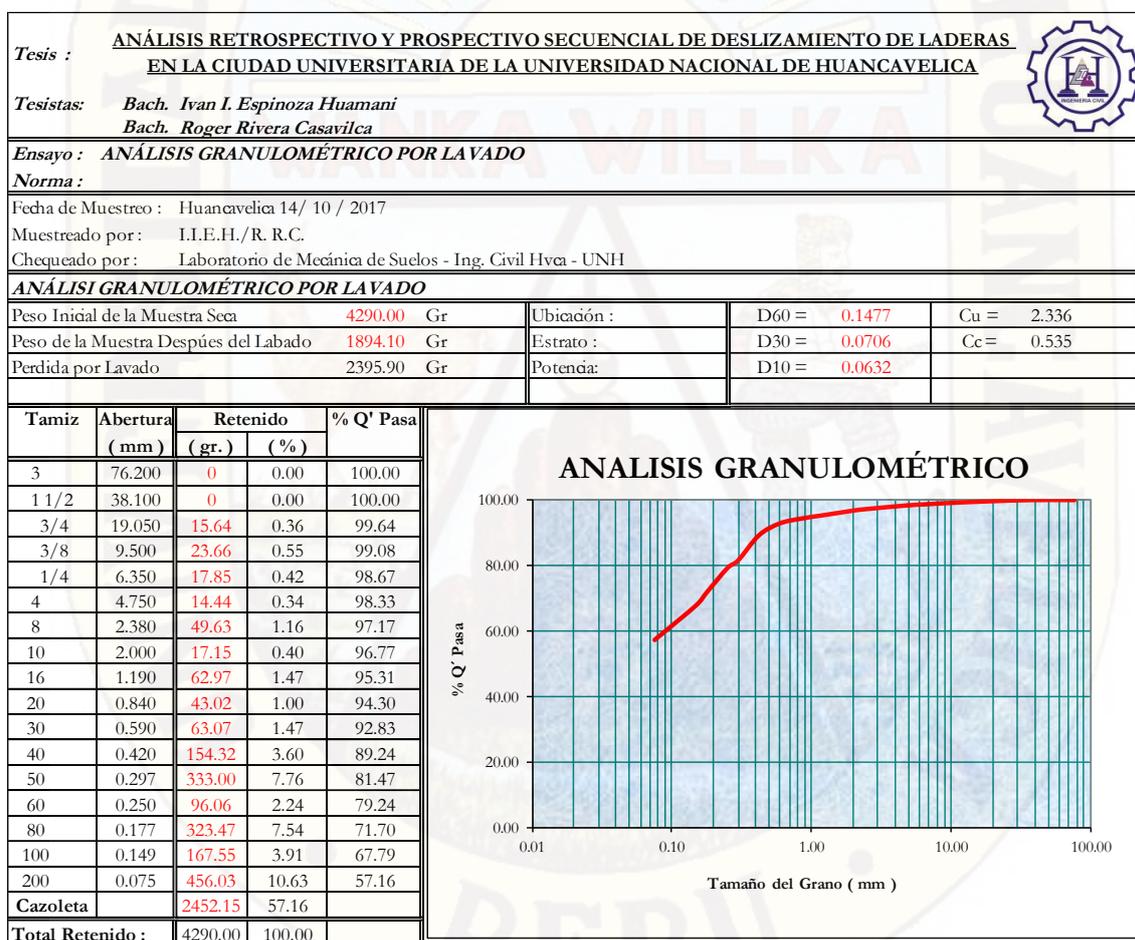


Tabla 31: Clasificación de suelos según S.U.C.S. de muestra de suelos obtenido en trinchera 3.

Tesis :		<u>ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESPLAZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA</u>				
Tesistas:		Bach. Ivan I. Espinoza Huamani Bach. Roger Rivera Casavilca				
Realizado por :	I.I.E.H./R. R.C.					
Chequeado por :	Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvca - UNH					
CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S						
Ubicación :	T-3	Potencia :	0.80 m			
Estrato :	E - 1					
% Que Pasa la Malla N° 200	24.77					
% Que Pasa la Malla N° 4	84.15					
Límite Líquido	LL =	36.28 %	D60 =	0.2497	Cu =	3.652
Límite Plástico	LP =	18.78 %	D30 =	0.1445	Cc =	1.224
Índice de Plasticidad	IP =	17.50 %	D10 =	0.0684	Suelo Bien Graduado	
Tipo de Suelo Según su Granulometría : Suelo Grueso Arena						
Tipo de Simbología : Simbología Normal						
Tipo de Suelo : SM, SC						
Suelo : SC Inorgánico						
Características del Suelo : SC Arena arcillosa, mezclas de arena, grava y arcilla.						

Tabla 32: Clasificación de suelos según A.A.S.H.T.O. de muestra de suelos obtenido en trinchera 3.

Tesis :		<u>ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESPLAZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA</u>			
Tesistas:		Bach. Ivan I. Espinoza Huamani Bach. Roger Rivera Casavilca			
Realizado por : I.I.E.H./R. R.C.					
Chequeado por : Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvca - UNH					
CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN A.A.S.H.T.O.					
CLASIFICACIÓN AASHTO					
Parámetros Usados		Ubicación :	T - 3	Potencia :	0.80 m
% Que Pasa la Malla N° 200	24.77	Estrato :	E - 1		
% Que Pasa la Malla N° 40	72.15	Determinación del Índice de Grupo IG			
% Que Pasa la Malla N° 10	80.40	a =	0.00	IG =	1.00
Límite Líquido	LL =	36.28 %	b =	9.77	
Límite Plástico	LP =	18.78 %	c =	0.00	
Índice de Plasticidad :	IP =	17.50 %	d =	7.50	
Tipo de Suelo : Material Granular					
Clasificación de Suelos : A - 2					
Suelo : A - 2 - 6 (1)					
Tipo de Material : Gravias y Arenas Limosas y Arcillosas					
Terreno de Fundación : Regular					

Tabla 33: límites de Atterberg de la muestra de suelos trinchera 3.

ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE										
LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE										
HUANCAVELICA										
Tesis : LIMITES DE CONSISTENCIA										
Tesisistas: <i>Bach. Ivan I. Espinoza Huamani</i> <i>Bach. Roger Rivera Casavilca</i>										
Ensayo : LIMITES DE CONSISTENCIA										
LÍMITE LÍQUIDO Norma : ASTM D 4318 LÍMITE PLÁSTICO Norma : ASTM D 4319										
Fecha de Muestreo : Huancavelica 14/ 11 / 2017 Muestreado por : I.I.E.H./R. R.C. Chequeado por : Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvca - UNH										
LIMITES DE CONSISTENCIA			Ubicación : Trinchera T - 3			Potencia : 0.80 m				
			Estrato : E1							
			LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO			Límites de Consistencia	
Tara Número	Unidades	1	2	3	1	2	3			
Peso Tara + Muestra Húmeda	Gr	51.87	58.13	52.55	25.02	27.45	24.90	Límite Líquido: LL =	36.28%	
Peso Tara + Muestra Seca	Gr	47.90	51.86	47.96	23.48	25.70	23.50	Límite Plástico: LP =	18.78%	
Peso de la Tara	Gr	35.66	35.64	35.71	15.67	15.70	16.18	Índice de Plasticidad : IP =	17.50%	
Peso de la Muestra Seca	Gr	12.24	16.22	12.25	7.81	10.00	7.32	Contenido de Humedad : W _n =	21.94%	
Peso del Agua	Gr	3.97	6.27	4.59	1.54	1.75	1.40	Grado de Consistencia : K _w =	0.82	
Contenido de Humedad	%	32.43	38.66	37.47	19.72	17.50	19.13	Grado de Consistencia :	Plástica	
Número de Golpes		33	21	23	Promedio :			18.78		
Calicata : T - 3		<div style="text-align: center;"> LÍMITE LIQUIDO </div>								
Estrato : E1										
Potencia : 0.80 m										
Número de Golpes	Contenido de Humedad (%)									
33	32.43									
21	38.66									
23	37.47									
25	36.278									

Tabla 34: Análisis granulométrico por lavado de muestra de suelo de trinchera 3.

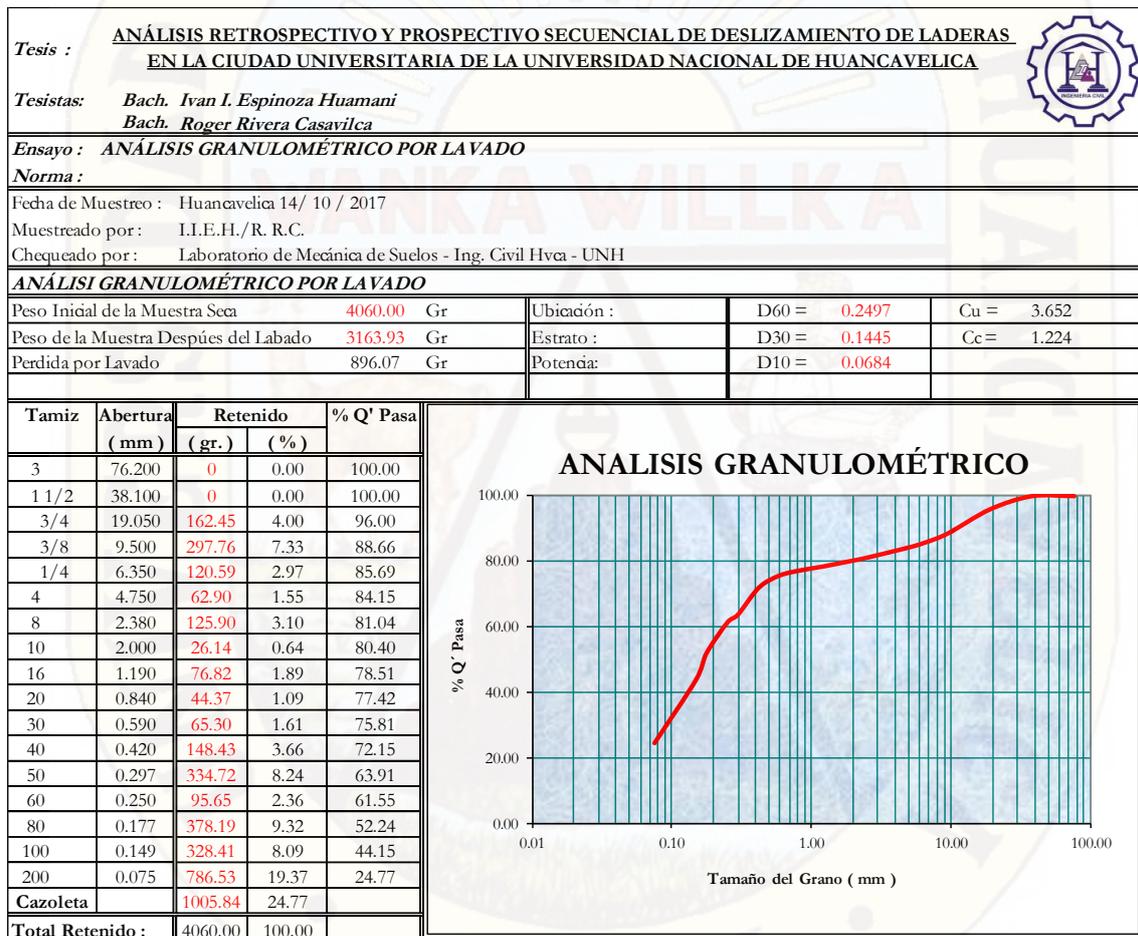


Tabla 35: Clasificación de suelos según S.U.C.S. de muestra de suelos obtenido en trinchera 4.

Tesis :		<u>ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESPLAZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCABELICA</u>		
Tesistas:		Bach. Ivan I. Espinoza Huamani Bach. Roger Rivera Casavilca		
Realizado por :	I.I.E.H./R. R.C.			
Chequeado por :	Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvca - UNH			
CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S				
Ubicación :	T - 4	Potencia :	1.10 m	
Estrato :	E - 1			
% Que Pasa la Malla N° 200	38.24			
% Que Pasa la Malla N° 4	94.88			
Límite Líquido	LL = 36.26 %	D60 = 0.2487	Cu = 3.791	
Límite Plástico	LP = 20.15 %	D30 = 0.0733	Cc = 0.329	
Índice de Plasticidad	IP = 16.11 %	D10 = 0.0656	Suelo Mal Graduado	
Tipo de Suelo Según su Granulometría : Suelo Grueso Arena				
Tipo de Simbología : Simbología Normal				
Tipo de Suelo : SM, SC				
Suelo : SC Inorgánico				
Características del Suelo : SC Arena arcillosa, mezclas de arena, grava y arcilla.				

Tabla 36: Clasificación de suelos según A.A.S.H.T.O. de muestra de suelos obtenido en trinchera 4

Tesis :		<u>ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESPLAZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCABELICA</u>		
Tesistas:		Bach. Ivan I. Espinoza Huamani Bach. Roger Rivera Casavilca		
CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN A.A.S.H.T.O.				
Realizado por :	I.I.E.H./R. R.C.			
Chequeado por :	Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvca - UNH			
CLASIFICACIÓN AASHTO				
Parámetros Usados		Ubicación :	T - 4	Potencia : 1.10 m
% Que Pasa la Malla N° 200	38.24	Estrato :	E - 1	
% Que Pasa la Malla N° 40	82.03	Determinación del Índice de Grupo IG		
% Que Pasa la Malla N° 10	92.75	a =	3.24	IG = 3.00
Límite Líquido	LL = 36.26 %	b =	23.24	
Límite Plástico	LP = 20.15 %	c =	0.00	
Índice de Plasticidad :	IP = 16.11 %	d =	6.11	
Tipo de Suelo : Material Limo Arcilloso				
Clasificación de Suelos : A - 6				
Suelo : (3)				
Tipo de Material : Suelo Arcilloso				
Terreno de Fundación : Regular a Malo				

Tabla 37: límites de Atterberg de la muestra de suelos trinchera 4.

ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE									
LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE									
HUANCAVELICA									
Tesis : ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA									
Tesisistas: Bach. Ivan I. Espinoza Huamani Bach. Roger Rivera Casavilca									
Ensayo : LIMITES DE CONSISTENCIA									
LÍMITE LÍQUIDO Norma : ASTM D 4318									
LÍMITE PLÁSTICO Norma : ASTM D 4319									
Fecha de Muestreo : Huancavelica 14/ 11 / 2017									
Muestreado por : I.I.E.H./R. R.C.									
Chequeado por : Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvcu - UNH									
LIMITES DE CONSISTENCIA			Ubicación : Trinchera T - 4			Potencia : 1.10 m			
			Estrato : E1						
			LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO			Límites de Consistencia
Tara Número	Unidades	1	2	3	1	2	3		
Peso Tara + Muestra Húmeda	Gr	53.93	51.52	53.76	26.95	45.83	48.12	Límite Líquido: LL =	36.26%
Peso Tara + Muestra Seca	Gr	49.46	47.56	49.00	24.91	44.27	46.05	Límite Plástico: IP =	20.15%
Peso de la Tara	Gr	36.61	36.34	36.75	15.36	35.86	35.97	Índice de Plasticidad : IP =	16.12%
Peso de la Muestra Seca	Gr	12.85	11.22	12.25	9.55	8.41	10.08	Contenido de Humedad : W _n =	22.70%
Peso del Agua	Gr	4.47	3.96	4.76	2.04	1.56	2.07	Grado de Consistencia : K _w =	0.84
Contenido de Humedad	%	34.79	35.29	38.86	21.36	18.55	20.54	Grado de Consistencia : Plástica	
Número de Golpes		34	28	16	Promedio :	20.15			
LÍMITE LIQUIDO									
Calicata :	T - 4								
Estrato :	E1								
Potencia :	1.10 m								
Número de Golpes	Contenido de Humedad (%)								
34	34.79								
28	35.29								
16	38.86								
25	36.265								

Tabla 38: Análisis granulométrico por lavado de muestra de suelo de trinchera 4.

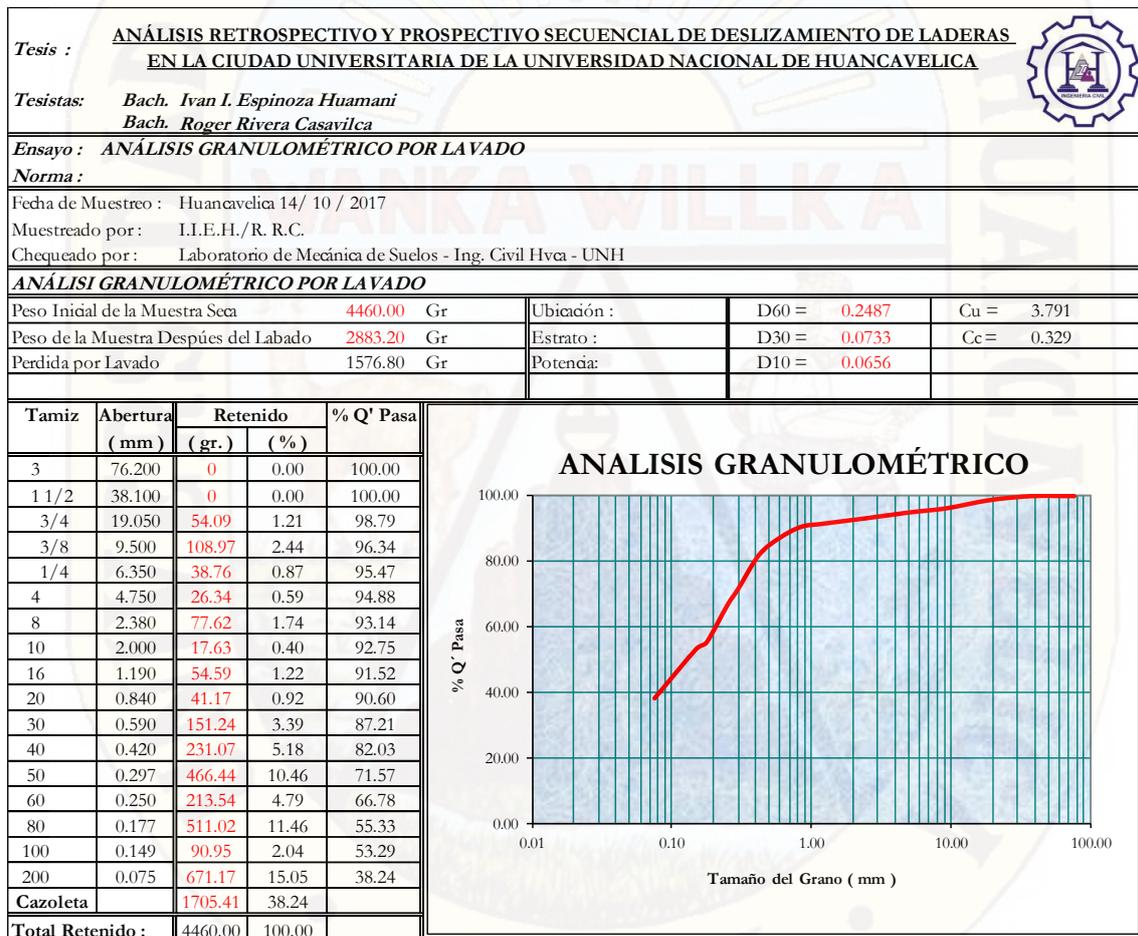


Tabla 39: Clasificación de suelos según S.U.C.S. de muestra de suelos obtenido en trinchera 5.

ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESPLAZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA						
Tesis :						
Tesistas:		Bach. Ivan I. Espinoza Huamani Bach. Roger Rivera Casavilca				
Realizado por :	I.I.E.H./R. R.C.					
Chequeado por :	Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvca - UNH					
CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S						
Ubicación :	T - 5	Potencia :	5.00 m			
Estrato :	E - 1					
% Que Pasa la Malla N° 200	46.64					
% Que Pasa la Malla N° 4	89.07					
Límite Líquido	LL =	28.42 %	D60 =	0.1487	Cu =	2.309
Límite Plástico	LP =	17.11 %	D30 =	0.0720	Cc =	0.541
Índice de Plasticidad	IP =	11.31 %	D10 =	0.0644	Suelo Mal Graduado	
Tipo de Suelo Según su Granulometría : Suelo Grueso Arena						
Tipo de Simbología : Simbología Normal						
Tipo de Suelo : SM, SC						
Suelo : SC Inorgánico						
Características del Suelo : SC Arena arcillosa, mezclas de arena, grava y arcilla.						

Tabla 40: Clasificación de suelos según A.A.S.H.T.O. de muestra de suelos obtenido en trinchera 5.

ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESPLAZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA					
Tesis :					
Tesistas:		Bach. Ivan I. Espinoza Huamani Bach. Roger Rivera Casavilca			
CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN A.A.S.H.T.O.					
Realizado por :	I.I.E.H./R. R.C.				
Chequeado por :	Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvca - UNH				
CLASIFICACIÓN AASHTO					
Parámetros Usados		Ubicación :	T - 5	Potencia :	5.00 m
% Que Pasa la Malla N° 200	46.64	Estrato :	E - 1		
% Que Pasa la Malla N° 40	79.91	Determinación del Índice de Grupo IG			
% Que Pasa la Malla N° 10	86.70	a =	11.64	IG =	3.00
Límite Líquido	LL =	28.42 %	b =	31.64	
Límite Plástico	LP =	17.11 %	c =	0.00	
Índice de Plasticidad :	IP =	11.31 %	d =	1.31	
Tipo de Suelo : Material Limo Arcilloso					
Clasificación de Suelos : A - 6					
Suelo : (3)					
Tipo de Material : Suelo Arcilloso					
Terreno de Fundación : Regular a Malo					

Tabla 41: límites de Atterberg de la muestra de suelos trinchera 5.

ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE										
LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE										
HUANCAVELICA										
Tesis : LIMITES DE CONSISTENCIA										
Tesisistas: <i>Bach. Ivan I. Espinoza Huamani</i> <i>Bach. Roger Rivera Casavilca</i>										
Ensayo : LIMITES DE CONSISTENCIA										
LÍMITE LÍQUIDO Norma : ASTM D 4318 LÍMITE PLÁSTICO Norma : ASTM D 4319										
Fecha de Muestreo : Huancavelica 14/ 11 / 2017 Muestreado por : I.I.E.H./R. R.C. Chequeado por : Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvcu - UNH										
LIMITES DE CONSISTENCIA			Ubicación : Trinchera T - 5			Potencia : 5.00 m				
			Estrato : E1							
			LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO			Límites de Consistencia	
Tara Número	Unidades	1	2	3	1	2	3			
Peso Tara + Muestra Húmeda	Gr	52.17	35.08	54.95	25.35	53.16	47.28	Límite Líquido: LL = 28.42%		
Peso Tara + Muestra Seca	Gr	48.81	30.72	50.71	23.92	50.62	45.68	Límite Plástico: IP = 17.11%		
Peso de la Tara	Gr	36.60	15.70	36.48	16.18	35.66	35.60	Índice de Plasticidad : IP = 11.31%		
Peso de la Muestra Seca	Gr	12.21	15.02	14.23	7.74	14.96	10.08	Contenido de Humedad : W _n = 17.74%		
Peso del Agua	Gr	3.36	4.36	4.24	1.43	2.54	1.60	Grado de Consistencia : K _w = 0.94		
Contenido de Humedad	%	27.52	29.03	29.80	18.48	16.98	15.87	Grado de Consistencia : Plástica		
Número de Golpes		33	21	16	Promedio :			17.11		
		<div style="text-align: center;"> LÍMITE LIQUIDO </div>								
Calicata :	T - 5									
Estrato :	E1									
Potencia :	5.00 m									
Número de Golpes	Contenido de Humedad (%)									
33	27.52									
21	29.03									
16	29.80									
25	28.419									

Tabla 42: Análisis granulométrico por lavado de muestra de suelo de trinchera 5.

Tesis :	ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA				
Tesistas:	Bach. Ivan I. Espinoza Huamani Bach. Roger Rivera Casavilca				
Ensayo :	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO				
Norma :					
Fecha de Muestreo :	Huancavelica 14/ 10 / 2017				
Muestreado por :	I.I.E.H./R. R.C.				
Chequeado por :	Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvca - UNH				
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO					
Peso Inicial de la Muestra Seca	4240.00	Gr	Ubicación :	D60 = 0.1487	Cu = 2.309
Peso de la Muestra Después del Labado	2344.10	Gr	Estrato :	D30 = 0.0720	Cc = 0.541
Perdida por Lavado	1895.90	Gr	Potencia:	D10 = 0.0644	
Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.) (%)		% Q' Pasa	
3	76.200	0	0.00	100.00	
1 1/2	38.100	67.7173	1.60	98.40	
3/4	19.050	120.73	2.85	95.56	
3/8	9.500	151.14	3.56	91.99	
1/4	6.350	84.42	1.99	90.00	
4	4.750	39.31	0.93	89.07	
8	2.380	83.52	1.97	87.10	
10	2.000	16.90	0.40	86.70	
16	1.190	49.11	1.16	85.55	
20	0.840	32.31	0.76	84.78	
30	0.590	54.11	1.28	83.51	
40	0.420	152.64	3.60	79.91	
50	0.297	258.07	6.09	73.82	
60	0.250	111.73	2.64	71.19	
80	0.177	260.77	6.15	65.04	
100	0.149	150.24	3.54	61.49	
200	0.075	629.86	14.86	46.64	
Cazoleta		1977.42	46.64		
Total Retenido :		4240.00	100.00		

Tabla 43: Clasificación de suelos según S.U.C.S. de muestra de suelos obtenido en trinchera 6.

ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESPLAZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA			
Tesis :			
Tesistas:		Bach. Ivan I. Espinoza Huamani Bach. Roger Rivera Casavilca	
Realizado por :	I.I.E.H./R. R.C.		
Chequeado por :	Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvca - UNH		
CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S			
Ubicación :	T - 6	Potencia :	9.00 m
Estrato :	E - 1		
% Que Pasa la Malla N° 200	64.58		
Límite Líquido	LL = 35.36 %		
Límite Plástico	LP = 19.23 %		
Índice de Plasticidad	IP = 16.13 %		
Tipo de Suelo Según su Granulometría : Suelo Fino Baja Plasticidad			
Tipo de Simbología : Simbología Normal			
Tipo de Suelo : CL, ML, OL			
Suelo : CL Inorgánico			
Características del Suelo : CL Arcilla de baja o mediana compresibilidad, arcilla con grava, arcilla arenosa.			

Tabla 44: Clasificación de suelos según A.A.S.H.T.O. de muestra de suelos obtenido en trinchera 6.

ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESPLAZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA			
Tesis :			
Tesistas:		Bach. Ivan I. Espinoza Huamani Bach. Roger Rivera Casavilca	
CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN A.A.S.H.T.O.			
Realizado por :		I.I.E.H./R. R.C.	
Chequeado por :		Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvca - UNH	
CLASIFICACIÓN AASHTO			
Parámetros Usados		Ubicación :	T - 6 Potencia : 9.00 m
% Que Pasa la Malla N° 200	64.58	Estrato :	E - 1
% Que Pasa la Malla N° 40	86.93	Determinación del Índice de Grupo IG	
% Que Pasa la Malla N° 10	94.10	a =	29.58 IG = 9.00
Límite Líquido	LL = 35.36 %	b =	40.00
Límite Plástico	LP = 19.23 %	c =	0.00
Índice de Plasticidad :	IP = 16.13 %	d =	6.13
Tipo de Suelo : Material Limo Arcilloso			
Clasificación de Suelos : A - 6			
Suelo : (9)			
Tipo de Material : Suelo Arcilloso			
Terreno de Fundación : Regular a Malo			

Tabla 45: límites de Atterberg de la muestra de suelos trinchera 6.

ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE										
LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE										
HUANCAVELICA										
Tesis : LIMITES DE CONSISTENCIA										
Tesisistas: <i>Bach. Ivan I. Espinoza Huamani</i> <i>Bach. Roger Rivera Casavilca</i>										
Ensayo : LIMITES DE CONSISTENCIA										
LÍMITE LÍQUIDO					Norma : ASTM D 4318					
LÍMITE PLÁSTICO					Norma : ASTM D 4319					
Fecha de Muestreo :					Huancavelica 14/ 11 / 2017					
Muestreado por :					I.I.E.H./R. R.C.					
Chequeado por :					Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hvca - UNH					
LIMITES DE CONSISTENCIA			Ubicación : Trinchera T - 6			Potencia : 9.00 m				
			Estrato : E1							
			LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO			Límites de Consistencia	
Tara Número	Unidades	1	2	3	1	2	3			
Peso Tara + Muestra Húmeda	Gr	33.00	32.27	34.98	23.43	47.72	48.72	Límite Líquido: LL =	35.36%	
Peso Tara + Muestra Seca	Gr	28.53	27.97	29.84	22.15	45.85	46.53	Límite Plástico: IP =	19.23%	
Peso de la Tara	Gr	15.67	15.75	15.76	15.46	35.71	35.64	Índice de Plasticidad : IP =	16.13%	
Peso de la Muestra Seca	Gr	12.86	12.22	14.08	6.69	10.14	10.89	Contenido de Humedad : W _n =	17.30%	
Peso del Agua	Gr	4.47	4.30	5.14	1.28	1.87	2.19	Grado de Consistencia : K _w =	1.12	
Contenido de Humedad	%	34.76	35.19	36.51	19.13	18.44	20.11	Grado de Consistencia :	Media Dura , Sólida	
Número de Golpes		29	28	17	Promedio :			19.23		
Calicata : T - 6										
Estrato : E1										
Potencia : 9.00 m										
Número de Golpes	Contenido de Humedad (%)									
29	34.76									
28	35.19									
17	36.51									
25	35.360									

Tabla 46: Análisis granulométrico por lavado de muestra de suelo de trinchera 6.

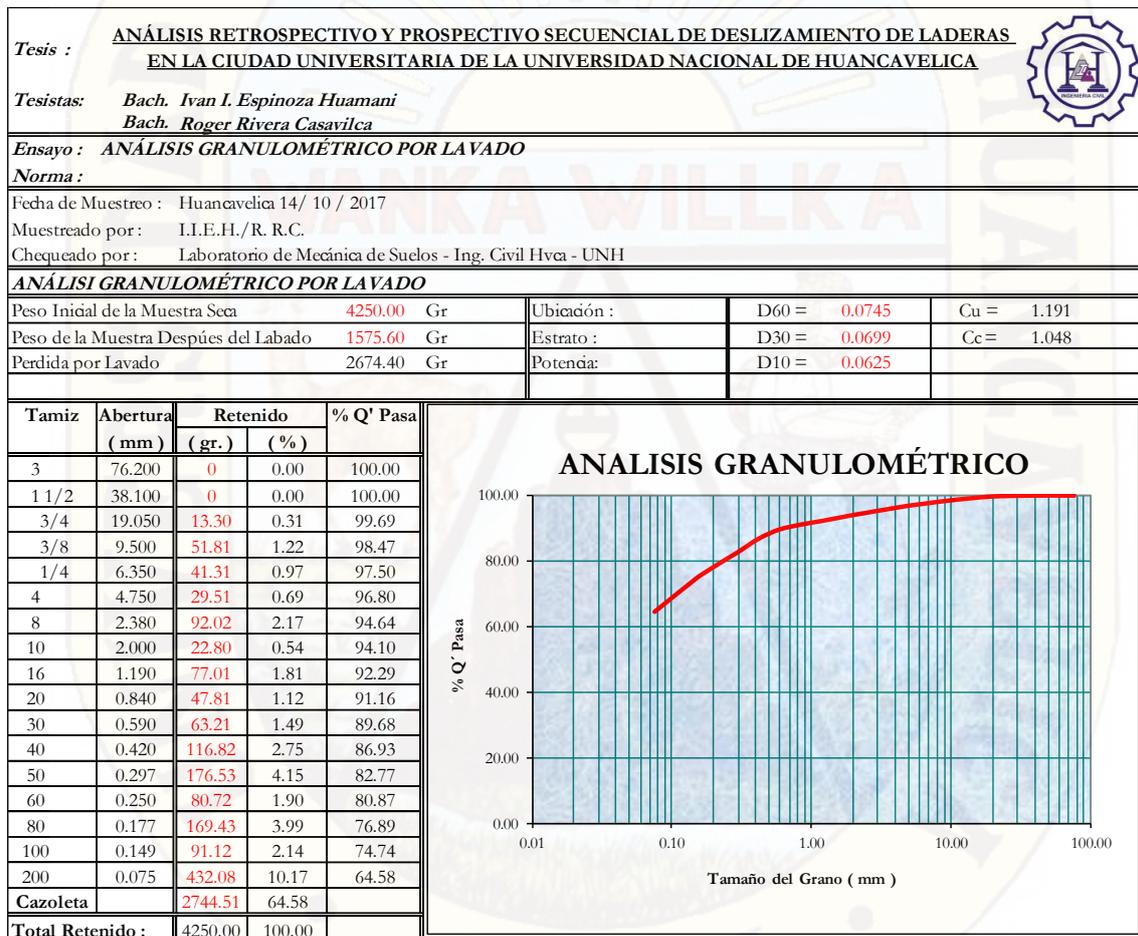
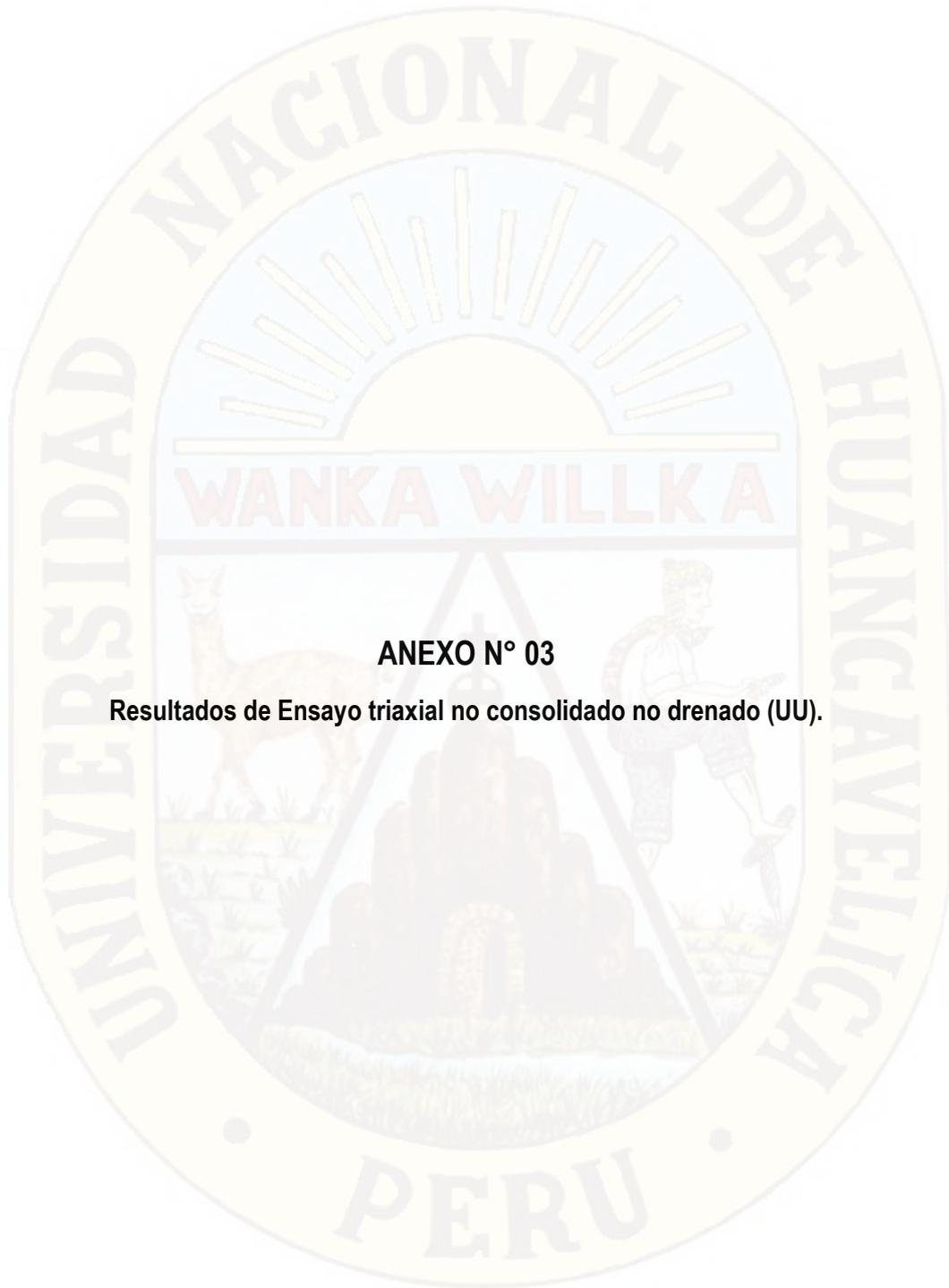


Tabla 47: Resumen de ensayos de laboratorio.

RESUMEN DE ENSAYO DE LABORATORIO

<p>Tesis : ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELCA</p> <p>Tesistas: Bach. Ivan I. Espinoza Huamani Bach. Roger Rivera Casavilca</p> <p>RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO</p>																
Trinchera	Estrato	Profundidad (m)	Conetnido de Humedad W (%)	Peso Especifico gr / cm ³	Límites de Consistencia			Índice de Plasticidad IP (%)	Grado de Consistencia Kw	Granulometría % Que Pasa			Clasificación de Suelos			
					Líquido LL (%)	Plástico LP (%)	Grado de Consistencia Kw			N° 10	N° 40	N° 200	Clasificación AASHTO		Clasificación SUCS	
													Simbología	Suelo	T. Fundación	Simbología
T-1	E1	3.00	18.80	2.16	18.51	15.31	3.20	-0.09	83.91	77.14	38.25	A - 4	Suelo Limoso	Regular a Malo	SC	Arenas arcillosas
T-2	E1	2.70	14.68	2.21	22.58	16.06	6.52	1.21	96.77	89.24	57.16	A - 4	Suelo Limoso	Regular a Malo	CL,ML	Arcillas con grava o con arena
T-3	E1	0.80	21.94	2.08	36.28	18.78	17.50	0.82	80.40	72.15	24.77	A - 2 - 6	Graba y Arena Limosas y Arcillosas	Regular	SC	Arenas arcillosas
T-4	E1	1.10	22.70	2.05	36.26	20.15	16.11	0.84	92.75	82.03	38.24	A - 6	Suelo Arcilloso	Regular a Malo	SC	Arenas arcillosas
T-5	E1	5.00	17.74	2.14	28.42	17.11	11.31	0.94	86.70	79.90	46.64	A - 6	Suelo Arcilloso	Regular a Malo	SC	Arenas arcillosas
T-6	E1	9.00	17.30	2.09	35.36	19.23	16.13	1.12	94.10	86.93	64.58	A - 6	Suelo Arcilloso	Regular a Malo	CL	Arcillas con grava o con arena



ANEXO N° 03

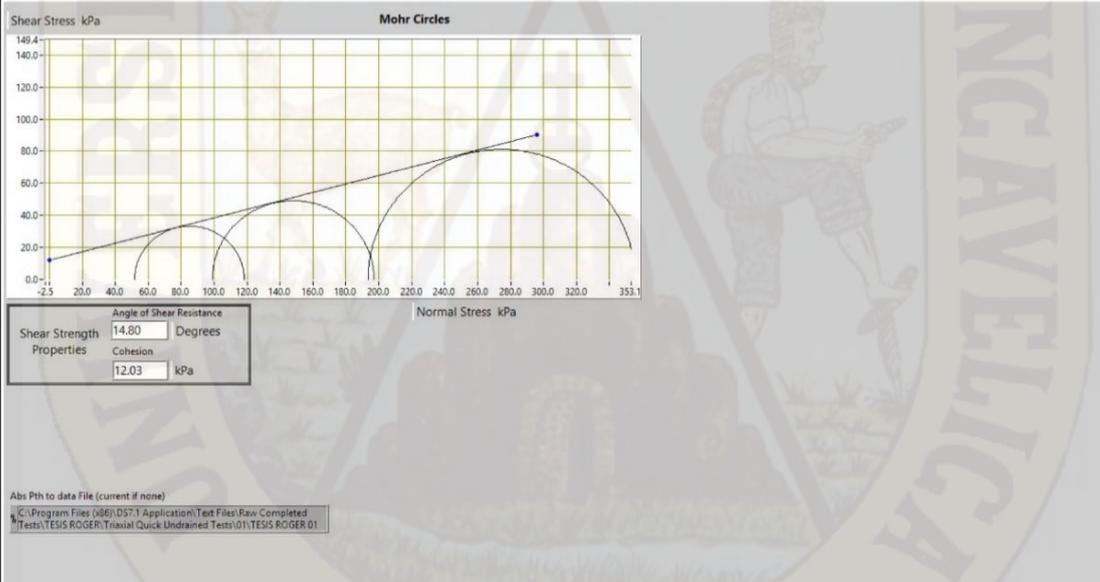
Resultados de Ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU).

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)



SUMMARY

All Stages Conditions at Failure					
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure
Stage1	51.7kPa	118.2 kPa	66.5 kPa	24.50%	Maximum Deviator Stress
Stage2	98.9kPa	197.1 kPa	98.2 kPa	3.88%	Maximum Deviator Stress
Stage3	193.4kPa	355.6 kPa	162.2 kPa	23.94%	Maximum Deviator Stress

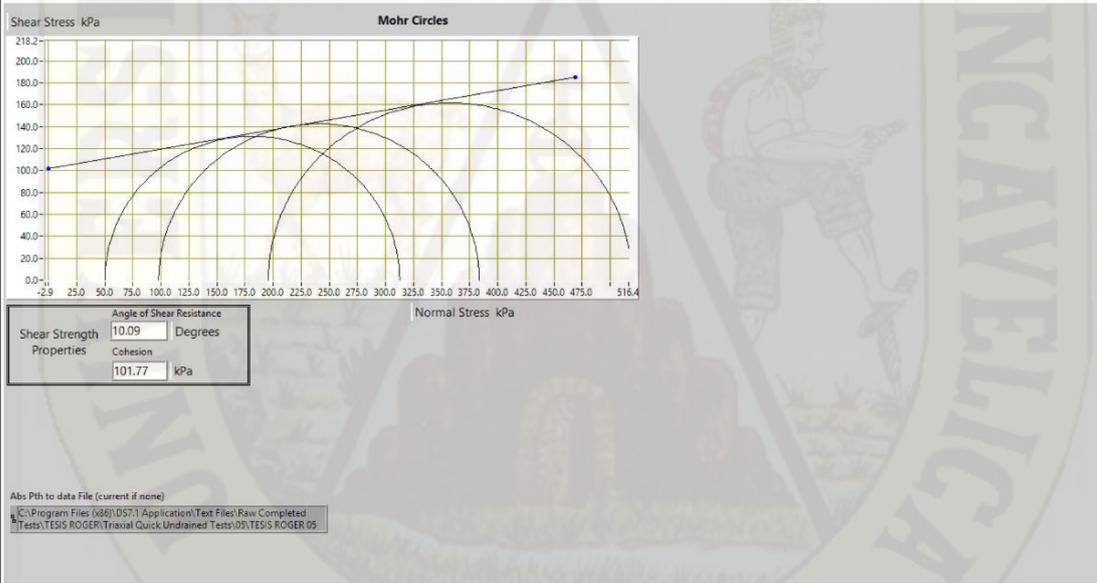


Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)



SUMMARY

All Stages Conditions at Failure					
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure
Stage1	50.2kPa	312.6 kPa	262.4 kPa	11.83%	Maximum Deviator Stress
Stage2	195.7kPa	519.3 kPa	323.6 kPa	12.30%	Maximum Deviator Stress
Stage3	98.1kPa	383.4 kPa	285.3 kPa	12.41%	Maximum Deviator Stress

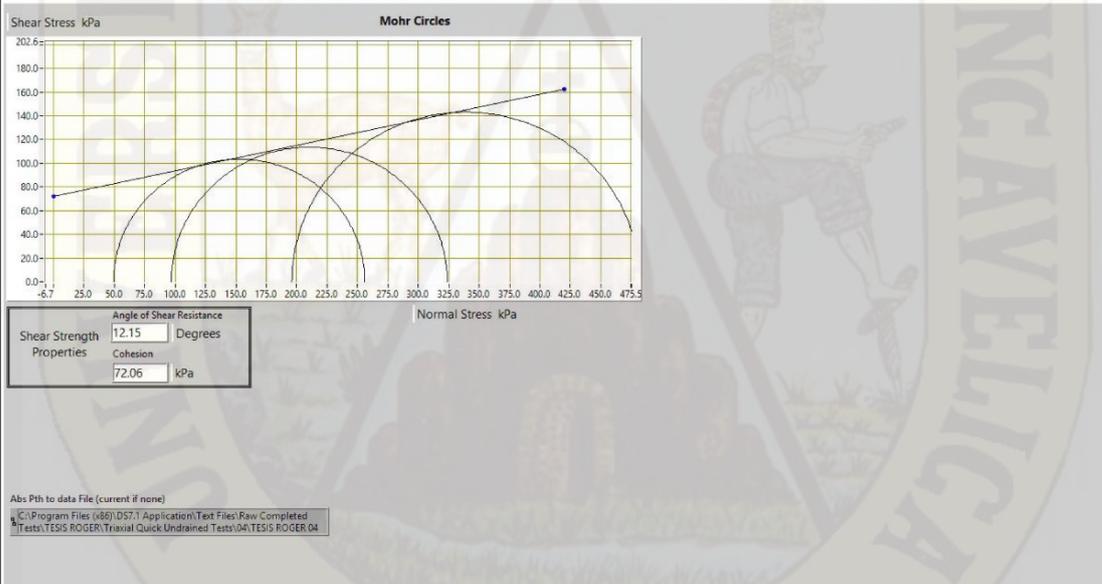


Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)



SUMMARY

All Stages Conditions at Failure					
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure
Stage1	49.3kPa	256.0 kPa	206.8 kPa	8.35%	Maximum Deviator Stress
Stage2	96.8kPa	323.9 kPa	227.1 kPa	15.31%	Maximum Deviator Stress
Stage3	196.0kPa	482.2 kPa	286.2 kPa	12.33%	Maximum Deviator Stress

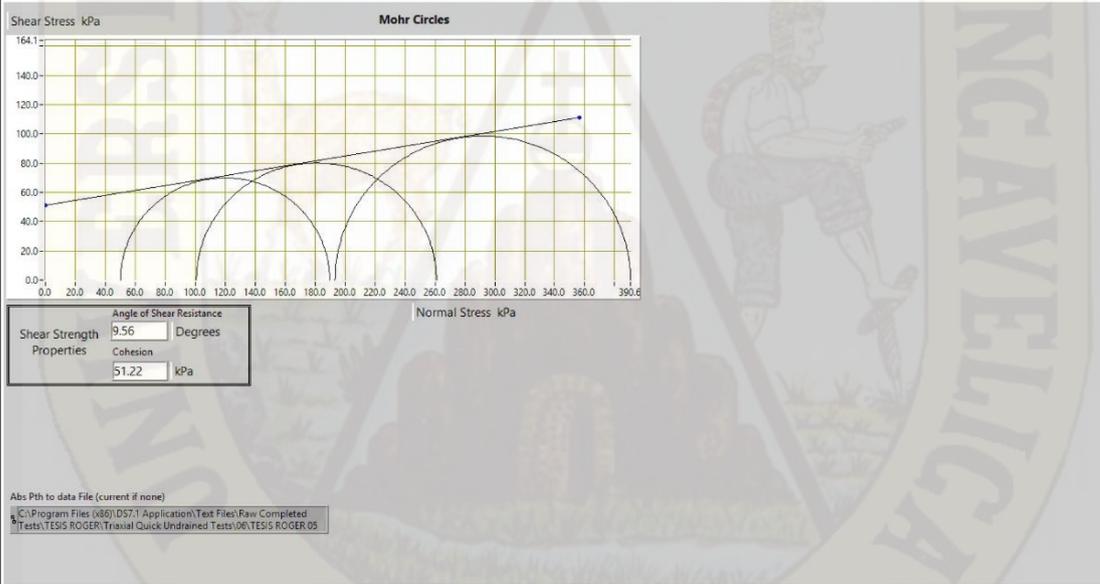


Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)



SUMMARY

All Stages Conditions at Failure					
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure
Stage1	50.2kPa	189.9 kPa	139.7 kPa	9.86%	Maximum Deviator Stress
Stage2	193.4kPa	390.6 kPa	197.2 kPa	12.33%	Maximum Deviator Stress
Stage3	100.9kPa	261.1 kPa	160.2 kPa	17.43%	Maximum Deviator Stress

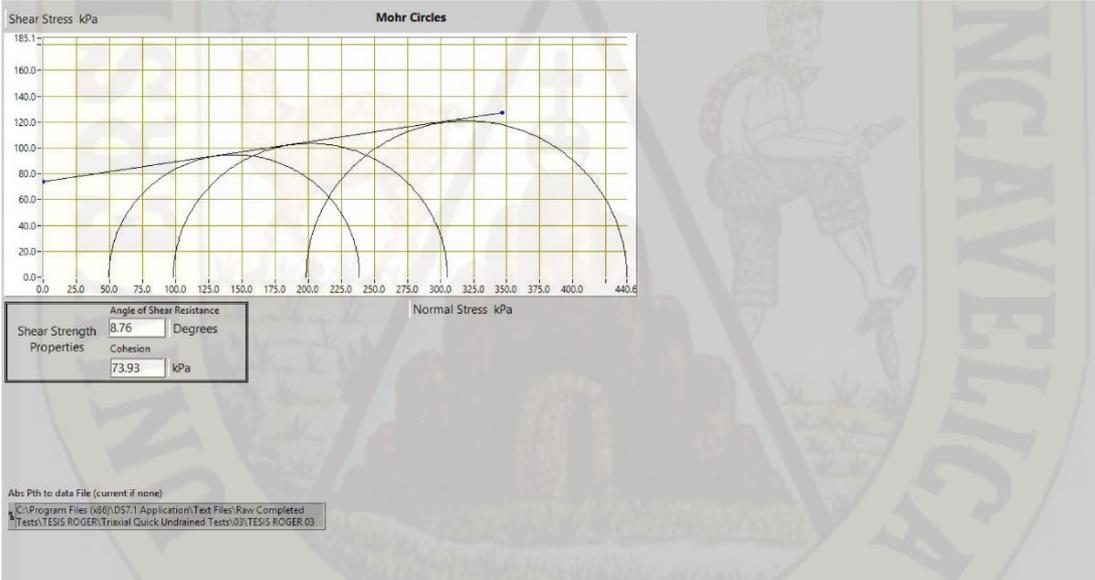


Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)



SUMMARY

All Stages Conditions at Failure					
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure
Stage1	49.5kPa	238.9 kPa	189.4 kPa	8.84%	Maximum Deviator Stress
Stage2	98.3kPa	305.2 kPa	207.0 kPa	6.85%	Maximum Deviator Stress
Stage3	198.6kPa	440.6 kPa	242.1 kPa	13.49%	Maximum Deviator Stress



Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)



SUMMARY

All Stages Conditions at Failure					
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure
Stage1	49.5kPa	172.0 kPa	122.4 kPa	13.32%	Maximum Deviator Stress
Stage2	94.6kPa	243.1 kPa	148.5 kPa	2.87%	Maximum Deviator Stress
Stage3	193.8kPa	413.3 kPa	219.5 kPa	7.47%	Maximum Deviator Stress

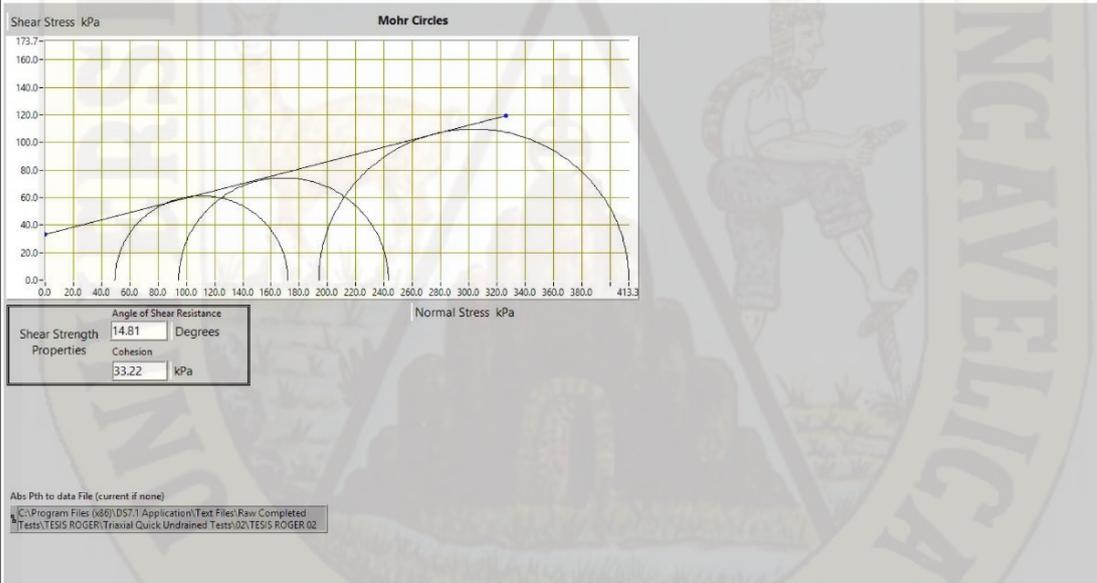


Tabla 48: Valores de las muestras necesarios para ensayo triaxial.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA
FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL – HVCA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES Y CONCRETO
ENSAYO DE CONCRETO TRIAXIAL



PROYECTO: **ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA**

SOLICITANTE: Bach. Ivan I. Espinoza Huamani - Bach. Roger Rivera Casavila

ENSAYADO POR: Téc. Alfredo Mendoza

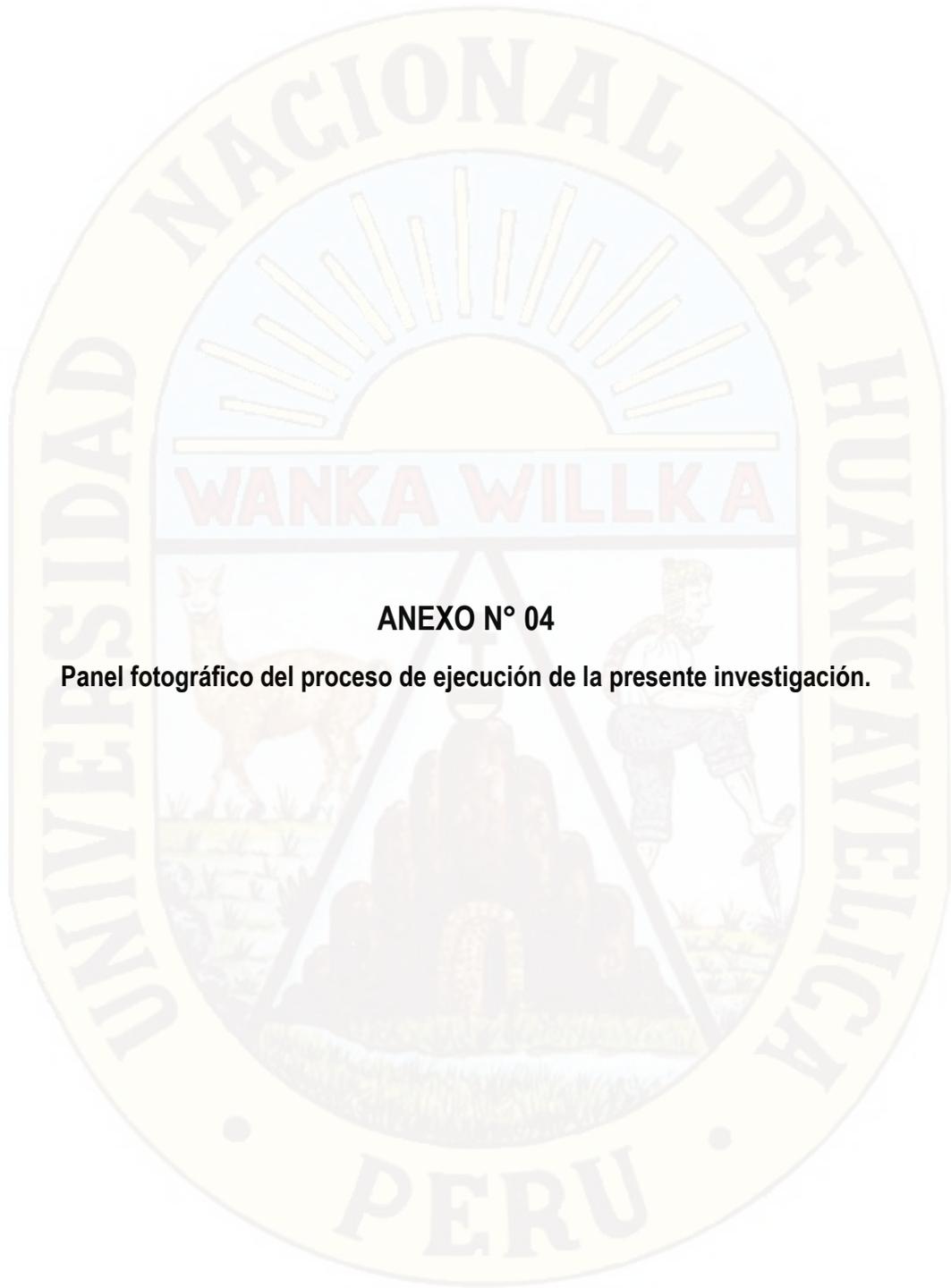
FECHA: 04/10/2017 - 12/10/2017

UBICACIÓN: Universidad Nacional de Huancavelica

MUESTRA N°	PRUEBA N°	DIÁMETRO (mm)			DIÁMETRO PROMEDIO (mm)	ALTURA (mm)	W HUM TALLADO/R EMOLDEAD O (gr)	PESO SECO (gr)	DENSIDAD HUMEDAD (gr/cm ³)	CONTENIDO DE HUMEDAD	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
1	Trinchera	1	69.88	69.40	68.38	69.22	139.00	1125.62	947.44	2.15	N° TARA
		2	72.00	70.00	69.00	70.33	144.00	1246.71	1049.42	2.23	W TARA
		3	72.00	70.00	72.00	71.33	143.00	1288.43	1084.54	2.25	W.T. + S.H.
	Profundidad 3.00 m	4	72.00	72.00	71.00	71.67	143.00	1260.71	1061.20	2.19	W.T. + S.S.
		5	72.00	72.00	72.00	72.00	141.00	1213.65	1021.59	2.11	% HUMEDAD
		6	71.00	72.00	71.00	71.33	414.00	1226.46	1032.46	2.18	
		7	72.00	72.00	72.00	72.00	142.00	1199.45	1009.64	2.07	
		8	72.00	72.00	72.00	72.00	135.00	1154.86	972.10	2.10	
2	Trinchera	1	72.00	72.00	72.00	72.00	143.00	1296.39	1130.43	2.23	N° TARA
		2	72.00	72.00	72.00	72.00	144.00	1259.53	1098.29	2.15	W TARA
		3	72.00	72.00	72.00	72.00	142.00	1287.53	1122.70	2.23	W.T. + S.H.
	Profundidad 2.50 m	4	72.00	72.00	72.00	72.00	142.00	1253.18	1092.72	2.17	W.T. + S.S.
		5	72.00	72.00	72.00	72.00	142.00	1259.02	1097.84	2.18	% HUMEDAD
		6	72.00	72.00	72.00	72.00	143.00	1324.94	1155.33	2.28	
		7	72.00	72.00	72.00	72.00	142.00	1261.92	1100.37	2.18	
		8	72.00	72.00	72.00	72.00	138.00	1252.81	1092.43	2.23	
3	Trinchera	1	72.00	72.00	72.00	72.00	143.00	1202.67	986.28	2.07	N° TARA
		2	72.00	72.00	72.00	72.00	143.00	1218.99	999.67	2.09	W TARA
		3	72.00	72.00	72.00	72.00	143.00	1207.33	990.10	2.07	W.T. + S.H.
	Profundidad 0.80 m										W.T. + S.S.
										% HUMEDAD	
										21.94	
4	Trinchera	1	72.00	72.00	72.00	72.00	140.10	1154.91	941.28	2.03	N° TARA
		2	72.00	72.00	72.00	72.00	142.50	1174.76	957.46	2.02	W TARA
		3	72.00	72.00	72.00	72.00	142.00	1206.43	983.27	2.09	W.T. + S.H.
	Profundidad 1.10 m	4	72.00	72.00	72.00	72.00	143.00	1205.05	982.11	2.07	W.T. + S.S.
										% HUMEDAD	
										22.70	
5	Trinchera	1	72.00	72.00	72.00	72.00	143.00	1234.32	1048.36	2.12	N° TARA
		2	72.00	72.00	72.00	72.00	143.00	1227.84	1042.85	2.11	W TARA
		3	72.00	72.00	72.00	72.00	136.00	1215.95	1032.76	2.20	W.T. + S.H.
	Profundidad 5.00 m	4	72.00	72.00	72.00	72.00	141.00	1222.43	1038.26	2.13	W.T. + S.S.
										% HUMEDAD	
										17.74	
6	Trinchera	1	72.00	72.00	72.00	72.00	143.00	1187.93	1012.73	2.04	N° TARA
		2	72.00	72.00	72.00	72.00	143.00	1217.80	1038.19	2.09	W TARA
		3	72.00	72.00	72.00	72.00	143.00	1230.05	1048.64	2.11	W.T. + S.H.
	Profundidad 9.00 m	4	72.00	72.00	72.00	72.00	143.00	1232.37	1050.61	2.12	W.T. + S.S.
		5	72.00	72.00	72.00	72.00	144.00	1229.23	1047.94	2.10	% HUMEDAD
										17.30	

Tabla 49: resumen de datos obtenidos de los ensayos triaxiales.

 RESUMEN DE DATOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYOS DE TRIAXIAL PROPIEDADES DE RESISTENCIA AL CORTE ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESPLAZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA 				
Tesis :				
Tesistas:	Bach.	Ivan I. Espinoza Huamani		
	Bach.	Roger Rivera Casavilca		
Ensayo :	TRIAxIAL			
Norma :				
Fecha de Muestreo : Huancavelica 15/ 11 / 2017				
Muestreado por : I.I.E.H./R. R.C.				
Chequeado por : Laboratorio de Mecánica de Suelos - Ing. Civil Hveca - UNH				
TRINCHERA	PROFUNDIDAD	PESO ESPECÍFICO KN/m3	ANGULO DE FRICCIÓN (θ)	COHESIÓN (C) Kpa
T-1	3.00m	21.17	14.80	12.03
T-2	2.50m	21.66	10.09	101.77
T-3	0.80m	20.38	12.15	72.06
T-4	1.10m	20.09	9.56	51.22
T-5	5.00m	20.97	8.76	73.93
T-6	9.00m	20.48	14.81	33.22



ANEXO N° 04

Panel fotográfico del proceso de ejecución de la presente investigación.



Figura 41: Zona de estudio, deslizamiento ocurrido en marzo del 2017.



Figura 42: Calicata número uno , nuestra el perfil estratigráfico en esa zona .



Figura 43: Calicata número dos , nuestra el perfil estratigráfico en esa zona .



Figura 44: Calicata número tres , nuestra el perfil estratigráfico en esa zona .



Figura 45: Calicata número dos , nuestra el perfil estratigráfico en esa zona .



Figura 46: Calicata número cinco , nuestra el perfil estratigráfico en esa zona .



Figura 47: Calicata número seis , nuestra el perfil estratigráfico en esa zona .



Figura 48: Trinchera número uno, zona donde se extrajo muestras de suelo para ensayos triaxiales.



Figura 49: Trinchera número dos, zona donde se extrajo muestras de suelo para ensayos triaxiales.



Figura 50: Trinchera número tres, zona donde se extrajo muestras de suelo para ensayos triaxiales.



Figura 51: Trinchera número cuatro, zona donde se extrajo muestras de suelo para ensayos triaxiales.



Figura 52: Trinchera número cinco, zona donde se extrajo muestras de suelo para ensayos triaxiales.



Figura 53: Trinchera número seis, zona donde se extrajo muestras de suelo para ensayos triaxiales.



Figura 54: Muestra lista para ser secada en le horno.



Figura 55: Pesado de muestra de suelo para obtención de contenido de humedad.



Figura 56: Cuarteo de muestra de suelo para realizar ensayo de análisis granulométrico.



Figura 57: Muestra de suelo después de ser lavado, y realizado su análisis granulométrico.



Figura 58: Muestras de suelo de las diferentes trincheras y que pasaron completamente por el tamiz de 0,5 mm. (malla N° 40 ASTM).



Figura 59: Ensayo de limite líquido de una de las muestras de suelo.



Figura 60: Ensayo de limite plástico de una de las muestras de suelo.



Figura 61: Extracción de muestra de suelo inalterado para ensayo triaxial no consolidado no drenado.

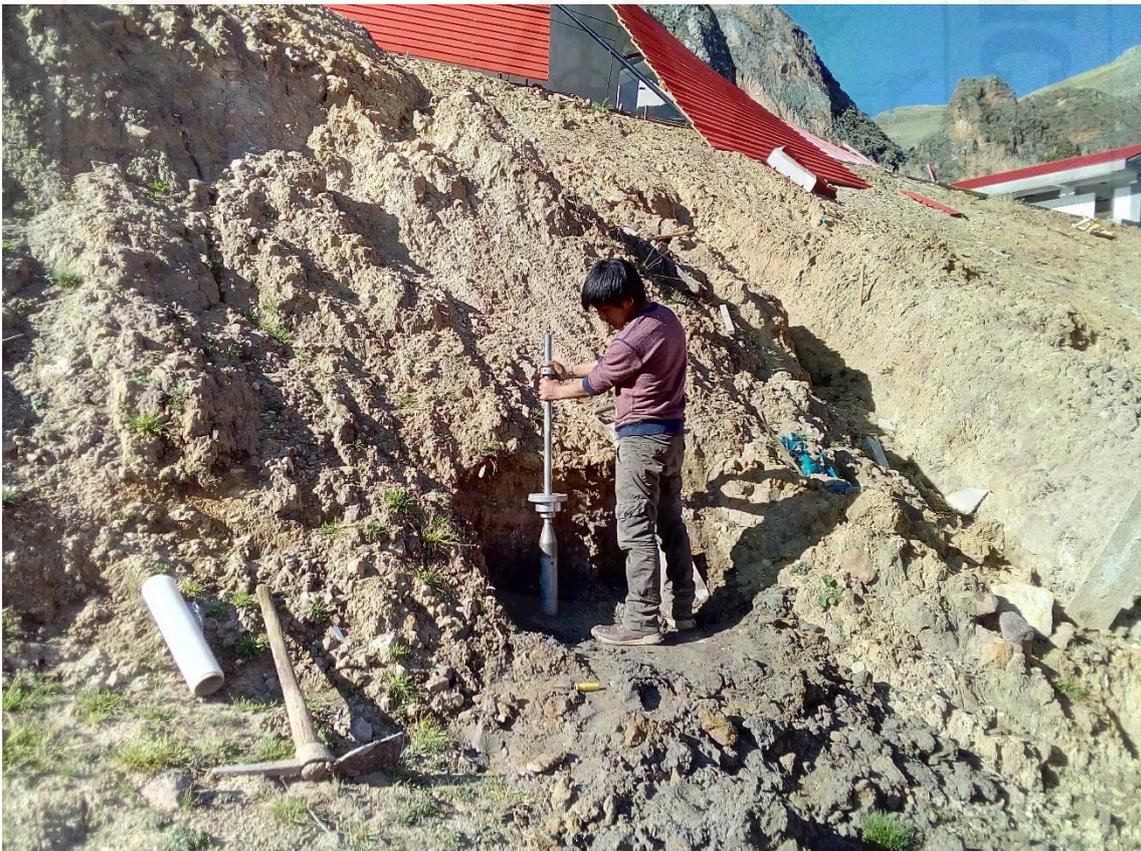


Figura 62: Extracción de muestra trinchera número uno, para ensayo triaxial.



Figura 63: Laboratorio de geotecnia 2, preparación de muestras de suelo inalterados para ensayo triaxial.



Figura 64: Colocación de la muestra de suelo inalterado en la celda triaxial.



Figura 65: Muestra inalterada en proceso de ensayo triaxial (UU).



Figura 66: Muestras de suelos después de haber sido ensayados para la obtención de parámetros mecánicos del suelo de la trinchera 2.



Figura 67: Muestras de suelos después de haber sido ensayados para la obtención de parámetros mecánicos del suelo de la trinchera 3



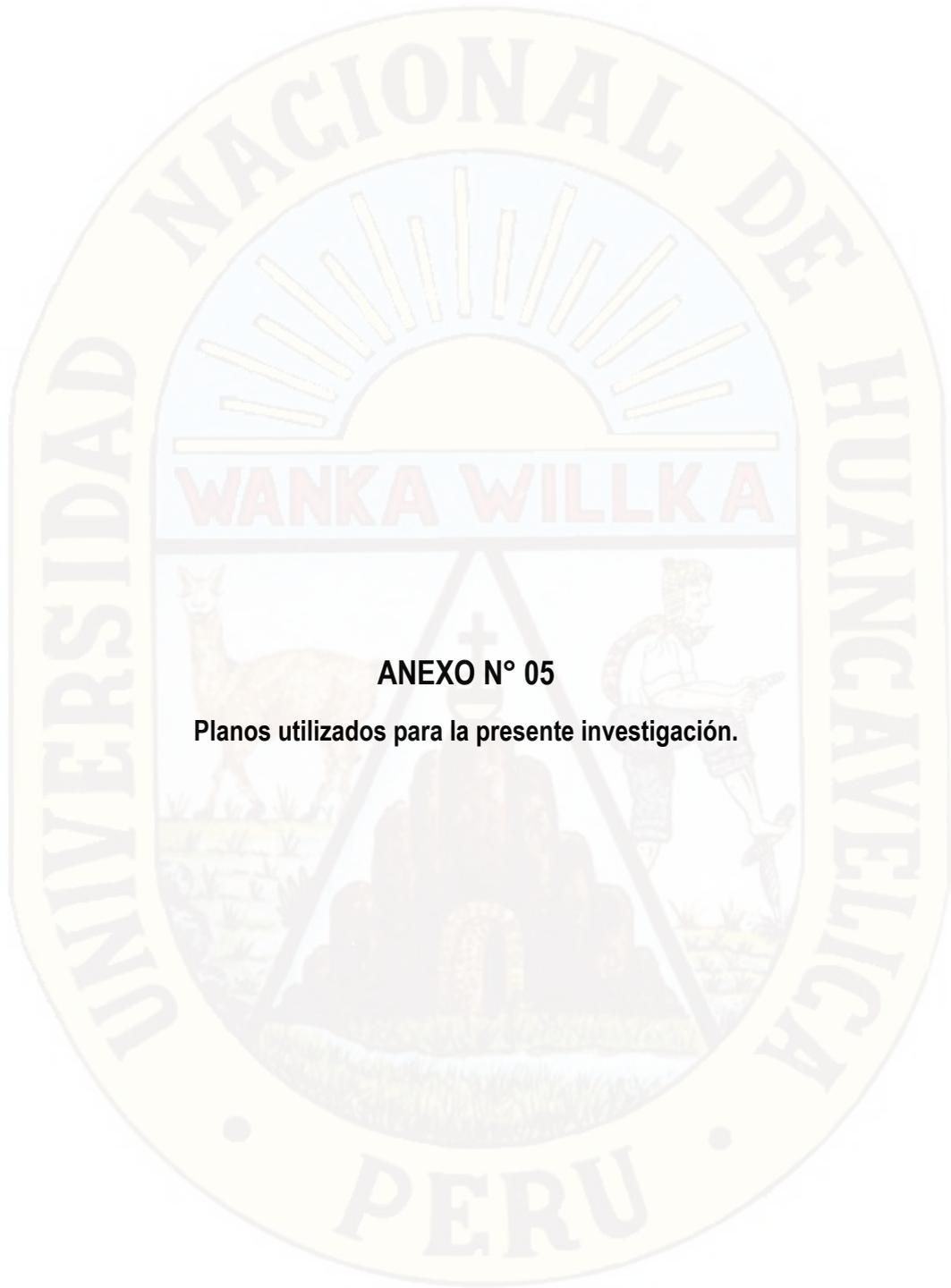
Figura 68: Conjunto de muestras después de haber realizado los ensayos triaxiales (UU)



Figura 69: proceso de excavación y cimentación en algunas zonas del deslizamiento de ladera.

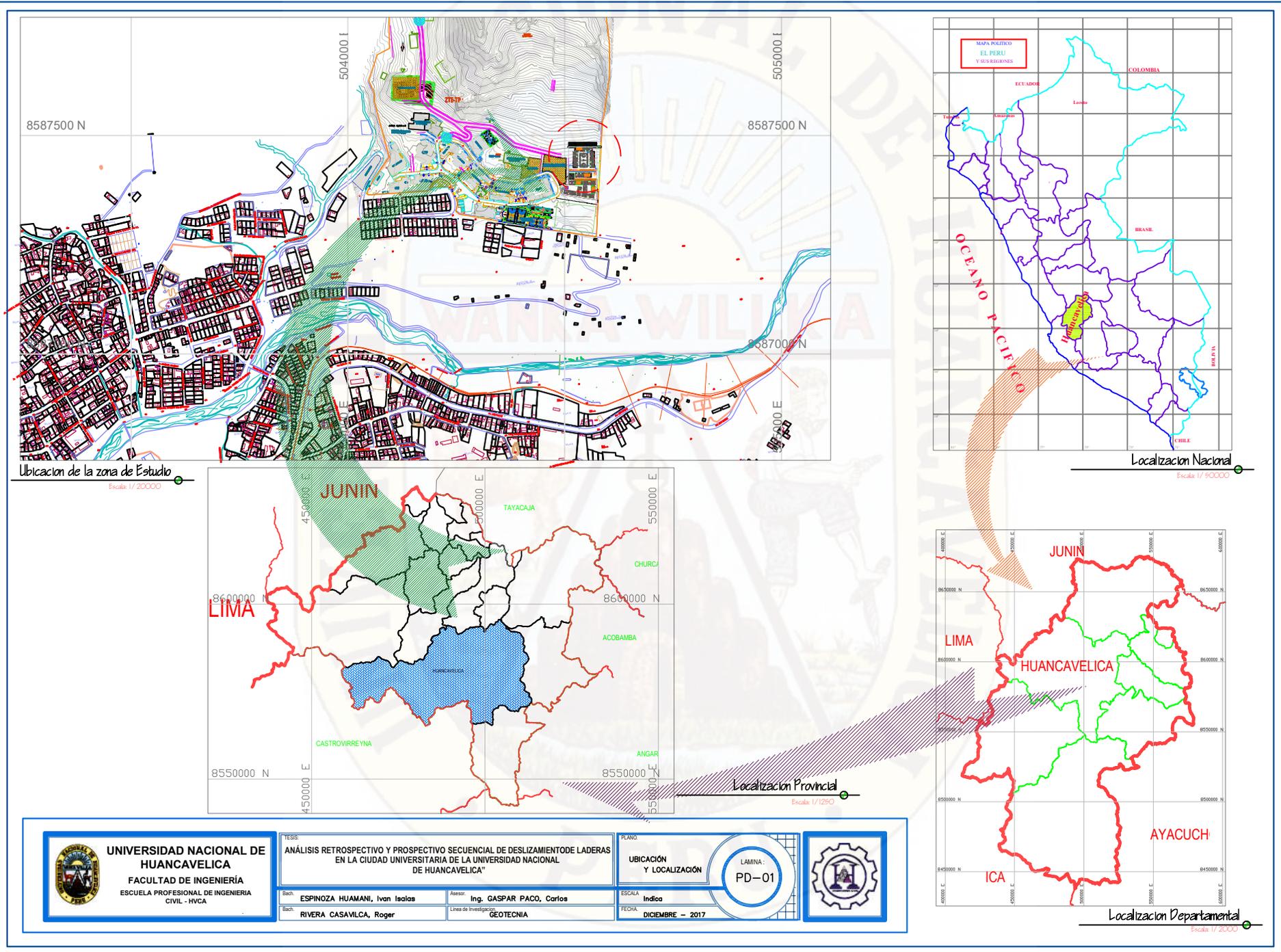


Figura 70: Cimentación de la infraestructura académica de la primera plataforma.



ANEXO N° 05

Planos utilizados para la presente investigación.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL - HVCA

TESIS: **ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTOS DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA**

Bach: **ESPIÑOZA HUAMANI, Ivan Isalos** Asesor: **Ing. GASPAR PACO, Carlos**

Bach: **RIVERA CASAVILCA, Roger** Línea de Investigación: **GEOTECNIA**

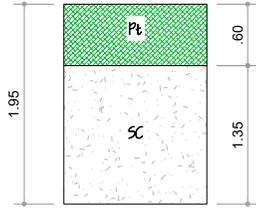
PLANO: **UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN**

LÁMINA: **PD-01**

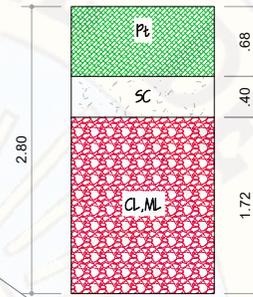
ESCALA: **Indice**

FECHA: **DICIEMBRE - 2017**

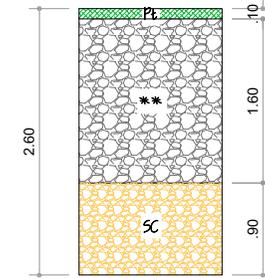
CALICATA N° 03



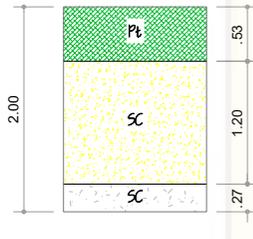
CALICATA N° 04



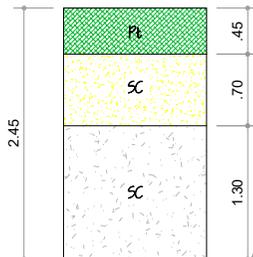
CALICATA N° 05



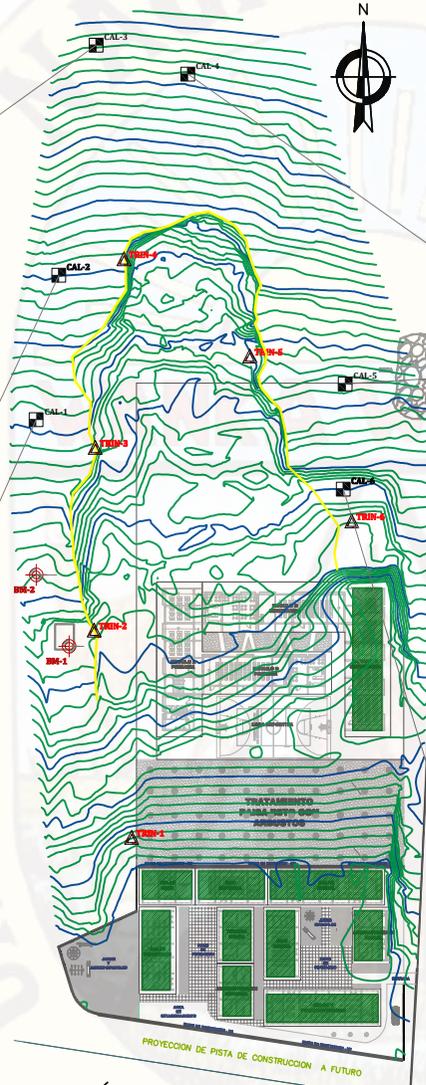
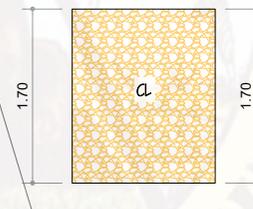
CALICATA N° 02



CALICATA N° 01



CALICATA N° 06



LEYENDA

- BM
- Calicatas
- Perimetro de falla
- Infraestructura intactas
- Trinchera
- Pt: Turba o Suelo Organico
- SC: Limos Inorgánicos
- CL, L.M: Arcillas con Grava o con Arena
- * *: Material granular no ensayado

PLANOS DE UBICACIÓN
Escala: 1/1250

PUNTOS DE CONTROL

PC	NORTE	ESTE	COTA
BM - 1	8587290.063	504601.753	3762.00
BM - 2	8587282.025	504619.203	3766.00
CALICATA - 1	8587281.995	504657.091	3775.52
CALICATA - 2	8587287.525	504692.34	3785.25
CALICATA - 3	8587296.735	504748.578	3803.34
CALICATA - 4	8587319.289	504741.504	3800.85
CALICATA - 5	8587358.027	504665.808	3776.50
CALICATA - 6	8587357.525	504640.089	3765
TRINCHERA - 1	8587295.466	504554.828	3743.00
TRINCHERA - 2	8587296.242	504605.442	3761.05
TRINCHERA - 3	8587296.51	504650.058	3773.19
TRINCHERA - 4	8587305.61	504696.11	3785.56
TRINCHERA - 5	8587334.56	504672.37	3774.75
TRINCHERA - 6	8587359.637	504652.115	3761.12

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL - HVCA

TEMA: ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTOS DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA

Bach: ESPINOZA HUAMANI, Ivan Isaias Asesor: Ing. GASPAR PACO, Carlos

Bach: RIVERA CASAVILCA, Roger Línea de Investigación: GEOTECNIA

PLANO: CATASTRO CALICATAS Y TRINCHERAS

LAMINA: PC-02

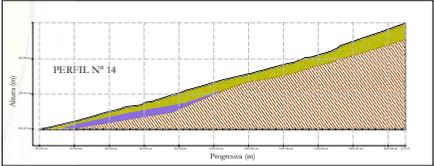
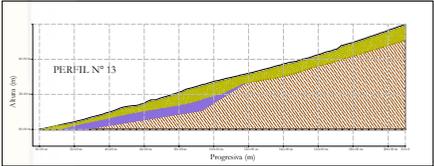
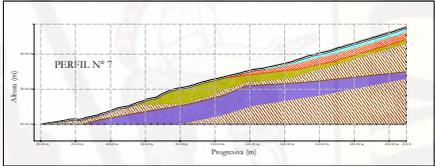
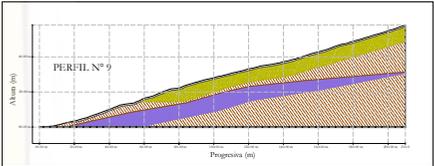
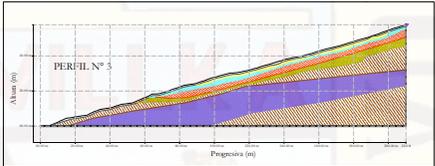
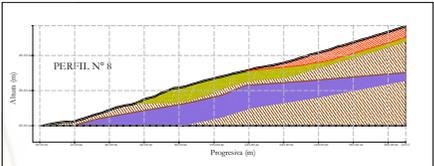
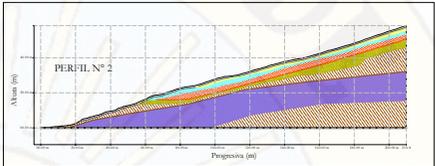
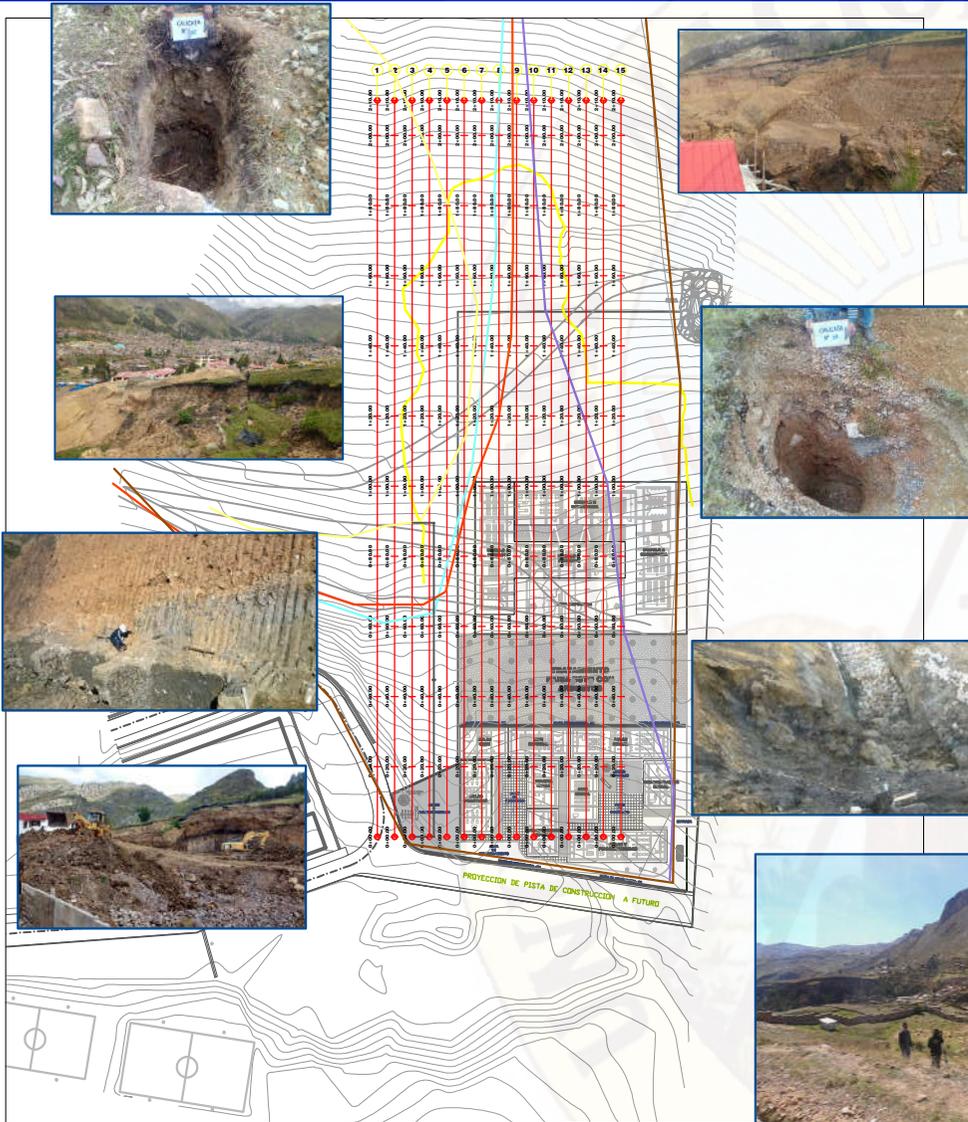
ESCALA: Indica

FECHA: DICIEMBRE - 2017



PERFILES ESTATIGRAFICOS IMPORTANTES

Esc: 1/6500



AREA DE ESTUDIO

Esc: 1/1750



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCEVELICA
FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL - HVCA

TESIS: ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTOS LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCEVELICA"

Bach: **ESPIÑOZA HUAMAN, Ivan Isidoro**
 Bach: **RIVERA CASAVILCA, Roger**

Asesor: **Ing. GASPAR PACO, Carlos**
 Línea de Investigación: **GEOTECNIA**

PLANO: **PERFILES ESTATIGRAFICOS IMPORTANTES**

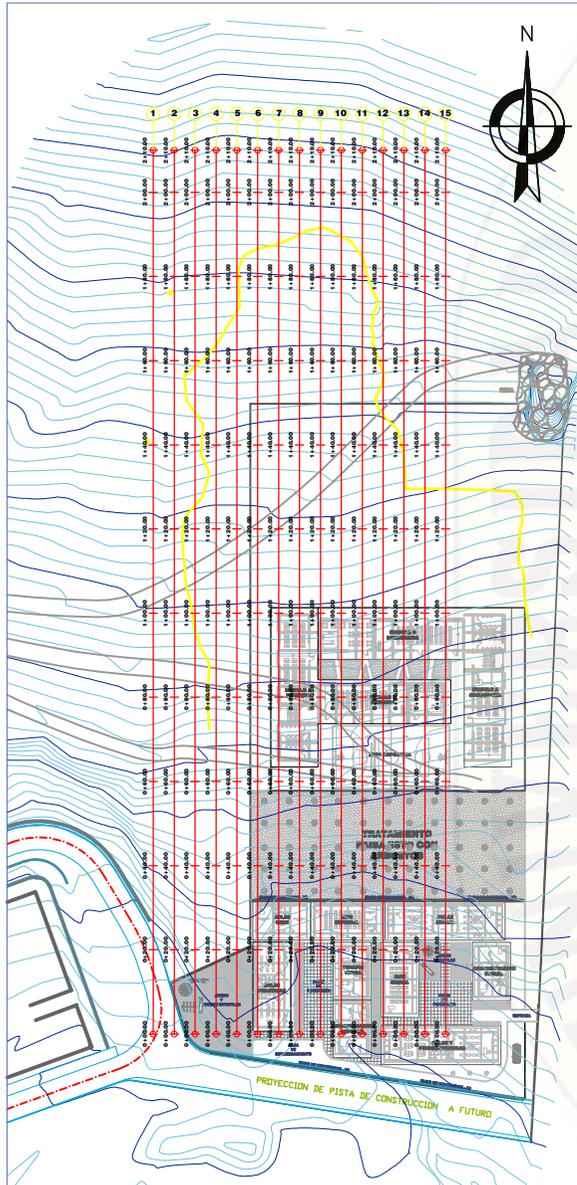
LAMINA: **PP-03**

ESCALA: **Indico**
 FECHA: **DICIEMBRE - 2017**



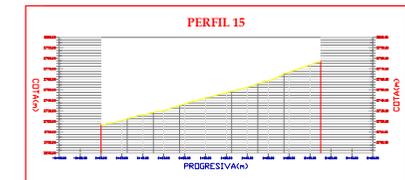
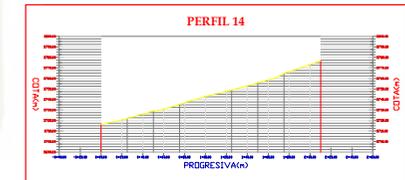
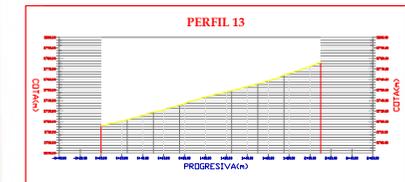
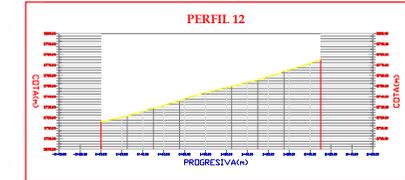
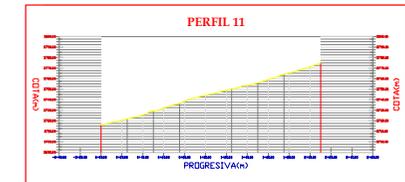
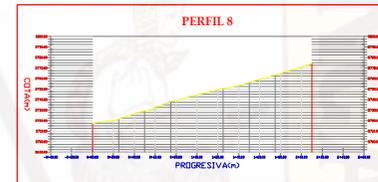
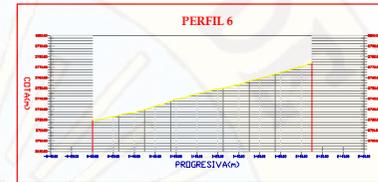
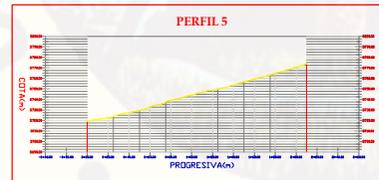
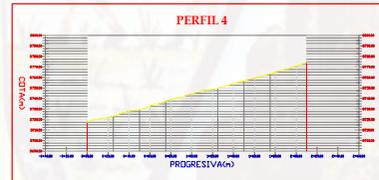
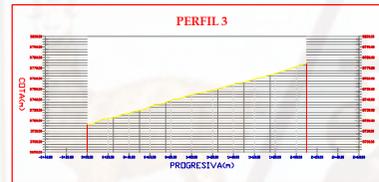
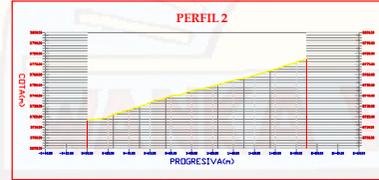
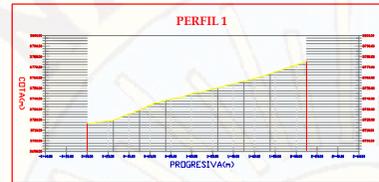
PERFILES INICIALES ANTES DEL PROYECTO

Esc: 1/6500



AREA DE ESTUDIO

Esc: 1/1750



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCEVELICA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL - HVCA

TEMA:
ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCEVELICA*

Bach: ESPINOZA HUAMANI, Ivan Isaias Asesor: Ing. GASPAR PACO, Carlos
Bach: RIVERA CASAVILCA, Roger Línea de Investigación: GEOTECNIA

PLANO:
LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO Y PERFILES ETAPA I

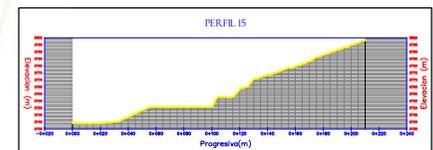
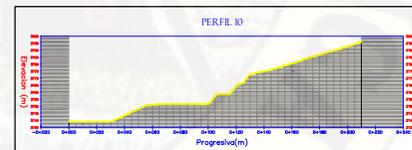
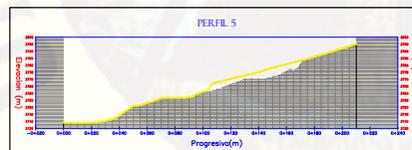
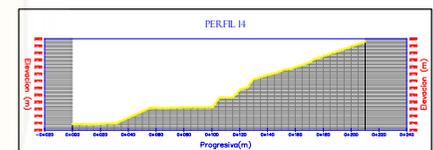
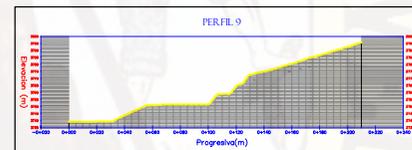
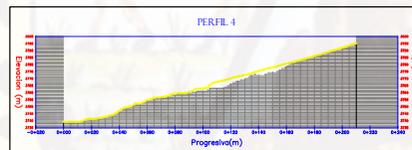
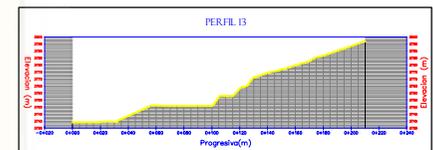
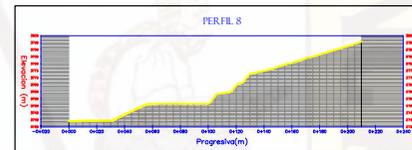
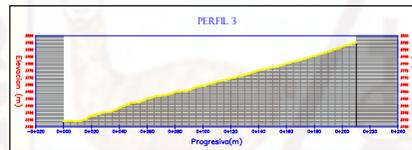
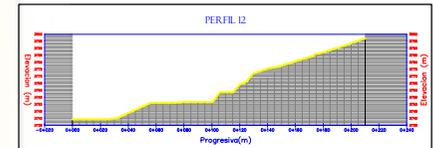
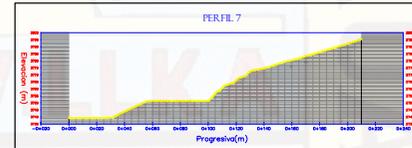
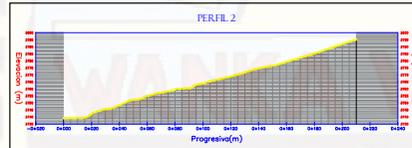
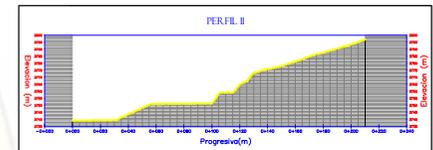
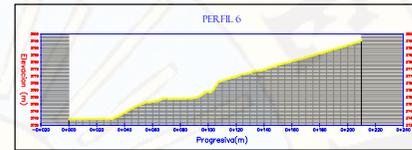
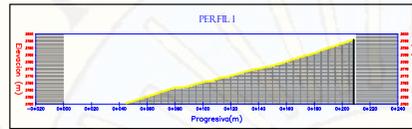
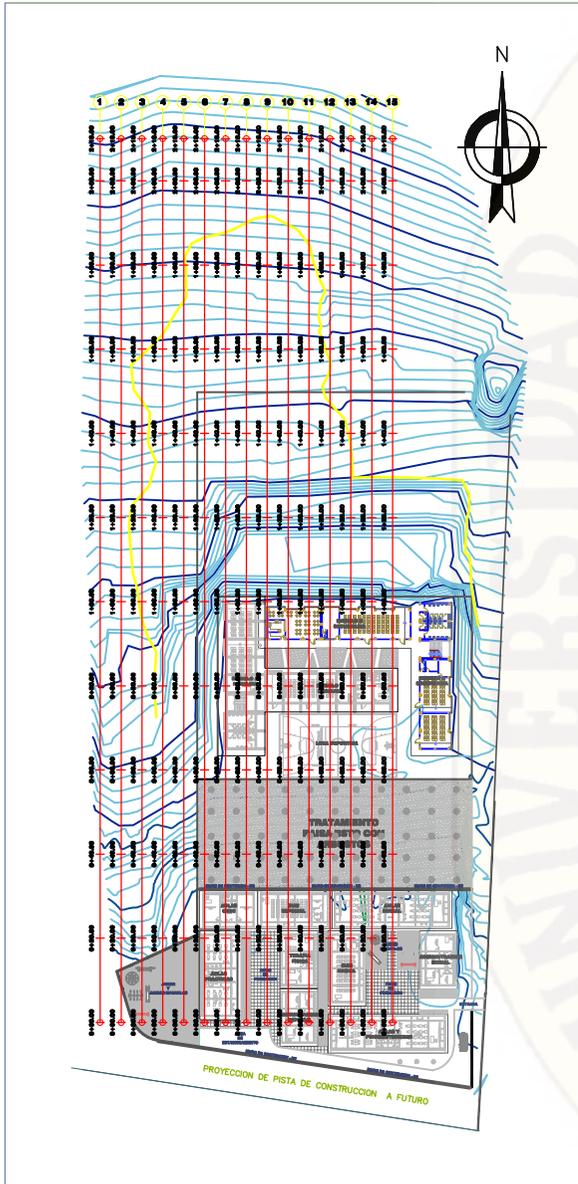
LAMINA:
PT-01

ESCALA: Indica
FECHA: DICIEMBRE - 2017



PERFILES UNA VEZ CONCESBIDA LAS EXPLANACIONES DEL PROYECTO

Esc: 1/6500



ÁREA DE ESTUDIO
Esc: 1/1750



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCEVELICA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL - HVCA

TEMA:
ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCEVELICA*

Alc. ESPINOZA HUAMANI, Ivan Isaias
Alc. RIVERA CASAVILCA, Roger

Asesor: Ing. GASPARD PACO, Carlos
Línea de Investigación: GEOTECNIA

PLANO:
LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO Y PERFILES ETAPA II

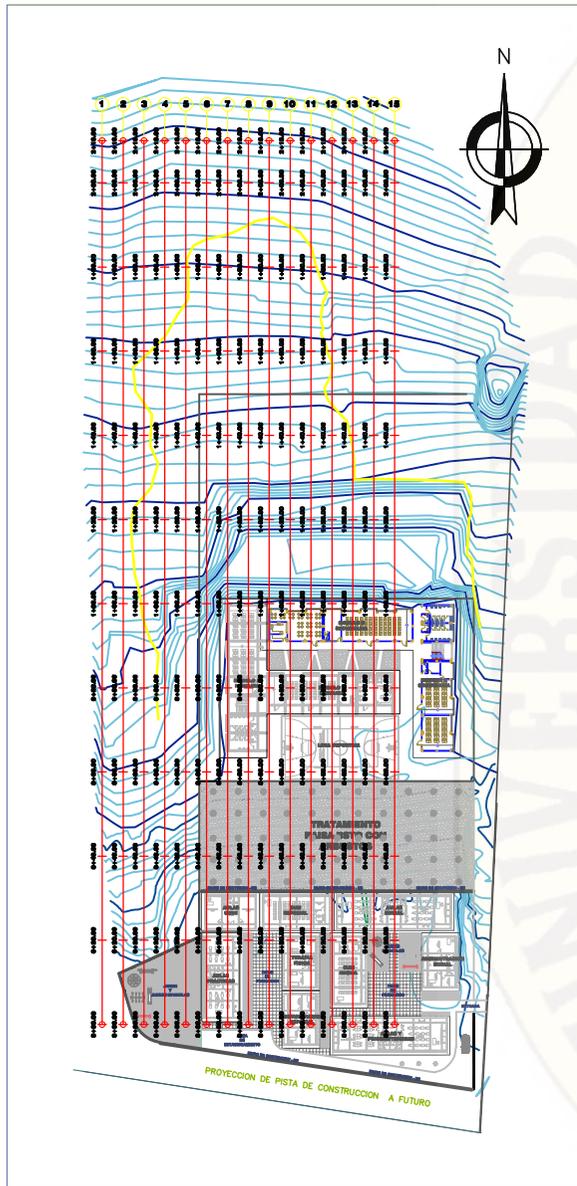
LAMINA:
PT-02

ESCALA: Indica
FECHA: DICIEMBRE - 2017

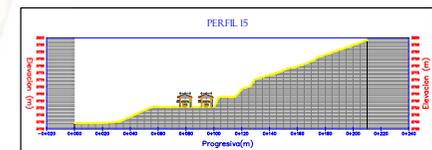
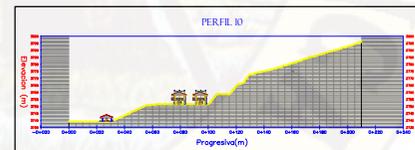
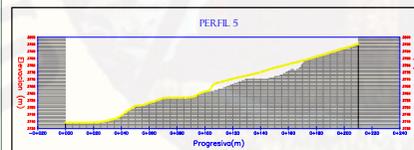
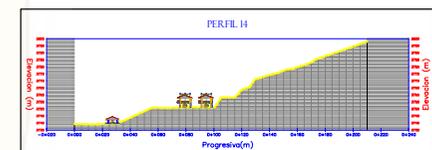
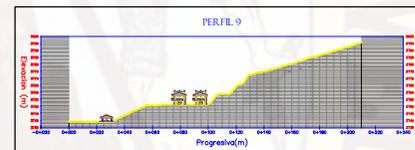
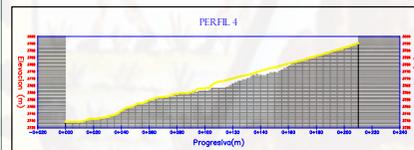
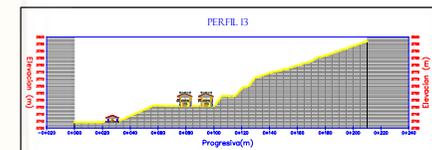
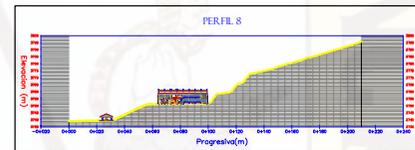
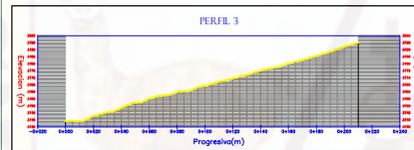
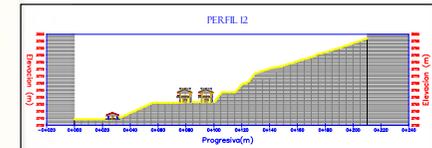
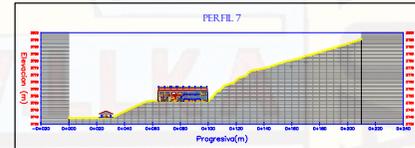
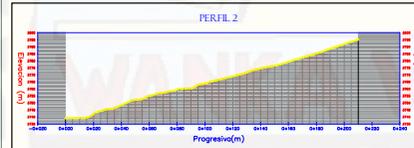
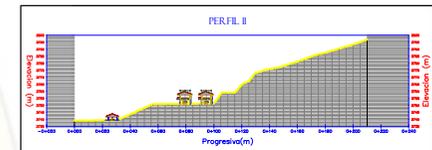
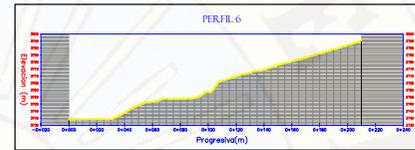
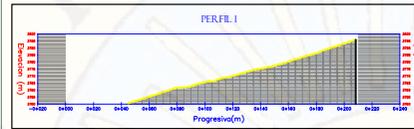


PERFILES UNA VEZ CONCEBIDA LAS EXPLANACIONES MAS INFLUENCIA DE INFRAESTRUCTURA DEL PROYECTO

Esc: 1/6500



ÁREA DE ESTUDIO
Esc: 1/1750



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCEVELICA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL - HVCA

TEMA:
ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCEVELICA*

Alc: ESPINOZA HUAMANI, Ivan Isaias
Alc: RIVERA CASAVILCA, Roger

Asesor: Ing. GASPARD PACO, Carlos
Línea de Investigación: GEOTECNIA

PLANO:
LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO Y PERFILES ETAPA III

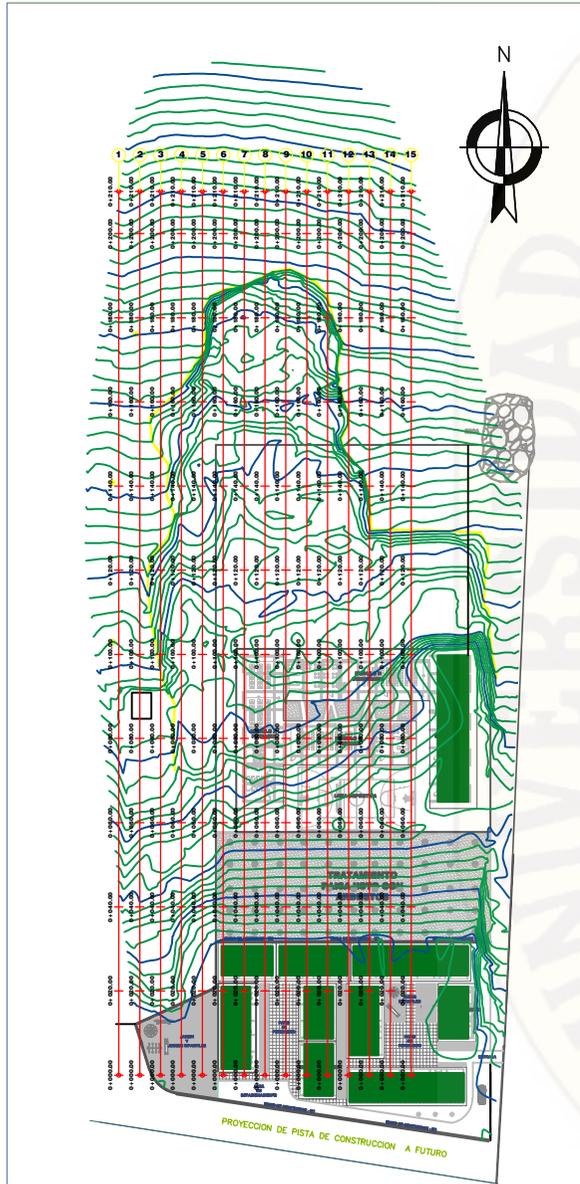
LAMINA:
PT-03

ESCALA: Indica
FECHA: DICIEMBRE - 2017

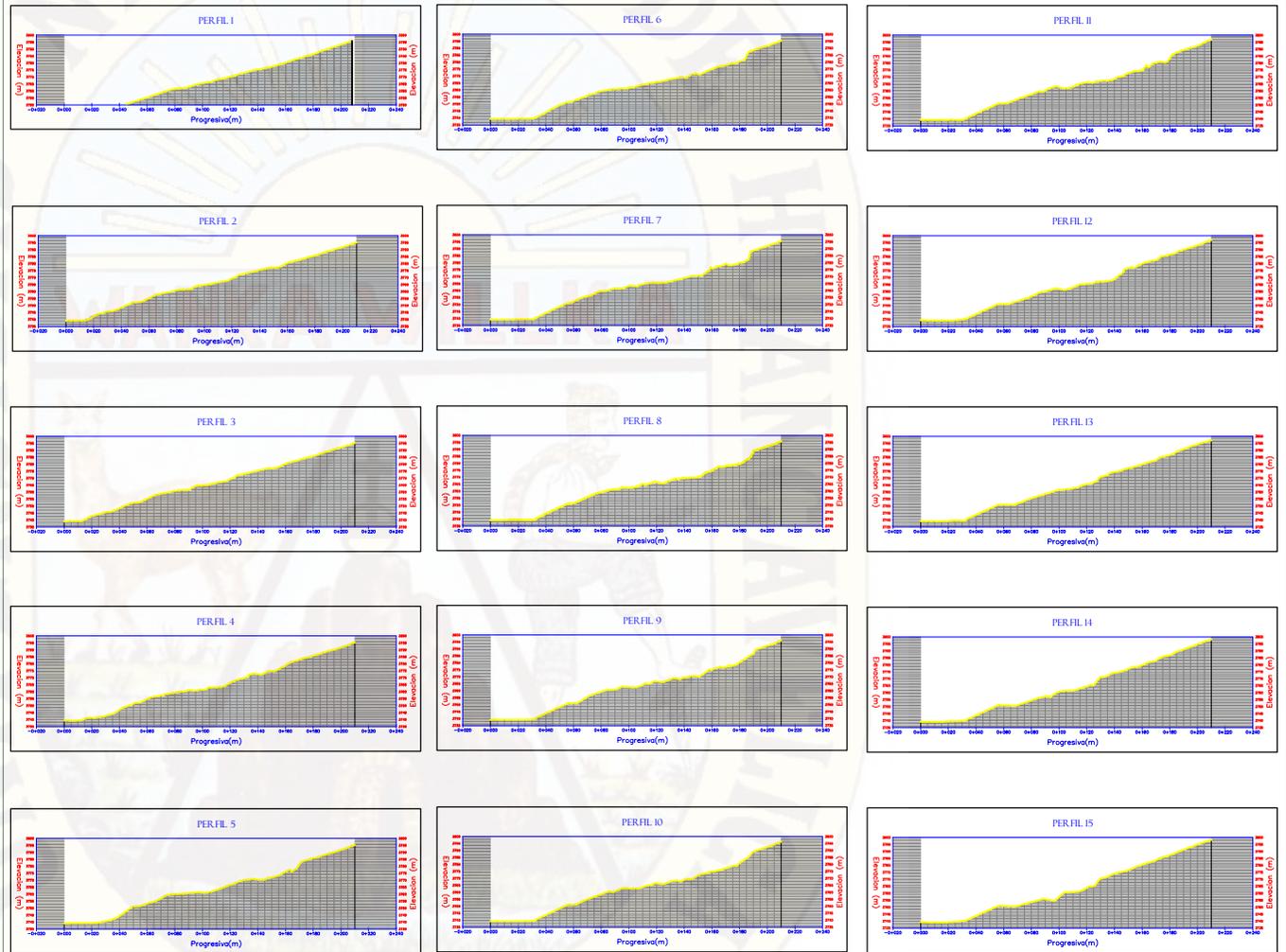


PERFILES POSTERIOR AL DESLIZAMIENTO SUCITADO

Esc: 1/6500



ÁREA DE ESTUDIO
Esc: 1/1750



 <p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL - HVCA</p>	<p>TEMA: ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y PROSPECTIVO SECUENCIAL DE DESLIZAMIENTO DE LADERAS EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA"</p>		<p>PLANO: LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO Y PERFILES ETAPA IV</p> <p>LAMINA: PT-04</p>	
	<p>Bach: ESPIÑOZA HUAMANI, Ivan Isaias RIVERA CASAVILCA, Roger</p>	<p>Autor: Ing. GASPÁR PACO, Carlos Línea de Investigación: GEOTECNIA</p>		