



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

APLICACIÓN DE PROGRAMAS ANALÍTICOS E INFORMÁTICOS
SOBRE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL CERRO PATA GRANDE
DEL CANTÓN PIÑAS

MARIN AGUILAR BRYAN OSWALDO
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2019



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

APLICACIÓN DE PROGRAMAS ANALÍTICOS E INFORMÁTICOS
SOBRE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL CERRO PATA
GRANDE DEL CANTÓN PIÑAS

MARIN AGUILAR BRYAN OSWALDO
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2019



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO TITULACIÓN
PROYECTO TÉCNICO

APLICACIÓN DE PROGRAMAS ANALÍTICOS E INFORMÁTICOS SOBRE
ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL CERRO PATA GRANDE DEL CANTÓN
PIÑAS

MARIN AGUILAR BRYAN OSWALDO
INGENIERO CIVIL

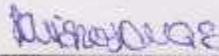
OYOLA ESTRADA ERWIN JAVIER

MACHALA, 16 DE SEPTIEMBRE DE 2019

MACHALA
2019

Nota de aceptación:

Quienes suscriben, en nuestra condición de evaluadores del trabajo de titulación denominado APLICACIÓN DE PROGRAMAS ANALÍTICOS E INFORMÁTICOS SOBRE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL CERRO PATA GRANDE DEL CANTÓN PIÑAS, hacemos constar que luego de haber revisado el manuscrito del precitado trabajo, consideramos que reúne las condiciones académicas para continuar con la fase de evaluación correspondiente.



OYOLA ESTRADA ERWIN JAVIER

0702019738

TUTOR - ESPECIALISTA 1



CARRILLO LANDIN ANGEL ANTONIO

0701210668

ESPECIALISTA 2



ROMERO VALDIVIEZO ELSI AMERICA

0702237280

ESPECIALISTA 3

Machala, 16 de septiembre de 2019

APLICACIÓN DE PROGRAMAS ANALÍTICOS E INFORMÁTICOS SOBRE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL CERRO PATA GRANDE DEL CANTÓN PIÑAS

por Bryan Marin

Fecha de entrega: 10-sep-2019 02:32p.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 1170360570

Nombre del archivo: TESIS MARIN.docx (217.99K)

Total de palabras: 26106

Total de caracteres: 137169

APLICACIÓN DE PROGRAMAS ANALÍTICOS E INFORMÁTICOS SOBRE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL CERRO PATA GRANDE DEL CANTÓN PIÑAS

INFORME DE ORIGINALIDAD

5%

INDICE DE SIMILITUD

5%

FUENTES DE INTERNET

1%

PUBLICACIONES

2%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1

tastingtheworld.es

Fuente de Internet

<1%

2

www.ptolomeo.unam.mx:8080

Fuente de Internet

<1%

3

www.tierrasysuelos.com

Fuente de Internet

<1%

4

www.jcasoft.com

Fuente de Internet

<1%

5

upcommons.upc.edu

Fuente de Internet

<1%

6

Submitted to Systems Link

Trabajo del estudiante

<1%

7

repository.udistrital.edu.co

Fuente de Internet

<1%

8

revistas.udistrital.edu.co

Fuente de Internet

<1%

DEDICATORIA

A mis padres quienes han sido mi modelo y ejemplo a seguir para no rendirme ante las situaciones más difíciles que se nos han presentado a lo largo de mi preparación profesional.

A mis hermanos que son mi inspiración y la razón de sentirme orgulloso de culminar mi carrera.

AGRADECIMIENTO

A mis padres Oswaldo Marín y Dora Aguilar quienes se han sacrificado con amor incondicional, esforzándose y lograr darme todo lo necesario para cumplir esta meta tan anhelada.

A mis hermanos Miguel, Julissa y Lucas que me han apoyado a lo largo de mis estudios.

A toda mi familia y amigos quienes me han dado una mano y lograr avanzar cada escalón para cumplir con mi meta.

A mi tutor, el Ingeniero Javier Oyola, quien me supo brindar su apoyo, experiencia y conocimientos para desarrollar este tema.

APLICACIÓN DE PROGRAMAS ANALÍTICOS E INFORMÁTICOS SOBRE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL CERRO PATA GRANDE DEL CANTÓN PIÑAS

AUTOR: Bryan Oswaldo Marín Aguilar

TUTOR: Ing. Erwin Javier Oyola Estrada, M.Sc.

RESUMEN

La inestabilidad de taludes presenta un significativo problema para la sociedad, teniendo como resultado la afectación de estructuras, cultivos, obras viales, hidráulicas, entre otras; además de estas alteraciones se producen pérdida de vidas humanas y animales provocados por diversos factores como las fuertes precipitaciones, las vibraciones generadas por temblores o terremotos y por la intervención de origen antrópico.

El pie del talud del Cerro Pata Grande ubicado adyacente al Hospital Básico Luis Moscoso Zambrano del Cantón Piñas, Provincia de El Oro, en la actualidad se encuentra declarado como zona vulnerable debido a un deslizamiento ocurrido en el año 2013 que provocó la destrucción de parte de la estructura de este nosocomio, por ende el Comité de Operaciones Emergentes declaró el estado de emergencia en la zona y se procedió con la evacuación del hospital a las instalaciones de la Escuela San José y del Sindicato de Choferes Profesionales de Piñas; luego de un año las autoridades se vieron en la necesidad de ocupar las instalaciones del hospital por la falta de espacio y el congestionamiento de los pacientes. Hoy en día el Gobierno de la República del Ecuador se encuentra construyendo un hospital básico, en una zona más segura, a beneficio de los cantones de la parte alta de la Provincia de El Oro, Piñas, Atahualpa, Portovelo y Zaruma; pero las autoridades correspondientes requieren un informe sobre las condiciones de la zona vulnerable, ya que presenta indicios de riesgo, para que esta infraestructura sea utilizada como el nuevo Centro de Salud Urbano.

En este trabajo de titulación se presenta un análisis de 3 alternativas para la estabilización de taludes, como son: estabilización de taludes con material reciclable (llantas), muros de contención y bermas; estas alternativas se analizaron considerando factores económicos, sociales, culturales y constructivos aplicados a la zona vulnerable del talud, con el fin de concluir que la solución más factible, técnica y económica es la construcción de bermas. Así mismo se realizó el análisis estático de estabilidad de talud mediante la aplicación del software Geo Slope con suelos de tres diferentes características geotécnicas encontrados a

una profundidad de 1,40 metros en el talud adyacente a este nosocomio; se incluyeron los métodos Ordinario de Fellenius, de Bishop, de Janbu, de Morgenstern y Price y de Spencer para una comparación de los valores del factor de seguridad que son resultado del análisis realizado mediante el software.

Para la realización de este proyecto se realizó en primer lugar la investigación bibliográfica de diversas fuentes como revistas, artículos, libros, sitios web, periódicos, entre otros. En segundo lugar se llevó a cabo el análisis de forma directa para la obtención de las muestras de 3 perforaciones realizadas a una profundidad de 1,40 metros y posteriormente realizar los estudios de suelos de comprensión simple, granulometría y límites de Atterberg con la finalidad de obtener los datos requeridos por el programa Geo Slope; para el análisis estático en el software se requiere de los perfiles transversales del talud, por ello se procede a la extracción de la topografía del terreno mediante el software Global Mapper para importarlo en el software Civil 3D, donde se trazó un alineamiento que permitió la obtención de 7 perfiles, los cuales fueron analizados para los diferentes métodos de estabilidad de talud con los suelos de diferentes características geotécnicas. En tercer lugar, se muestra el diseño de la alternativa seleccionada mediante las especificaciones dadas por las Normas Ecuatorianas de la construcción, además de implementar un diseño de drenaje que funcionara como protección para las bermas de la escorrentía de aguas superficiales. Por último, se presenta el presupuesto determinado por el cálculo de volúmenes de obra y los planos.

Palabras Clave: Inestabilidad, deslizamiento, caracterización geotécnica, estabilidad de taludes, factor de seguridad, drenaje, Geo Slope, Civil 3D, Global Mapper, Google Earth.

**APPLICATION OF ANALYTICAL AND COMPUTER PROGRAMS ON
STABILIZATION OF HILLSIDE IN THE HILL PATA GRANDE OF CANTON
PIÑAS**

AUTHOR: Bryan Oswaldo Marín Aguilar

TUTOR: Ing. Erwin Javier Oyola Estrada, M.Sc.

ABSTRACT

The instability of slopes presents a significant problem for society, resulting in the affectation of structures, crops, road and hydraulic works, among others; In addition to these alterations, there are loss of human and animal lives caused by various factors such as heavy rainfall, vibrations generated by tremors or earthquakes and by the intervention of anthropic origin.

The foot of the slope of the Pata Grande Hill located adjacent to the Luis Moscoso Zambrano Basic Hospital of Canton Piñas, Province of El Oro, is currently declared a vulnerable area due to a landslide in 2013 that caused the destruction of part of The structure of this hospital, therefore the Emerging Operations Committee declared the state of emergency in the area and proceeded with the evacuation of the hospital to the facilities of the San José School and the Professional Drivers Association of Piñas; After a year the authorities were in need of occupying the hospital facilities due to lack of space and patient congestion. Today the Government of the Republic of Ecuador is building a basic hospital, in a safer area, for the benefit of the cantons of the upper part of the Province of El Oro, Piñas, Atahualpa, Portovelo and Zaruma; but the corresponding authorities require a report on the conditions of the vulnerable area, since it presents signs of risk, for this infrastructure to be used as the new Urban Health Center.

In this titling work, an analysis of 3 alternatives for slope stabilization is presented, such as: slope stabilization with recyclable material (tires), retaining walls and berms; These alternatives were analyzed considering economic, social, cultural and constructive factors applied to the vulnerable area of the slope, in order to conclude that the most feasible, technical and economic solution is the construction of berms. Likewise, a static slope stability analysis was performed by applying Geo Slope software with soils of three different geotechnical characteristics found at a depth of 1.40 meters in the slope adjacent to this hospital; Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenstern and Price and Spencer's Ordinary methods

were included for a comparison of the safety factor values that are the result of the software analysis.

For the realization of this project, the bibliographic research from various sources such as magazines, articles, books, websites, newspapers, among others, was carried out. In the second place, the analysis was carried out directly to obtain the samples of 3 perforations made at a depth of 1,40 meters and then perform the soil studies of simple understanding, granulometry and limits of Atterberg in order to obtain the data required by the Geo Slope program; for the static analysis in the software, the slope profiles are required, so the topography of the land is extracted by means of the Global Mapper software to import it into the Civil 3D software, where an alignment was drawn up that allowed obtaining of 7 profiles, which were analyzed for different slope stability methods with soils of different geotechnical characteristics. Thirdly, the design of the selected alternative is shown through the specifications given by the Ecuadorian Construction Standards, in addition to implementing a drainage design that will function as protection for the surface water runoff berms. Finally, the budget determined by the calculation of work volumes and plans is presented.

Keywords: Instability, landslide, geotechnical characterization, slope stability, safety factor, drainage, Geo Slope, Civil 3D, Global Mapper, Google Earth.

CONTENIDO

PÁGINA DE ACEPTACIÓN	IV
REPORTE DE PREVENCIÓN DE PLAGIO ACADÉMICO	V
CESIÓN DE DERECHOS DE AUTORÍA	VI
DEDICATORIA	VII
AGRADECIMIENTO	VIII
RESUMEN	IX
ABSTRACT	XI
CONTENIDO	XIII
ÍNDICE DE TABLAS	XVII
ÍNDICE DE FIGURAS	XVIII
ÍNDICE DE ECUACIONES	XXII
ÍNDICE DE ANEXOS	XXII
ÍNDICE DE PLANOS	XXIII
1. INTRODUCCIÓN	24
2. CAPÍTULO I. DIAGNOSTICO DEL PROBLEMA.	25
2.1. Conceptualización y descripción del problema objeto de intervención.	25
2.2. Objetivos del proyecto técnico.	34
2.2.1. Objetivo general.	34
2.2.2. Objetivos específicos.	34
2.3. Justificación e importancia del proyecto técnico.	34

3. CAPÍTULO II. ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD DE LA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN ADOPTADA.	35
3.1. Estudios de ingeniería para la definición de alternativas técnicas de solución y sus escenarios.	35
3.1.1. Talud.	35
3.1.1.1. Partes de un talud.	36
3.1.2. Deslizamiento.	37
3.1.2.1. Partes de un deslizamiento.	37
3.1.2.2. Deslizamientos rotacionales.	38
3.1.2.3. Deslizamientos traslacionales.	38
3.1.3. Factores que inciden en la estabilidad.	39
3.1.4. Métodos de cálculo de estabilidad de taludes.	40
3.1.4.1. Métodos de dovelas.	41
3.1.4.1.1. Método ordinario de Fellenius.	42
3.1.4.1.2. Método de Bishop.	44
3.1.4.1.3. Método de Janbu.	45
3.1.4.1.4. Método de Spencer.	46
3.1.4.1.5. Método de Morgenstern y Price.	48
3.1.4.2. Factor de seguridad.	49
3.1.5. Software.	50
3.1.5.1. Características principales del programa.	51
3.1.5.2. Herramientas del programa.	53
3.2. Prefactibilidad.	54
3.2.1. Alternativa 1: Estabilización de taludes con material reciclable (llantas).	54
3.2.1.1. Construcción.	55
3.2.1.1.1. Conformación y nivelación del terreno.	55
3.2.1.1.2. Alineamiento y amarre de llantas.	56
3.2.1.1.3. Relleno y compactación de llantas.	56
3.2.1.1.4. Continuidad en hileras de llantas.	56
3.2.2. Alternativa 2: Muros de contención.	57
3.2.2.1. Tipos de muros.	57
3.2.2.1.1. Muros de gravedad.	57
3.2.2.1.2. Muros en CANTILÉVER.	58
3.2.2.1.3. Muros en CANTILÉVER con contrafuertes.	59

3.2.2.1.4. Drenajes.....	60
3.2.2.1.5. Juntas.....	60
3.2.3. Alternativa 3: Bermas.....	61
3.2.3.1. Pendientes y alturas de taludes en ambientes tropicales.....	64
3.2.3.2. Regulaciones al uso de la tierra.....	67
3.2.4. Evaluación de alternativas.....	68
3.3. Factibilidad.....	71
3.4. Identificación de la alternativa de solución viable para su diseño.....	72
4. CAPÍTULO III. DISEÑO DEFINITIVO DE LA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN.....	73
4.1. Concepción del prototipo.....	73
4.1.1. Ubicación del área de estudio.....	73
4.1.2. Levantamiento topográfico.....	74
4.1.3. Estudio de mecánica de suelos.....	77
4.1.3.1. Perforación 1.....	78
4.1.3.2. Perforación 2.....	81
4.1.3.3. Perforación 3.....	83
4.2. Memoria técnica.....	87
4.2.1. Análisis de estabilidad.....	87
4.2.1.1. Análisis de estabilidad del perfil 1.....	87
4.2.1.2. Análisis de estabilidad del perfil 2.....	102
4.2.1.3. Análisis de estabilidad del perfil 3.....	103
4.2.1.4. Análisis de estabilidad del perfil 4.....	104
4.2.1.5. Análisis de estabilidad del perfil 5.....	105
4.2.1.6. Análisis de estabilidad del perfil 6.....	106
4.2.1.7. Análisis de estabilidad del perfil 7.....	108
4.2.2. Alternativa aplicada al proyecto.....	109
4.2.2.1. Trazado de perfil 1.....	111
4.2.2.2. Trazado de perfil 2.....	112
4.2.2.3. Trazado de perfil 3.....	112
4.2.2.4. Trazado de perfil 4.....	113
4.2.2.5. Trazado de perfil 5.....	114
4.2.2.6. Trazado de perfil 6.....	114

4.2.2.7.	Trazado de perfil 7.....	115
4.2.2.8.	Trazado de perfil 8.....	116
4.2.2.9.	Trazado de perfil 9.....	116
4.2.2.10.	Trazado de perfil 10.....	117
4.2.3.	Diseño del prototipo 3d.	118
4.2.4.	Sistema de drenaje superficial.	118
4.2.4.1.	Precipitación.	118
4.2.4.2.	Método racional.....	120
4.2.4.2.1.	Tiempo de concentración.	121
4.2.4.2.2.	Intensidades máximas.	121
4.2.4.2.3.	Coefficiente de escorrentía.	122
4.2.4.2.4.	Área de aportación.	123
4.2.4.3.	Cálculo del drenaje superficial.	125
4.3.	Presupuesto.....	130
4.3.1.	Rubros.....	130
4.3.2.	Análisis de precios unitarios.....	131
4.3.2.1.	Costos indirectos.	131
4.3.2.2.	Costos directos.....	132
4.3.3.	Presupuesto y cantidades de obra.	132
4.4.	Programación de obra.....	133
4.4.1.	Duraciones.....	133
4.4.2.	Tabla IMP-TMP.	134
4.4.3.	Cronograma valorado de trabajo.	135
4.4.4.	Cronograma de avance físico.	136
4.4.5.	Cronograma de utilización de mano de obra.	136
4.4.6.	Cronograma de utilización de equipo.	136
4.4.7.	Cronograma de utilización de materiales.	136
4.4.8.	Comprobación.	136
5.	CONCLUSIONES	137
6.	RECOMENDACIONES	139
7.	BIBLIOGRAFÍA	140

ANEXOS	146
---------------------	------------

PLANOS	156
---------------------	------------

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factores de seguridad indirectos mínimos.	50
Tabla 2. Valores referenciales para taludes en corte. (Relación H: V).....	61
Tabla 3: Pendientes típicas para taludes en cortes.....	63
Tabla 4: Pendientes típicas para taludes en terraplenes.....	64
Tabla 5: Pendientes típicas para taludes en materiales tropicales.	65
Tabla 6. Evaluación de alternativas.	68
Tabla 7. Escala de valores.	69
Tabla 8. Resultados de evaluación de alternativas.	70
Tabla 9. Gráfico de resultados de evaluación de alternativas.....	70
Tabla 10: Intervención de personas que laboran y visitan el Hospital Luis Moscoso Zambrano.....	71
Tabla 11: Resultados del Factor de Seguridad Geo-Slope-Perfil 1-Ordinario-Muestra1. .	92
Tabla 12: Cuadro de resultados del análisis en el Perfil 1.....	101
Tabla 13: Cuadro de resultados del análisis en el Perfil 2.....	102
Tabla 14: Cuadro de resultados del análisis en el Perfil 3.....	103
Tabla 15: Cuadro de resultados del análisis en el Perfil 4.....	105
Tabla 16: Cuadro de resultados del análisis en el Perfil 5.....	106
Tabla 17: Cuadro de resultados del análisis en el Perfil 6.....	107
Tabla 18: Cuadro de resultados del análisis en el Perfil 7.....	108
Tabla 19: Pluviometría de 4 estaciones meteorológicas.....	119
Tabla 20: Precipitación total mensual (mm).	120
Tabla 21: Intensidades máximas en 24 horas para varios períodos de retorno.	122
Tabla 22: Ecuaciones de intensidades máximas para estación M-180 ZARUMA.	122
Tabla 23: Cálculo del tiempo de concentración.	124
Tabla 24: Cálculo de intensidades de lluvia para diferentes periodos de retorno.	125
Tabla 25: Valores de caudal máximo para cada periodo de retorno.	125
Tabla 26: Datos para el diseño de cuneta de coronación.	127
Tabla 27: Rubros a ejecutar.....	130

Tabla 28: Costos indirectos de la construcción.	131
Tabla 29: Presupuesto y cantidad de obra.	132
Tabla 30: Duraciones de cada rubro.	133
Tabla 31: Tabla IMP-TMP.	135

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Barrio Fuente Clara – Medellín Colombia, Construcción de Muro con Llantas Recicladadas.	27
Figura 2. Vegetación colocada en talud estabilizado.	28
Figura 3. Muro de contención de hormigón armado.	29
Figura 4. Estabilizadores tipo anclaje.	30
Figura 5. Deslizamiento de tierra al pie del talud del cerro Pata Grande.	31
Figura 6. Deslizamiento de vivienda de 5 pisos, ciudadela El Prado.	32
Figura 7. Socavón en el sector Buenaventura	33
Figura 8. Deslizamiento en el sector Monos, Piñas	33
Figura 9. Talud adyacente al hospital Luis Moscoso Zambrano.	36
Figura 10. Partes de un Talud.	36
Figura 11. Nomenclatura de un deslizamiento.	37
Figura 12. Rotura típica con forma cilíndrica.	38
Figura 13. Deslizamiento traslacional.	39
Figura 14. Factores que inciden en la estabilidad.	39
Figura 15. Clasificación de métodos de análisis de estabilidades de taludes.	40
Figura 16. Esquema de un sistema típico de análisis con tajadas o dovelas.	41
Figura 17. Fuerzas que actúan sobre una dovela en un análisis de estabilidad del arco circular con dovelas.	42
Figura 18. Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas.	42
Figura 19. Fuerzas que actúan sobre una dovela en el método ordinario o de Fellenius. ...	43
Figura 20. Esquema de fuerzas sobre una dovela en el método de Bishop simplificado...	44
Figura 21. Diagrama para determinar el factor f_0 para el método de Janbu.	45
Figura 22. Paralelismo de las fuerzas entre dovelas en el método de Spencer.	46
Figura 23. Fuerzas que actúan sobre las dovelas en el método de Spencer.	46
Figura 24. Área de trabajo Geo-Slope.	51
Figura 25. Ventana de herramientas del programa.	53

Figura 26. Vista frontal talud con llantas.	54
Figura 27. Perspectiva talud con llantas.	54
Figura 28. Muro construido con aros de las llantas.	55
Figura 29. Conformación y nivelación del terreno.	55
Figura 30. Alineamiento y amarre de llantas.	56
Figura 31. Relleno y compactación de llantas.	56
Figura 32. Continuidad en hileras de llantas.	57
Figura 33. Esquema de muro.	57
Figura 34. Representación básica de un muro de gaviones.	58
Figura 35. Muro con secciones y sobrecargas.	59
Figura 36. Esquema de muro con contrafuerte.	59
Figura 37. Dren Tradicional.	60
Figura 38. Tipo de junta de construcción en muro.	60
Figura 39: Taludes mineros.	62
Figura 40: Influencia del talud de banco en el talud final, a) Berma simple, b) Banco múltiple.	63
Figura 41: Pendientes de taludes en zonas tropicales.	66
Figura 42: Pendientes variables para taludes en suelos.	66
Figura 43: Requisitos y aislamientos para taludes urbanos.	67
Figura 44: Levantamiento del Cerro Pata Grande.	73
Figura 45: Configuración de Global Mapper.	74
Figura 46: Descarga de datos de la fuente en línea para Global Mapper.	75
Figura 47: Generación de curvas de nivel en Global Mapper.	75
Figura 48: Superficie del terreno natural realizado en Civil 3D.	76
Figura 49: Topografía del Proyecto (sin escala).	76
Figura 50: Perfil Transversal 0+040.	77
Figura 51: Posteadora manual.	78
Figura 52: Tubo SHELBY.	78
Figura 53: Perforación 1 realizada con posteadora manual.	78
Figura 54: Profundidad de 1,40m en la Perforación 1.	79
Figura 55: Toma de muestra para ensayos de laboratorio en la Perforación 1.	79
Figura 56: Toma de muestra con el tubo SHELBY en Perforación 1.	79
Figura 57: Extracción de muestra del tubo SHELBY de la Perforación 1.	80
Figura 58: Muestra de la Perforación 1 luego de ser ensayada.	80

Figura 59: Muestra ensayada en el Ábaco de Casagrande.	81
Figura 60: Perforación 2 realizada con posteadora manual.	81
Figura 61: Profundidad de 1,50m en la Perforación 2.	82
Figura 62: Toma de muestra para ensayos de laboratorio en la Perforación 2.	82
Figura 63: Toma de muestra con el tubo SHELBY en Perforación 2.....	82
Figura 64: Extracción de muestra del tubo SHELBY de la Perforación 2.....	83
Figura 65: Muestra de la Perforación 2 luego de ser ensayada.	83
Figura 66: Perforación 3 realizada con posteadora manual.	84
Figura 67: Profundidad de 1,60m en la Perforación 3.	84
Figura 68: Toma de muestra para ensayos de laboratorio en la Perforación 3.	85
Figura 69: Toma de muestra con el tubo SHELBY en Perforación 2.....	85
Figura 70: Extracción de muestra del tubo SHELBY de la Perforación 3.....	85
Figura 71: Muestra de la Perforación 3 luego de ser ensayada.	85
Figura 72: Aplicación de muestra 3 en Ábaco de Casagrande.....	86
Figura 73: Perfil transversal 1-ABSCISA 0+020.....	87
Figura 74: Configuración inicial para Geo-Slope.	88
Figura 75: Configuración inicial para Geo-Slope/Superficie de deslizamiento.....	88
Figura 76: Trazado de perfil transversal en Geo-Slope, ABSCISA 0+020.	89
Figura 77: Introducción del material correspondiente a la Perforación 1-Geo-Slope-0+020.	90
Figura 78: Asignación del material de la Perforación 1-Geo-Slope-0+020.....	90
Figura 79: Trazado de línea piezométrica en talud-Geo-Slope-0+020.	91
Figura 80: Trazado de Superficie de Falla-Geo-Slope-0+020.	91
Figura 81: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Ordinario-Muestra1.	92
Figura 82: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Ordinario-Muestra2.	93
Figura 83: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Ordinario-Muestra3.	94
Figura 84: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Bishop-Muestra1.	95
Figura 85: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Bishop-Muestra2.	95
Figura 86: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Bishop-Muestra3.	96
Figura 87: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Janbu-Muestra1.	96
Figura 88: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Janbu-Muestra2.	97
Figura 89: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Janbu-Muestra3.	97
Figura 90: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Spencer-Muestra1.....	98
Figura 91: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Spencer-Muestra2.....	98

Figura 92: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Spencer-Muestra3.....	99
Figura 93: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Morgenstern Y Price-Muestra1.	99
Figura 94: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Morgenstern Y Price-Muestra2.	100
Figura 95: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1- Morgenstern Y Price -Muestra3.	100
Figura 96: Perfil transversal 2 - ABSCISA 0+040.....	102
Figura 97: Perfil transversal 3 - ABSCISA 0+060.....	103
Figura 98: Perfil transversal 4 - ABSCISA 0+080.....	104
Figura 99: Perfil transversal 5 - ABSCISA 0+100.	105
Figura 100: Perfil transversal 6 - ABSCISA 0+120.....	107
Figura 101: Perfil transversal 7 - ABSCISA 0+140.....	108
Figura 102: Alineamiento para vía básica.....	110
Figura 103: Perfil del alineamiento de vía básica.	110
Figura 104: Perfil Talud-Berma-Talud.	111
Figura 105: Alineamiento para perfiles transversales.....	111
Figura 106: Trazado de Perfil 1.....	112
Figura 107: Trazado de Perfil 2.....	112
Figura 108: Trazado de Perfil 3.....	113
Figura 109: Trazado de Perfil 4.....	113
Figura 110: Trazado de Perfil 5.....	114
Figura 111: Trazado de Perfil 6.....	115
Figura 112: Trazado de Perfil 7.....	115
Figura 113: Trazado de Perfil 8.....	116
Figura 114: Trazado de Perfil 9.....	117
Figura 115: Trazado de Perfil 10.....	117
Figura 116: Prototipo digitalizado del proyecto.....	118
Figura 117: Estaciones meteorológicas de la cuenca del Rio Puyango y la cuenca del Río Arenillas.	119
Figura 118: Coeficiente de escorrentía.....	123
Figura 119: Área de aportación.....	124
Figura 120: Alineamiento para cuneta de coronación.....	126
Figura 121: Perfil de alineamiento para cuneta de coronación.	126
Figura 122: Diseño de cuneta de coronación.	128

Figura 123: Perfil 1 de cuneta de coronación.....	128
Figura 124: Perfil 2 de cuneta de coronación.....	129
Figura 125: Perfil 3 de cuneta de coronación.....	129
Figura 126: Perfil 4 de cuneta de coronación.....	130
Figura 127: Obtención de duración en Project.....	134

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1: Ecuación de Fellenius.....	43
Ecuación 2: Ecuación de Bishop.	44
Ecuación 3: Ecuación de Janbu.	46
Ecuación 4: Equilibrio de momentos respecto al centro del arco descrito por la superficie de deslizamiento.	47
Ecuación 5: Ecuación de las fuerzas de interacción entre las dovelas.	47
Ecuación 6: Equilibrio de fuerzas respecto al centro del arco descrito por la superficie de deslizamiento.....	47
Ecuación 7: Relación entre las fuerzas de interconexión E.....	48
Ecuación 8: Ecuación de las fuerzas.	48
Ecuación 9: Ecuación de los momentos.	49
Ecuación 10: Cálculo del factor de seguridad mediante el equilibrio de momentos.....	49
Ecuación 11: Cálculo del factor de seguridad mediante el equilibrio de fuerzas.....	49
Ecuación 12: Ecuación del caudal por el método Racional.	121
Ecuación 13: Ecuación del tiempo de concentración.	121

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Resultado de ensayos para la muestra 1.....	146
Anexo 2: Resultado de ensayos para la muestra 2.....	147
Anexo 3: Resultado de ensayos para la muestra 3.....	148
Anexo 4: Análisis de Precios Unitarios.....	149
Anexo 5: Diagrama de barras IMP-TMP.	150
Anexo 6: Cronograma valorado de trabajo.	151
Anexo 7: Cronograma de avance físico.....	152
Anexo 8: Cronograma de utilización de mano de obra.	153

Anexo 9: Cronograma de utilización de equipo.	154
Anexo 10: Cronograma de utilización de materiales.....	155

ÍNDICE DE PLANOS

Plano 1: Implementación del catastro urbano del cantón Piñas - prov. de El Oro.	156
Plano 2: Topografía y perfiles del terreno para análisis mediante Geo Slope.....	157
Plano 3: Perfiles de la alternativa planteada.	158
Plano 4: Perfiles de drenaje.	159

1. INTRODUCCIÓN

La región elevada de la provincia de El Oro se encuentra atravesada por la Cordillera Occidental de los Andes, por ello en esta región se encuentran zonas montañosas de diferentes morfologías y características de suelos con diversas pendientes de superficie; Piñas, uno de los cantones de esta prestigiosa provincia, se encuentra a una elevación media de 1025 metros sobre el nivel del mar con temperaturas medianas de 21° centígrados. La topografía de la superficie del terreno del cantón Piñas presenta pendientes suaves y escarpadas, estas pendientes escarpadas tienen un grado significativo de vulnerabilidad ante deslizamientos de masas de tierra causado por amenazas naturales como sismos, precipitaciones, y amenazas de origen antrópico como mal conducto de aguas, deforestación, entre otros.

A inicios del año 2013, el cantón Piñas se vio afectado por una fuerte época invernal, lo que causó una serie de deslizamientos por todo el cantón originando daños en vías, estructuras, obras hidráulicas, pérdidas de cultivos; entre las estructuras afectadas, la parte posterior del Hospital Luis Moscoso Zambrano sufrió severos daños por el deslizamiento del talud aledaño a este nosocomio, motivo por el cual el Comité de Operaciones Emergentes informó que esta zona se encuentra en estado de emergencia y se procedió por la evacuación del personal laboral y los pacientes a una zona segura; se utilizaron las instalaciones de la Escuela San José y el Sindicato de Choferes Profesionales de Piñas para la reubicación de los pacientes y los consultorios. El siguiente año las principales autoridades del hospital se vieron presionados por la falta de espacio, por lo que solicitaron al Comité de Operaciones Emergentes se levante el estado de emergencia; pues que, por versiones del personal laboral, se conoció que el conducto de una tubería de agua, ubicada en la cima de la zona afectada, se encontraba en condiciones defectuosas con fugas de agua, provocando erosión en el talud, causa del deslizamiento.

El Gobierno de la República del Ecuador, se encuentra construyendo un hospital básico a beneficio de los Piñas, Atahualpa, Portovelo y Zaruma. Actualmente el hospital Luis Moscoso Zambrano, ubicado en la base del talud del Cerro Pata Grande, se encuentra laborando con normalidad en la zona vulnerable y a la espera de un informe del Sistema Nacional de Gestión de Riesgo y Emergencia para que estas instalaciones funcionen como el nuevo Centro de Salud Urbano.

En este proyecto se presenta varias alternativas de solución a la problemática anteriormente mencionada, pero el análisis de las mismas nos llevará a la solución más factible, técnica y económica; la revisión bibliográfica, presentada en el capítulo 4, nos muestra el desglose de 3 alternativas, como son: estabilización de taludes con material reciclable (llantas), muro de contención y bermas. Para el estudio de estas alternativas se presenta el análisis de los factores necesarios que intervienen en la implementación y construcción de las mismas; así mismo, se lleva cabo el estudio geotécnico correspondiente para el análisis estático en el software Geo Slope, el cual requiere de los datos de cohesión, ángulo de fricción y peso específico del suelo, los cuales son determinados por medio del ensayo de compresión simple.

2. CAPÍTULO I. DIAGNOSTICO DEL PROBLEMA.

El objeto del presente proyecto llevará a cabo el análisis del comportamiento estático de taludes, en este caso se analizará las condiciones en las que se encuentra el talud adyacente al hospital básico Luis Moscoso Zambrano de la ciudad de Piñas-El Oro, y conociendo cuales son las condiciones actuales plantear una solución, considerando las medidas más actualizadas sobre la estabilización de taludes.

En la actualidad, los deslizamientos de tierras, conllevan un gran problema en distintas zonas de la parte alta de El Oro, puede ser en vías, ríos, quebradas, etc.; la geografía de esta zona propone pendientes pronunciadas que son afectadas por diferentes aspectos como fenómenos naturales, intervención antrópica y/o fenómenos que ocurran dentro de las propiedades físicas y químicas de los suelos. Ramírez y Sánchez [1] manifiestan que la erosión acumulativa presenta deslizamientos generados por acción antrópica y asociada a fenómenos naturales.

Problemática: Deterioro del talud adyacente al Hospital Básico Luis Moscoso Zambrano de la Ciudad de Piñas.

2.1. Conceptualización y descripción del problema objeto de intervención.

El presente problema abarca grandes consecuencias a nivel general y en diferentes ámbitos, como lo es, en lo económico, estructural, ambiental, entre otros, por ello este problema implica la busca de una solución inmediata.

Mediante los planos de la Implementación Del Catastro Urbano Del Cantón Piñas - Prov. De El Oro se observa la ubicación geográfica del Hospital Básico Luis Moscoso Zambrano con coordenadas: Este: 646200 m; Norte: 9592849 m.

El Hospital Básico Luis Moscoso Zambrano se encuentra ubicado al sur de la ciudad de Piñas, de la provincia de El Oro, limitándose al sur con la avenida Ángel Salvador Ochoa, junto al río Piñas, como se presenta en el plano proporcionado por el área de catastros del Gobierno Municipal de Piñas, ver Plano 1.

El talud situado al pie del cerro de Pata Grande, se encuentra expuesto a deslaves, ubicando al Hospital Básico Luis Moscoso Zambrano en riesgo; en años anteriores este talud ya presentó problemas a este hospital, poniendo en riesgo la vida de pacientes y al personal que labora en él. Para la solución de esta contrariedad se analizará diferentes problemas, relacionados con la problemática a investigar, que ya fueron objeto de estudio y concluyeron con una solución.

En Colombia, exactamente en el barrio la Capilla- Soacha Cundinamarca, los actualmente ingenieros Juan Ramón Barón Zambrano y Luigi Sánchez Peña, en su trabajo de grado para optar por el título de Ingeniero Civil en el año 2014, con el título “Viabilidad de muros de llantas para la estabilización de taludes en el barrio la Capilla- Soacha Cundinamarca” presentan un novedoso método para la estabilidad de taludes:

“Los muros de llantas sirven para proteger caminos y terrenos que tienen amenazas de derrumbes siendo útil en la estabilización de taludes y laderas inestables a través de la retención del suelo. Por su forma geométrica circular permite construir infinidad de diseños según la forma y tamaño del área a proteger (ver Figura 1). Los muros tienen larga duración y resistencia a la acción de agentes naturales como el agua y el suelo mismo, su construcción es sencilla y de fácil aceptación las comunidades [2].”

“El muro de llantas es funcional porque el soporte se da por su propio peso de gravedad, su estabilidad se incrementa por una sobre posición de llantas armadas e inclinadas hacia atrás, entre los diversos niveles o filas de llantas que se colocan de abajo hacia arriba a modo de escalera, el uso de tierra como relleno en su interior puede incrementarse agregando cemento en proporciones 20:1 debidamente mezclado en seco y compactado, todas las llantas van armadas entre sí con alambre galvanizado debidamente trenzado y ajustado [2].”

Este método de estabilización de taludes cuenta con grandes ventajas, las cuales son descritas por sus autores Juan Ramón Barón Zambrano y Luigi Sánchez Peña [2]:

- El muro tiene una alta duración y funcionalidad, dadas las características del material de las llantas.
- Tiene alta resistencia a la lluvia, rayos solares y vientos.
- El costo económico es bajo comparado con otros sistemas constructivos como gaviones o muros de contención, adicional es flexible, deja pasar el agua y permite la revegetación.
- Evita la contaminación, aleja cualquier tipo de enfermedad.
- En el sector se potencializa la facilidad de obtener llantas, fácil de construir y de manejar por la comunidad.
- Permite un fácil mantenimiento del muro.

Figura 1. Barrio Fuente Clara – Medellín Colombia, Construcción de Muro con Llantas Recicladas.



Fuente 1: J. Barón y L. Sánchez, «Viabilidad de muros de llantas para la estabilización de taludes en el barrio la capilla – Soacha Cundinamarca,» Bogotá, 2014.

Los métodos de bioingeniería aplicada a la estabilización de taludes se han incluido en nuestro país, en el 2015, en la Universidad Técnica de Ambato (Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Dirección de Posgrado, Maestría en Vías Terrestres), el ingeniero Mauro Rubén Castro Barreno, presenta su trabajo de titulación para la obtención del grado académico de Magíster en Vías Terrestres, con el tema “Modelo de aplicación tecnológico para estabilización de taludes y su incidencia en la disminución de los accidentes de tránsito en la vía intercantonal Ambato-Píllaro” donde tiene como objetivo: “Establecer un modelo de aplicación tecnológico de estabilización de taludes y su incidencia en la disminución de

accidentes de tránsito para la obtención de un tratamiento de suelos y vegetación [3].”, donde realiza el análisis del talud en la vía intercantonal Ambato-Píllaro y proponer una solución, además de incluir el tratamiento y la protección del talud mediante una capa de vegetación (ver Figura 2).

Figura 2. Vegetación colocada en talud estabilizado.



Fuente 2: M. Castro, «Modelo de aplicación tecnológico para estabilización de taludes y su incidencia en la disminución de los accidentes de tránsito en la vía intercantonal Ambato - Píllaro,» Ambato, 2015.

En el año 2016, en la universidad de Guayaquil, se propone el tema “Análisis y diseño estructural de un muro de contención de hormigón armado en cerramiento perimetral, lado oeste del hospital de Monte Sinaí” por la obtención del título de Ingeniero Civil, por parte del actual ingeniero Roger Alexis Avelino Zambrano , donde manifiesta que: “Mediante el trabajo investigativo se busca aplicar las normas establecidas por los institutos ACI y la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-2014) a un problema ingenieril, tomando como base principal dar estabilidad a un perfil de terreno mediante la elección de un muro de contención [4].” (Ver Figura 3).

Figura 3. Muro de contención de hormigón armado.

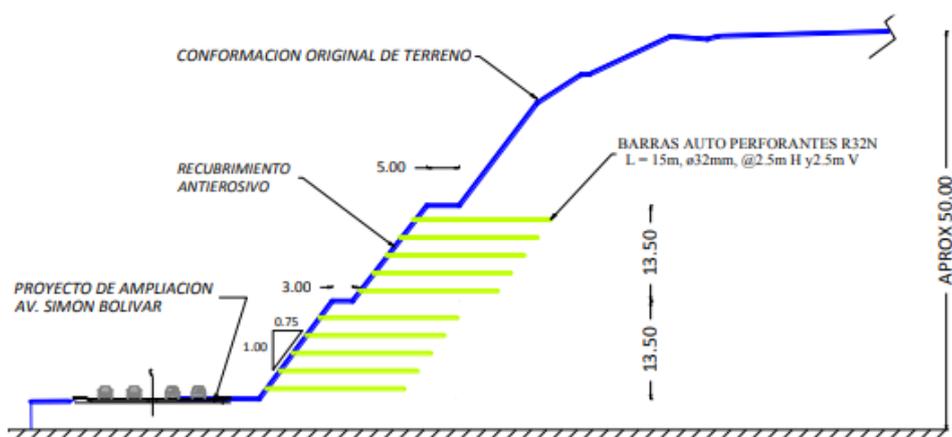


Fuente 3: Foto tomada por el autor.

En la Universidad Central del Ecuador, facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemáticas, carrera de Ingeniería Civil, en el año 2016, se presenta el trabajo de Graduación: “Alternativas de estabilización de talud ubicado en el kilómetro 6+479 del proyecto de ampliación de la av. Simón Bolívar, tramo panamericana Norte-Tajamar.” previo a la obtención del título de Ingeniería Civil, por los autores Katherine Elizabeth Montenegro Procel y Danilo Edgar Tipán Guallasamín, el cual evalúa dos alternativas de estabilización de taludes: Reconfiguración Geométrica y Estabilizadores tipo anclaje (ver Figura 4). Manifestando como conclusión:

“Del análisis de alternativas mediante la metodología establecida en el presente trabajo de titulación se determina que la solución óptima es el sistema de estabilización mediante estructuras postensadas (perno autoperforante R32S) debido a que ofrece mayor seguridad a menos costo de inversión en comparación con las demás alternativas planteadas. Además, esta alternativa involucra un volumen muy bajo en cuanto al movimiento de tierras y por consiguiente un área, de igual manera, menor de afectaciones a los predios aledaños [5].”

Figura 4. Estabilizadores tipo anclaje.



Fuente 4: E. Montenegro y D. Tipán, «Alternativas De Estabilización Del Talud Ubicado En El Kilómetro 6+479 Del Proyecto De Ampliación De La Av. Simón Bolívar, Tramo Panamericana Norte – Tajamar.,» QUITO, 2016.

Los vulnerables suelos de la provincia de El Oro han sido objeto de estudio de muchos trabajos de titulación, ya sea para obtener el título de Ingeniería Civil o para la Obtención de Maestrías; los autores Luis Jaime Betún Chulca y Gabriela Nataly Quishpe Cushicondor, de la Universidad Central del Ecuador, presentan su trabajo de graduación para la obtención del título de Ingeniería Civil con el tema “Análisis de alternativas para la estabilidad del talud con el programa Geo Slope en el sector el Prado cantón Piñas, provincia de El Oro” en el año 2016, donde realizan el estudio y se observa la presencia de deslizamientos activos, según Sanhueza y Rodríguez [6] los deslizamientos son movimientos relativos de masas de suelo o roca con respecto al sustrato, sobre una o varias superficies de rotura cuando se supera la resistencia al corte de estas superficies. En este trabajo de titulación se concluye: “De acuerdo al análisis en el software Geo Slope la alternativa técnicamente viable es la implantación de obras de drenaje de arte menor para la evacuación del agua superficial, evitando que el agua se infiltre en el suelo y altere las propiedades mecánicas del mismo [7].”

Nuestra Universidad ha recibido el tema “Estudio constructivo de la estabilización de taludes con hormigón lanzado, malla electrosoldada y pernos de anclaje, caso: estribo izquierdo de la presa, del proyecto hidroeléctrico minas San Francisco” [8] por la autora Andrea Estefanía Guevara Duta, en el año 2015, donde detalla el proceso constructivo más viable para la estabilización.

Teniendo presente la investigación bibliográfica realizada y las alternativas de solución propuestas por los diferentes autores se realiza la búsqueda de información sobre acontecimientos ya ocurridos, deslaves, derrumbes, deslizamientos, para un mayor conocimiento de las condiciones actuales de los taludes de la parte alta de la provincia de El Oro.

El día martes 26 de febrero del 2013 el diario El Universo (ver Figura 5) informaba: “Los pacientes del Hospital Luis Moscoso fueron evacuados por el riesgo de un deslizamiento del cerro Pata Grande que se ubica detrás de la casa de salud [9].”

Figura 5. Deslizamiento de tierra al pie del talud del cerro Pata Grande.



Fuente 5: https://www.expreso.ec/historico/en-pinas-quieren-usar-un-hospital-pese-a-los-IBGR_6078746.

Así mismo el día 05 de marzo del 2013 el diario El Telégrafo en unos de sus párrafos enuncia: “Los habitantes de Zaruma, Atahualpa, Portovelo y Piñas viven momentos de nerviosismo con cada chaparrón. En esta última urbe, los ciudadanos se quedaron sin agua por varios días y los pacientes del hospital tuvieron que ser evacuados [10].”

El diario opinión, el día lunes 18 de Marzo del 2019, redactó: “El talud que cayó desde el cerro Pata Grande, en febrero de 2013, obligó la evacuación de los internos en el hospital ‘Luis Moscoso Zambrano’, fue estabilizado, se retiraron los tanques de agua que estaban en el cerro y tras algunas adecuaciones se apertura la principal casa de Salud del cantón [11].”

Las fuertes lluvias son la mayor causa de deslaves en zonas montañosas, como lo es en la parte alta de El Oro, dando un sin número de afectaciones; Aristizabal, Vélez y Martínez

[12] declaran que en ambientes tropicales y terrenos montañosos como Los Andes colombianos, un alto porcentaje de estos movimientos en masa son provocados por intensas lluvias o eventos de larga duración. Las noticias indican todos los desastres ocasionados por los deslizamientos, ocasionando taponamientos en vías, quebradas, ríos, incomunicación entre cantones, etc.

Un sábado 18 marzo del 2017, ECUAVISA (ver Figura 6) escribe: “La Gobernadora de la provincia de El Oro, Rocío Barriga, informó que en el tramo de la vía Saracay-Piñas ocurrieron más de 15 deslaves por la fuerte lluvia (duró unas cuatro horas) del viernes 17 de marzo de 2017. Durante la mañana del viernes una vivienda de 5 pisos colapsó debido a un deslizamiento en un barrio ubicado al costado de la vía de ingreso a Piñas [13].”

Figura 6. Deslizamiento de vivienda de 5 pisos, ciudadela El Prado.



Fuente 6.

https://twitter.com/ECU911Machala1/status/842767664774832128/photo/1?ref_src=twsrc%5Eetfw%7Ctwcamp%5Etweetembed%7Ctwterm%5E842767664774832128&ref_url=https%3A%2F%2Fwww.ecuavisa.com%2Farticulo%2Fnoticias%2Factualidad%2F252336-mas-15-deslaves-intensa-lluv.

El diario El Comercio (ver Figura 7) redacta el día lunes 20 de marzo de 2017: “Una cascada de lodo cortó parte de la vía de acceso al cantón Piñas (El Oro). Cerca de las 16:30 del domingo 19 de marzo del 2017, la fuerza del agua resquebrajó el asfalto y socavó unos 50 metros del carretero Piñas-Saracay. El hundimiento impide la circulación de autos y buses,

por lo que los pasajeros se arriesgan a hacer trasbordo a la altura del sector Buenaventura, en medio de rocas y el agua que continúa corriendo junto al enorme cráter [14].”

Figura 7. Socavón en el sector Buenaventura



Fuente 7: <https://www.elcomercio.com/actualidad/deslave-lluvias-ecuador-eloro-pinas.html>.

El día martes 19 de marzo del 2019, el diario El Universo (ver Figura 8) escribe: “La vía Saracay - Piñas, que conduce a los cantones de Piñas, Portovelo, Atahualpa y Zaruma se encuentra obstaculizada por varios deslaves que se produjeron entre la noche del lunes y madrugada de este martes, luego de la intensa lluvia que se presentó en la provincia de El Oro [15].”

Figura 8. Deslizamiento en el sector Monos, Piñas



Fuente 8:

https://twitter.com/ECU911Machala1/status/1108006143186649093/photo/1?ref_src=twsrc%5Etfw%7Ctwcamp%5Etweetembed%7Ctwterm%5E1108006143186649093&ref_url=https%3A%2F%2Fwww.eluniverso.com%2Fnoticias%2F2019%2F03%2F19%2Fnota%2F7240991%2Fintensa-lluvia-deja-i.

2.2. Objetivos del proyecto técnico.

2.2.1. Objetivo general.

Analizar el comportamiento estático del talud adyacente al Hospital Básico Luis Moscoso Zambrano, de la ciudad de Piñas, con material in situ, mediante la utilización de programas analíticos e informáticos para proponer una adecuada prevención para su estabilización.

2.2.2. Objetivos específicos.

- Revisar bibliográficamente en libros, tesis, revistas y artículos científicos sobre la problemática presentada.
- Analizar de forma directa el problema presentado, visitando el Cerro de Pata Grande y el Hospital Básico Luis Moscoso Zambrano y trabajos de ingeniería para la obtener los datos necesarios e importarlos en programas analíticos.
- Diseñar el método más apropiado para la estabilización de taludes en la zona más crítica del Cerro de Pata Grande.

2.3. Justificación e importancia del proyecto técnico.

Los movimientos de masas de suelos o deslizamientos son muy frecuentes en zonas montañosas o empinadas y estos son provocados por diversas causas, ya sea por fuertes épocas invernales, deforestación, intervención humana u otros; por ende los deslizamientos de suelos originan una gran variedad de desastres como colapsar estructuras que se encuentran construidas inapropiadamente al borde de laderas, lo que termina ocasionando pérdidas económicas, pérdidas de flora y fauna, y en el peor de los casos pérdida de vidas humanas.

En la parte alta de la provincia de El Oro los deslizamientos de tierras han causado graves problemas; el historial de deslaves que se producen en la zona sur del ECUADOR se encuentra altamente activo, sobre todo en vías (taludes de cortes y terraplenes) y en zonas accidentadas donde se encuentran estructuras construidas, la cual es una causa con gran influencia, ya que concierne a una carga externa permanente sobre el talud, lo que produce la inestabilidad sobre el mismo,

En los primeros meses del año 2013, la fuerte época invernal en la parte alta, mantuvo los suelos de la parte alta en estado de riesgo induciendo deslizamientos de pequeña y grande magnitud, afectando de manera directa o indirecta a diferentes zonas vulnerables de los

cantones de la parte alta de El Oro y por consiguiente afectó drásticamente a las zonas más vulnerables, el Hospital Básico Luis Moscoso Zambrano no fue la excepción, puesto que el talud ubicado en la parte posterior comenzó a ceder destruyendo parte estructural del edificio de este nosocomio.

Por este motivo, las autoridades del Comité de Operaciones Emergentes (COE), consintieron el hecho de evacuar a todos los pacientes y al personal que labora en él, declarando el estado de emergencia; pero, al siguiente año, las fuerzas vivas del hospital Luis Moscoso Zambrano examinaron la necesidad de ejercer sus actividades y sus servicios, por ende, solicitaron que se levante el estado de emergencia para iniciar nuevamente con las actividades.

Pese a ser declarado en circunstancias de alerta por el Comité de Operaciones Emergentes (COE), el personal laboral solicitó se levante esta declaración por la necesidad de continuar con las actividades y en la actualidad el hospital se encuentra realizando sus funciones con normalidad, con el talud del pie del cerro de Pata Grande en estado de riesgo.

3. CAPÍTULO II. ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD DE LA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN ADOPTADA.

3.1. Estudios de ingeniería para la definición de alternativas técnicas de solución y sus escenarios.

3.1.1. Talud.

El Ministerio De Obras Públicas y Comunicaciones en su sección “Especificaciones Generales Para La Construcción De Caminos y Puentes” define al talud como una superficie inclinada de un corte, de un terraplén o un muro [16].

Los taludes o laderas son masas de tierra que poseen cambios significativos de altura o pendiente, cuya conformación puede ser de forma natural si se trata de laderas y de forma artificial si se trata de taludes producto de cortes y rellenos [7] generados por acción antrópica; incluso los taludes pueden ser afectados por actos inconsistentes como sucedió en el talud adyacente al hospital Luis Moscoso Zambrano (ver Figura 9).

Figura 9. Talud adyacente al hospital Luis Moscoso Zambrano.



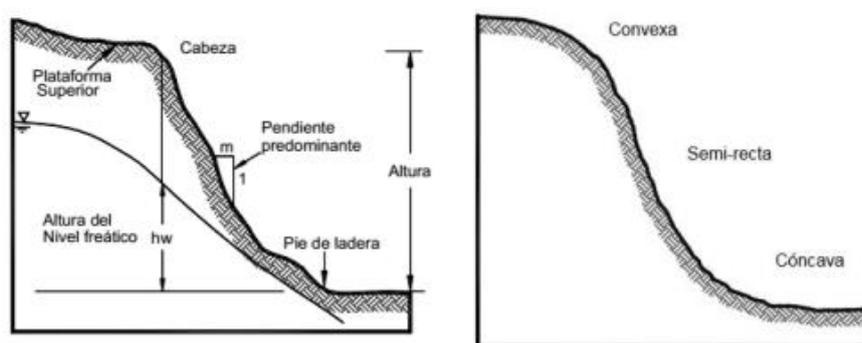
Fuente 9: Fotografía tomada por el autor.

“Estas pendientes se encuentran propensas a deslizamientos, dependiendo de muchos factores internos y/o externos, las propiedades del suelo, es uno de ellos, que varían de una ubicación a otra y también pueden cambiar con el tiempo, de modo que la información obtenida para una ubicación no asegurara la información en ningún otro lugar [17].”

3.1.1.1. *Partes de un talud.*

Las partes de un talud se presentan en la Figura 10 [7]:

Figura 10. Partes de un Talud.



Fuente 10: J. Suarez, Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Bucaramanga, 1998.

- **Cabeza:** Parte superior del talud donde se produce el cambio brusco de la pendiente.
- **Pie de ladera:** Parte inferior del talud donde se produce el de la pendiente a la base del talud.

- **Altura:** Distancia vertical entre el pie y la cabeza.
- **Altura de nivel freático:** Distancia vertical entre el pie del talud hasta el nivel del agua.
- **Pendiente predominante:** Medida de la inclinación de la superficie del talud, puede medirse en grados, porcentajes o en relaciones.

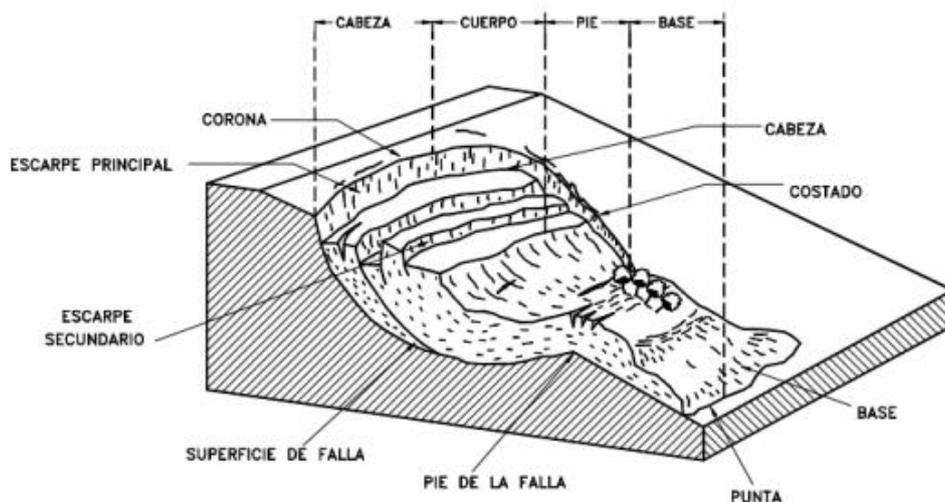
3.1.2. Deslizamiento.

Los deslizamientos superficiales son un fenómeno de inestabilidad que afecta principalmente capas superficiales de espesor reducido, por lo general menores a 2 m [18]. Los deslizamientos pueden presentarse de diferente manera a lo largo del tiempo, es decir, pueden ser antiguos o activos. Generalmente pueden producirse debido a factores naturales como las infiltraciones de agua hacia el interior del talud, cercanía a fallas geológicas y desestabilización de masas de tierra por efectos de deforestación, excavaciones y rellenos [7]. Según Sánchez, García y Vega [19] cuando ocurre la infiltración de agua se incrementa la humedad generando cambios en la presión de poros reduciendo la resistencia al corte del material.

3.1.2.1. Partes de un deslizamiento.

Las partes de un deslizamiento se observan en la Figura 11 [7]:

Figura 11. Nomenclatura de un deslizamiento.



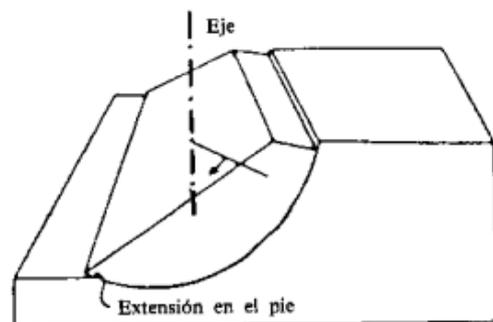
Fuente 11: L. Betún y G. Quishpe, «Análisis de alternativas para la estabilidad del talud con el programa Geo-Slope en el sector el prado cantón piñas, provincia de el oro.,» Quito, 2016.

- **Escarpe principal:** Se ocasiona por el deslizamiento del material hacia afuera del terreno.
- **Escarpe secundario:** Se produce por deslizamientos diferenciales que se exhiben en el movimiento de tierra.
- **Superficie de falla:** Representa el volumen de material desplazado delimitado por debajo de esta misma área.
- **Pie de la falla:** Intersección entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie natural del terreno.
- **Punta:** Punto más lejano en el base considerado desde la cima del talud.
- **Base:** Espacio cubierto por el material deslizado debajo del pie de la falla.
- **Corona:** Zona no afectada por el movimiento de tierra en la cabeza del talud.
- **Cabeza:** Es la parte superior del material deslizado.
- **Costado:** Perfil lateral del movimiento.
- **Cuerpo:** Es la zona comprendida entre el escarpe principal y el pie de falla.

3.1.2.2. *Deslizamientos rotacionales.*

Tienen una forma circular y cóncava, (ver Figura 12); en las zonas de la parte alta de la provincia de El Oro se presentan en mayor cantidad este tipo de deslizamientos, por ende el estudio de este caso será de mayor importancia. Los autores Barroso y Sáenz [20] describen que una de las causas de este tipo de deslizamientos es provocado debido a la disminución del ángulo de fricción o rozamiento.

Figura 12. Rotura típica con forma cilíndrica.



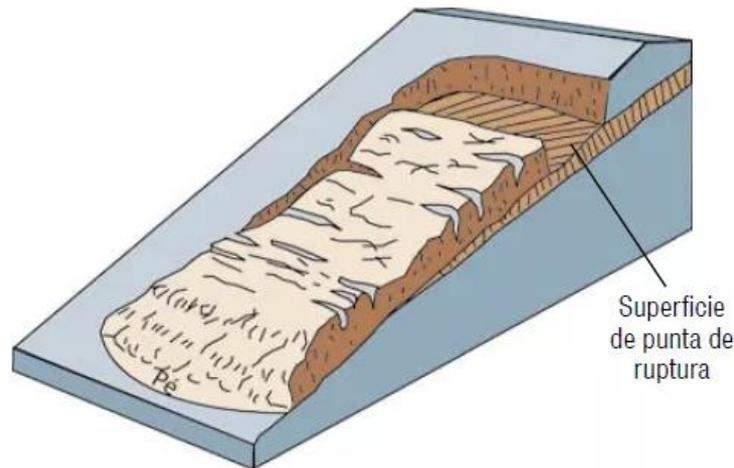
Fuente 12: Instituto Geológico Y Minero De España, «Manual de taludes,» España, 1987.

3.1.2.3. *Deslizamientos traslacionales.*

“En este tipo de deslizamientos la masa de terreno se desplaza hacia afuera y abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o suavemente ondulada, con pequeños

movimientos de rotaciones. Comúnmente el movimiento de la masa deslizada hace que esta quede sobre la superficie original del terreno (ver Figura 13) [21].”

Figura 13. Deslizamiento traslacional.



Fuente 13: http://prontubeam.com/Pag_cada_curiosidad.php?Id_curiosidad=55.

3.1.3. Factores que inciden en la estabilidad.

La generación de deslizamientos y flujos de escombros son debido a los fuertes declives de sus pendientes, lluvias torrenciales, material mal consolidado y fragmentado que constituyen sus laderas, así como la actividad humana, principalmente deforestación y agricultura [22]. Así mismo los factores que causan la inestabilidad de taludes son descritos por los autores Betún y Quishpe [7] y se muestran en la Figura 14:

Figura 14. Factores que inciden en la estabilidad.

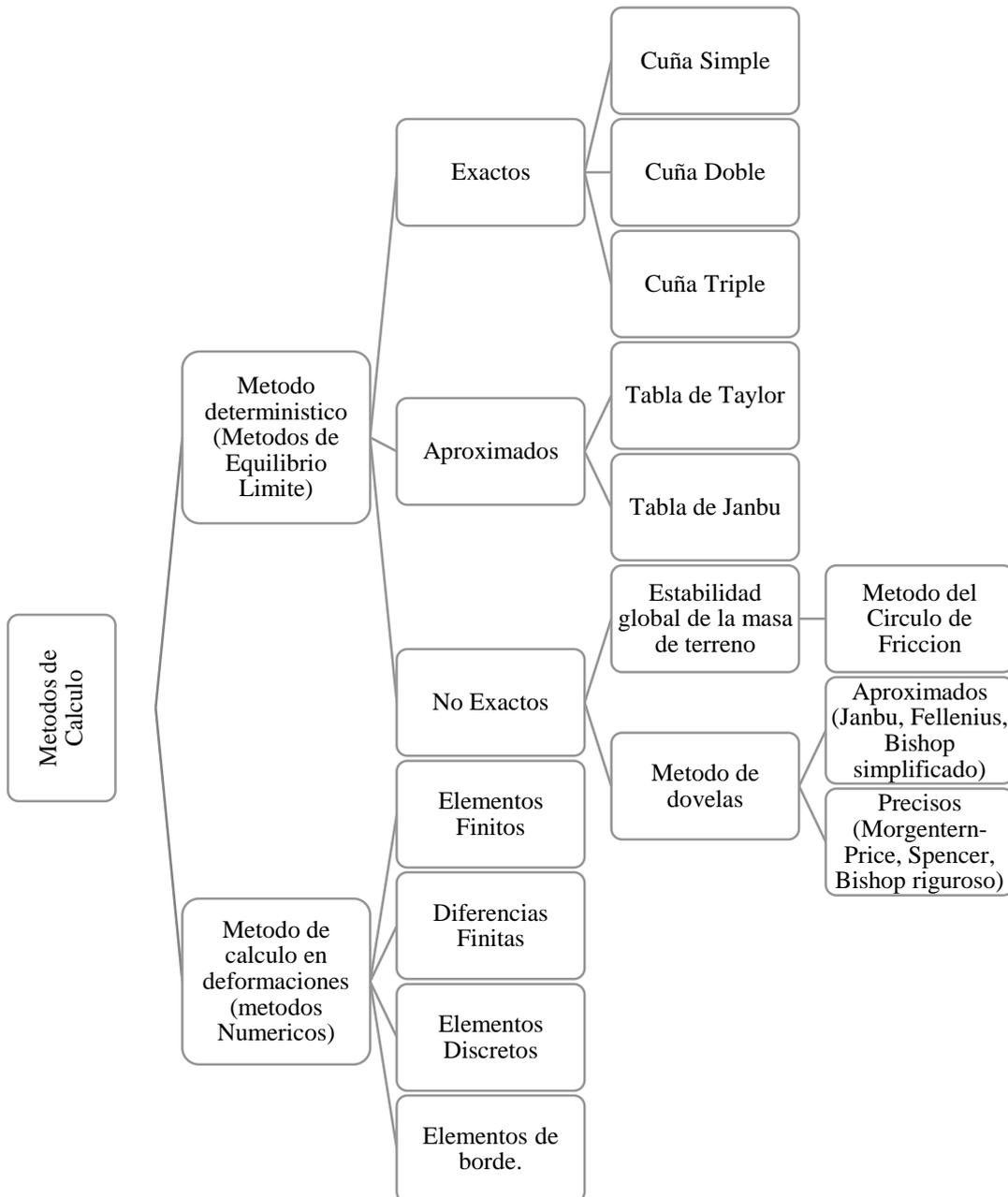
Factores condicionantes:	Factores desencadenantes:
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> Topografía y morfología	<input type="checkbox"/> Precipitaciones
<input type="checkbox"/> Estratigrafía, Litología y Geología	<input type="checkbox"/> Sismos
<input type="checkbox"/> Condiciones Hidrogeológicas	<input type="checkbox"/> Congelacion y deshielo
<input type="checkbox"/> Vegetacion	<input type="checkbox"/> Erosion y socavacion
	<input type="checkbox"/> Actividad humana

Fuente 14: L. Betún y G. Quishpe, «Análisis de alternativas para la estabilidad del talud con el programa Geo-Slope en el sector el Prado cantón Piñas, provincia de El Oro.» Quito, 2016.

3.1.4. Métodos de cálculo de estabilidad de taludes.

La división de los métodos de análisis de estabilidad de taludes se presenta en la Figura 15:

Figura 15. Clasificación de métodos de análisis de estabildades de taludes.



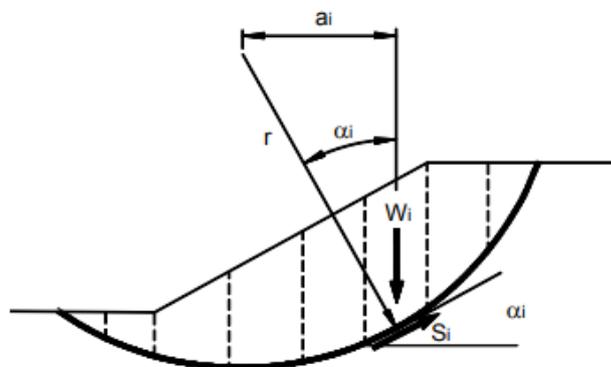
Fuente 15: Instituto Geológico Y Minero De España, «Manual de taludes,» España, 1987.

En los métodos determinísticos la medida de seguridad está en función del factor de seguridad, mientras que en los métodos probabilísticos o numéricos la medida de seguridad está en función de la probabilidad del riesgo de ocurrencia de la ruptura [7]. Márquez y Azoia [23] en su trabajo “Evaluation of the stability of a highway slope through numerical modeling” presentan el análisis de un modelado numérico utilizando las extensiones Slope y Seep que pertenecen a programa Geo Studio, la cual resultó una herramienta compleja y eficaz para la aplicación de análisis de estabilidad de taludes convencionales.

3.1.4.1. *Métodos de dovelas.*

“En la mayoría de los métodos con fallas curvas o circulares, la masa de la parte superior de la superficie de falla se divide en una serie de tajadas verticales. El número de tajadas depende de la geometría del talud y de la precisión requerida para el análisis. Entre mayor sea el número de tajadas, se supone que los resultados serán más precisos. En los procedimientos de análisis con tajadas, generalmente se considera el equilibrio de momentos con relación al centro del círculo para todas y cada una de las tajadas (ver Figura 16) [24].”

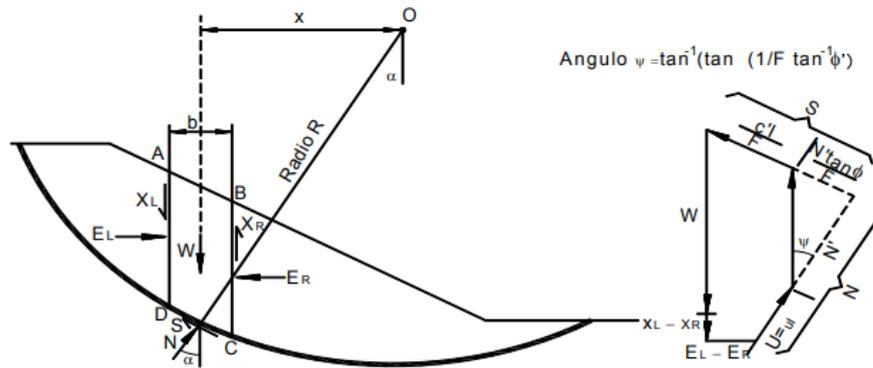
Figura 16. Esquema de un sistema típico de análisis con tajadas o dovelas.



Fuente 16: M. Duncan, S. Wright y T. Brandon, Soil strength and slope stability, New Jersey: John Wiley and Sons, 2005, p. 297.

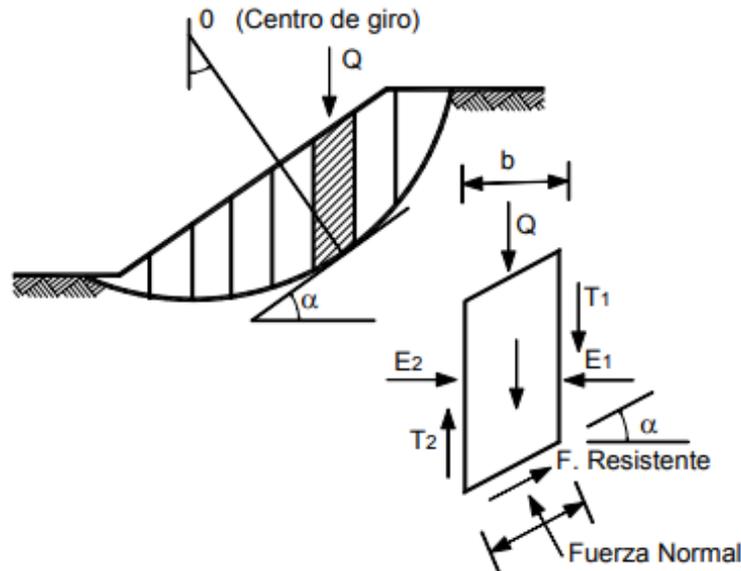
“Entre los diversos métodos que utilizan dovelas, hay diferencias, especialmente en lo referente a las fuerzas que actúan sobre las paredes laterales de las tajadas (ver Figura 17 y Figura 18). El método ordinario o de Fellenius, no tiene en cuenta las fuerzas entre tajadas [24].”

Figura 17. Fuerzas que actúan sobre una dovela en un análisis de estabilidad del arco circular con dovelas.



Fuente 17: [25] D. Cornforth, Landslides in practice: investigation, analysis, and remedial preventative, Hoboken, New Jersey: John Wiley And Sons Inc, 2005.

Figura 18. Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas.



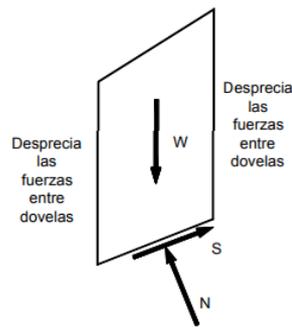
Fuente 18: J. Suarez, Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Bucaramanga, 1998.

3.1.4.1.1. Método ordinario de Fellenius.

“El método de Fellenius es conocido también como método Ordinario, método sueco o método de las Dovelas. Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de los momentos con respecto al centro del círculo (producidos por estas fuerzas) se obtiene el Factor de Seguridad [24].”

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son (ver Figura 19) [24]:

Figura 19. Fuerzas que actúan sobre una dovela en el método ordinario o de Fellenius.



Fuente 19: M. Duncan, S. Wright y T. Brandon, Soil strength and slope stability, New Jersey: John Wiley and Sons, 2005, p. 297.

- El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- Las fuerzas de presión de tierra y cortante en las paredes entre dovelas, no son consideradas por Fellenius.

Al realizar la sumatoria de momentos con respecto al centro del círculo, se obtiene la expresión que se presenta en la Ecuación 1, que corresponde a la ecuación de Fellenius [24]:

$$F. S. = \frac{\sum [C' \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha}$$

Ecuación 1: Ecuación de Fellenius.

Donde [24]:

- α = Ángulo del radio del círculo de falla con la vertical bajo el centroide en cada tajada.
- W = Peso total de cada tajada.
- u = Presión de poros.
- Δl = longitud del arco de círculo en la base de la tajada.
- C', ϕ' = Parámetros de resistencia del suelo.

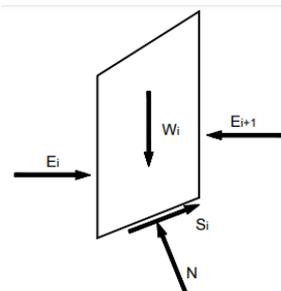
“El método ordinario o de Fellenius solamente satisface los equilibrios de momentos y no satisface el equilibrio de fuerzas. Este método es muy sencillo y se puede realizar con métodos manuales o en el computador. Debe tenerse en cuenta que el método ordinario es menos preciso que otros procedimientos y la precisión disminuye a medida que la presión

de poros se hace mayor. Algunos autores recomiendan que el método ordinario no se utilice para diseño, sino solamente como una base de referencia. Generalmente, da factores de seguridad menores que otros métodos [24].”

3.1.4.1.2. Método de Bishop.

“Bishop presentó un método utilizando dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las dovelas. Así mismo, asume que las fuerzas entre dovelas son horizontales (ver Figura 20); es decir, que no tiene en cuenta las fuerzas de cortante [24].”

Figura 20. Esquema de fuerzas sobre una dovela en el método de Bishop simplificado.



Fuente 20: M. Duncan, S. Wright y T. Brandon, Soil strength and slope stability, New Jersey: John Wiley and Sons, 2005, p. 297.

La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón, se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo con la expresión que se presenta en la Ecuación 2 [24]:

$$F.S. = \frac{\sum \left[\frac{C' \Delta l \cos \alpha + (W' - u \Delta l \cos \alpha) \tan \phi''}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi'') / FS} \right]}{\sum W \sin \alpha}$$

Ecuación 2: Ecuación de Bishop.

Donde [24]:

- Δl = longitud de arco de la base de la dovela.
- W = Peso de cada dovela.
- C' , ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.
- u = Presión de poros en la base de cada dovela.
- α = Ángulo del radio y la vertical en cada dovela.

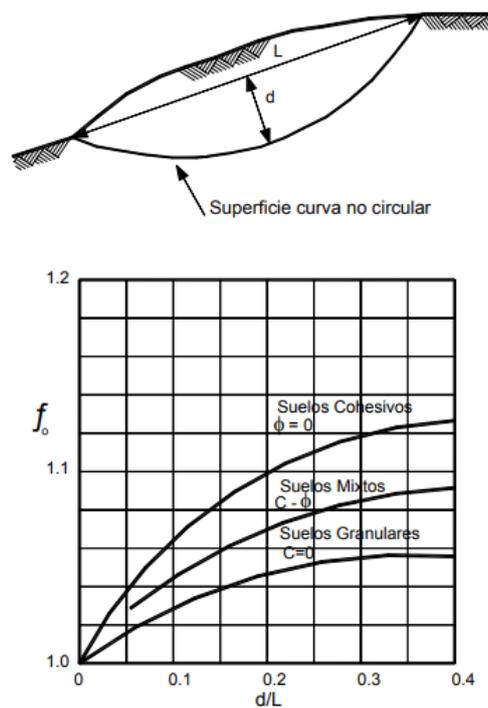
“Como se puede apreciar en la Ecuación 2, el término factor de seguridad se encuentra en ambos miembros de la ecuación y se requiere un proceso de interacción para calcular el

factor de seguridad. Este método es uno de los métodos más utilizados actualmente para el cálculo de factores de seguridad de los taludes. No obstante, el método sólo satisface el equilibrio de momentos, se considera que los resultados son muy precisos en comparación con el método ordinario. Aunque existen métodos de mayor precisión, la diferencia de los resultados de los factores de seguridad, no son considerables [24].”

3.1.4.1.3. Método de Janbu.

“El método simplificado de Janbu se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son horizontales y no tienen en cuenta las fuerzas de cortante. Así mismo, considera que las superficies de falla no necesariamente son circulares y establece un factor de corrección f_0 . El factor f_0 depende de la curvatura de la superficie de falla (ver Figura 21). Estos factores de corrección son solamente aproximados y se basan en análisis de 30 a 40 casos [24].”

Figura 21. Diagrama para determinar el factor f_0 para el método de Janbu.



Fuente 21: J. Suarez, Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Bucaramanga, 1998.

“En algunos casos, la suposición de f_0 puede ser una fuente de inexactitud en el cálculo del factor de seguridad. Sin embargo, para algunos taludes la consideración de este factor de curvatura representa el mejoramiento del análisis [24].”

El método de Janbu solamente satisface el equilibrio de esfuerzos y no satisface el equilibrio de momentos como se aprecia en la Ecuación 3 [24]:

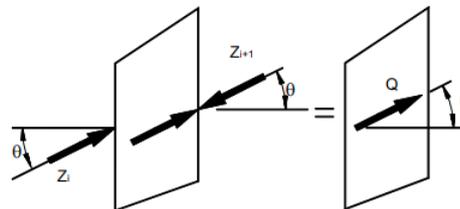
$$F.S. = \frac{f_0 \sum \left\{ [C'b + (W - ub)\tan\phi] \frac{1}{\cos\alpha} \right\}}{\sum W \tan\alpha}$$

Ecuación 3: Ecuación de Janbu.

3.1.4.1.4. Método de Spencer.

“El método de Spencer es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos. El procedimiento de Spencer se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, o sea, que tienen el mismo ángulo de inclinación (ver Figura 22) [24].”

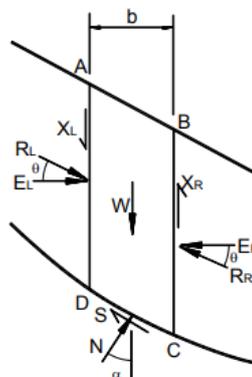
Figura 22. Paralelismo de las fuerzas entre dovelas en el método de Spencer.



Fuente 22: J. Suarez, Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Bucaramanga, 1998.

“La inclinación específica de estas fuerzas entre partículas, es desconocida y se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio. Spencer inicialmente propuso su método para superficies circulares pero este procedimiento se puede extender fácilmente a superficies no circulares. Se plantea dos ecuaciones, una de equilibrio de fuerzas y otra de equilibrio de momentos, las cuales se resuelven para calcular los factores de seguridad y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas (ver Figura 23) [24].”

Figura 23. Fuerzas que actúan sobre las dovelas en el método de Spencer.



Fuente 23: J. Suarez, Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Bucaramanga, 1998.

“Para resolver las ecuaciones F y θ , se utiliza un sistema de ensayo y error donde se asumen los valores de estos factores (en forma repetitiva) hasta que se alcanza un nivel aceptable de error [24].”

Aplicando el equilibrio de los momentos respecto al eje del arco definido por la superficie de deslizamiento se obtiene [7]:

$$\sum Q_i \cos(\alpha - \theta) = 0$$

Ecuación 4: Equilibrio de momentos respecto al centro del arco descrito por la superficie de deslizamiento.

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) x \frac{\tan \alpha}{F_s} - W \operatorname{sen} \alpha}{\cos(\alpha - \theta)}$$

Ecuación 5: Ecuación de las fuerzas de interacción entre las dovelas.

Donde [7]:

- θ = Ángulo de inclinación de la fuerza Q_i con respecto a la horizontal.

Cuando se aplica el equilibrio de las fuerzas horizontales y verticales se tiene [7]:

$$\sum (Q_i \cos \theta) = 0$$

$$\sum (Q_i \operatorname{sen} \theta) = 0$$

Con las fuerzas Q_i paralelas entre ellas, podemos escribir [7]:

$$\sum Q_i = 0$$

Ecuación 6: Equilibrio de fuerzas respecto al centro del arco descrito por la superficie de deslizamiento.

“Este método propone obtener el coeficiente de seguridad ligado al equilibrio de momentos (F_{sm}) adquirida de la Ecuación 4, y el coeficiente de seguridad ligado al equilibrio de fuerzas (F_{sf}) conseguida de la Ecuación 6 [7].”

“Se continúa resolviendo la Ecuación 4 y Ecuación 6 para dar un intervalo de valor de θ , considerando como coeficiente de seguridad aquel para el cual satisfaga la igualdad [7].”

$$F_{sm} = F_{sf}$$

“Una vez se obtienen los valores de F y θ se calculan las demás fuerzas sobre las dovelas individuales. El método de Spencer se considera muy preciso y aplicable para casi todo tipo de geometría de talud y perfiles de suelo y es tal vez, el procedimiento de equilibrio más completo y más sencillo para el cálculo del factor de seguridad [26].”

3.1.4.1.5. Método de Morgenstern y Price.

“El método de Morgenstern y Price asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas. Esta función puede considerarse constante, como en el caso del método de Spencer, o puede considerarse otro tipo de función. La posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas, lo hace un método más riguroso que el de Spencer [24].”

Se establece una relación entre el comportamiento de las fuerzas de interconexión (E) [7]:

$$X = \lambda f(x)$$

Ecuación 7: Relación entre las fuerzas de interconexión E.

Donde:

- λ = factor de escala.
- $f(x)$ = función de la posición de E y X.

“La función $f(x)$ se escoge arbitrariamente (constante, senoide, semisenoide, trapecio, fraccionada). En este método la masa se subdivide en franjas infinitésimas a las cuales se les impone ecuaciones de equilibrio en traslación horizontal y vertical y de rotura en la base [7].”

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + tg\varphi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - tg \frac{dE}{dx} - \sec\alpha \frac{dU}{dx} \right) = \frac{dE}{dx} - tg\alpha \left(\frac{dE}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$

Ecuación 8: Ecuación de las fuerzas.

Donde [7]:

- E, X = Fuerzas de conexión incógnitas.
- F_s = Coeficiente de seguridad.
- dW = Peso de la franja infinitésima.
- dU = Resultado de las presiones neutras de la base.

$$X = \frac{dE_\gamma}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

Ecuación 9: Ecuación de los momentos.

“Sin embargo, esta suposición de funciones diferentes tiene muy poco efecto sobre el cálculo de factor de seguridad cuando se satisface el equilibrio estático y hay muy poca diferencia entre los resultados del método de Spencer y el de Morgenstern y Price. El método de Morgenstern y Price, al igual que el de Spencer, es un método muy preciso, prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suelo [24].”

3.1.4.2. *Factor de seguridad.*

Existen varias definiciones acerca del factor de seguridad, pudiendo implicar valores diferentes en cada una de ellas. El análisis de estabilidad de taludes se basa en la determinación de un factor de seguridad, relacionando las fuerzas deslizantes y resistivas a lo largo de la superficie de falla [27]. En el análisis de estabilidad de taludes las definiciones más usuales de factor de seguridad son [7]:

- a) Aplicadas al análisis de movimientos rotacionales, es decir al equilibrio de momentos.

$$FS = \frac{M_a}{M_r}$$

Ecuación 10: Cálculo del factor de seguridad mediante el equilibrio de momentos.

Donde [7]:

- M_r = Sumatoria de momentos de las fuerzas resistentes.
- M_a = Sumatoria de momentos de las fuerzas activas.

- b) Aplicadas al análisis de movimientos traslacionales o rotacionales, es decir al equilibrio de fuerzas.

$$FS = \frac{F_a}{F_r}$$

Ecuación 11: Cálculo del factor de seguridad mediante el equilibrio de fuerzas.

Donde [7]:

- F_r = Sumatoria de fuerzas resistentes.
- F_a = Sumatoria de fuerzas activas.

La NEC-2015, Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2015, presenta los valores del factor de seguridad indirecto para las diversas verificaciones, deben ser, como mínimo, los indicados en la tabla 1 [28].

Tabla 1: Factores de seguridad indirectos mínimos.

CONDICIÓN	CONSTRUCCIÓN	ESTÁTICO	SISMO	PSEUDO ESTÁTICO
Deslizamiento	1,60	1,60	Diseño	1,05
Volcamiento: el que resulte más crítico de:				
Momento Resistente/Momento Actuante	$\geq 3,00$	$\geq 3,00$	Diseño	$\geq 2,00$
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	$\leq 1/6$	$\leq 1/6$	Diseño	$\leq 1/4$
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1,20	1,50	Diseño	1,05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1,20	1,50	50% de Diseño	1,00

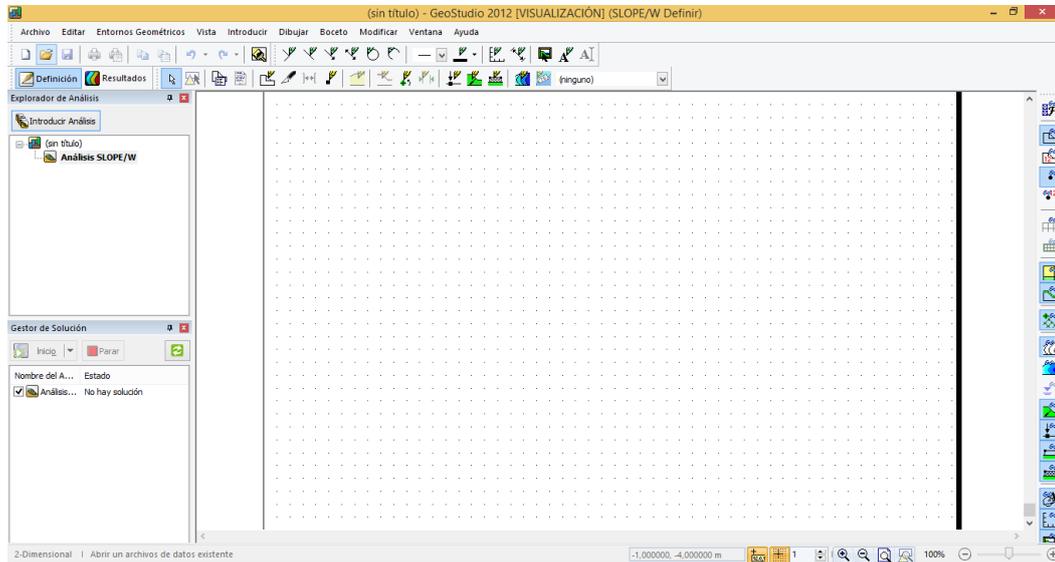
Fuente de Tabla 1: MIDUVI, «Norma ecuatoriana de la construcción - geotecnia y cimentaciones,» Quito, 2015.

3.1.5. Software.

El programa Geo-Slope fue desarrollado por la empresa Geo-Slope Internacional, y se utiliza para el cálculo del factor de seguridad y la estabilidad de taludes, los autores Camacho y Ramos [29] mencionan que cabe resaltar que los análisis bidimensionales esconden aspectos relevantes en el análisis del factor geomorfológico en la estabilidad de taludes. Se lo puede utilizar para diferentes formas de la superficie del talud, así como en condiciones de presión del agua intersticial, condiciones de carga, con diferentes propiedades del suelo y con

métodos de análisis bajo parámetros determinísticos y probabilísticos, destacando el análisis de tensiones de elementos finitos y los cálculos de equilibrio límite [7].

Figura 24. Área de trabajo Geo-Slope.



Fuente 24: Por el autor.

El programa permite modelar [7]:

- Pendientes naturales de la tierra y roca
- Pendiente excavaciones
- Terraplenes de tierra
- Altos muros a cielo abierto
- Estructuras de retención anclados
- Bermas en la base de una pendiente
- Recargos en la parte superior de una pendiente
- Refuerzo de la Tierra, incluyendo clavos de suelo
- Cargas sísmicas y terremotos
- Grietas de tensión
- Inmersión parcial y total
- Carga de línea en cualquier punto
- Comportamiento del suelo no saturado.

3.1.5.1. *Características principales del programa.*

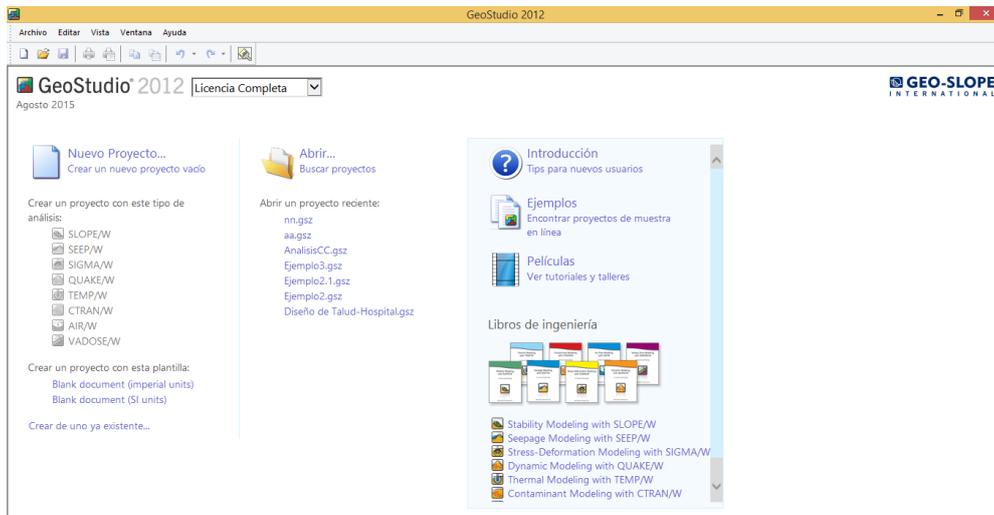
- Métodos de cálculo [7]:

- Ordinario (Fellenius).
- Bishop simplificado.
- Janbu simplificado.
- Spencer.
- Morgenstern-Price.
- Cuerpo de Ingenieros Americanos.
- Lowe-Karafiath.
- Método general de equilibrio límite.
- Geometría y estratigrafía [7]:
 - Múltiples tipos de suelos.
 - Parcialmente sumergidos.
 - De espesor variable.
 - Estratos discontinuos.
 - Capas impenetrables.
 - Grietas de tracción, secas y saturadas.
 - Superficie de deslizamiento:
 - Circular.
 - Compuesta.
 - Total de rotura.
 - Por bloques.
- Presión hidrostática [7]:
 - Coeficiente de presión de agua, $Ru \left(Ru = \frac{\sigma \vartheta}{\delta w * hw} \right)$
 - Superficie piezométrica.
 - Presión hidrostática para cada punto.
 - Contornos de presiones hidrostáticas.
 - Propiedades de los suelos:
 - Tensiones totales y efectivas (σ y σ').
 - Resistencia al corte sin drenaje ($\varphi = 0$), $\tau = c$.
 - Resistencia al corte cero (*agua*, $c = 0$ y $\varphi = 0$).
 - Materiales impenetrables (lechos rocosos).
 - Criterios de rotura bilineales.
 - Incrementos de la cohesión con la profundidad.
 - Resistencia al corte anisótropo.

- Criterios de rotura específicos.
- Cargas [7]:
 - Rellenos.
 - Bulones, anclajes.
 - Bermas de carga al pie del talud.
 - Cargas sísmicas.

3.1.5.2. *Herramientas del programa.*

Figura 25. Ventana de herramientas del programa.



Fuente 25: Por el autor.

Las herramientas con las que cuenta el paquete de programa Geo-Studio son las siguientes [7]:

- **Slope/W;** Cálculo de estabilidad de taludes;
- **Seep/W;** Cálculo de redes de flujo;
- **Sigma/W;** Cálculo tensodeformacional;
- **Quake/W;** Cálculo de los efectos de sismos en suelos y estructuras de suelos (presas, terraplenes, etc.);
- **Temp/W;** Aplicación de la ecuación del calor sobre estructuras de suelos;
- **Ctran/W;** Aplicado a fenómenos de contaminación de suelos;
- **Vadose/W;** Modelización de acuíferos.

“Todas las herramientas están interrelacionadas entre sí, por lo tanto, una misma geometría servirá para cada una de los cálculos que se desee realizar, simplemente importando el modelo con los parámetros correspondientes [7].”

3.2. Prefactibilidad.

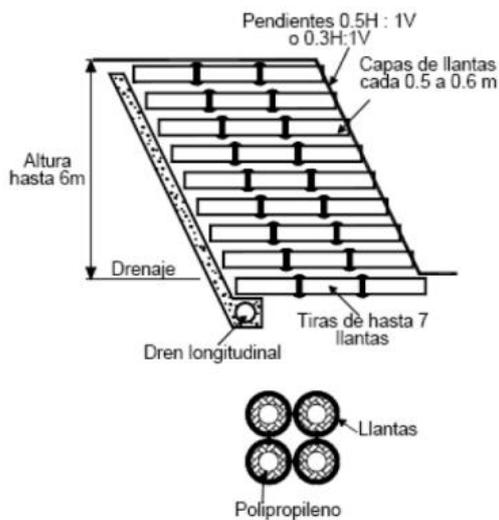
3.2.1. Alternativa 1: Estabilización de taludes con material reciclable (llantas).

“A través de este tipo de tratamientos se pueden garantizar la estabilidad de taludes, de cauces y de cárcavas, así como también amortizar el impacto lateral de flujos hídricos en cursos de agua, además la flexibilidad del material del neumático resulta apropiada para modelar el impacto del escurrimiento provocado por las crecidas de los cursos de agua [2].”

“En la actualidad los revestimientos de llantas constituyen desechos sólidos por lo que su reutilización resulta relevante y de bajo costo. Los revestimientos neumáticos se disponen traslapos formando un muro, uno encima de otro. La primera línea o línea de base se dispone y se amarra sobre una línea de postes horizontales que se entierran bajo la superficie [2].”

“Los revestimientos se clavan con estacas a 0.6 metros y se rellenan con tierra compactada (véase en la Figura 26 y Figura 27) [2].”

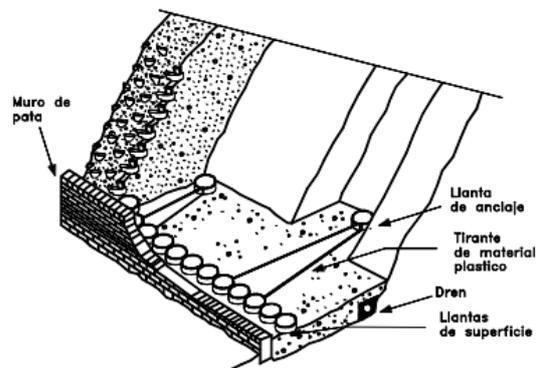
Figura 26. Vista frontal talud con llantas.



Fuente 26:

<http://www.erosion.com.co/presentaciones/category/14-libro-deslizamientos-yestabilidad-de-taludes-en-zonas-tropicales-jaime-suarez.html?download=144:193-14-estructurasdecontencionoanclaje>.

Figura 27. Perspectiva talud con llantas.



Fuente 27:

<http://www.erosion.com.co/presentaciones/category/14-libro-deslizamientos-yestabilidad-de-taludes-en-zonas-tropicales-jaime-suarez.html?download=144:193-14-estructurasdecontencionoanclaje>.

“La preparación del terreno tiene como objetivo permitir la construcción de la infraestructura básica del relleno para recibir y disponer los RSM en una forma ordenada y con el menor impacto posible, así como facilitar las obras complementarias y las relativas al paisaje [2].”

“Los siguientes trabajos son de vital importancia para la preparación del terreno; se trata de obras sencillas y de bajo costo que pueden ser ejecutadas con rapidez por los trabajadores del municipio, cumpliendo con los requisitos sanitarios [2].”

3.2.1.1. *Construcción.*

“El muro de contención es capaz de prevenir la erosión, deterioro o colapso de la pendiente, utilizando llantas de varios tamaños, elevando el muro a determinada altura, con el objetivo de resistir las presiones producidas por la masa de suelo contenido [30].”

Figura 28. Muro construido con aros de las llantas.



Fuente 28: J. Criollo y S. León, «Construcción y análisis de un modelo experimental de muro de contención, fabricado con llantas recicladas usando suelo in situ.,» Colombia, 2017.

3.2.1.1.1. *Conformación y nivelación del terreno.*

“Realizar cortes o rellenos para luego nivelar por tramos, en forma de terraplén que tenga el ancho de la llanta, dejando cierta inclinación hacia adentro del terreno (ver Figura 29) [2].”

Figura 29. Conformación y nivelación del terreno.



Fuente 29: J. Barón y L. Sánchez, «Viabilidad de muros de llantas para la estabilización de taludes en el barrio la capilla – Soacha Cundinamarca,» Bogotá, 2014.

3.2.1.1.2. Alineamiento y amarre de llantas.

“Se hace la alineación de cada llanta, se amarra una llanta con la otra usando alambre galvanizado, usando estacas se ancla la primera hilera de llantas (ver Figura 30) [2].”

Figura 30. Alineamiento y amarre de llantas.

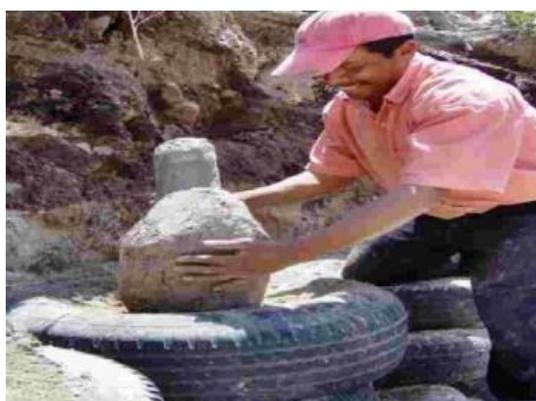


Fuente 30: J. Barón y L. Sánchez, «Viabilidad de muros de llantas para la estabilización de taludes en el barrio la capilla – Soacha Cundinamarca,» Bogotá, 2014.

3.2.1.1.3. Relleno y compactación de llantas.

“Se hace una selección del material de relleno, de ser posible seleccionar rocas triturada de $\frac{3}{4}$ ” de la zona, después de rellenar la llanta se procede a compactar el material con un pisón manual (ver Figura 31) [2].”

Figura 31. Relleno y compactación de llantas.



Fuente 31: J. Barón y L. Sánchez, «Viabilidad de muros de llantas para la estabilización de taludes en el barrio la capilla – Soacha Cundinamarca,» Bogotá, 2014.

3.2.1.1.4. Continuidad en hileras de llantas.

“Se repiten los pasos anteriores en las siguientes hileras hacia arriba que deben ir ordenadas con inclinación hacia atrás del talud, hasta alcanzar la altura requerida. La altura es proporcional a la relación Largo alto del talud (ver Figura 32) [2].”

Figura 32. Continuidad en hileras de llantas.



Fuente 32: J. Barón y L. Sánchez, «Viabilidad de muros de llantas para la estabilización de taludes en el barrio la capilla – Soacha Cundinamarca,» Bogotá, 2014.

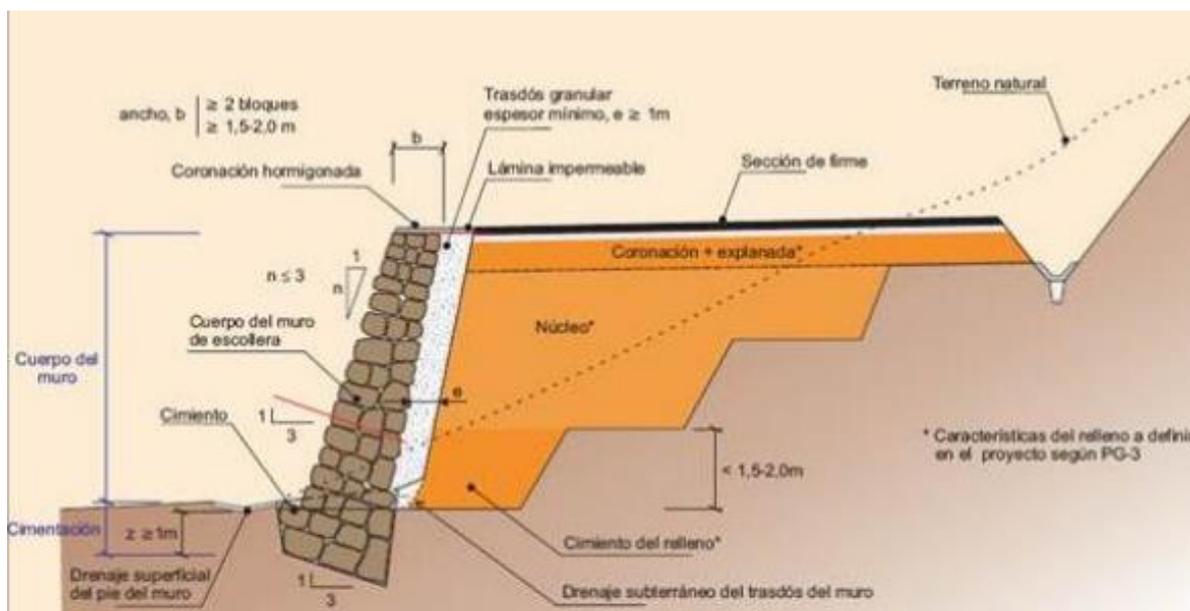
3.2.2. Alternativa 2: Muros de contención.

3.2.2.1. Tipos de muros.

3.2.2.1.1. Muros de gravedad.

“Son aquellos cuyo peso contrarresta el empuje del terreno. Dadas sus grandes dimensiones, prácticamente no sufre esfuerzos flectores, por lo que no suele armarse [4].”

Figura 33. Esquema de muro.

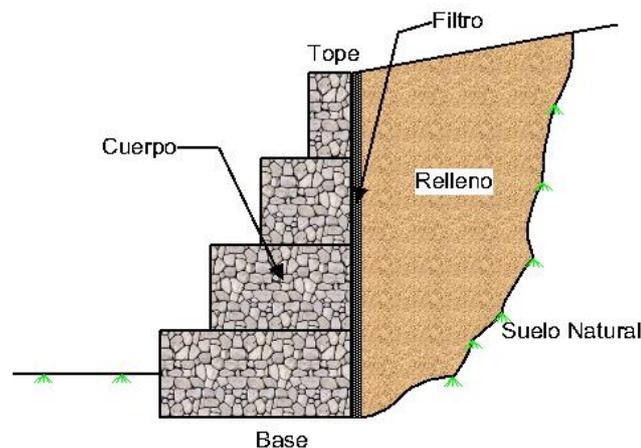


Fuente 33: R. Avelino, «Análisis y diseño estructural de un muro de contención de hormigón armado en cerramiento perimetral, lado oeste del hospital de monte Sinaí,» Guayaquil, 2016.

Los muros de gravedad a su vez pueden clasificarse en [4]:

- **Muros de hormigón en masa:** Cuando es necesario, se arma el pie (punta y/o talón).
- **Muros de mampostería seca:** Se construyen mediante bloques de roca (tallados o no).
- **Muros de escollera:** Se construyen mediante bloques de roca de mayor tamaño que los de mampostería.
- **Muros de gaviones:** Son muros mucho más fiables y seguros que los de escollera ya que, con estos, se pueden realizar cálculos de estabilidad y, una vez montados, todo el muro funciona de forma monolítica.

Figura 34. Representación básica de un muro de gaviones.



Fuente 34: J. Paucar y H. Pari, «Propuesta técnica para la protección de la carretera Ocopa-Anchonga-km 06+500, afectado por la erosión del río Lircay,» Huancavelica, 2014.

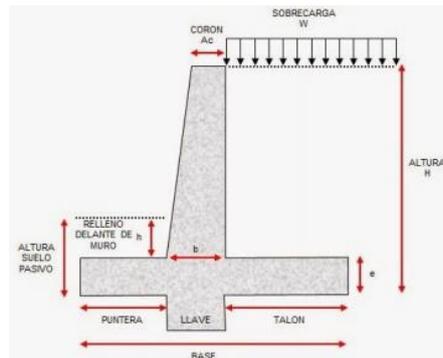
- **Muros prefabricados o de elementos prefabricados:** Se pueden realizar mediante bloques de hormigón previamente fabricados.
- **Muros aligerados:** Aquellos en los que los bloques se aligeran (se hacen huecos) por diversos motivos (ahorro de material, reducción de peso...).

3.2.2.1.2. Muros en CANTILÉVER.

“Estos muros son de concreto reforzado y la forma más usual que se utiliza es la llamada T por lo cual este elemento estructural trabaja como viga en voladizo empotrado en una zapata inferior, como se muestra en la figura siguiente [4].”

“En este caso el peso del material de relleno sobre el talón, además del peso muro, contribuye a la estabilidad de la estructura. Como el brazo representa un voladizo vertical, su espesor requerido se incrementa rápidamente con la altura, incrementando así sus costos de construcción, por lo cual el factor económico nos marca un rango en el cual es factible la utilización de este tipo de muros, para alturas mayores de 3 metros, pero menores de 6 metros [4].”

Figura 35. Muro con secciones y sobrecargas.

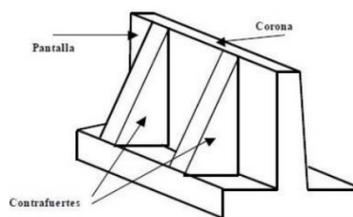


Fuente 35: R. Avelino, «Análisis y diseño estructural de un muro de contención de hormigón armado en cerramiento perimetral, lado oeste del hospital de monte Sináí,» Guayaquil, 2016.

3.2.2.1.3. Muros en CANTILÉVER con contrafuertes.

“En muros de gran altura el factor económico requiere la utilización de contrafuertes para aumentar los momentos resistentes en el muro, dando cabida al diseño de estructuras más esbeltas y por lo tanto más económicos; es decir, con la utilización de contrafuertes, se optimiza la utilización de concreto en el muro ante los momentos flexionantes provocados por la presión de tierras. La integración de estos contrafuertes al muro, convierte al elemento que soporta al relleno en una serie de losas continuas apoyadas en los contrafuertes, es decir el refuerzo principal en el muro lo lleva horizontalmente [4].”

Figura 36. Esquema de muro con contrafuerte.

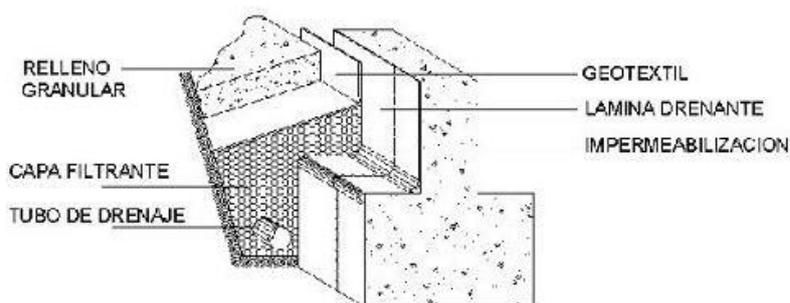


Fuente 36: R. Avelino, «Análisis y diseño estructural de un muro de contención de hormigón armado en cerramiento perimetral, lado oeste del hospital de monte Sináí,» Guayaquil, 2016.

3.2.2.1.4. Drenajes.

“Los drenajes llamados también mecinales son esenciales en la construcción de un muro, ya que son los encargados de disipar esfuerzos de la presión hidrostática, la misma que sumada al empuje propio del material de relleno que se tenga, es considerable y tendería a hacer fallar la estructura [4].”

Figura 37. Dren Tradicional.

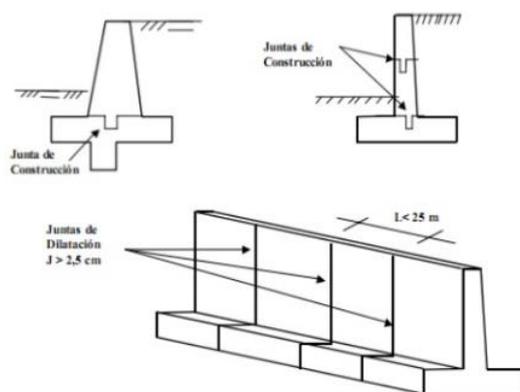


Fuente 37: R. Avelino, «Análisis y diseño estructural de un muro de contención de hormigón armado en cerramiento perimetral, lado oeste del hospital de monte Sinaí,» Guayaquil, 2016.

3.2.2.1.5. Juntas.

“Las juntas de construcción son parte de una estructura cuando los vertidos se ejecutan en momentos diferentes. Para los muros de contención, la junta de construcción común es la horizontal, que es continua entre el pie y la pared. Las juntas verticales de construcción puede que no estén presentes. Las juntas de control o quiebres planificados, son más típicas y están espaciadas a intervalos regulares [4].”

Figura 38. Tipo de junta de construcción en muro.



Fuente 38: R. Avelino, «Análisis y diseño estructural de un muro de contención de hormigón armado en cerramiento perimetral, lado oeste del hospital de monte Sinaí,» Guayaquil, 2016.

3.2.3. Alternativa 3: Bermas.

“Las bermas se encuentran ubicadas entre un talud; el talud es la inclinación de diseño dada al terreno lateral de la carretera, tanto en zonas de corte como en terraplenes. Dicha inclinación es la tangente del ángulo formado por el plano de la superficie del terreno y la línea teórica horizontal [31].”

“Los taludes para las secciones en corte, variarán de acuerdo a las características geomecánicas del terreno; su altura, inclinación y otros detalles de diseño o tratamiento, se determinarán en función al estudio de mecánica de suelos o geológicos correspondientes, condiciones de drenaje superficial y subterráneo, según sea el caso, con la finalidad de determinar las condiciones de su estabilidad, aspecto que debe contemplarse en forma prioritaria durante el diseño del proyecto, especialmente en las zonas que presenten fallas geológicas o materiales inestables, para optar por la solución más conveniente, entre diversas alternativas [31].”

La Tabla 2, presenta los taludes a tomar como referencia en zonas de corte.

Tabla 2. Valores referenciales para taludes en corte. (Relación H: V).

Clasificación de materiales de corte		Roca fija	Roca Suelta	Material		
				Grava	Limo arcilloso o arcilla	Arenas
Altura de corte	<5 m	1:10	1:6 – 1:4	1:1 – 1:3	1:1	2:1
	5–10 m	1:10	1:4 – 1:2	1:1	1:1	*
	>10 m	1:8	1:2	*	*	*

Fuente de Tabla 2: Ministerio De Transportes Y Comunicaciones, Manual De Carreteras: Diseño Geométrico DG – 2018, Perú, 2018.

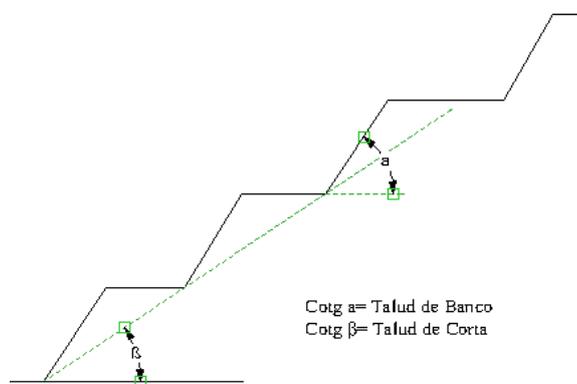
“La disposición de bermas intermedias en un talud es una medida que suele decidirse antes de la construcción del talud, en la fase de proyecto, a diferencia de la ejecución de descabezamientos y/o tacones, medidas estas que se adoptan con frecuencia en taludes ya construidos o naturales, cuando se prevén deslizamientos o éstos ya han comenzado a producirse [21].”

“Por otra parte las bermas no sólo producen un efecto beneficioso en la estabilidad general del talud, sino que su uso es aconsejable también por otros motivos: facilitan el proceso constructivo y las operaciones de mantenimiento del talud, retienen las caídas de

fragmentos de roca, Indeseables en todos los casos, y si se dispone en ellas zanjas de drenaje para evacuar las aguas de escorrentía, disminuyen su efecto erosivo y el aumento de las presiones intersticiales [21].”

“En el caso de los taludes mineros, las bermas son estrictamente necesarias para la explotación. Una anchura normal empleada para grandes minas a cielo abierto está cerca de los 20 m de altura. La altura de los taludes de banco suele oscilar para roca entre 10 y 15 metros. La presencia de bermas en taludes mineros da origen a los dos tipos de taludes básicos a analizar: talud de banco y talud global o de corta (ver Figura 39). El de banco oscila entre 75° y 90° ; el de corta entre 10° y 50° [21].”

Figura 39: Taludes mineros.



Fuente 39: Instituto Geológico Y Minero De España, «Manual de taludes,» España, 1987.

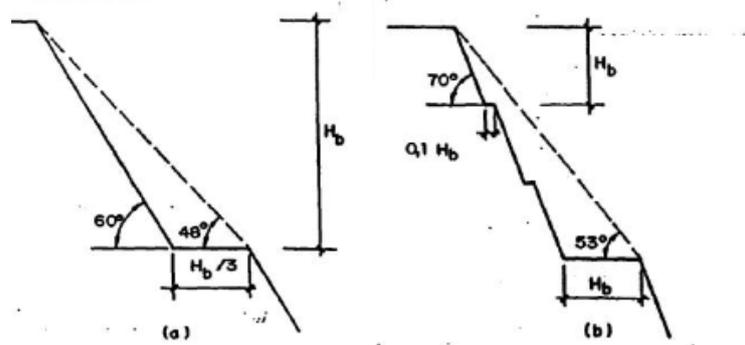
“Las bermas suelen disponerse en taludes en roca, especialmente si esta es fácilmente meteorizable y cuando es importante evitar las caídas de fragmentos de roca como es el caso de taludes junto a vías de transporte [21].”

“Un esquema tipo de un talud con bermas es el representado en la Figura 39, el dimensionamiento de la altura de escalón y del ángulo de escalonado ha de hacerse en función de un doble concepto: alturas de escalón grandes y ángulos de escalonado cercanos a 90° permiten, manteniendo constante el ángulo general del talud, dar mayores anchos de berma, lo que aumenta la funcionalidad de estas y, por otra parte, aumentan el riesgo de aparición de tracciones importantes cerca de la cresta del escalón, lo que daría lugar a grietas y desprendimientos [21].”

“La estabilidad general de un talud con bermas es muy superior a la de un talud continuo de igual altura y con un ángulo igual al ángulo de escalonado. El sobrecosto en la construcción suele verse justificado por este aumento de estabilidad. A la hora de elegir entre un talud

continuo y un talud con bermas de igual ángulo general, se debe tener en cuenta que este último disminuye los efectos de desprendimientos de roca y permite la evacuación de las aguas superficiales, aparte de consideraciones de tipo constructivo. Estas bermas deben tener una anchura suficiente, mínimo 3 metros, para facilitar la posibilidad de acceso de medios mecánicos como carros perforadores o retroexcavadoras y tener pendientes adecuadas, no excesivas, (ver Figura 40) [21].”

Figura 40: Influencia del talud de banco en el talud final, a) Berma simple, b) Banco múltiple.



Fuente 40: Instituto Geológico Y Minero De España, «Manual de taludes,» España, 1987.

“La determinación de estos taludes se plantea en base a la experiencia, así como en los costes y efectos de diferentes métodos de voladura, combinados con los costes extras de sobre excavación si los taludes definidos son más tendidos [21].” Para cortes y terraplenes en carreteras se utilizan tablas similares a las que se presentan en la Tabla 3 y Tabla 4.

Tabla 3: Pendientes típicas para taludes en cortes.

Material	Propiedades	Altura del Corte	Pendiente sugerida
Roca dura			0.3H:1V a 0.8H:1V
Roca blanda			0.5H:1V a 1.2H:1V
Arena	Poco densa		1.5H:1V a 2H: 1V
Suelo arenoso	Denso	Menos de 5	0.8H:1V a 1H:1V
		5 a 10	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco denso	Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V
Mezcla de arena con grava o masas de roca	Densa	Menos de 10	0.8H:1V a 1H:1V
		10 a 15	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco densa	Menos de 10	1H:1V a 1.2H:1V

		10 a 15	1.2H:1V a 1.5H:1V
Suelos cohesivos		0 a 10	0.8H:1V a 1.2H:1V
Suelos cohesivos mezclados con masa de roca o bloques.		Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V

Fuente de Tabla 3: Departamento de Carreteras del Japón.

Tabla 4: Pendientes típicas para taludes en terraplenes.

Material	Altura	Pendiente Sugerida
Arena o grava de buena calidad SW, GM, GC, GW, GP	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
	5 a 15	1.8H:1V a 2H:1V
Arena de mala calidad SP	Menos de 10	1.8H:1V a 2H:1V
Material rocoso	Menos de 10	1.5H:1V a 1.8H:1V
	10 a 20	1.8H:1V a 2H:1V
Suelos arcillosos de buena calidad	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
	5 a 10	1.8H:1V a 2H:1V
Suelos arcillosos blandos	Menos de 5	1.8H:1V a 2H:1V

Fuente de Tabla 4: Departamento de Carreteras del Japón.

3.2.3.1. *Pendientes y alturas de taludes en ambientes tropicales*

“El diseño de cortes en los países tropicales es muy complejo por las dificultades para caracterizar las propiedades de las rocas meteorizadas y los suelos residuales. En zonas tropicales, la pendiente del talud depende de los niveles de meteorización y la fracturación. Es difícil cuantificar la influencia de las estructuras heredadas y de la depositación de sesquióxidos (Óxidos de hierro y aluminio) en la subsuperficie del talud. Igualmente, las tensiones negativas relacionadas con la humedad representan un aporte importante a la estabilidad de los suelos no saturados [24].”

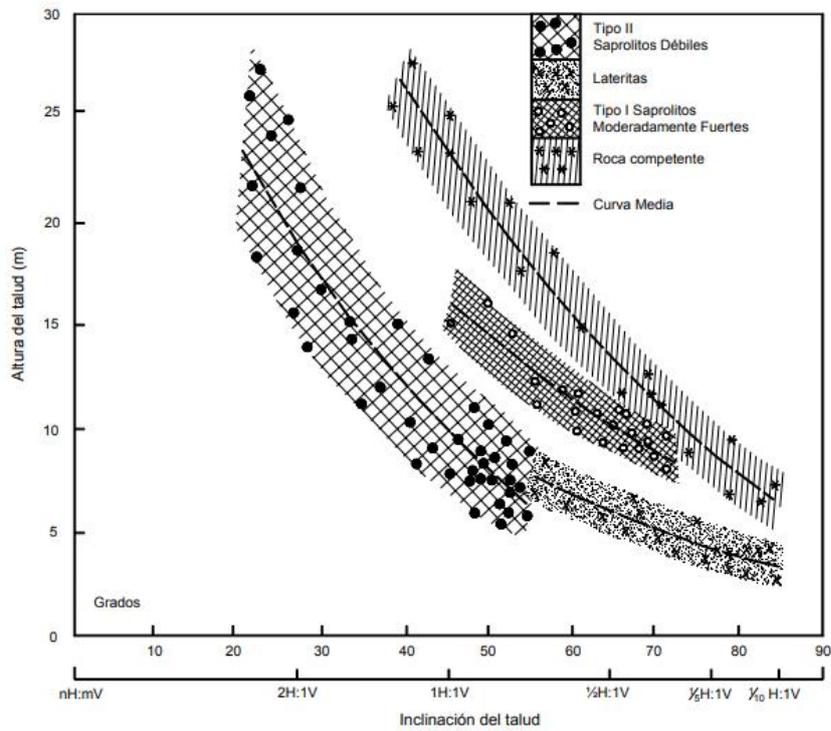
“El problema no puede reducirse a determinar los parámetros c y ϕ . Tsidzi [32] propone unas pendientes de acuerdo al estado de la roca, las cuales se presentan en la Tabla 5 y la Figura 41. Como puede observarse, los taludes hasta de 8.0 m de altura permiten pendientes relativamente fuertes si la meteorización no es excesiva [24].”

Tabla 5: Pendientes típicas para taludes en materiales tropicales.

U	Litología	Altura del Talud (metros)	Inclinación del Talud H:V (grados).	Método de Excavación
1	Roca competente o ligeramente meteorizada sin discontinuidades desfavorables. RQD > 75%	11 +/- 6	1/6:1 (73° +/- 12°)	Explosivos
2	Lateritas, y suelos recementados por oxidación.	4 +/- 1	1/6:1 (78° +/- 6°)	Raspado "Ripping"
3	Saprolitos, moderadamente meteorizados con algunas discontinuidades desfavorables. RQD 45 a 75%	9 +/- 3	1/3:1 (67° +/- 6°)	Raspado con uso ocasional de explosivos
4	Saprolitos, moderadamente a muy meteorizados. RQD < 45%	10 +/- 5	1:1 (48° +/- 12°)	Raspado

Fuente de Tabla 5: J. Suarez, Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Bucaramanga, 1998.

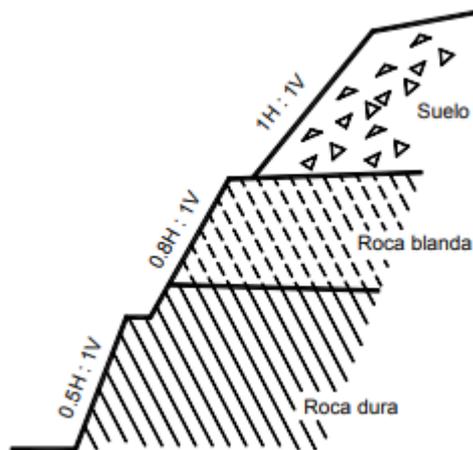
Figura 41: Pendientes de taludes en zonas tropicales.



Fuente 41: J. Suarez, Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Bucaramanga, 1998.

“En la mayoría de los casos la resistencia y calidad de los materiales varía de acuerdo a la profundidad de la excavación y se requiere tener en cuenta estas diferencias para definir la pendiente. La solución más utilizada es la construcción de pendientes combinadas de acuerdo a las características del material (ver Figura 42) [24].”

Figura 42: Pendientes variables para taludes en suelos.



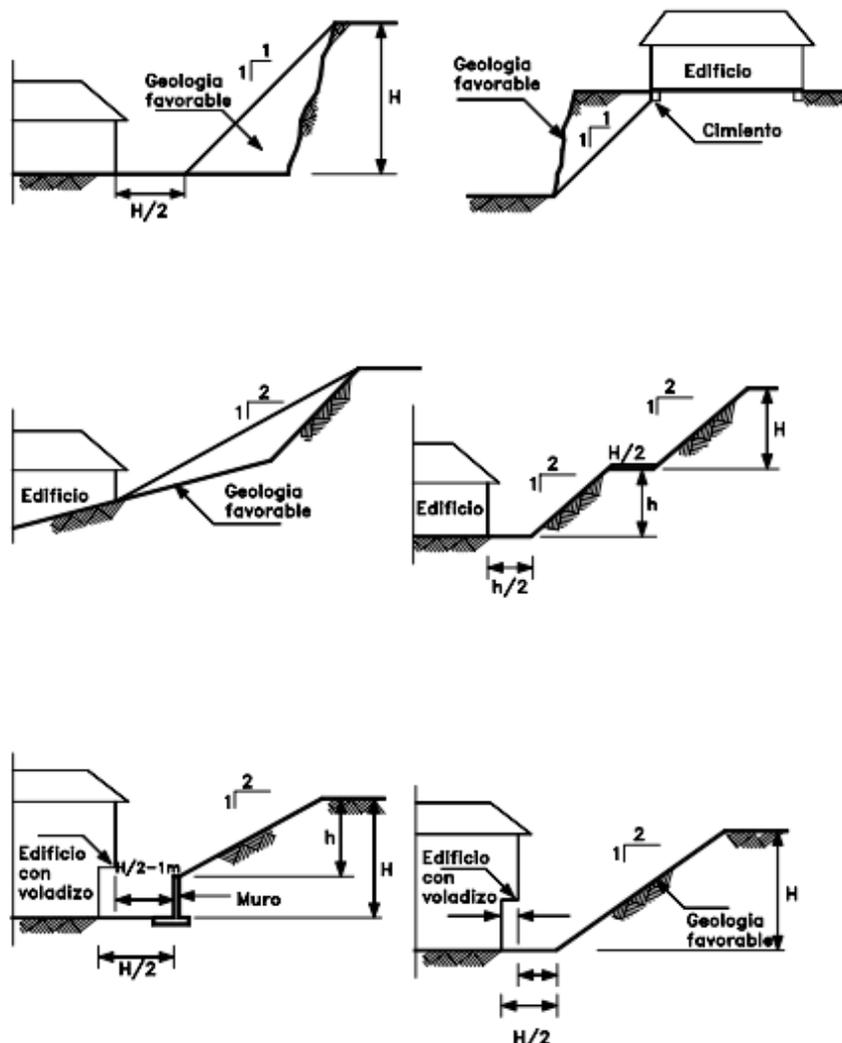
Fuente 42: J. Suarez, Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Bucaramanga, 1998.

3.2.3.2. Regulaciones al uso de la tierra.

“La regulación al uso de la tierra es generalmente, manejada por el Estado el cual puede prohibir usos específicos u operaciones que puedan causar falla de los taludes, tales como la construcción de carreteras, urbanizaciones o edificios, sistemas de irrigación, tanques de acumulación de agua, disposición de desechos, etc. [24].”

“En Colombia el Código de Recursos Naturales permite a las autoridades ambientales establecer distritos de manejo integrado para la prevención de amenazas naturales y las ciudades tienen Códigos de urbanismo para regular los nuevos desarrollos. Sin embargo, se requiere una mayor conciencia ciudadana sobre las amenazas y que estas sean tenidas en cuenta en la elaboración de las regulaciones de uso de la tierra (ver Figura 43) [24].”

Figura 43: Requisitos y aislamientos para taludes urbanos.



Fuente 43: J. Suarez, Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Bucaramanga, 1998.

3.2.4. Evaluación de alternativas

Para la selección de la alternativa más aplicable a la zona de construcción, se evalúan la mayor cantidad de ítems y se consideran la mayor cantidad de factores que intervienen en el estudio, evaluación, diseño y construcción relacionados directamente con la zona donde se aplicará el método que se implementara, los cuales se detallan en la Tabla 6:

Tabla 6. Evaluación de alternativas.

ITEM	Alternativa 1: estabilización de taludes con material reciclable (llantas)	Alternativa 2: muros de contención	Alternativa 3: Bermas
Acceso a la zona a construir (uso de maquinarias y equipos).	1	1	5
Disposición de espacio para realizar el proceso constructivo.	1	1	5
Tiempo para realizar el proceso constructivo.	3	2	5
Ocupación de espacio para la ubicación de materiales y herramientas necesarias para el proceso constructivo.	2	1	4
Movilización cómoda y segura de los residentes de la zona de influencia.	2	1	4
Desplazamiento interno del personal laboral y personas que son atendidas en el hospital Luis Moscoso Zambrano.	2	1	3
Modificación de pendiente de la ladera.	1	1	4
Disponibilidad de los materiales y equipos en el entorno.	2	4	5
Conservar inalteradas las propiedades mecánicas del suelo no intervenido.	3	4	5

Vida útil y funcionalidad de la estructura implantada.	5	4	4
Brote de vegetación en la superficie del talud luego de concluir la solución implantada.	3	1	5
Intervención en el mantenimiento de la solución implantada.	4	2	4
Funcionalidad o alternabilidad con el medio ambiente.	4	2	5
Disposición de generar empleo a personas del entorno.	3	5	4
Disposición de una alternativa ecológica.	4	1	4
Dilatación a las condiciones ambientales y estructurales de la solución implanta.	4	1	3
Funcionalidad inmediata.	4	4	4
Adaptación a las condiciones geológicas.	1	1	5
Adaptación a las condiciones climáticas.	4	4	2
Costo de la construcción.	3	1	5
Adaptación al terreno topográfico.	1	1	2
Mimetización estética.	3	3	3
TOTAL	60	46	90

Fuente de Tabla 6. Por el autor.

Para dar una cuantificación a la valoración de cada ítem, dependiendo de la alternativa, se utilizan como rangos la siguiente escala de valores que se presentan en la Tabla 7:

Tabla 7. Escala de valores.

1	Muy bajo
2	Bajo

3	Intermedio
4	Alto
5	Muy alto

Fuente de Tabla 7: Por el autor.

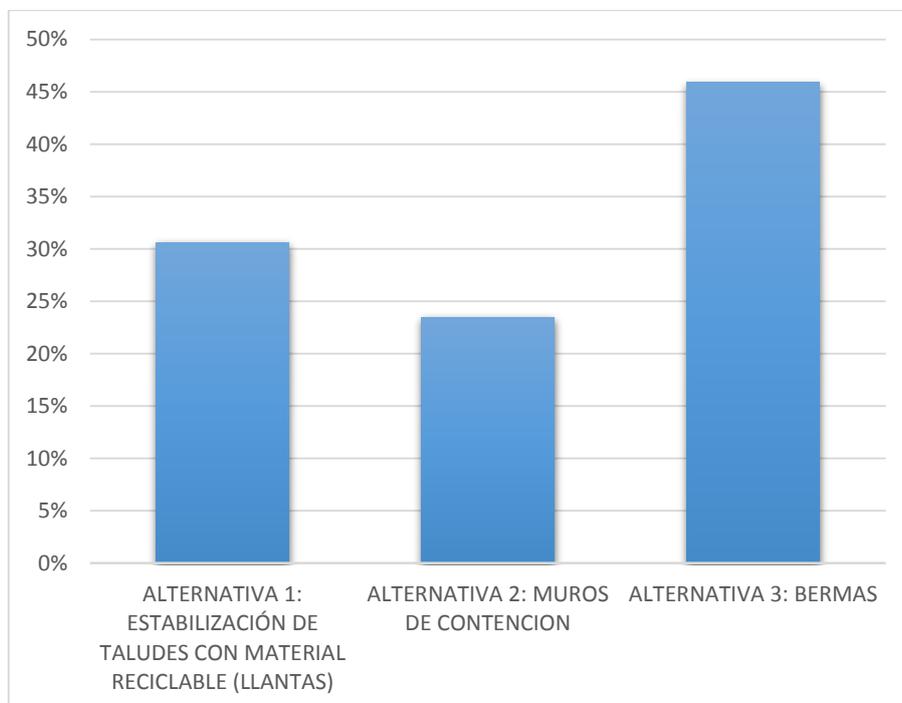
Con los resultados obtenidos se realiza un gráfico de columnas dando como resultado:

Tabla 8. Resultados de evaluación de alternativas.

Resultados de evaluación de alternativas.	
Alternativa 1: estabilización de taludes con material reciclable (llantas)	31%
Alternativa 2: muros de contención	23%
Alternativa 3: bermas	46%
Total	100%

Fuente de Tabla 8: Por el autor.

Tabla 9. Gráfico de resultados de evaluación de alternativas.



Fuente de Tabla 9: Por el autor.

3.3. Factibilidad.

El colapso de este talud puede causar daños a la estructura del hospital y afectar a las personas que laboran y visitan las instalaciones de este nosocomio, por lo que se realiza el estudio necesario para obtener la cantidad de personas beneficiadas al año. Los movimientos en masa son reconocidos globalmente como un fenómeno causante de desastres naturales de suma importancia por sus efectos destructivos en la sociedad y el medio ambiente [33]. Mediante la información dada por las personas que laboran en el hospital se logra cuantificar las personas que intervienen en el trayecto de un día, un mes y al año, ver Tabla 10.

Tabla 10: Intervención de personas que laboran y visitan el Hospital Luis Moscoso Zambrano.

	Cantidad de Personas en promedio al día.	Cantidad de Personas en el mes.	Cantidad de Personas en el año.
Visitas a Unidades de internamiento.	25	675	8100
Personal laboral en consulta externa y medios diagnósticos.	5	5	5
Pacientes ambulatorios a consulta externa y medios diagnósticos.	40	1080	12960
Personal laboral de urgencias a distintos medios de tratamiento.	5	5	5
Pacientes de urgencias a distintos medios de tratamiento.	10	270	3240
Personal laboral en Unidades Especiales de diagnóstico o de tratamiento.	5	5	5
Pacientes ingresados a Unidades Especiales de diagnóstico o de tratamiento.	10	310	3720

Personal laboral del Edificio central del distrito.	10	10	10
Visitas al Edificio central del distrito.	25	675	8100
	Total de Personas Beneficiadas		36145

Fuente de Tabla 10: Por el autor.

Además de beneficiar a más de 26000 habitantes, con el 59,7% para el sector urbano y el 40,3% para el sector rural que hay en el cantón Piñas, datos obtenidos por el INEC - Censo de Población y Vivienda 2010 [34]; beneficia a 36145 personas al año, incluyendo el retorno de las personas.

3.4. Identificación de la alternativa de solución viable para su diseño.

Luego de analizar la evaluación de alternativas y teniendo como resultado que la técnica más factible para implementarse es la ejecución de Bermas, la misma que tendrá como finalidad dar seguridad a la estructura donde actualmente funciona el Hospital Luis Moscoso Zambrano.

En todas las alternativas se consideró la mayoría de los aspectos que nos imparten las Normas Ecuatorianas de la Construcción- Geotecnia Y Cimentaciones [28], realizando la evaluación que podemos observar en la Tabla 6.

Para los análisis de estabilidad de laderas naturales o intervenidas y taludes de excavación, se deben tener en cuenta [28]:

- La geometría del terreno antes y después de cualquier intervención constructiva.
- La distribución y características geomecánicas de los materiales del subsuelo que conforman el talud.
- Las condiciones hidrogeológicas e hidráulicas.
- Las sobrecargas de las obras vecinas.
- Los sistemas y procesos constructivos.
- Los movimientos sísmicos.

Para los estudios de estabilidad de taludes o laderas se recomienda seguir [28]:

- Los procedimientos establecidos en las guías para analizar y mitigar los peligros en laderas en California, Blake et al. (2002) (Recomendad Procederes for

Implementation of DMG Special Publication 117, Guidelines for Analyzing and Mitigating Landslide Hazard in California).

- El manual de estabilidad de taludes del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, 2003 (USACE, 2003. Slope Stability, EM 1110-2-1902, Engineering Manual).

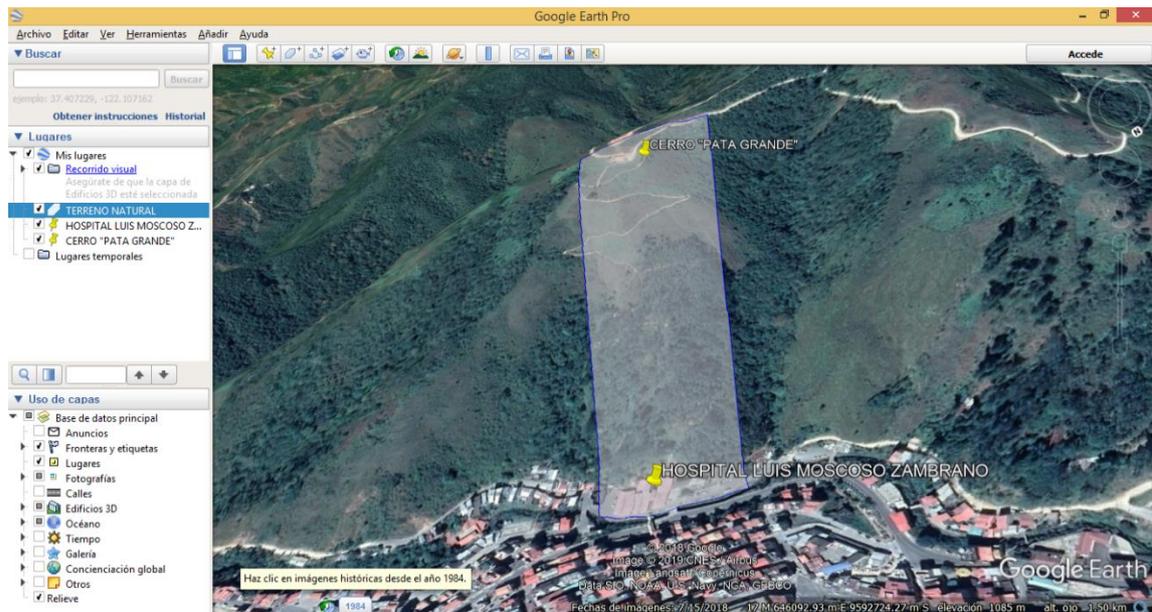
4. CAPÍTULO III. DISEÑO DEFINITIVO DE LA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN.

4.1. Concepción del prototipo.

4.1.1. Ubicación del área de estudio.

El programa Geo-Slope necesita las secciones transversales del talud a analizar y para ello se realiza un levantamiento de la franja que corresponde a las afectaciones con respecto al hospital; para ello se traza el polígono que delimita la franja que será el objeto de estudio utilizando el programa Google Earth Pro, (ver Figura 44).

Figura 44: Levantamiento del Cerro Pata Grande.



Fuente 44: Google Earth pro

El CERRO Pata Grande se encuentra ubicado en el cantón Piñas, provincia de El Oro con coordenadas UTM:

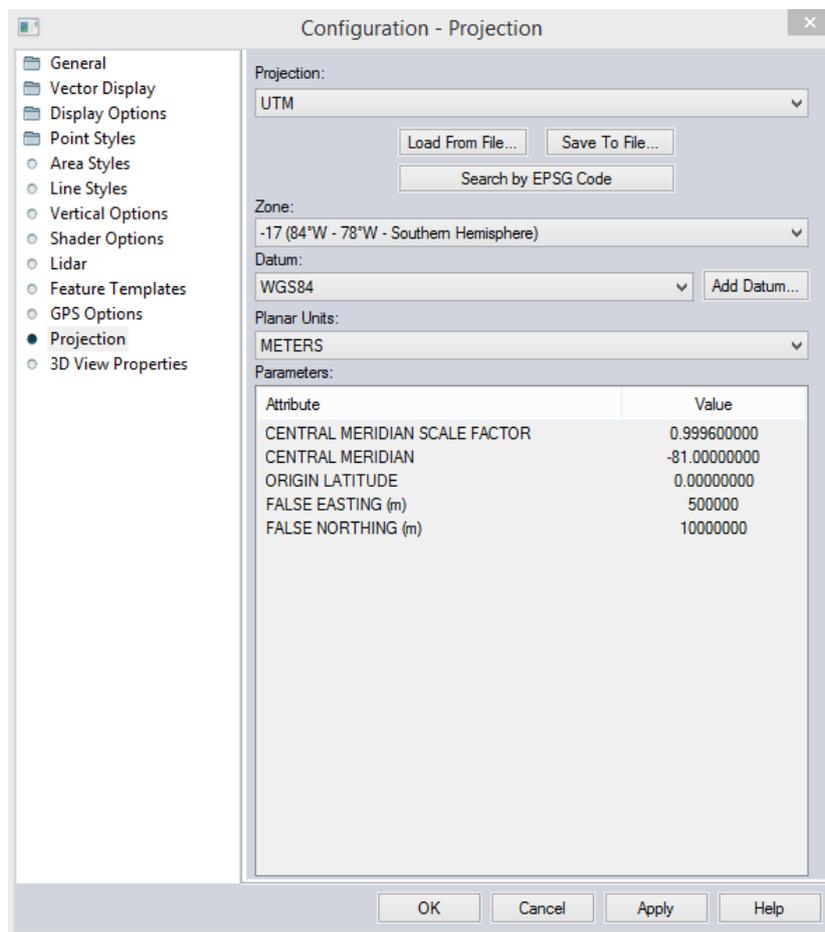
- Coordenada Este: 645974.26 m E
- Coordenada Norte: 9592356.13 m S

El área de estudio se presenta en el Plano 2.

4.1.2. Levantamiento topográfico.

Para la obtención de las curvas de nivel de la zona que será objeto de estudio se utiliza el programa Global Mapper, aplicando la configuración que se observa en la Figura 45. En el trabajo de Rodríguez, Mora y Briñez [35] se usó un ambiente SIG para crear cartografía temática de usos del suelo, utilizando programas especializados como AutoCAD 2010, Global Mapper, gvSIG 1.10 y ArcGis 1.10, con los cuales se procesaron imágenes tipo raster a partir de la digitalización de las fotos aéreas; lo cual, fue base para la obtención de las curvas de nivel en el presente proyecto.

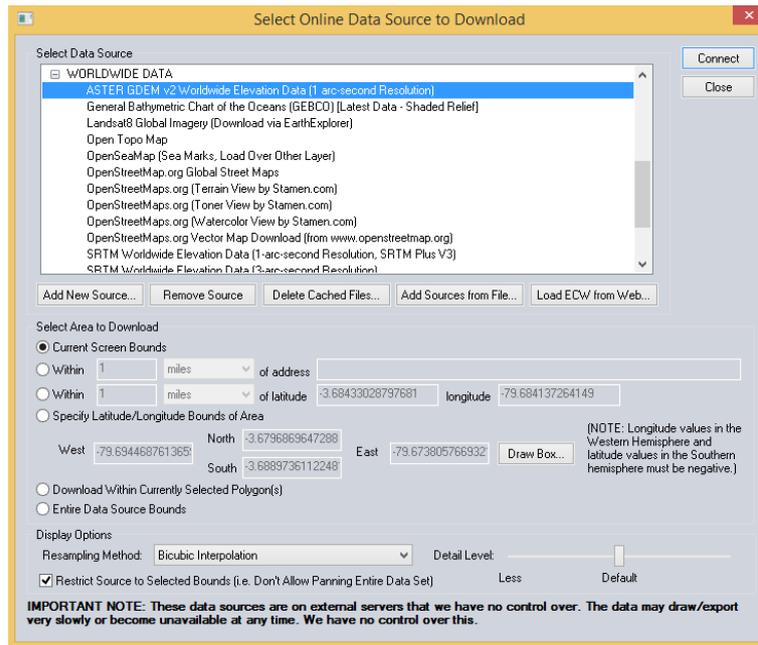
Figura 45: Configuración de Global Mapper.



Fuente 45: Global Mapper

Para conectar y descargar los datos de la fuente en línea y para la obtención de las elevaciones mantendremos la configuración que se aprecia en la Figura 46.

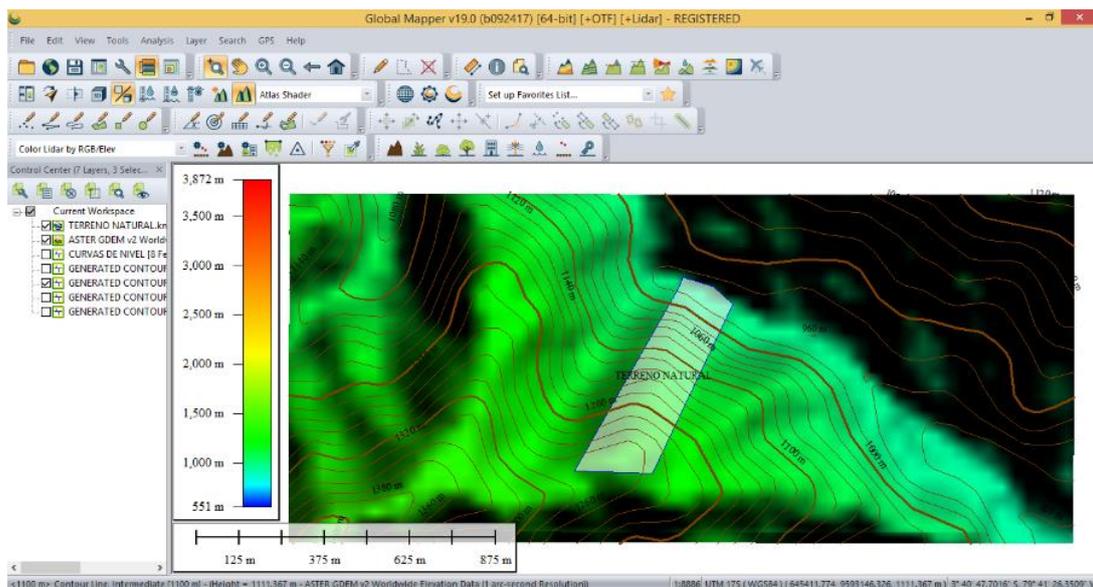
Figura 46: Descarga de datos de la fuente en línea para Global Mapper.



Fuente 46: Global Mapper

Con esto se logra obtener la topografía del terreno que será objeto de análisis en el programa Geo-Slope, (ver Figura 47); Martínez, Álvarez y Maass [36] aluden que para el análisis hídrico depende de los componentes de flujo de agua, tipos de cobertura y los factores topográficos; mediante la extracción de las elevación mediante este software se logra proseguir con el estudio hídrico.

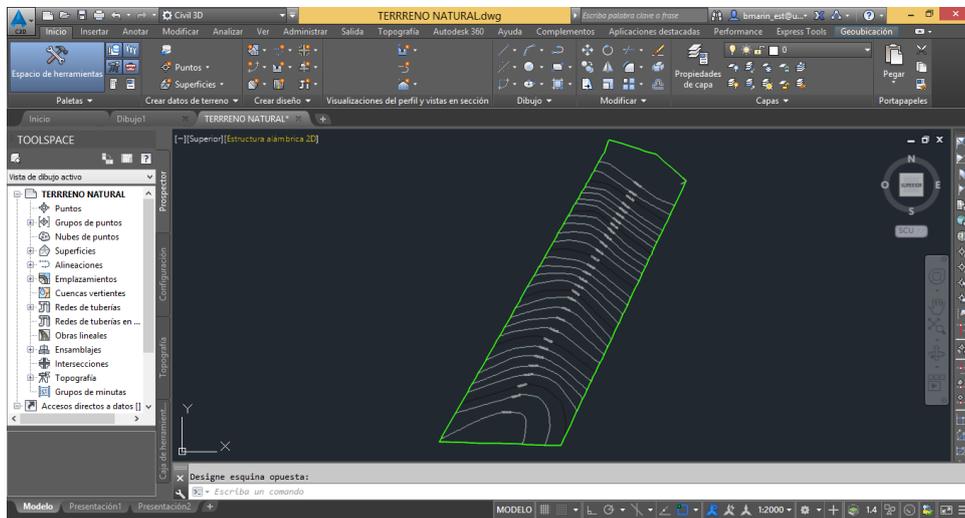
Figura 47: Generación de curvas de nivel en Global Mapper.



Fuente 47: Global Mapper.

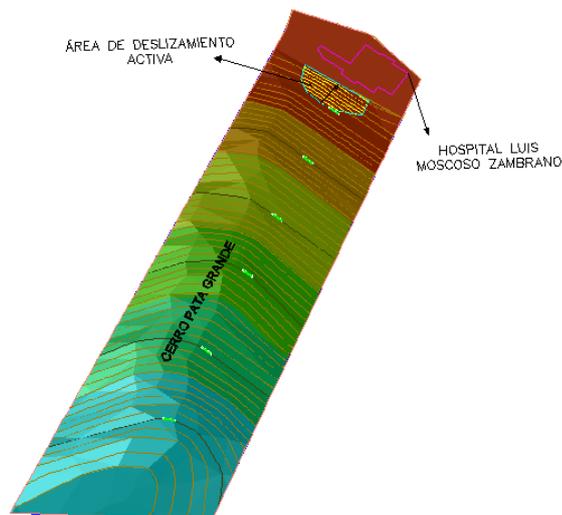
Realizamos la exportación de estas curvas como formato DWG para importarlo en el Civil 3D y obtener el levantamiento como una superficie, ver Figura 48 y Figura 49, que se realizó a una escala 1:1000, con curvas de nivel principales a 50m y curvas secundarias a 5m, para una buena apreciación del talud presente en el área de estudio. El entendimiento de la influencia de la geomorfología en la estabilidad de taludes se ha desarrollado por medio de análisis cualitativos y cuantitativos [37]. El área de estudio corresponde a 606 metros de largo y 186 metros de ancho con una cota baja de 930 metros sobre el nivel del mar y con una cota máxima de 1420 metros sobre el nivel del mar, para una mejor visualización de la superficie revisar el Plano 2.

Figura 48: Superficie del terreno natural realizado en Civil 3D.



Fuente 48: Civil 3D

Figura 49: Topografía del Proyecto (sin escala).

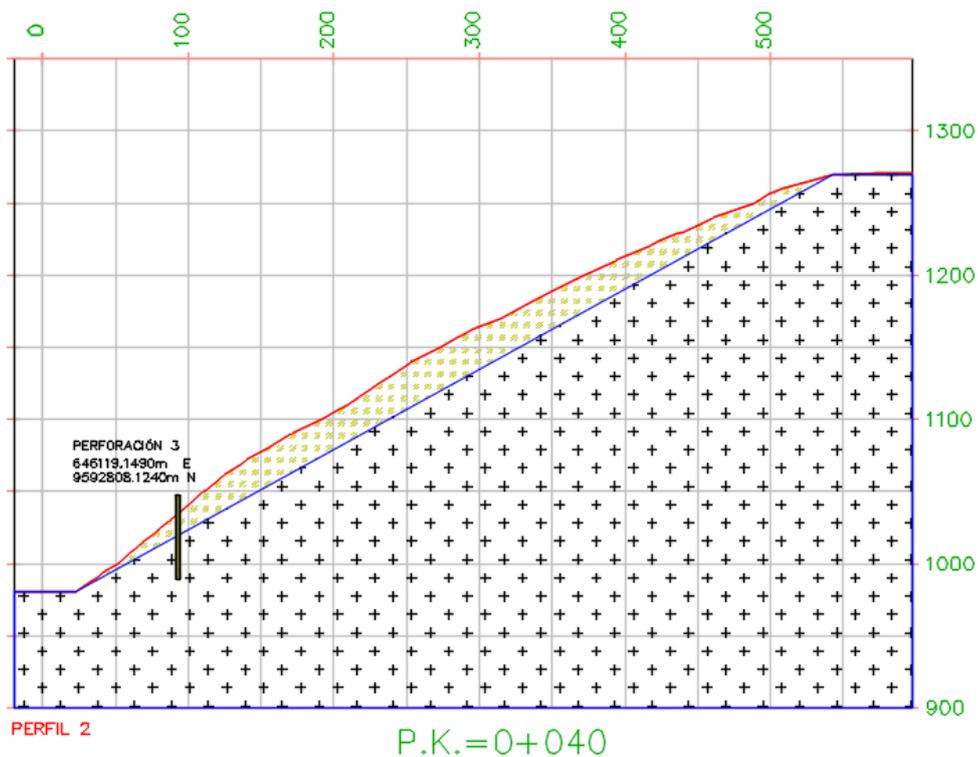


Fuente 49: Civil 3D

Se traza un alineamiento en la dirección corta de la superficie para obtener las transversales y dibujar los perfiles, con esto obtendremos las pendientes de cada transversal; este alineamiento tiene una longitud de 162 metros de largo, el cual será realizado cada 20 metros con el fin de obtener una cantidad considerable de perfiles, en este caso se obtienen 7 perfiles.

Los 7 perfiles se trazaron con una escala 1:500 para el eje horizontal y vertical, como se puede apreciar en el Plano 2. Para importar estos perfiles al programa Geo-Slope es necesario tener licencia completa pero en este proyecto se utilizara la versión estudiante, por lo que nos permite insertar el talud por medio de coordenadas, las cuales se tomarán de una pendiente trazada en el perfil, tal y como se presenta en la **Figura 50**.

Figura 50: Perfil Transversal 0+040.



Fuente 50: Civil 3D

4.1.3. Estudio de mecánica de suelos.

Las características geotécnicas que se requieren para el análisis de taludes por medio del programa Geo-Slope son el peso específico, la cohesión y el ángulo de fricción del suelo; en este caso se realizaron 3 perforaciones manuales, la información sobre los estudios se aprecia desde el Anexo 1 hasta el Anexo 3. Molina, Ruge y Camacho [38] indican que los suelos son materiales naturales producto de procesos geológicos, ambientales, físicos y químicos;

por lo tanto, la variabilidad en las propiedades del suelo se atribuye a dichos procesos y conducen a incertidumbres en los diseños de ingeniería.

El trabajo de campo se realizó con la posteadora manual, ver **Figura 51**, para perforar hasta donde este tipo de suelo lo permita; y para la toma de muestras se utilizó el tubo SHELBY, ver **Figura 52**, además de cierta cantidad del material para los ensayos de laboratorio; los instrumentos utilizados fueron proporcionados por la universidad.

Figura 51: Posteadora manual.



Fuente 51: Foto tomada por el autor.

Figura 52: Tubo SHELBY.



Fuente 52: Foto tomada por el autor.

4.1.3.1. *Perforación 1.*

Esta perforación se encuentra en las coordenadas: 646012.6320m E y 9592429.1920m N, que corresponde a la zona superior del talud.

Figura 53: Perforación 1 realizada con posteadora manual.



Fuente 53: Foto tomada por el autor.

Se comienza con la limpieza de la zona donde se va a llevar a cabo la perforación; luego con la posteadora manual se va realizando giros de 360° con el fin de que el instrumento vaya

penetrando en el suelo (ver **Figura 53**), vamos retirando el material y se prosigue con el mismo proceso hasta donde el suelo lo permita, en este caso se llegó a una profundidad de 1,40 metros como se observa en la **Figura 54**.

Figura 54: Profundidad de 1,40m en la Perforación 1.



Fuente 54: Foto tomada por el autor.

Se procede con la toma de muestras, comenzando con el material necesario para los ensayos de laboratorio, ver **Figura 55**, y luego se procede con la toma de muestra con el tubo SHELBY como se aprecia en la **Figura 56**, cabe recalcar que para la toma de la muestra se realizó 100 golpes con el fin de que la muestra entregue condiciones óptimas para la realización del ensayo de laboratorio, que en este caso es Compresión Simple, Huaquisto [39] puntualiza que la resistencia a compresión simple se usa como indicador de la consistencia de las arcillas, es adecuado su cálculo en suelos arcillosos mediante la prueba de compresión simple.

Figura 55: Toma de muestra para ensayos de laboratorio en la Perforación 1.



Fuente 55: Foto tomada por el autor.

Figura 56: Toma de muestra con el tubo SHELBY en Perforación 1.



Fuente 56: Foto tomada por el autor.

Estas muestras son llevadas al laboratorio y se realizan los ensayos correspondientes; iniciando con el ensayo de compresión simple, se procede extrayendo la muestra del tubo SHELBY, ver **Figura 57**, se talla la muestra con una altura correspondiente a una relación de 2 a 3 veces el diámetro y se la ubica en la máquina de compresión (ver Figura 58) con el fin de obtener el valor de la carga máxima que soporta este tipo de suelo, la división entre de dos de la carga máxima que soporta el suelo corresponde a la cohesión, el peso específico del suelo en condiciones naturales se lo puede obtener por medio de la muestra moldeada con el peso y el volumen del mismo, el ángulo de fricción se obtiene trazando rectas con respecto a la diagonal de ruptura luego de que la muestra sea ensayada.

Figura 57: Extracción de muestra del tubo SHELBY de la Perforación 1.



Fuente 57: Foto tomada por el autor.

Figura 58: Muestra de la Perforación 1 luego de ser ensayada.



Fuente 58: Foto tomada por el autor.

Terminado todo el ensayo de compresión simple se obtiene los siguientes datos:

- Cohesión: 40KPa
- Ángulo de Fricción: 79°
- Peso específico: 18,05 KN/m³

Adicionalmente se realizó el tamizado de la muestra para realizar la granulometría y obtener la cantidad pasante por el tamiz N° 40 y por consiguiente realizar los ensayos correspondientes y obtener los límites de Atterberg para la clasificación de este suelo por medio del Ábaco de Casagrande (ver Figura 59), teniendo como resultado un suelo de tipo ML que corresponde a limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos con alto grado de cohesión. Con lo referente a la cohesión del suelo, el autor Echeverría [40] concluye en su trabajo que el suelo al hacer contacto con el agua,

pierde rápidamente la cohesión, lo cual conduce a que la resistencia al corte solo dependa del ángulo de fricción.

Figura 59: Muestra ensayada en el Ábaco de Casagrande.



Fuente 59: Foto tomada por el autor.

4.1.3.2. *Perforación 2.*

Esta perforación se encuentra en las coordenadas: 646053.3380m E y 9592618.4980m N, que corresponde a la zona superior del talud.

Figura 60: Perforación 2 realizada con posteadora manual.



Fuente 60: Foto tomada por el autor.

Se comienza con la limpieza de la zona donde se va a llevar a cabo la perforación; luego con la posteadora manual se va realizando giros de 360° con el fin de que el instrumento vaya penetrando en el suelo (ver **Figura 60**), vamos retirando el material y se prosigue con el mismo proceso hasta donde el suelo lo permita, en este caso se llegó a una profundidad de 1,40 metros como se observa en la **Figura 61**.

Figura 61: Profundidad de 1,50m en la Perforación 2.



Fuente 61: Foto tomada por el autor.

Se procede con la toma de muestras, comenzando con el material necesario para los ensayos de laboratorio, ver **Figura 62**, y luego se procede con la toma de muestra con el tubo SHELBY como se aprecia en la **Figura 63**, cabe recalcar que para la toma de la muestra se realizó 100 golpes con el fin de que la muestra presente condiciones óptimas para la realización del ensayo de laboratorio, que en este caso es Compresión Simple.

Figura 62: Toma de muestra para ensayos de laboratorio en la Perforación 2.



Fuente 62: Foto tomada por el autor.

Figura 63: Toma de muestra con el tubo SHELBY en Perforación 2.



Fuente 63: Foto tomada por el autor.

Estas muestras son llevadas al laboratorio y se realizan los ensayos correspondientes; iniciando con el ensayo de compresión simple, se procede extrayendo la muestra del tubo SHELBY, ver **Figura 64**, se talla la muestra con una altura correspondiente a una relación de 2 a 3 veces el diámetro y se la ubica en la máquina de compresión (ver **Figura 65**) con el fin de obtener el valor de la carga máxima que soporta este tipo de suelo, la división entre

de dos de la carga máxima que soporta el suelo corresponde a la cohesión, el peso específico del suelo en condiciones naturales se lo puede obtener por medio de la muestra moldeada con el peso y el volumen del mismo, el ángulo de fricción se obtiene trazando rectas con respecto a la diagonal de ruptura luego de que la muestra sea ensayada.

Figura 64: Extracción de muestra del tubo SHELBY de la Perforación 2.



Fuente 64: Foto tomada por el autor.

Figura 65: Muestra de la Perforación 2 luego de ser ensayada.



Fuente 65: Foto tomada por el autor.

Terminado todo el ensayo de compresión simple se obtiene los siguientes datos:

- Cohesión: 232KPa
- Ángulo de Fricción: 72°
- Peso específico: 16,81 KN/m³

Adicionalmente se realizó el tamizado de la muestra para realizar la granulometría y obtener la cantidad pasante por el tamiz N° 40 y por consiguiente realizar los ensayos correspondientes y obtener los límites de Atterberg para la clasificación de este suelo por medio del Ábaco de Casagrande, teniendo como resultado un suelo de tipo ML que corresponde a limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos con alto grado de cohesión.

4.1.3.3. *Perforación 3.*

Esta perforación se encuentra en las coordenadas: 646119.1490m E y 9592808.1240m N, que corresponde a la zona superior del talud.

Figura 66: Perforación 3 realizada con posteadora manual.



Fuente 66: Foto tomada por el autor.

Se comienza con la limpieza de la zona donde se va a llevar a cabo la perforación; luego con la posteadora manual se va realizando giros de 360° con el fin de que el instrumento vaya penetrando en el suelo (ver **Figura 66**), vamos retirando el material y se prosigue con el mismo proceso hasta donde el suelo lo permita, en este caso se llegó a una profundidad de 1,60 metros como se observa en la **Figura 67**.

Figura 67: Profundidad de 1,60m en la Perforación 3.



Fuente 67: Foto tomada por el autor.

Se procede con la toma de muestras, comenzando con el material necesario para los ensayos de laboratorio, ver **Figura 68**, y luego se procede con la toma de muestra con el tubo SHELBY como se aprecia en la **Figura 69**, cabe recalcar que para la toma de la muestra se realizó 100 golpes con el fin de que la muestra presente condiciones óptimas para la realización del ensayo de laboratorio, que en este caso Compresión Simple.

Figura 68: Toma de muestra para ensayos de laboratorio en la Perforación 3.



Fuente 68: Foto tomada por el autor.

Figura 69: Toma de muestra con el tubo SHELBY en Perforación 2.



Fuente 69: Foto tomada por el autor.

Estas muestras son llevadas al laboratorio y se realizan los ensayos correspondientes; iniciando con el ensayo de compresión simple, se procede extrayendo la muestra del tubo SHELBY, ver **Figura 70**, se talla la muestra con una altura correspondiente a una relación de 2 a 3 veces el diámetro y se la ubica en la máquina de compresión (ver Figura 71) con el fin de obtener el valor de la carga máxima que soporta este tipo de suelo, la división entre de dos de la carga máxima que soporta el suelo corresponde a la cohesión, el peso específico del suelo en condiciones naturales se lo puede obtener por medio de la muestra moldeada con el peso y el volumen del mismo, el ángulo de fricción se obtiene trazando rectas con respecto a la diagonal de ruptura luego de que la muestra sea ensayada.

Figura 70: Extracción de muestra del tubo SHELBY de la Perforación 3.



Fuente 70: Foto tomada por el autor.

Figura 71: Muestra de la Perforación 3 luego de ser ensayada.



Fuente 71: Foto tomada por el autor.

Terminado todo el ensayo de compresión simple se obtiene los siguientes datos:

- Cohesión: 108KPa
- Ángulo de Fricción: 66°
- Peso específico: 19,98 KN/m³

Adicionalmente se realizó el tamizado de la muestra para realizar la granulometría y obtener la cantidad pasante por el tamiz N° 40 y por consiguiente realizar los ensayos correspondientes y obtener los límites de Atterberg para la clasificación de este suelo por medio del Ábaco de Casagrande (ver Figura 72), teniendo como resultado un suelo de tipo ML que corresponde a limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos con alto grado de cohesión.

Figura 72: Aplicación de muestra 3 en Ábaco de Casagrande.



Fuente 72: Foto tomada por el autor.

4.2. Memoria técnica.

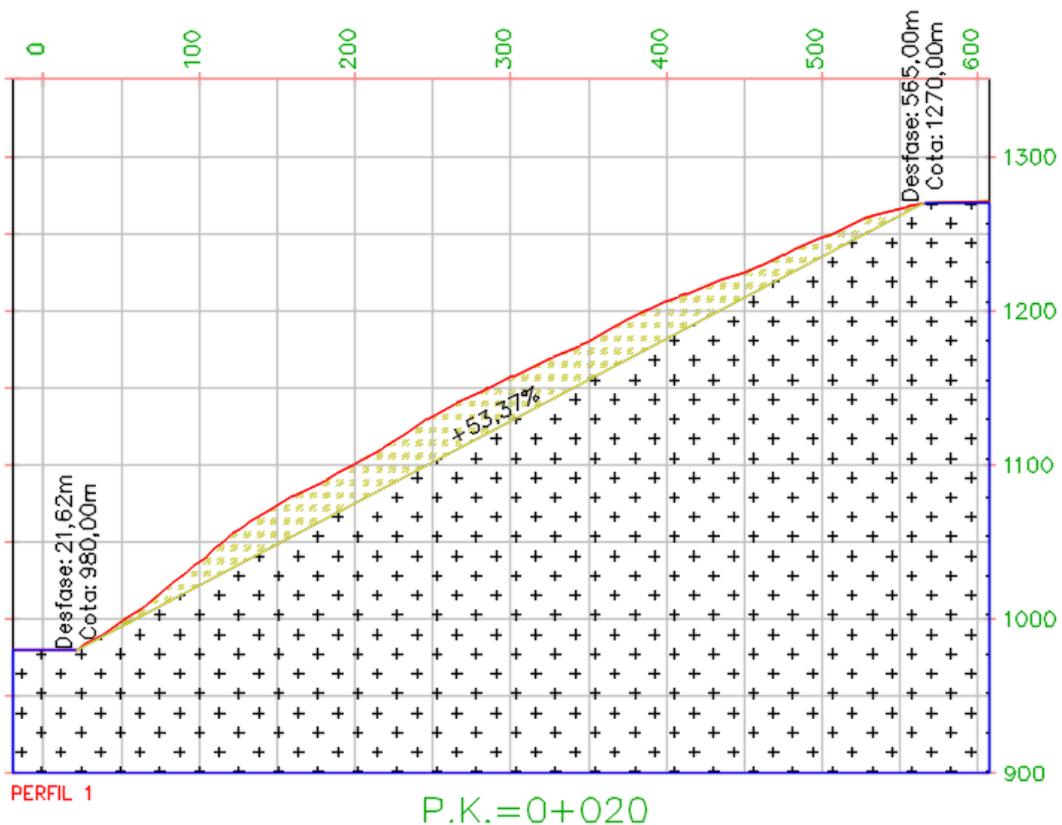
4.2.1. Análisis de estabilidad.

En este proyecto se llevará a cabo el análisis de estabilidad con el uso del programa Geo-Slope, por medio del comportamiento estático, aplicando a los siete perfiles, los tres diferentes tipos de suelos que se determinaron en los estudios de suelos, los autores Olivia y Gallardo [41] demuestran que el análisis de estabilidad tuvo por finalidad determinar los factores de seguridad críticos para las condiciones más desfavorables de equilibrio y sus respectivas superficies de rotura; así como los desplazamientos y vectores de movimientos del terreno en la ladera objeto de estudio. Se utilizará el método Ordinario de Fellenius, de Bishop, de Janbu, de Morgenstern y Price y de Spencer para una comparación de resultados.

4.2.1.1. Análisis de estabilidad del perfil 1.

Se toma el perfil 1 (ver Figura 73) del Plano 2, donde se aprecia que la cota más baja es 980 metros sobre el nivel del mar y la cota máxima es de 1270 metros sobre el nivel del mar, con una pendiente de 53.37%.

Figura 73: Perfil transversal 1-ABSCISA 0+020.

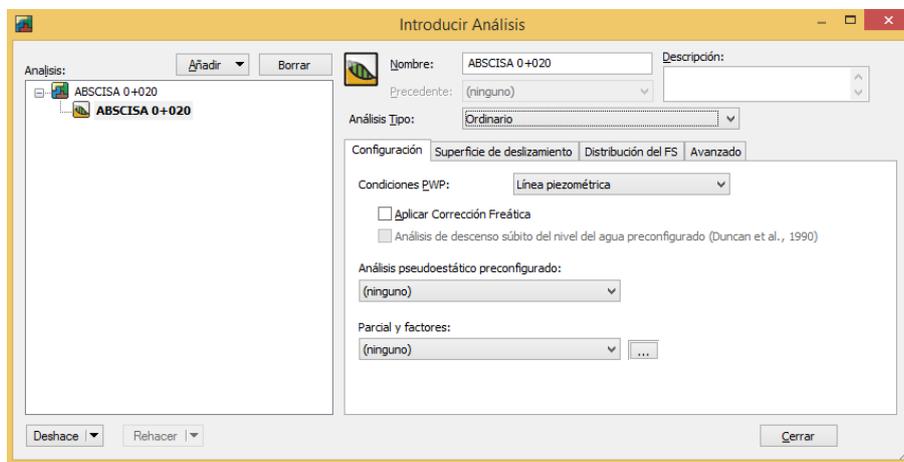


Fuente 73: Civil 3D.

a) MÉTODO ORDINARIO DE FELLENIUS.

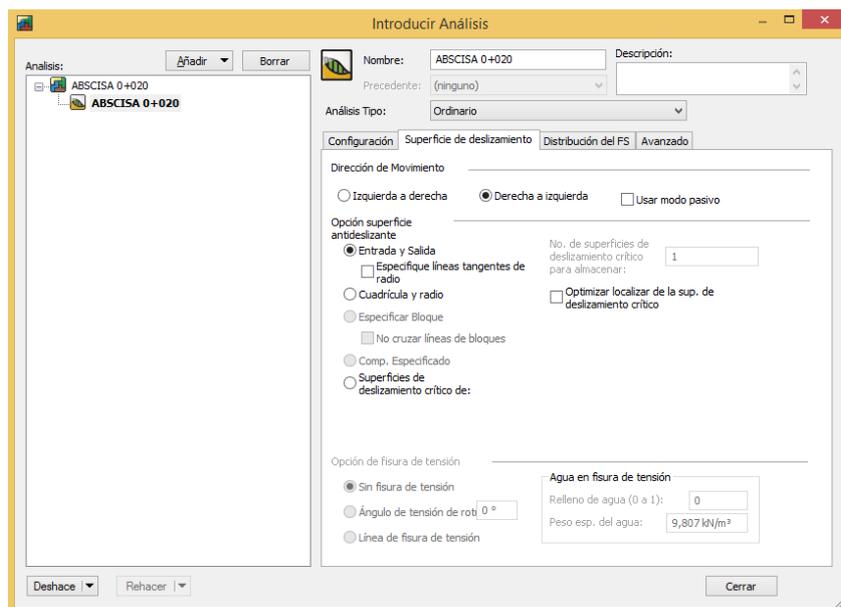
Este perfil se lo debe trazar en el programa Geo Studio, dibujando por medio de coordenadas con los valores del eje vertical y horizontal que se presenta en el perfil transversal. Una vez con el programa abierto escogemos la opción SLOPE que corresponde a talud y creamos un nuevo proyecto añadiendo un análisis de estabilidad de talud por medio del método Equilibrio Límite asignando los nombres correspondientes; se empezará por el método Ordinario de Fellenius, aplicando la configuración que se presenta en la **Figura 74** y especificar la dirección de la superficie de deslizamiento (ver **Figura 75**).

Figura 74: Configuración inicial para Geo-Slope.



Fuente 74: Geo-Studio.

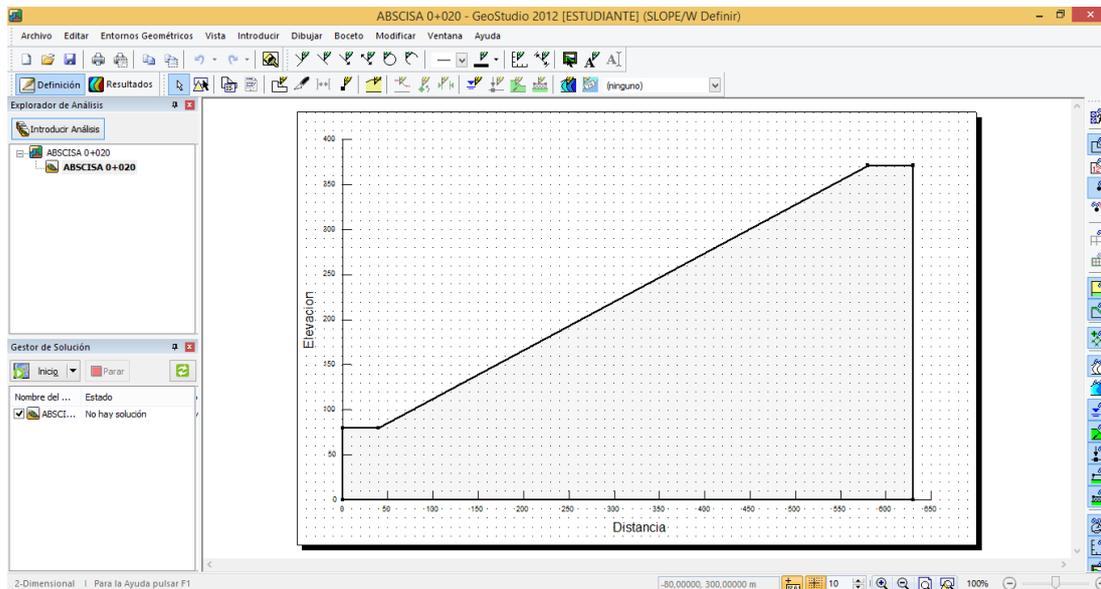
Figura 75: Configuración inicial para Geo-Slope/Superficie de deslizamiento.



Fuente 75: Geo-Slope.

Cerramos la introducción del análisis y proseguimos con la configuración de la hoja de trabajo aplicando las unidades correspondientes, en este caso el sistema métrico, y la escala apropiada para tener una mejor facilidad de trabajo en la interfaz, 1:3000; se dibuja los ejes vertical y horizontal y se traza el perfil transversal como se aprecia en la **Figura 76**.

Figura 76: Trazado de perfil transversal en Geo-Slope, ABSCISA 0+020.



Fuente 76: Geo-Slope

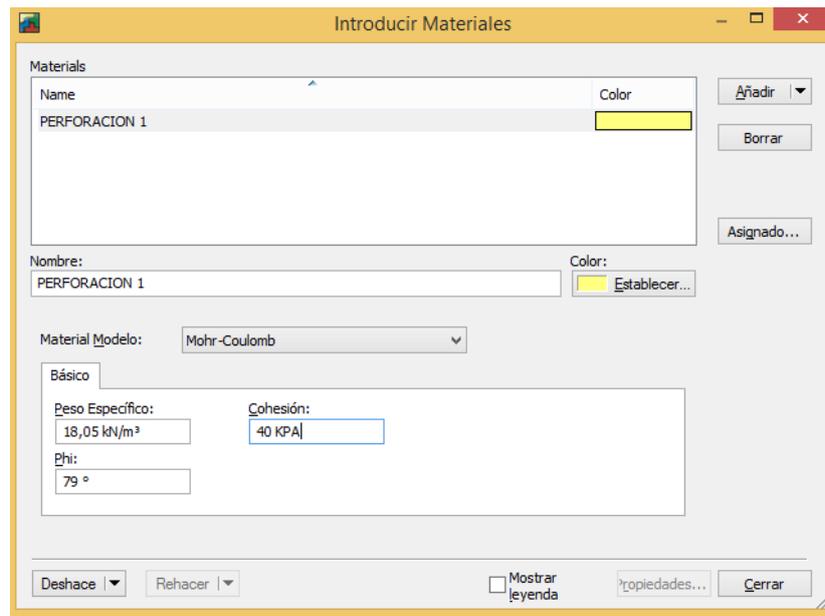
MATERIAL DE PERFORACIÓN 1.

Se introduce el material correspondiente a los datos obtenidos como resultado de la primera perforación que corresponden a:

- Cohesión: 40KPa
- Ángulo de Fricción: 79°
- Peso específico: 18,05 KN/m³

A este material se le asigna un nombre y el Material Modelo será por el método MOHR-COULOMB (ver Figura 77).

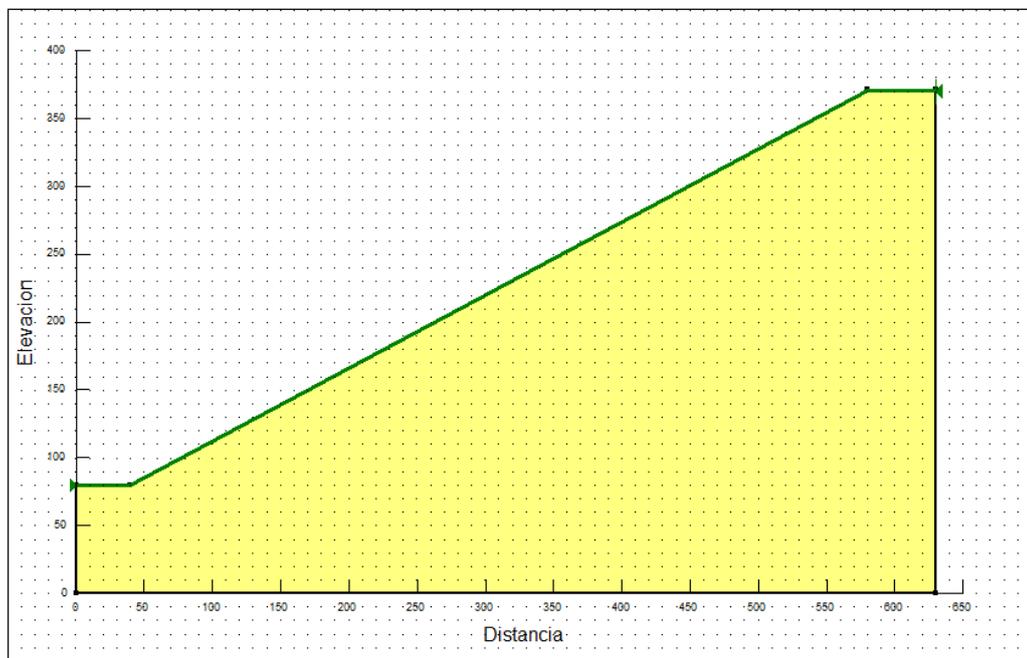
Figura 77: Introducción del material correspondiente a la Perforación 1-Geo-Slope-0+020.



Fuente 77: Geo-Slope

Se dibuja el material en la región del perfil transversal trazado de la abscisa 0+020, como se observa en la Figura 78.

Figura 78: Asignación del material de la Perforación 1-Geo-Slope-0+020.

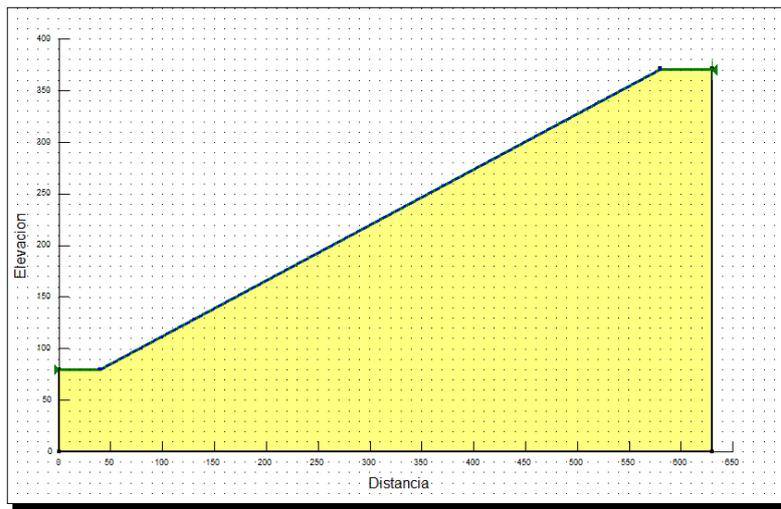


Fuente 78: Geo-Slope

El talud se encuentra expuesto a precipitaciones, por lo tanto trazamos una línea piezométrica en la superficie de la pendiente indicando al programa que el talud tiene

presencia de aguas lluvias, las cuales son las principales causantes de los deslizamientos (ver Figura 79), los autores Ruiz, Jaramillo, Gallardo y Oliva [42] indican que los deslizamientos de tierra en laderas resultan no solo de una combinación de condiciones geológicas, hidrológicas y geomorfológicas, sino también de su modificación debido a procesos geodinámicos, la vegetación, uso del suelo, actividad humana, así como la frecuencia e intensidad de precipitación y sismicidad.

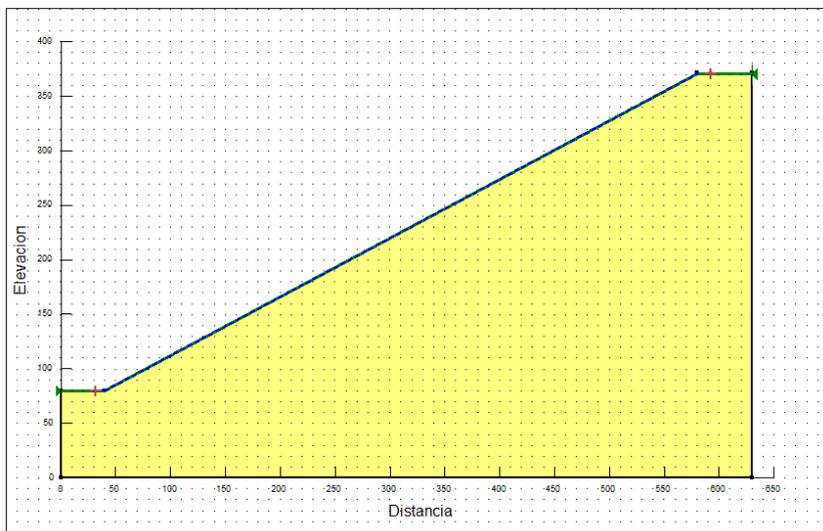
Figura 79: Trazado de línea piezométrica en talud-Geo-Slope-0+020.



Fuente 79: Geo-Slope

Se procede con introducir la supervise de falla, indicando al programa cuales son los puntos de deslizamiento, como son al inicio y al final del talud (ver **Figura 80**).

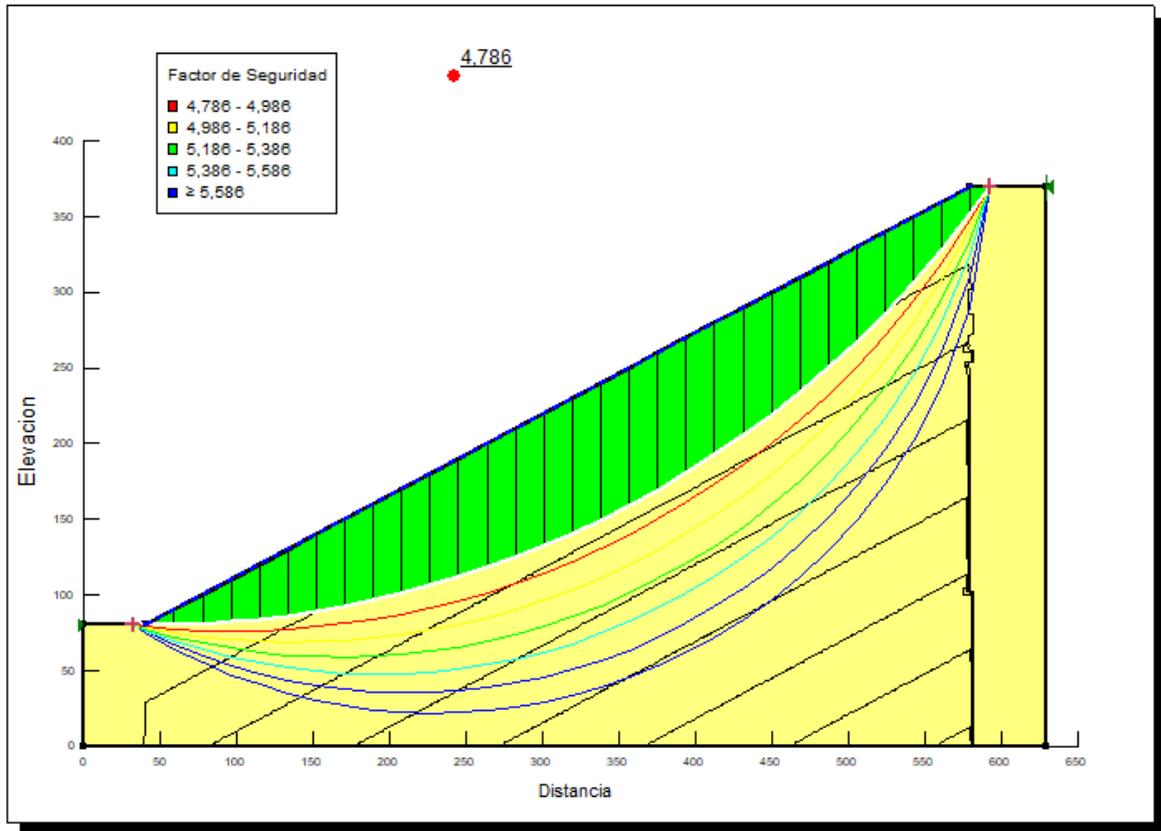
Figura 80: Trazado de Superficie de Falla-Geo-Slope-0+020.



Fuente 80: Geo-Slope

Una vez introducidas todas las condiciones que son necesarias para el análisis se procede con el corrido del programa, dando como resultado la Figura 81 y la Tabla 11.

Figura 81: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Ordinario-Muestral1.



Fuente 81: Geo-Slope

Tabla 11: Resultados del Factor de Seguridad Geo-Slope-Perfil 1-Ordinario-Muestral1.

MÉTODO ORDINARIO-ABSCISA 0+020				
MATERIAL PERFORACIÓN 1				
Número de deslizamiento	F de S	Centro de X	Centro de Y	Radio
1	4,786	39,803	751,76	671,81
2	4,916	96,071	642,97	566,62
3	5,083	136,38	565,03	496,15
4	5,286	167,08	505,68	446,63
5	5,528	191,52	458,42	410,71
6	5,812	211,69	419,44	384,11
7	6,143	228,78	386,39	364,19

Fuente de Tabla 11: Por el autor.

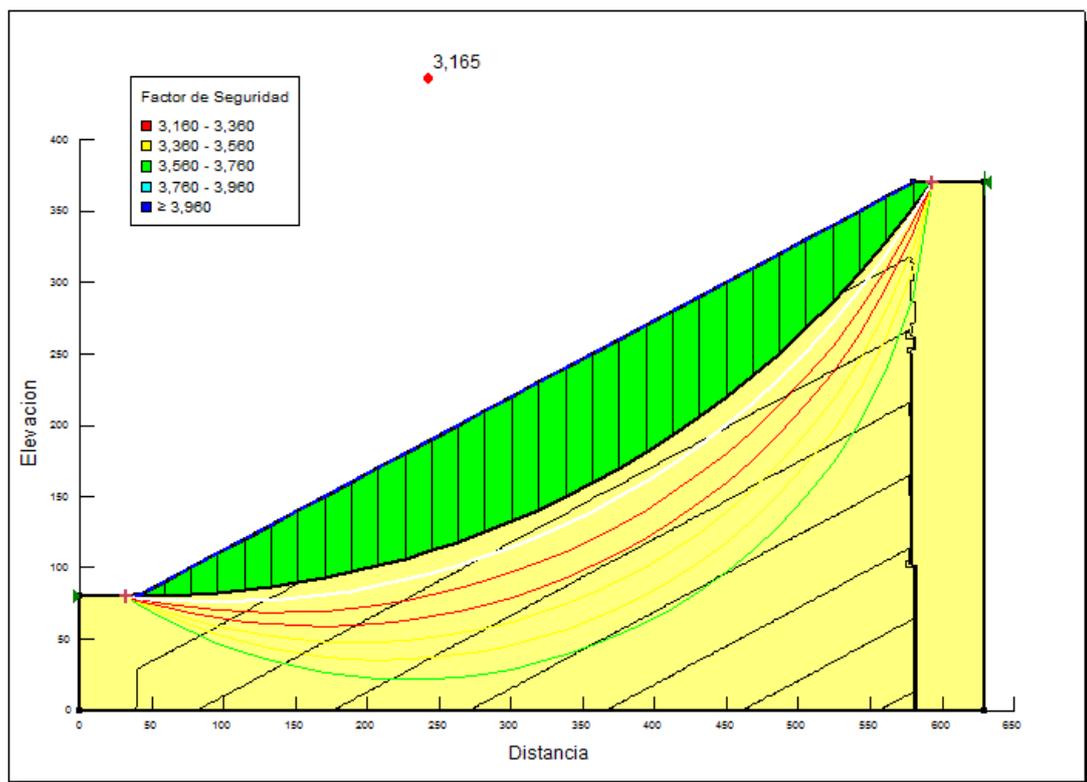
El programa presenta distintos valores de factor de seguridad a diferentes superficies de deslizamiento, el menor valor de factor de seguridad es presentado como el más crítico por el programa Geo Slope el cual será evaluado por las condiciones mínimas presentadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción; en este caso el valor mínimo del factor de seguridad es de 4,786.

MATERIAL DE PERFORACIÓN 2.

Se introduce el material correspondiente a los datos obtenidos como resultado de la segunda perforación que corresponden a:

- Cohesión: 232KPa
- Ángulo de Fricción: 72°
- Peso específico: 16,81 KN/m³

Figura 82: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Ordinario-Muestra2.



Fuente 82: Geo-Slope

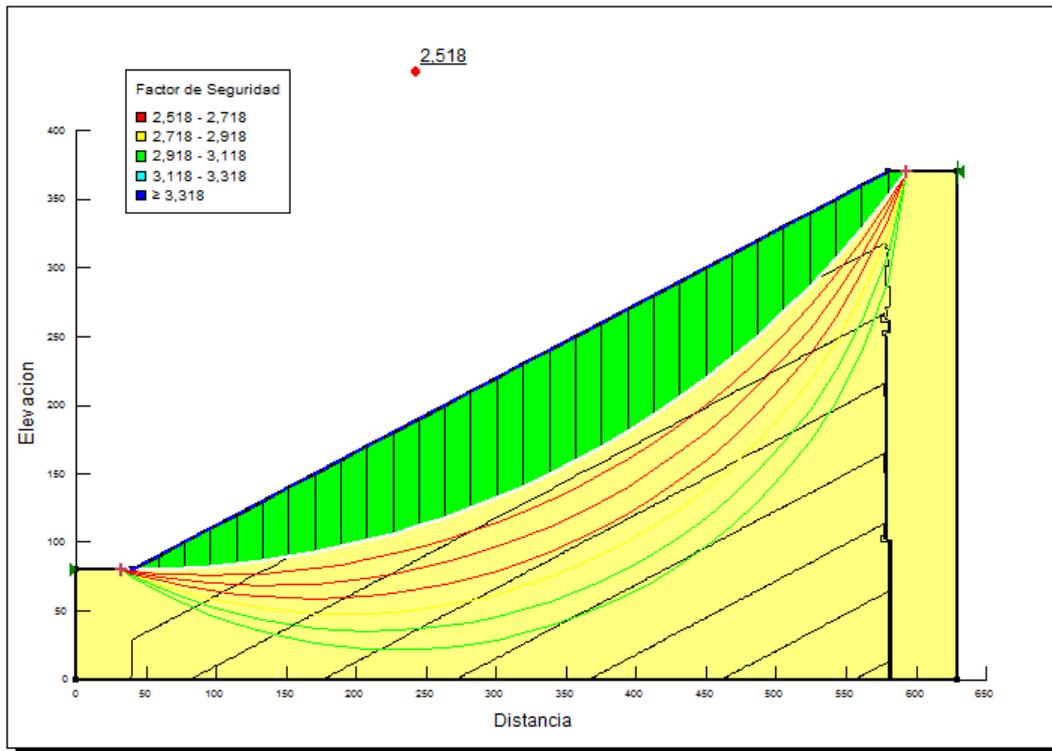
Factor de seguridad: 3,165.

MATERIAL DE PERFORACIÓN 3.

Se introduce el material correspondiente a los datos obtenidos como resultado de la tercera perforación que corresponden a:

- Cohesión: 108KPa
- Ángulo de Fricción: 66°
- Peso específico: 19,98 KN/m³

Figura 83: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Ordinario-Muestra3.



Fuente 83: Geo-Slope

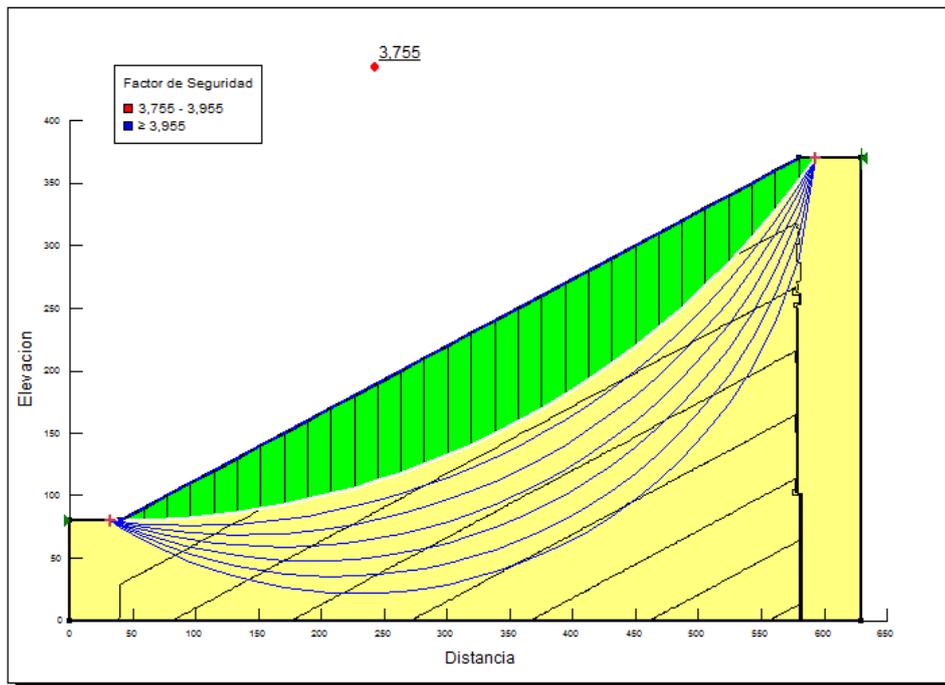
Factor de seguridad: 2,518

b) MÉTODO DE BISHOP.

El procedimiento para la introducción de datos es el mismo que se ha indicado anteriormente, en este caso se cambia el método de análisis.

MATERIAL DE PERFORACIÓN 1.

Figura 84: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Bishop-Muestra1.

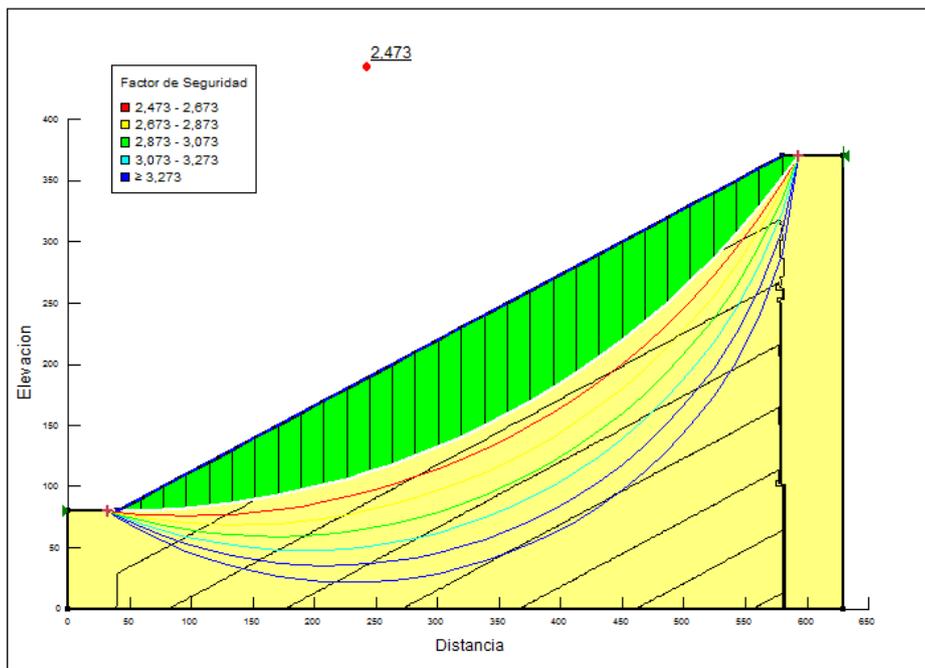


Fuente 84: Geo-Slope

Factor de seguridad: 3,755.

MATERIAL DE PERFORACIÓN 2.

Figura 85: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Bishop-Muestra2.

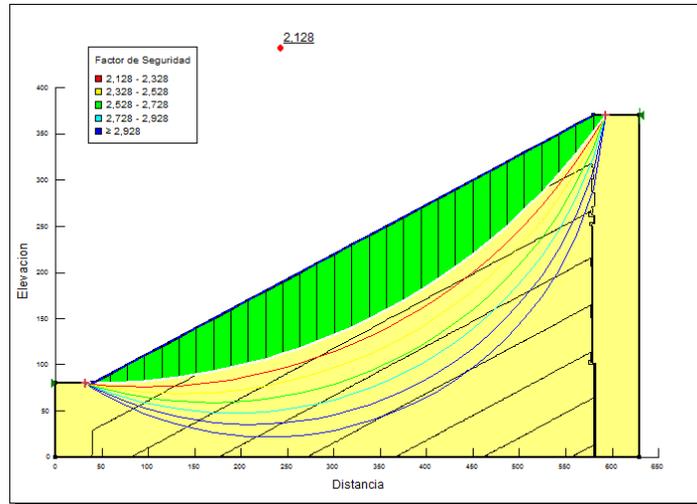


Fuente 85: Geo-Slope

Factor de seguridad: 2,473.

MATERIAL DE PERFORACIÓN 3.

Figura 86: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Bishop-Muestra3.



Fuente 86: Geo-Slope

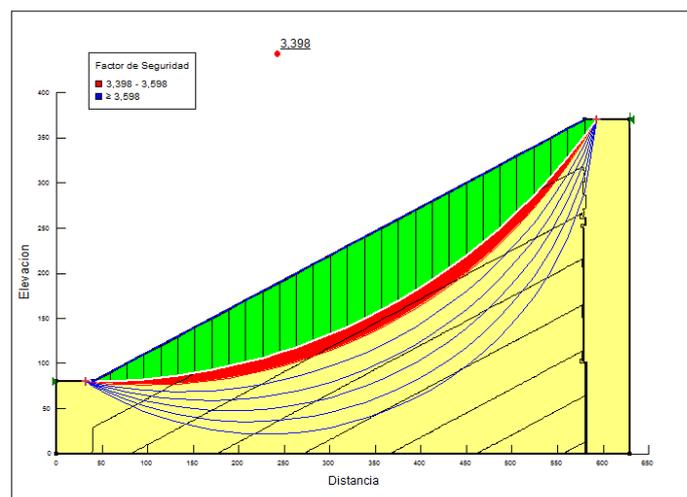
Factor de seguridad: 2,128.

c) MÉTODO DE JANBU.

El procedimiento para la introducción de datos es el mismo que se ha indicado anteriormente, en este caso se cambia el método de análisis.

MATERIAL DE PERFORACIÓN 1.

Figura 87: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Janbu-Muestra1.

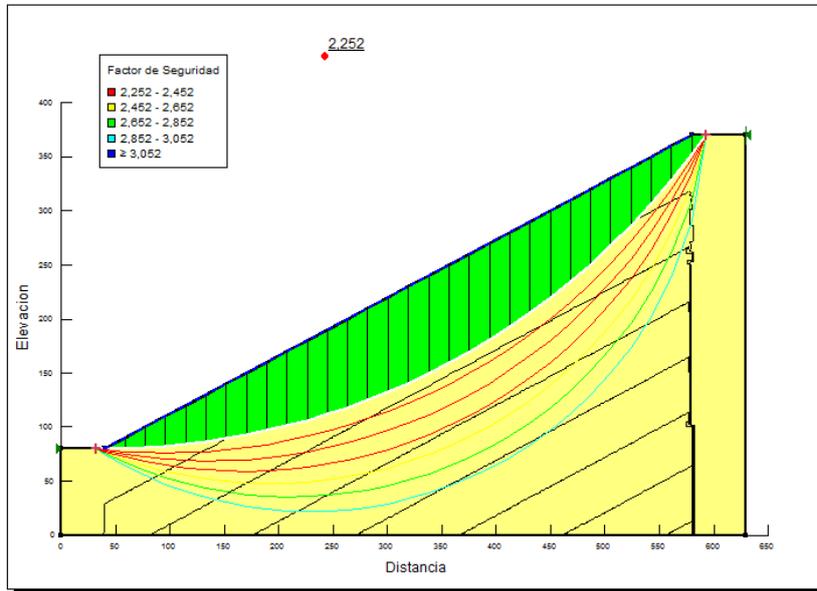


Fuente 87: Geo-Slope

Factor de seguridad: 3,398.

MATERIAL DE PERFORACIÓN 2.

Figura 88: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Janbu-Muestra2.

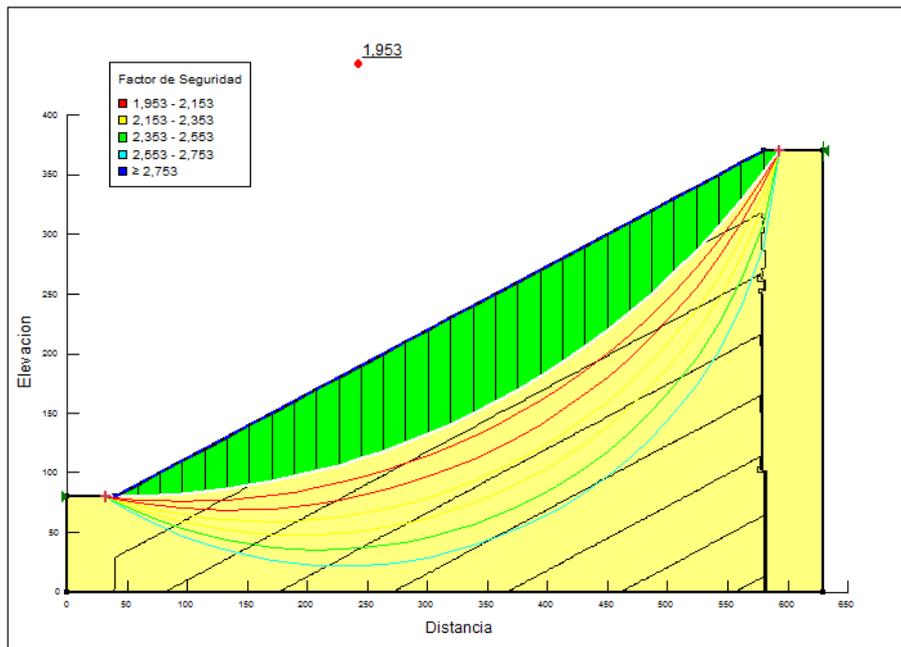


Fuente 88: Geo-Slope

Factor de seguridad: 2,252.

MATERIAL DE PERFORACIÓN 3.

Figura 89: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Janbu-Muestra3.



Fuente 89: Geo-Slope

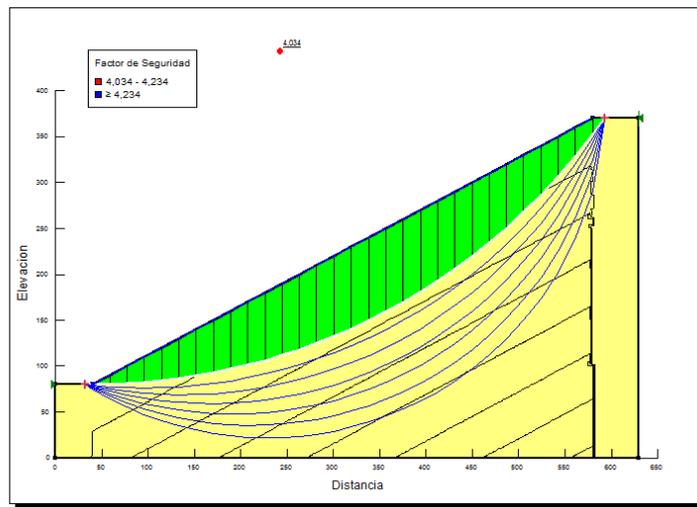
Factor de seguridad: 1,953.

d) MÉTODO DE SPENCER.

El procedimiento para la introducción de datos es el mismo que se ha indicado anteriormente, en este caso se cambia el método de análisis.

MATERIAL DE PERFORACIÓN 1.

Figura 90: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Spencer-Muestra1.

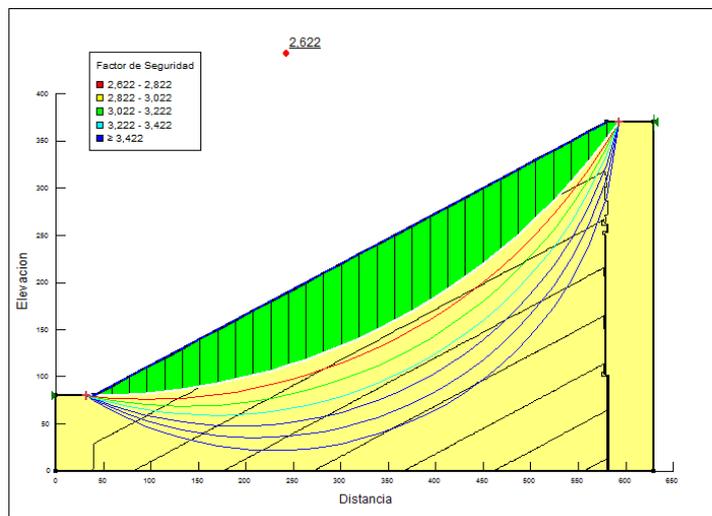


Fuente 90: Geo-Slope

Factor de seguridad: 4,034.

MATERIAL DE PERFORACIÓN 2.

Figura 91: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Spencer-Muestra2.

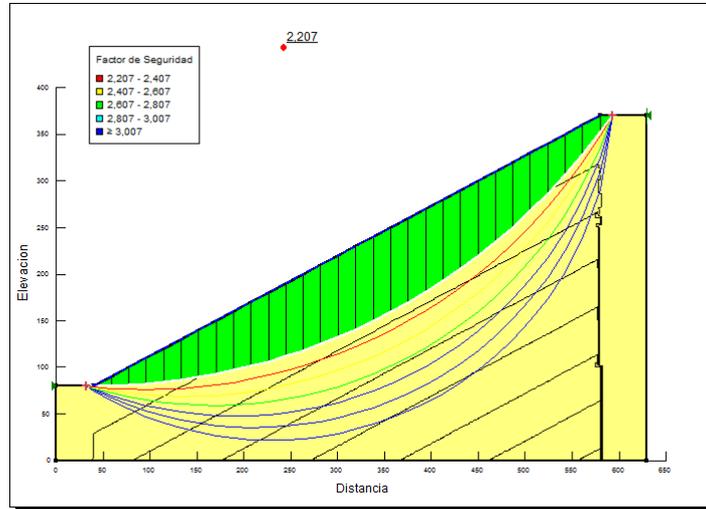


Fuente 91: Geo-Slope

Factor de seguridad: 2,622.

MATERIAL DE PERFORACIÓN 3.

Figura 92: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Spencer-Muestra3.



Fuente 92: Geo-Slope

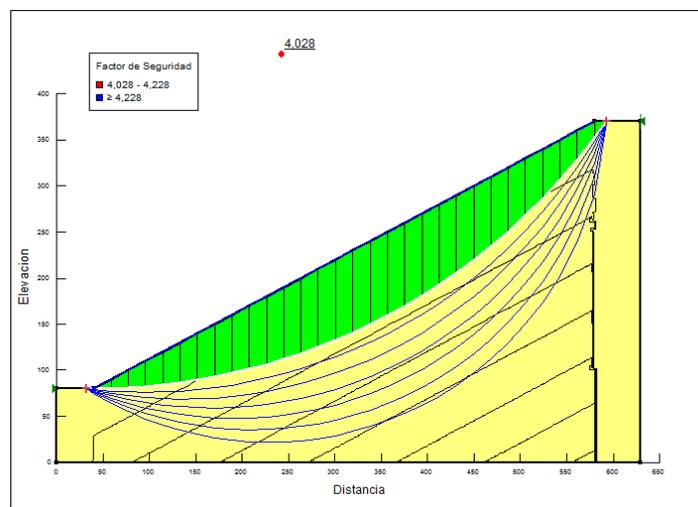
Factor de seguridad: 2,207.

e) MÉTODO DE MORGENSTERN Y PRICE.

El procedimiento para la introducción de datos es el mismo que se ha indicado anteriormente, en este caso se cambia el método de análisis.

MATERIAL DE PERFORACIÓN 1.

Figura 93: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Morgenstern Y Price-Muestra1.

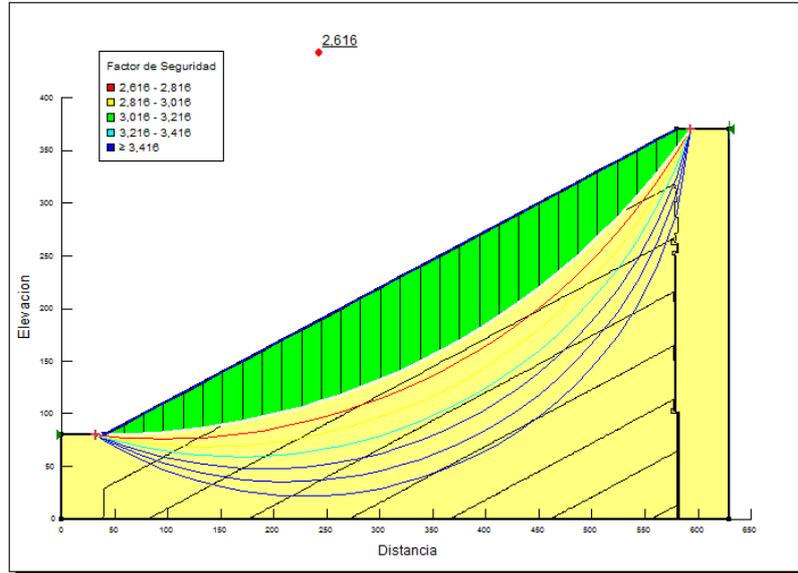


Fuente 93: Geo-Slope

Factor de seguridad: 4,028.

MATERIAL DE PERFORACIÓN 2.

Figura 94: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1-Morgenstern Y Price-Muestra2.

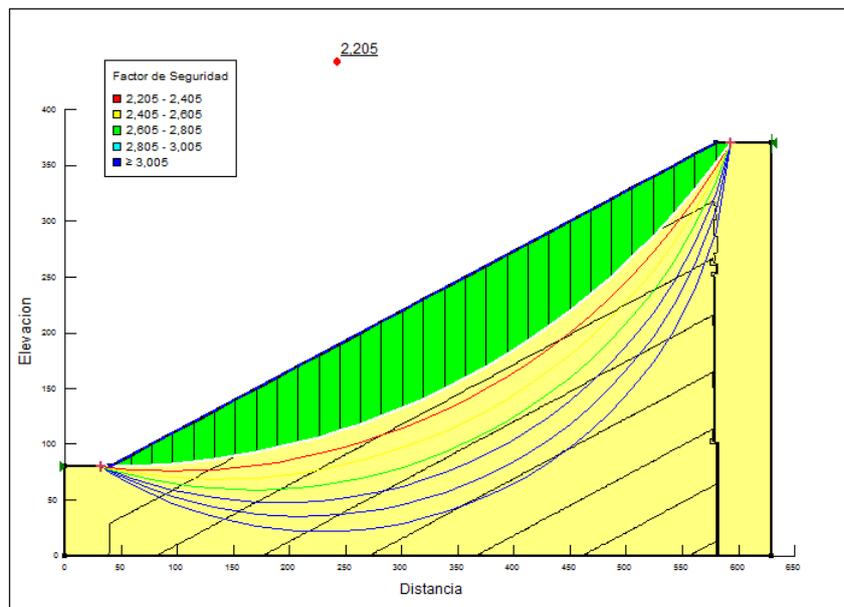


Fuente 94: Geo-Slope

Factor de seguridad: 2,616.

MATERIAL DE PERFORACIÓN 3.

Figura 95: Resultado de análisis en Geo-Slope-Perfil 1- Morgenstern Y Price -Muestra3.



Fuente 95: Geo-Slope

Factor de seguridad: 2,205.

En la Tabla 12 se presenta todos los valores del factor de seguridad que son resultado del análisis estático realizado por el programa Geo-Slope.

Tabla 12: Cuadro de resultados del análisis en el Perfil 1.

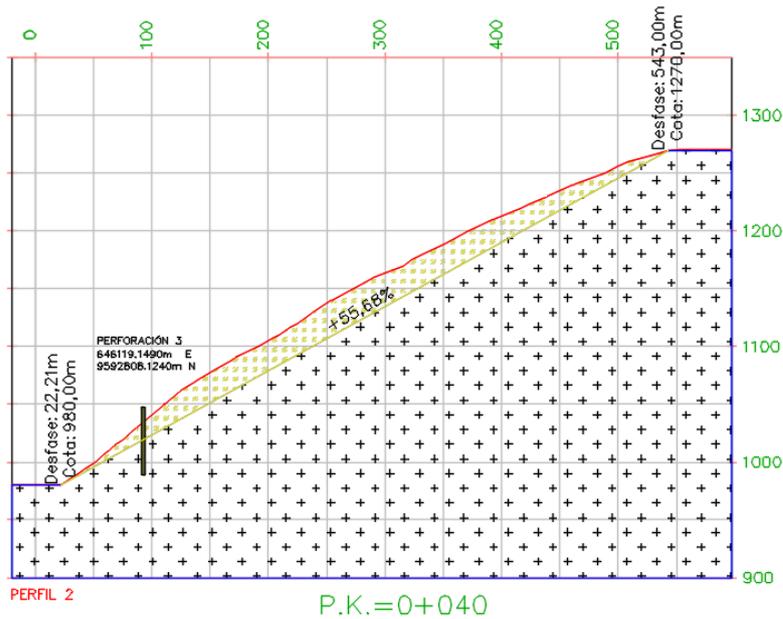
		Método ORDINARIO o de FELLENIOUS	Método de BISHOP	Método de JANBU	Método de SPENCER	Método de MORGENSTERN Y PRICE
PERFIL 1	Material de Perforación 1	4,786	3,755	3,398	4,034	4,028
	Material de Perforación 2	3,165	2,473	2,252	2,622	2,616
	Material de Perforación 3	2,518	2,128	1,953	2,207	2,205

Fuente de Tabla 12: Por el autor.

4.2.1.2. *Análisis de estabilidad del perfil 2.*

Se toma el perfil 2 (ver **Figura 96** y **Figura 73**) del Plano 2, donde se aprecia que la cota más baja es 980 metros sobre el nivel del mar y la cota máxima es de 1270 metros sobre el nivel del mar, con una pendiente de 55,68%.

Figura 96: Perfil transversal 2 - ABSCISA 0+040.



Fuente 96: Civil 3D

En la Tabla 13 se presenta todos los valores del factor de seguridad que son resultado del análisis estático realizado por el programa Geo-Slope del Perfil 2.

Tabla 13: Cuadro de resultados del análisis en el Perfil 2.

		Método ORDINARIO o de FELLENIOUS	Método de BISHOP	Métod o de JANB U	Método de SPENCE R	Método de MORGENST ERN Y PRICE
PERFIL 2	Material de Perforación 1	4,79	3,919	3,415	4,297	4,287
	Material de Perforación 2	3,091	2,49	2,185	2,703	2,693

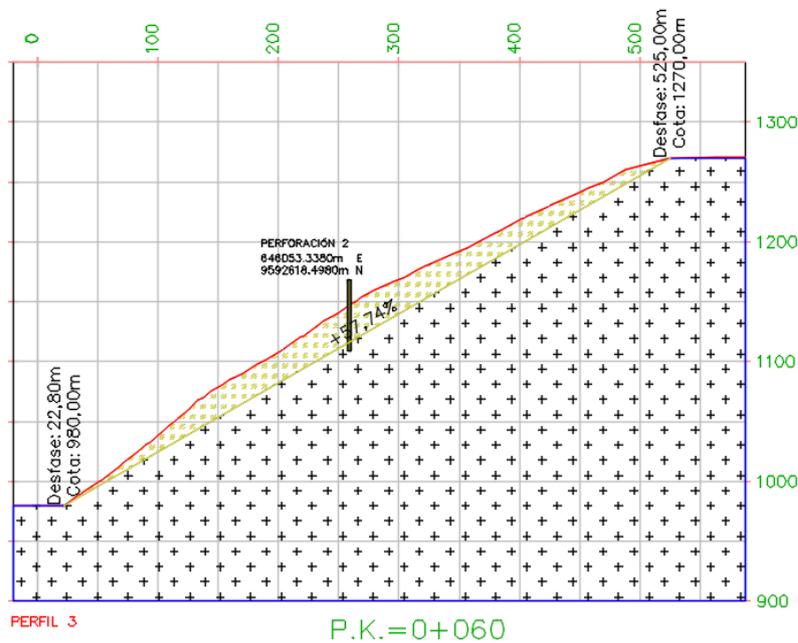
Material de Perforación 3	2,493	2,174	1,927	2,283	2,281
---------------------------	-------	-------	-------	-------	-------

Fuente de Tabla 13: Por el autor.

4.2.1.3. Análisis de estabilidad del perfil 3.

Se toma el perfil 3 (ver **Figura 97**) del Plano 2, donde se aprecia que la cota más baja es 980 metros sobre el nivel del mar y la cota máxima es de 1270 metros sobre el nivel del mar, con una pendiente de 57,74%.

Figura 97: Perfil transversal 3 - ABSCISA 0+060.



Fuente 97: Civil 3D

En la Tabla 14 se presenta todos los valores del factor de seguridad que son resultado del análisis estático realizado por el programa Geo-Slope del Perfil 3.

Tabla 14: Cuadro de resultados del análisis en el Perfil 3.

Método ORDINARI O o de FELLENIUS	Método de BISHO P	Método de JANBU	Método de SPENCER	Método de MORGENSTERN Y PRICE
----------------------------------	-------------------	-----------------	-------------------	-------------------------------

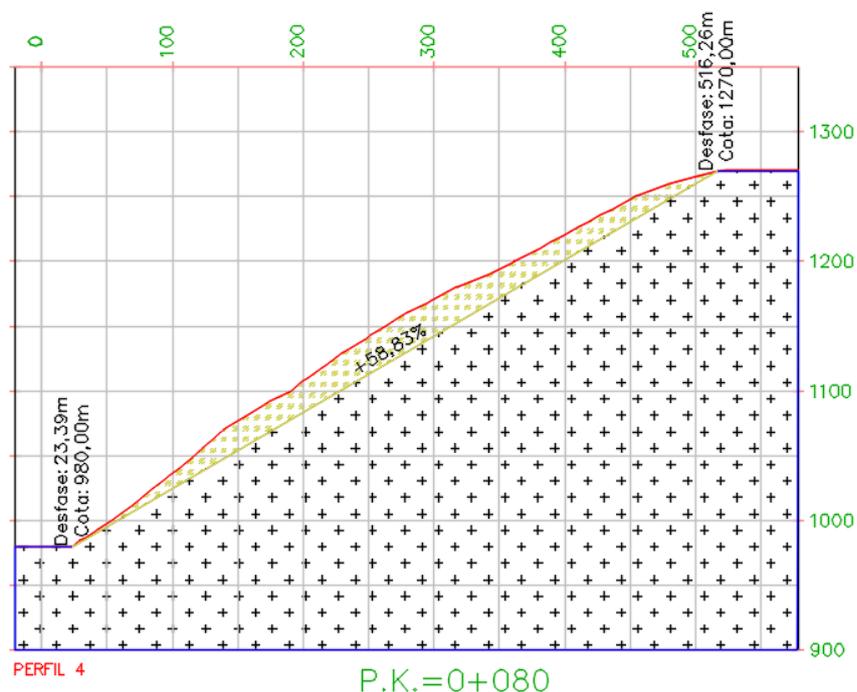
PERFIL 3	Material de Perforación 1	4,565	3,576	3,097	3,979	3,968
	Material de Perforación 2	3	2,323	2,031	2,544	2,533
	Material de Perforación 3	2,397	2,025	1,792	2,139	2,138

Fuente de Tabla 14: Por el autor.

4.2.1.4. *Análisis de estabilidad del perfil 4.*

Se toma el perfil 4 (ver **Figura 98** y Figura 73) del Plano 2, donde se aprecia que la cota más baja es 980 metros sobre el nivel del mar y la cota máxima es de 1270 metros sobre el nivel del mar, con una pendiente de 58,83%.

Figura 98: Perfil transversal 4 - ABCSCISA 0+080.



Fuente 98: Civil 3D

En la Tabla 15 se presenta todos los valores del factor de seguridad que son resultado del análisis estático realizado por el programa Geo-Slope del Perfil 4.

Tabla 15: Cuadro de resultados del análisis en el Perfil 4.

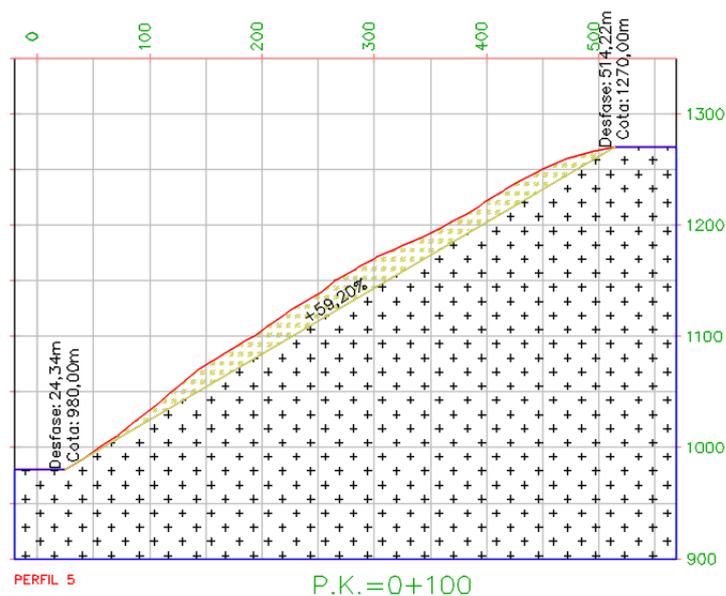
		Método ORDINARI O o de FELLENIOUS	Método de BISHO P	Método de JANBU	Método de SPENCER	Método de MORGENSTE RN Y PRICE
PERFIL 4	Material de Perforación 1	4,428	3,379	2,914	3,801	3,786
	Material de Perforación 2	2,928	2,211	1,927	2,439	2,427
	Material de Perforación 3	2,331	1,933	1,707	2,051	2,049

Fuente de Tabla 15: Por el autor.

4.2.1.5. *Análisis de estabilidad del perfil 5.*

Se toma el perfil 5 (ver Figura 99 y Figura 73) del Plano 2, donde se aprecia que la cota más baja es 980 metros sobre el nivel del mar y la cota máxima es de 1270 metros sobre el nivel del mar, con una pendiente de 59,20%.

Figura 99: Perfil transversal 5 - ABSCISA 0+100.



Fuente 99: Civil 3D

En la Tabla 16 se presenta todos los valores del factor de seguridad que son resultado del análisis estático realizado por el programa Geo-Slope del Perfil 5.

Tabla 16: Cuadro de resultados del análisis en el Perfil 5.

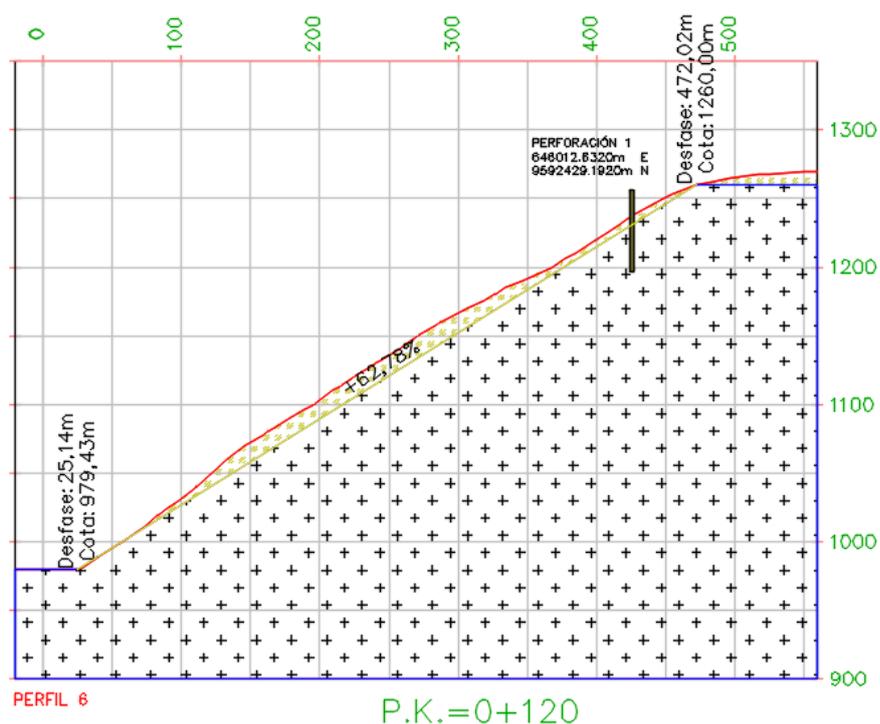
		Método ORDINARIO o de FELLENIOUS	Método de BISHOP	Método de JANBU	Método de SPENCER	Método de MORGENSTE RN Y PRICE
PERFIL 5	Material de Perforación 1	4,443	3,407	2,938	3,829	3,813
	Material de Perforación 2	2,925	2,215	1,93	2,445	2,432
	Material de Perforación 3	2,334	1,942	1,714	2,061	2,058

Fuente de Tabla 16: Por el autor.

4.2.1.6. *Análisis de estabilidad del perfil 6.*

Se toma el perfil 6 (ver **Figura 100** y Figura 73) del Plano 2, donde se aprecia que la cota más baja es 979,43 metros sobre el nivel del mar y la cota máxima es de 1260 metros sobre el nivel del mar, con una pendiente de 62,78%.

Figura 100: Perfil transversal 6 - ABSCISA 0+120.



Fuente 100: Civil 3D

En la Tabla 17 se presenta todos los valores del factor de seguridad que son resultado del análisis estático realizado por el programa Geo-Slope del Perfil 6.

Tabla 17: Cuadro de resultados del análisis en el Perfil 6.

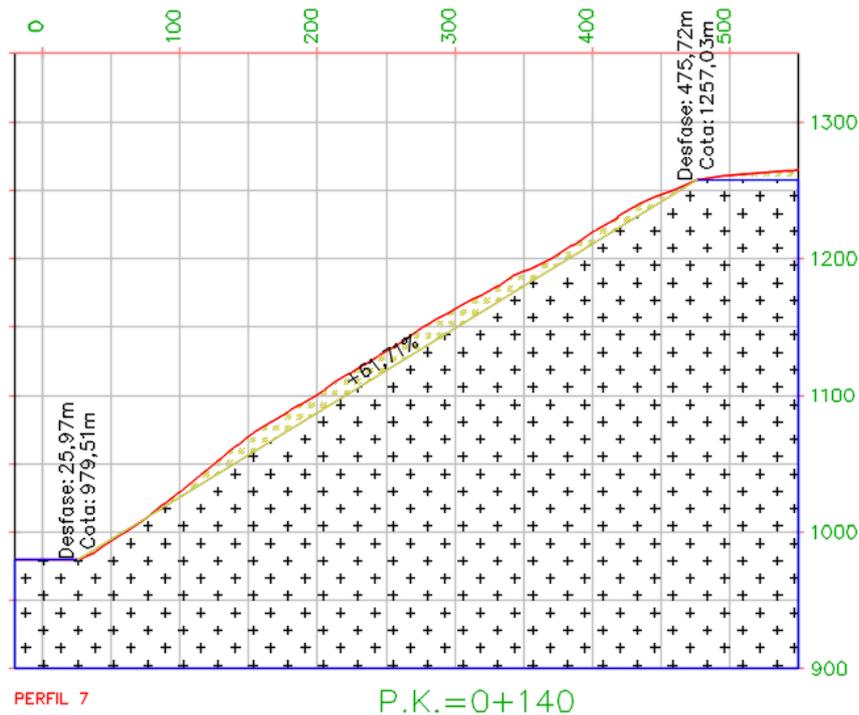
		Método ORDINARI O o de FELLENIUS	Método de BISHO P	Método de JANBU	Método de SPENCER	Método de MORGENSTERN Y PRICE
PERFIL 6	Material de Perforación 1	4,557	3,937	3,097	4,609	4,574
	Material de Perforación 2	2,904	2,431	1,922	2,824	2,797
	Material de Perforación 3	2,361	2,151	1,731	2,351	2,346

Fuente de Tabla 17: Por el autor.

4.2.1.7. Análisis de estabilidad del perfil 7.

Se toma el perfil 7 (ver **Figura 101** y Figura 73) del Plano 2, donde se aprecia que la cota más baja es 979,51 metros sobre el nivel del mar y la cota máxima es de 1257,03 metros sobre el nivel del mar, con una pendiente de 61,71%.

Figura 101: Perfil transversal 7 - ABSCISA 0+140.



Fuente 101: Civil 3D

En la se presenta todos los valores del factor de seguridad que son resultado del análisis estático realizado por el programa Geo-Slope del Perfil 7.

Tabla 18: Cuadro de resultados del análisis en el Perfil 7.

		Método ORDINARIO o de FELLENIOUS	Método de BISHOP	Método de JANBU	Método de SPENCE R	Método de MORGENSTERN Y PRICE
PERFIL	Material de Perforación 1	4,25	3,115	2,67	3,563	3,547

Material de Perforación 2	2,862	2,091	1,817	2,326	2,314
Material de Perforación 3	2,255	1,82	1,605	1,944	1,941

Fuente de Tabla 18: Por el autor.

4.2.2. Alternativa aplicada al proyecto.

Luego de concluidos los análisis de alternativas presentado en el capítulo 4.3. Prefactibilidad y el análisis de estabilidad de taludes estático por medio del programa Geo-Slope presentado en el capítulo del Análisis de estabilidad, se confirma analíticamente que los perfiles se encuentran en condiciones estables, por ende, el talud presenta erosión, provocada por las fuertes precipitaciones que ocurren en la parte alta de El Oro. La erosión del suelo es un fenómeno natural; sin embargo, cuando se acelera, causa pérdidas sociales, ambientales y económicas [43]. Para prevenir la erosión, los métodos más factibles, técnicos y económicos son la aplicación de Bermas, capas de vegetación y los sistemas de drenaje superficial; los cuales se aplicarán en este proyecto, el escurrimiento superficial en terrenos susceptibles sin asociación con el drenaje adecuado causa erosión del suelo [44].

Para la implementación de la técnica TALUD-BERMA-TALUD se traza un alineamiento, como se aprecia en la Figura 102, el cual se perfila en la parte baja del talud desde una abscisa 0+000 hasta la abscisa 0+129; mediante este alineamiento se traza las transversales cada 20 metros para obtener el perfil del talud vulnerable donde se aplicará la técnica ya antes mencionada; los autores Gámez, Pertuz, Daza, Tapia y Rojas [45] mencionan que en los problemas de inestabilidad de laderas es común que se conjuguen varios factores o circunstancias que dan origen a un comportamiento crítico, por lo que es muy probable que se requiera también una combinación de procesos constructivos para atender el problema y evitar una condición de riesgo.

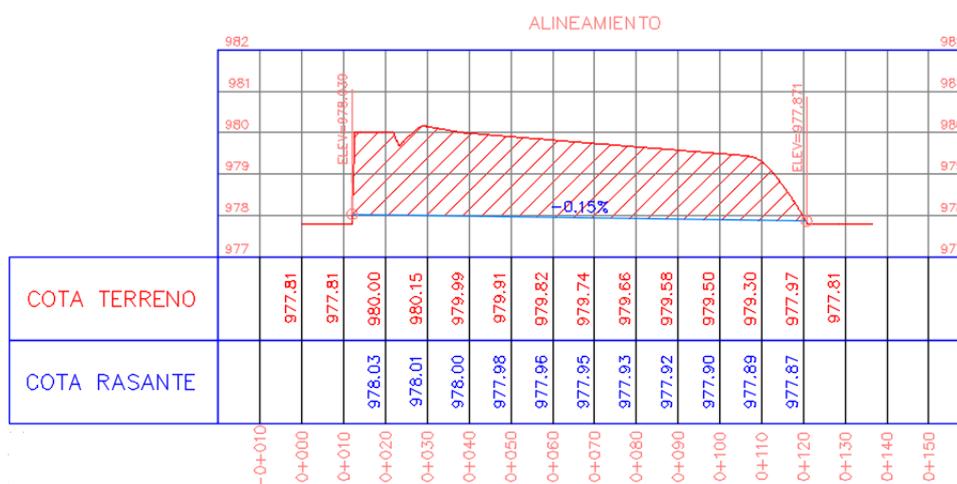
Figura 102: Alineamiento para vía básica.



Fuente 102: Por el autor.

Para el escurrimiento de las aguas hacia la alcantarilla que se encuentran en el final del alineamiento, se traza la rasante con una pendiente del 0,15% cómo se logra apreciar en la **Figura 103**; la línea rasante corresponde a la línea color azul, la misma que cuenta con las respectivas cotas.

Figura 103: Perfil del alineamiento de vía básica.

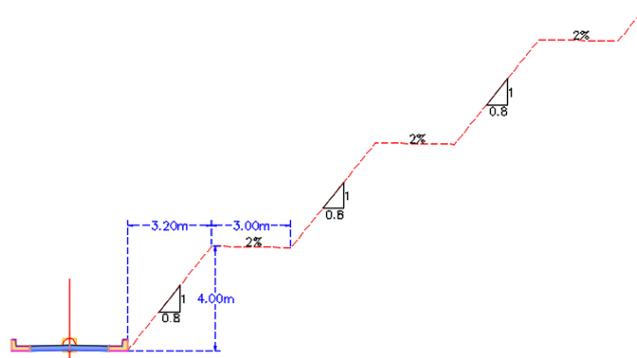


Fuente 103: Por el autor.

Mediante los resultados obtenidos en los estudios de suelos, se utiliza la Tabla 3 para dar la apropiada pendiente al talud; en los laboratorios se alcanzó un grado alto de cohesión en este tipo de suelo, por lo tanto la Tabla 3 del Departamento de Carreteras del Japón propone una pendiente de 0.8H:1V a 1.2H:1V para suelos cohesivos, para este proyecto se utilizara la mayor inclinación que será de 0.8H:1V con un alto de 4 m y una berma de 3 m con una

pendiente del 2% para asegurar que no se produzcan estancamientos de aguas lluvias. Para el diseño en el programa Civil 3D se necesita como base el esquema de una vía, por lo que se implementa una vía básica de 3 m con bordillos de 0,70 m en cada lado (ver **Figura 104**).

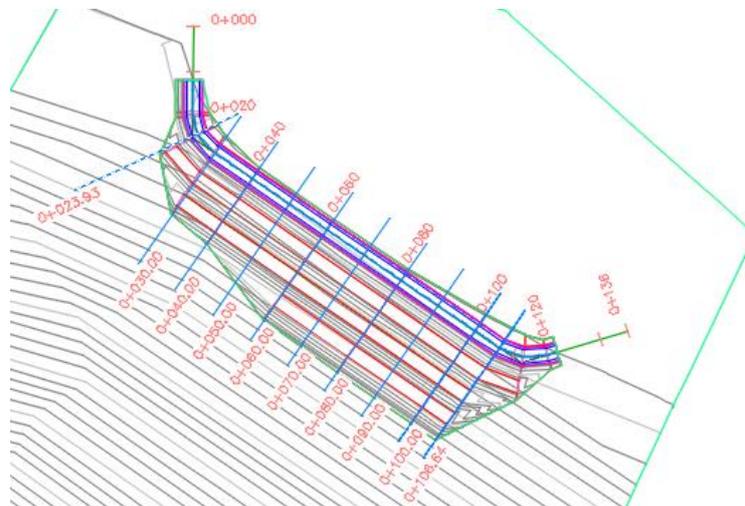
Figura 104: Perfil Talud-Berma-Talud.



Fuente 104: Por el autor.

El volumen de corte del terreno a desalojar se obtiene gracias a las herramientas del programa Civil 3D, para ello se traza 10 perfiles transversales a lo largo del alineamiento (ver **Figura 105**) en los cuales se proyecta el perfil TALUD-BERMA-TALUD que se aprecia en la **Figura 104**.

Figura 105: Alineamiento para perfiles transversales.

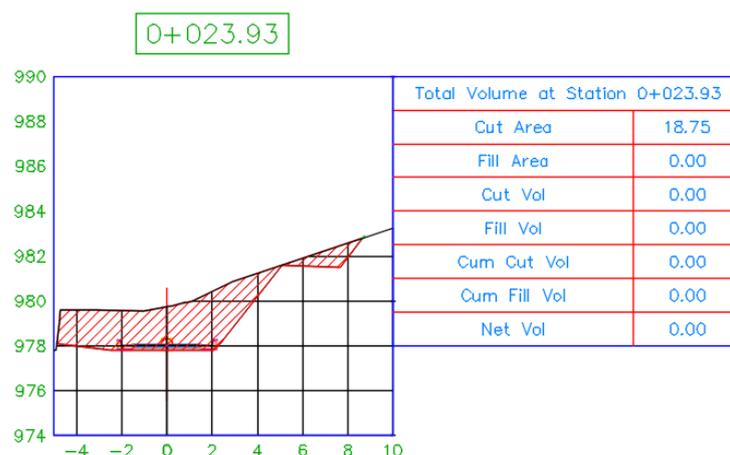


Fuente 105: Por el autor.

4.2.2.1. Trazado de perfil 1.

El perfil 1 corresponde a la abscisa 0+023.93 del alineamiento de la vía básica. Como se aprecia en la **Figura 106**.

Figura 106: Trazado de Perfil 1.



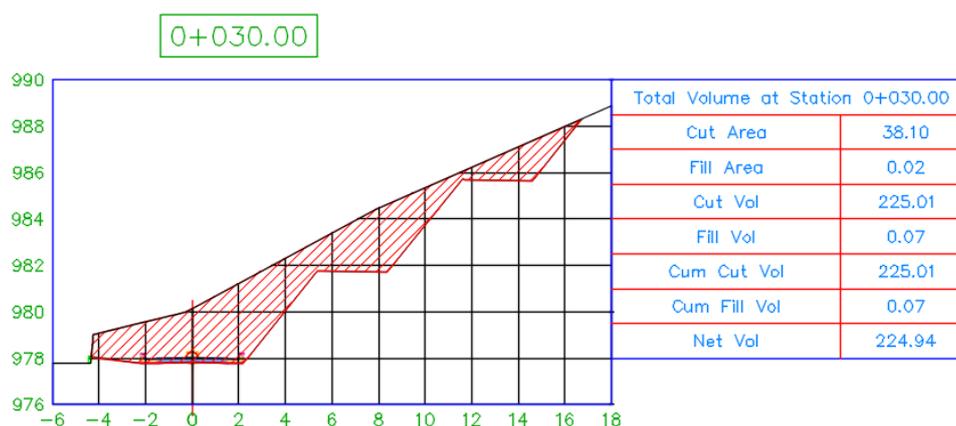
Fuente 106: Por el autor.

El perfil 1 corresponde a una cota rasante de 978,03 metros; este perfil transversal presenta un corte de terreno de un área de 18.75 m², lo cual no es una gran cantidad de desmonte de material por lo que no es apreciable el talud propuesto.

4.2.2.2. *Trazado de perfil 2.*

El perfil 2 corresponde a la abscisa 0+030 del alineamiento de la vía básica. Como se aprecia en la **Figura 107**.

Figura 107: Trazado de Perfil 2.



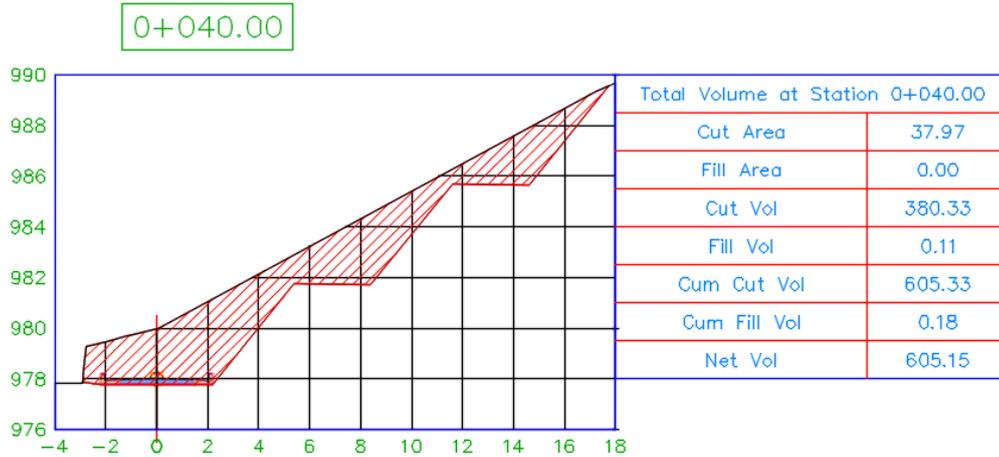
Fuente 107: Por el autor.

El perfil 2 corresponde a una cota rasante de 978,01 metros; este perfil transversal presenta un corte de terreno de un área de 38,10 m² y un volumen de corte de 225,01 m³, lo cual es una gran cantidad de desmonte de material por lo que es apreciable el talud propuesto.

4.2.2.3. *Trazado de perfil 3.*

El perfil 3 corresponde a la abscisa 0+040 del alineamiento de la vía básica. Como se aprecia en la **Figura 108**.

Figura 108: Trazado de Perfil 3.



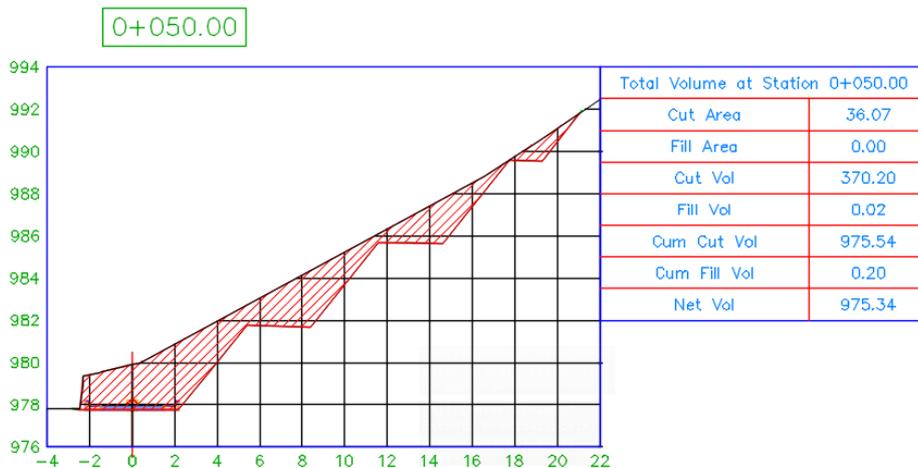
Fuente 108: Por el autor.

El perfil 3 corresponde a una cota rasante de 978,00 metros; este perfil transversal presenta un corte de terreno de un área de 37,97 m², un volumen de corte de 380,33 m³ y un volumen acumulado de 605,33 m³, lo cual es una gran cantidad de desmonte de material por lo que es apreciable el talud propuesto.

4.2.2.4. Trazado de perfil 4.

El perfil 4 corresponde a la abscisa 0+050 del alineamiento de la vía básica. Como se aprecia en la **Figura 109**.

Figura 109: Trazado de Perfil 4.



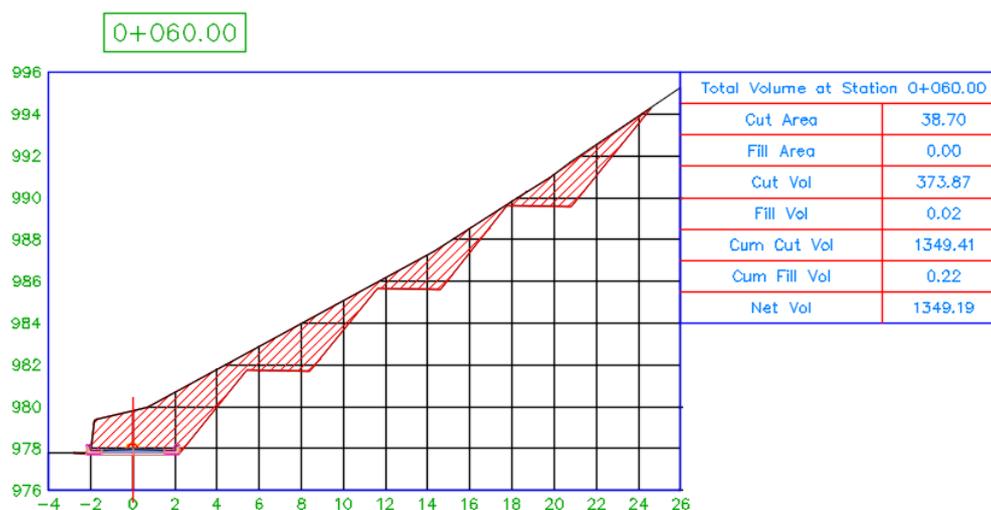
Fuente 109: Por el autor.

El perfil 4 corresponde a una cota rasante de 977,98 metros; este perfil transversal presenta un corte de terreno de un área de 36,07 m², un volumen de corte de 370,20 m³ y un volumen acumulado de 975,54 m³, lo cual es una gran cantidad de desmonte de material por lo que es apreciable el talud propuesto.

4.2.2.5. *Trazado de perfil 5.*

El perfil 5 corresponde a la abscisa 0+060 del alineamiento de la vía básica. Como se aprecia en la **Figura 110**.

Figura 110: Trazado de Perfil 5.



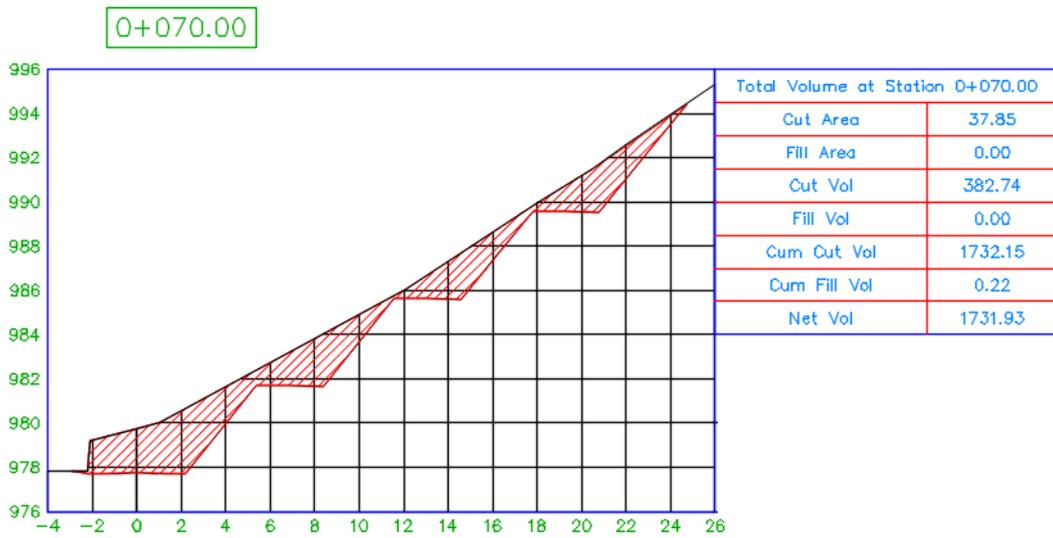
Fuente 110: Por el autor.

El perfil 5 corresponde a una cota rasante de 977,96 metros; este perfil transversal presenta un corte de terreno de un área de 38,70 m², un volumen de corte de 373,87 m³ y un volumen acumulado de 1349,41 m³, lo cual es una gran cantidad de desmonte de material por lo que es apreciable el talud propuesto.

4.2.2.6. *Trazado de perfil 6.*

El perfil 6 corresponde a la abscisa 0+070 del alineamiento de la vía básica. Como se aprecia en la **Figura 111**.

Figura 111: Trazado de Perfil 6.



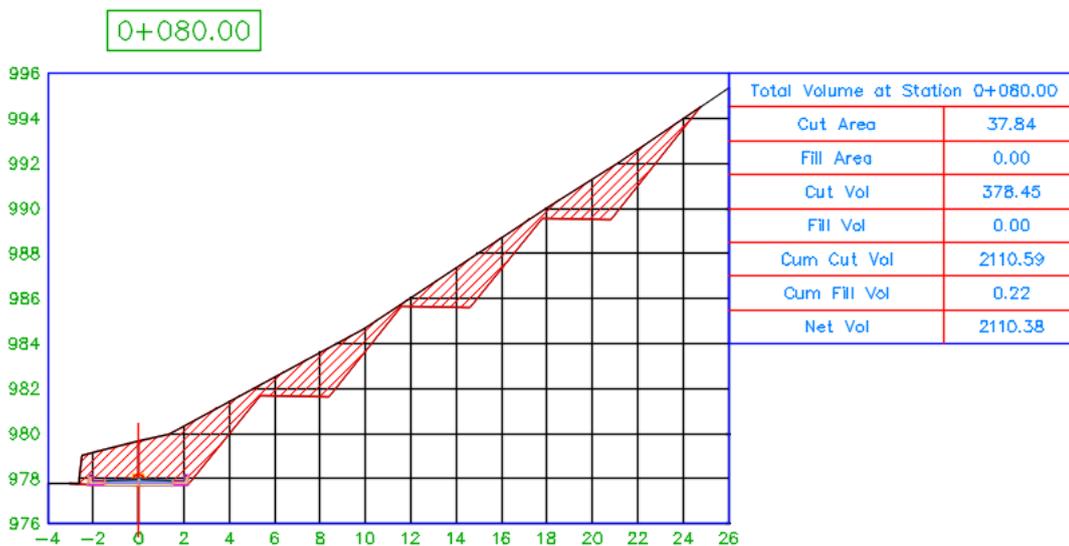
Fuente 111: Por el autor.

El perfil 6 corresponde a una cota rasante de 977,95 metros; este perfil transversal presenta un corte de terreno de un área de 37,85 m², un volumen de corte de 382,74 m³ y un volumen acumulado de 1732,15 m³, lo cual es una gran cantidad de desmonte de material por lo que es apreciable el talud propuesto.

4.2.2.7. Trazado de perfil 7.

El perfil 7 corresponde a la abscisa 0+080 del alineamiento de la vía básica. Como se aprecia en la **Figura 112**.

Figura 112: Trazado de Perfil 7.



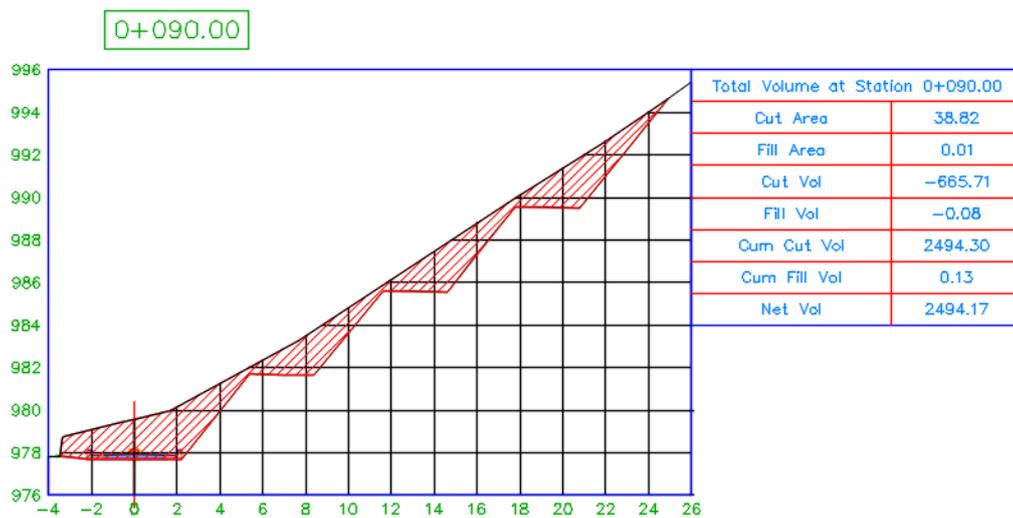
Fuente 112: Por el autor.

El perfil 7 corresponde a una cota rasante de 977,93 metros; este perfil transversal presenta un corte de terreno de un área de 37,84 m², un volumen de corte de 378,45 m³ y un volumen acumulado de 2110,59 m³, lo cual es una gran cantidad de desmonte de material por lo que es apreciable el talud propuesto.

4.2.2.8. *Trazado de perfil 8.*

El perfil 8 corresponde a la abscisa 0+090 del alineamiento de la vía básica. Como se aprecia en la **Figura 113**.

Figura 113: Trazado de Perfil 8.



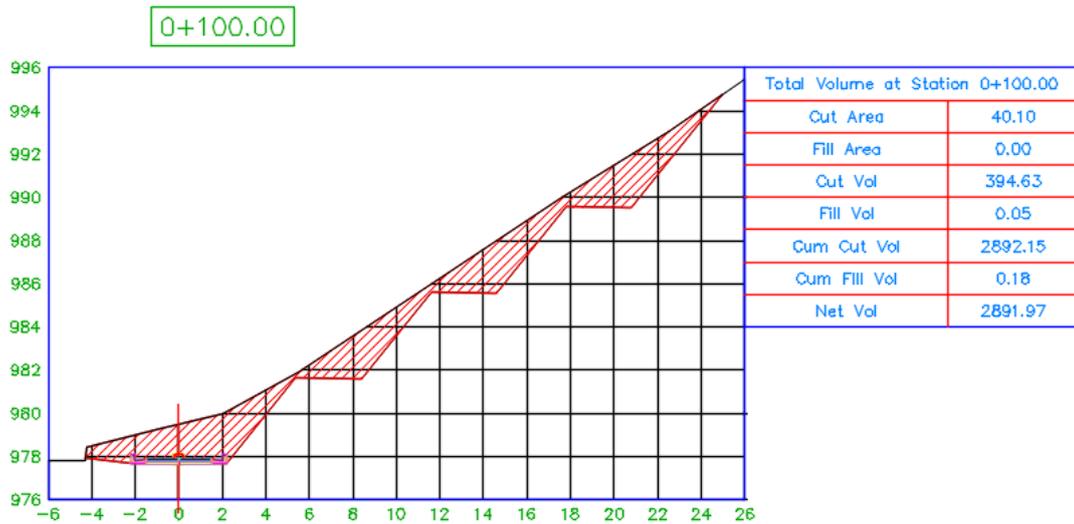
Fuente 113: Por el autor.

El perfil 8 corresponde a una cota rasante de 977,92 metros; este perfil transversal presenta un corte de terreno de un área de 38,82 m², un volumen de corte de 665,71 m³ y un volumen acumulado de 2494,30 m³, lo cual es una gran cantidad de desmonte de material por lo que es apreciable el talud propuesto.

4.2.2.9. *Trazado de perfil 9.*

El perfil 9 corresponde a la abscisa 0+100 del alineamiento de la vía básica. Como se aprecia en la Figura 114.

Figura 114: Trazado de Perfil 9.



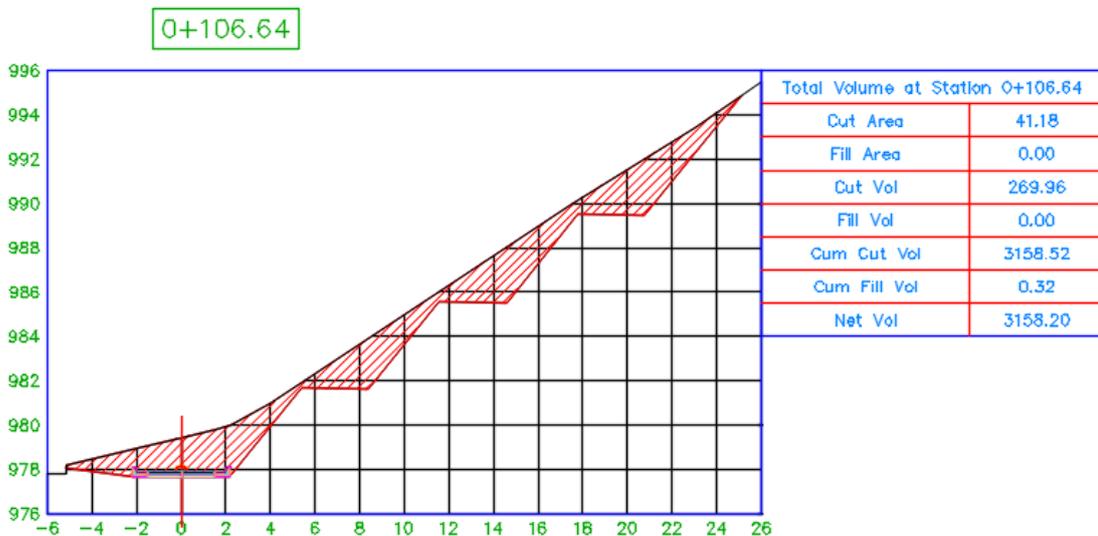
Fuente 114: Por el autor.

El perfil 9 corresponde a una cota rasante de 977,90 metros; este perfil transversal presenta un corte de terreno de un área de 40,10 m², un volumen de corte de 394,63 m³ y un volumen acumulado de 2892,15 m³, lo cual es una gran cantidad de desmonte de material por lo que es apreciable el talud propuesto.

4.2.2.10. *Trazado de perfil 10.*

El perfil 10 corresponde a la abscisa 0+106,64 del alineamiento de la vía básica. Como se aprecia en la **Figura 115**.

Figura 115: Trazado de Perfil 10.



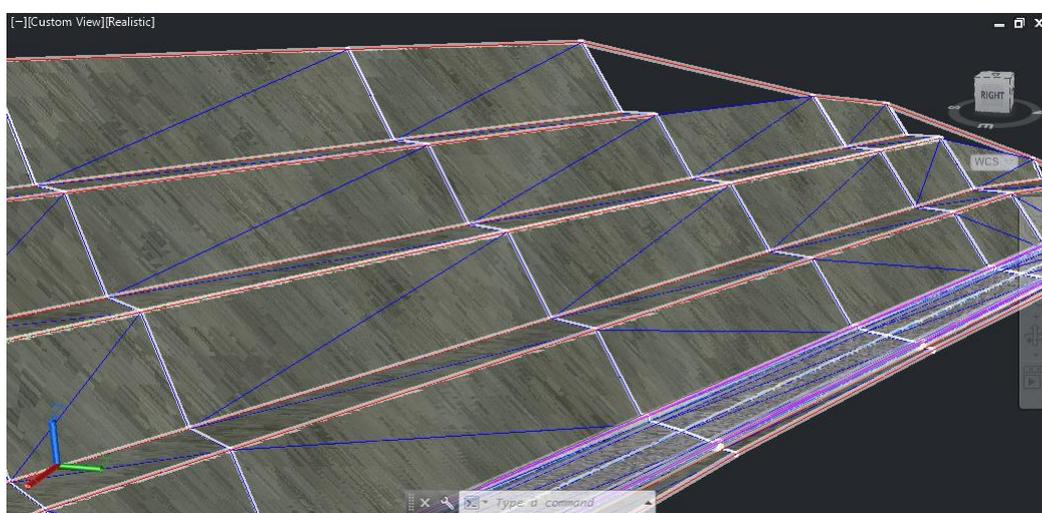
Fuente 115: Por el autor.

El perfil 10 corresponde a una cota rasante de 977,89 metros; este perfil transversal presenta un corte de terreno de un área de 41,18 m², un volumen de corte de 269,96 m³ y un volumen acumulado de 3158,52 m³, lo cual es una gran cantidad de desmonte de material por lo que es apreciable el talud propuesto.

4.2.3. Diseño del prototipo 3d.

Gracias a las herramientas que ofrece software de diseño de ingeniería civil Autodesk Civil 3D se logra apreciar el modelo digitalizado en 3 dimensiones del planteamiento de este proyecto, tal y como se muestra en la **Figura 116**.

Figura 116: Prototipo digitalizado del proyecto.



Fuente 116: Por el autor.

4.2.4. Sistema de drenaje superficial.

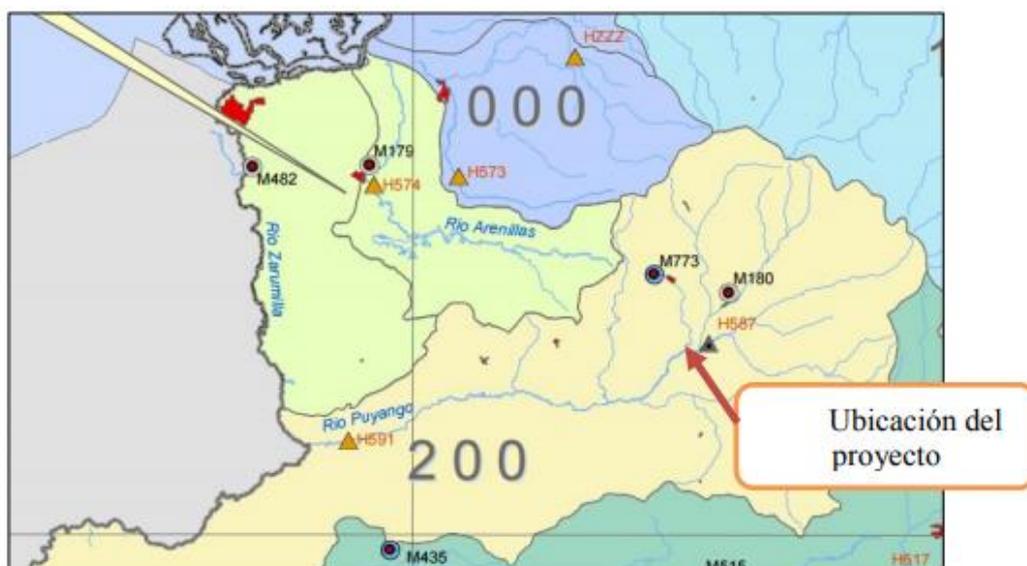
Esta alternativa adicional se realiza con el fin de reducir la fuerza hidrostática que corresponde a la presencia de las fuertes precipitaciones que ocurren en la parte alta de la provincia de El Oro y así optimizar el factor de seguridad; al mejorar el factor de seguridad se reduce la presión de poros y aumenta la resistencia al corte de este suelo.

4.2.4.1. *Precipitación.*

Para obtener el caudal de diseño del drenaje es necesario determinar las características meteorológicas de la zona objeto de estudio. El uso de productos de satélite revela la ventaja de simular los caudales en cuencas poco instrumentadas, además de utilizar estos datos en su escala espacial original sobre los modelos hidrológicos distribuidos [46]; por ende se recurre a los datos pluviométricos proporcionados por el Instituto Nacional de Meteorología

e Hidrología del Ministerio de Energía y Minas de la República del Ecuador, INAMHI [47], datos que son enviados desde estaciones meteorológicas ubicados en todo el país (ver Figura 117 y Tabla 19 y Tabla 20), para la zona de estudio se requieren los datos de la estación M773.

Figura 117: Estaciones meteorológicas de la cuenca del Río Puyango y la cuenca del Río Arenillas.



Fuente 117: INAMHI, «Estudio de lluvias intensas,» Ecuador, 2015.

Tabla 19: Pluviometría de 4 estaciones meteorológicas.

Pluviometría					
	Cuenca del río arenillas		Cuenca del río Puyango		Media
	M-179 arenillas	M-482 Chacras	M-180 Zaruma	M-773 Piñas	
P. Media total anual (mm)	683,17	510,12	1495,84	1327	1004,10
P. Máxima diaria mensual (mm)	93,5	163	88,3	75,5	105,08
# de días anuales Con precipitación	127	39	193	203	140,50

Fuente de Tabla 19: INAMHI, «Estudio de lluvias intensas,» Ecuador, 2015.

Tabla 20: Precipitación total mensual (mm).

Pluviometría					
Mes	Cuenca del río arenillas		Cuenca del río Puyango		Media mensual
	M-179 arenillas	M-482 Chacras	M-180 Zaruma	M-773 Piñas	
Enero	127,22	86,9	216,39	186,14	154,16
Febrero	168,8	162,25	322,88	257,18	227,78
Marzo	144,8	114,62	338,75	311,38	227,39
Abril	48,92	69,74	237,43	206,73	140,71
Mayo	15,05	21,89	97,95	89,07	55,99
Junio	16,48	3,82	25,95	28,25	18,63
Julio	18,47	1,38	4,04	9,88	8,44
Agosto	19,2	0,51	2,6	11,18	8,37
Septiembre	27,13	5,59	15,38	18,71	16,70
Octubre	38,8	2,64	24,91	29,11	23,87
Noviembre	31,6	21,64	60,31	43,75	39,33
Diciembre	26,7	19,15	149,25	135,89	82,75
Media anual	683,17	510,13	1495,84	1327,3	1004,1

Fuente de Tabla 20: INAMHI, «Estudio de lluvias intensas,» Ecuador, 2015.

Gracias a los datos proporcionados por las estaciones M773 Piñas y M180 ZARUMA que corresponden a la cuenca del río Puyango, se puede apreciar que en los primeros meses del año hay mayor presencia de lluvias al ser época de invierno, por lo contrario en los meses de julio y agosto hay poca presencia de lluvias por ser épocas de verano. En las estaciones M179 ARENILLAS y M482 CHACRAS que corresponden a la cuenca del río Arenillas se observan precipitaciones menores a las estaciones de la cuenca del río Puyango.

4.2.4.2. *Método racional.*

El método racional es propuesto por el Ministerio de Obras Públicas en las Normas de Diseño Geométrico de carreteras del año 2003 para la obtención del caudal por medio de las precipitaciones proporcionadas por estaciones meteorológicas, el área de la cuenca, la topografía del terreno y el tipo de suelo que se encuentra en la zona de estudio; los autores Duque, Rivadeneira, Wemple y Delgado [48] analizan datos de estaciones que registraron

series históricas en el período 1982-2015, adquiriendo datos mensuales de precipitación y temperatura de las estaciones climatológicas de Gualaceo y Paute, y solo precipitación en las estaciones pluviométricas Sigsig y Ricaurte; estos datos históricos intervienen en la obtención del caudal de diseño. El caudal es calculado por medio de la **Ecuación 12** que depende del producto de la intensidad dada por los datos meteorológicos, por el área y por el coeficiente de escorrentía.

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

Ecuación 12: Ecuación del caudal por el método Racional.

Donde:

- Q= Caudal máximo (m³/seg).
- C= Coeficiente medio de escorrentía.
- I= Intensidad media (mm/h).
- A= Área de la cuenca (ha).

4.2.4.2.1. Tiempo de concentración.

“El tiempo de concentración se concibe como el tiempo necesario para que aun el agua precipitada en la parte más alejada de la cuenca alcance la salida de la misma. Este tiempo es también el que transcurre desde el inicio de la lluvia hasta que se alcanza el gasto de equilibrio de la cuenca [49].” La ecuación más utilizada para el cálculo del tiempo de concentración es la fórmula de Kirpich que se muestra en la **Ecuación 13**.

$$T_c = 0,000325 \times \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

Ecuación 13: Ecuación del tiempo de concentración.

Donde:

- T_c=Tiempo de concentración (horas).
- L= Longitud del cauce principal (m).
- S= Pendiente del cauce (m/m).

4.2.4.2.2. Intensidades máximas.

De acuerdo a la estación M-773 Piñas, establecida por el INAMHI, se logra obtener los datos de intensidades máximas con sus respectivos tiempos de retorno (ver **Tabla 21**).

Tabla 21: Intensidades máximas en 24 horas para varios períodos de retorno.

CÓDIGO	ESTACIÓN	X	Y	Z	SERIE	DATOS	Nº DE	AÑOS	TR2	TR5	TR10	TR25	TR50	TR100
M0773	Piñas	644.065,53176 m	9.593.507,67193	m 1126	1982-2011		27		2,8	3,83	4,37	4,94	5,31	5,65

Fuente de Tabla 21: INAMHI, «Estudio de lluvias intensas,» Ecuador, 2015.

La estación M-773 Piñas no cuenta con las ecuaciones para el dibujo de las curvas intensidad-duración-frecuencia por lo que se utiliza las ecuaciones de la estación más cercana, que corresponde a la estación meteorológica M-180 ZARUMA (ver **Tabla 22**).

Tabla 22: Ecuaciones de intensidades máximas para estación M-180 ZARUMA.

Estación		Intervalos de	
Código	Nombre	tiempo (minutos)	Ecuaciones
M-180	Zaruma	5<30	$i = 150,677 x T^{0,16} x t^{-0,3755}$
		30<120	$i = 282,0606 x T^{0,1778} x t^{-0,5799}$
		120<1440	$i = 957,0308 x T^{0,1811} x t^{-0,8340}$

Fuente de Tabla 22: INAMHI, «Estudio de lluvias intensas,» Ecuador, 2015.

4.2.4.2.3. Coeficiente de escorrentía.

Establece la relación que existe entre la cantidad total de lluvia que se precipita y la que escurre superficialmente; los autores Triviño y Ortiz [50] declaran que el coeficiente de escorrentía es uno de los múltiples procesos que se producen en las cuencas de drenaje y que se resuelven en el seno del ciclo hidrológico. Su valor dependerá de varios factores: permeabilidad del suelo, morfología de la cuenca, pendientes longitudinales y cobertura vegetal. Conocer la permeabilidad de un material tiene aplicaciones muy extensas en ingeniería geológica, como determinar la tasa de asentamiento de suelos sometidos a carga, diseño de filtros hechos de suelo, estabilidad de taludes y estructuras de retención y el diseño de presas de tierra entre otras [51]. A continuación se presentan los coeficientes de

escorrentía para determinar los caudales punta por el método racional en el diseño de canales [7].

Figura 118: Coeficiente de escorrentía.

Cobertura vegetal	Tipo de suelo	Pendiente del terreno				
		Pronunciada	Alta	Media	Suave	Despreciable
		50%	20%	5%	1%	
Sin vegetación	Impermeable	0,8	0,75	0,7	0,65	0,6
	Semipermeable	0,7	0,65	0,6	0,55	0,5
	Permeable	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3
Cultivos	Impermeable	0,7	0,65	0,6	0,55	0,5
	Semipermeable	0,6	0,55	0,5	0,45	0,4
	Permeable	0,4	0,35	0,3	0,25	0,2
Pastos Vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,6	0,55	0,5	0,45
	Semipermeable	0,55	0,5	0,45	0,4	0,35
	Permeable	0,35	0,3	0,25	0,2	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,6	0,55	0,5	0,45	0,4
	Semipermeable	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3
	Permeable	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1
Bosques, Vegetación densa	Impermeable	0,55	0,5	0,45	0,4	0,35
	Semipermeable	0,45	0,4	0,35	0,3	0,25
	Permeable	0,25	0,2	0,15	0,1	0,05

Nota: Para zonas que se espera puedan ser quemadas se deben aumentar los coeficientes así:

- Cultivos multiplicar por 1,10.

- Pastos y vegetación ligera, hierba y grama, bosques y vegetación densa: multiplicar por 1,30.

Fuente 118: L. Betún y G. Quishpe, «Análisis de alternativas para la estabilidad del talud con el programa geo-slope en el sector el prado cantón piñas, provincia de el oro,» Quito, 2016.

4.2.4.2.4. Área de aportación.

El área de aportación se logra determinar con el software Civil 3D. La oferta hídrica en una zona viene condicionada por la oferta y la demanda de agua y puede estar condicionada por

el área donde es requerido el recurso [52]; la delimitación del área se establece por los puntos más altos de las curvas de nivel que se aprecian en la superficie, como se observa en la **Figura 119**; el área de aportación corresponde a 12302,916 m² que es igual a 1,23 hectáreas.

Figura 119: Área de aportación.



Fuente 119: Civil 3D

Tabla 23: Cálculo del tiempo de concentración.

CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA DE APORTACIÓN	
Área (ha)	1,23
Cota Mayor (m)	1070,00
Cota Menor (m)	990,34
Longitud del Cauce (m)	128,97
Pendiente (m/m)	0,6176630
Pendiente del Terreno	PRONUNCIADA
Cobertura Vegetal	BOSQUES, VEGETACIÓN DENSA
Tipo de Suelo	SEMIPERMEABLE
Coefficiente de Escorrentía	0,45
Tc (horas)	0,02

Fuente de Tabla 23: Por el autor.

Luego de la obtención del tiempo de concentración se procede a calcular las intensidades de lluvia para diferentes periodos de retorno (5, 10, 25, 50 y 100), los cuales se muestran en la **Tabla 24**.

Tabla 24: Cálculo de intensidades de lluvia para diferentes periodos de retorno.

Id(mm/h)						
Tc (min)	Id2	Id5	Id10	Id25	Id50	Id100
0,99	177,38	186,49	190,47	194,25	196,50	198,46

Fuente de Tabla 24: Por el autor.

Con la fórmula del método racional, mostrada en la Ecuación 12, se procede a obtener el valor del caudal para cada periodo de retorno, los valores se muestran en la **Tabla 25**. Se considera un periodo de retorno, dependiendo de la importancia de la vía y el fallo de drenaje debido a una acrecentada producida por la intensidad de la lluvia [53].

Tabla 25: Valores de caudal máximo para cada periodo de retorno.

Q(m ³ /seg)					
T5	T5	T10	T25	T50	T100
0,27	0,29	0,29	0,30	0,30	0,31

Fuente de Tabla 25: Por el autor.

4.2.4.3. *Cálculo del drenaje superficial.*

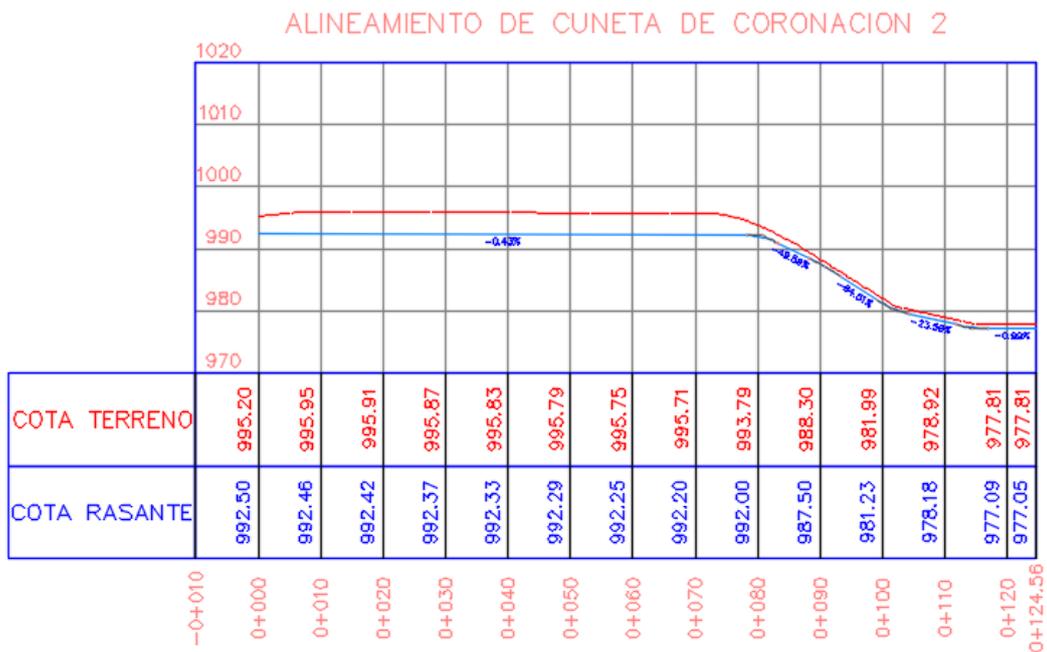
El diseño del drenaje superficial cumple la función de protección del prototipo, ya calculado, de las aguas superficiales, de acuerdo a los autores Cubides y Santos [54] los sistemas de drenaje además de aminorar los picos de tormenta ayudando a disminuir circunstancialmente el aporte de caudales al sistema de drenaje urbano convencional, también pueden considerarse como alternativas de tratamiento previo, antes de realizarse la gestión del agua lluvia y entregarse a un cuerpo de agua. Para el cálculo del drenaje superficial se implementa una cuneta de coronación de sección trapezoidal de concreto, el diseño requiere datos como la pendiente del terreno, cotas inicial y final; mediante un alineamiento que termina en una cuneta, ya existente con una cota 976,86 metros, sobre la parte superior de las bermas se obtienen los datos ya nombrados (ver **Figura 120**). Los autores Robredo, García Rodríguez y García Gómez [55] manifiestan que los drenajes reciben una escorrentía superficial con gran cantidad de arrastres procedentes de la erosión producida por las precipitaciones, y consecuentes caudales, localmente intensas.

Figura 120: Alineamiento para cuneta de coronación.



Fuente 120: Por el autor.

Figura 121: Perfil de alineamiento para cuneta de coronación.



Fuente 121: Por el autor.

El perfil cuenta con 6 tramos y sus respectivas pendientes; para el diseño de la cuneta de coronación se toma el tramo 1 que corresponde a una longitud de 84,87 metros, este tramo se utiliza para el diseño ya que será el que recoja las aguas lluvias, los datos que se presentan en la **Tabla 26** corresponden al tramo 1; el valor de la rugosidad se toma de 0,012 que concierne a una superficie de concreto con acabado de llana [56].

Tabla 26: Datos para el diseño de cuneta de coronación.

Caudal (m³/seg)	0,31
Talud (z)	1
Rugosidad (n)	0,012
Cota inicial (m)	997,50
Cota final (m)	997,15

Fuente de Tabla 26: Por el autor.

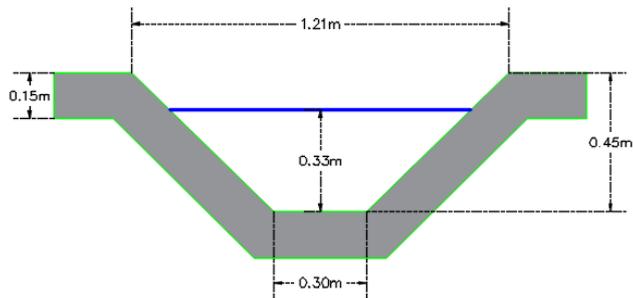
$$S = \frac{997,50 - 997,15}{84,87} = \mathbf{0,004124}$$

Considerando un canal de sección constante por el que se debe pasar un caudal máximo se obtiene la siguiente relación geométrica.

<p>Fórmula 1 $\frac{b}{y} = 2 \operatorname{tang} \frac{\phi}{2}$</p> <p>$b = 0,8284 y$</p>	<p>Fórmula 3 $P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$</p> <p>$P = 0,8284y + 2(y)\sqrt{2}$</p> <p>$P = 0,8284y + 2,8284y = \mathbf{3,6568y}$</p>
<p>Fórmula 2 $A = (b + zy)y$</p> <p>Reemplazando Fórmula 1 en Fórmula 2</p> <p>$A = (0,8284y^2 + y^2) = \mathbf{1,8284y^2}$</p>	<p>Fórmula 4 $R = \frac{A}{P}$</p> <p>$R = \frac{1,8284y^2}{3,6568y} = \mathbf{0,5y}$</p>
<p>Fórmula 5 $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$</p> <p>$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ $Q=A*V$</p> <p>$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$</p> <p>$0,31 = \frac{1}{0,012} (1,8284y^2)(0,5y)^{\frac{2}{3}} (0,004124)^{\frac{1}{2}}$</p> <p>$y = \mathbf{0,33 m}$</p>	
<ul style="list-style-type: none"> • Reemplazando y en 1. <p>$b = 0,8284 y$</p> <p>$b = 0,8284 (0,33)$</p> <p>$b = \mathbf{0,27 m \approx 0,30 m}$</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Espejo De Agua. <p>$T = b + 2zy$</p> <p>$T = 0,30 + 2(1)(0,33)$</p> <p>$T = \mathbf{0,96 m}$</p>
<ul style="list-style-type: none"> • Borde Libre. <p>$Bl = \frac{y}{5}$</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Área. <p>$A = (b + z h)h$</p> <p>$A = (0,30 + 0,45)0,45$</p>

$Bl = \frac{0,33}{5}$ $Bl = 0,066 \text{ m} \approx 0,10 \text{ m}$	$A = 0,34 \text{ m}^2$
<ul style="list-style-type: none"> • Altura. $h = y + Bl$ $h = 0,33 + 0,10$ $h = 0,43 \text{ m} \approx 0,45 \text{ m}$	<ul style="list-style-type: none"> • Boca Del Canal. $A = (B + b)(h)/2$ $0,34 \times 2 = (B + 0,30)(0,45)$ $B = 1,21 \text{ m}$

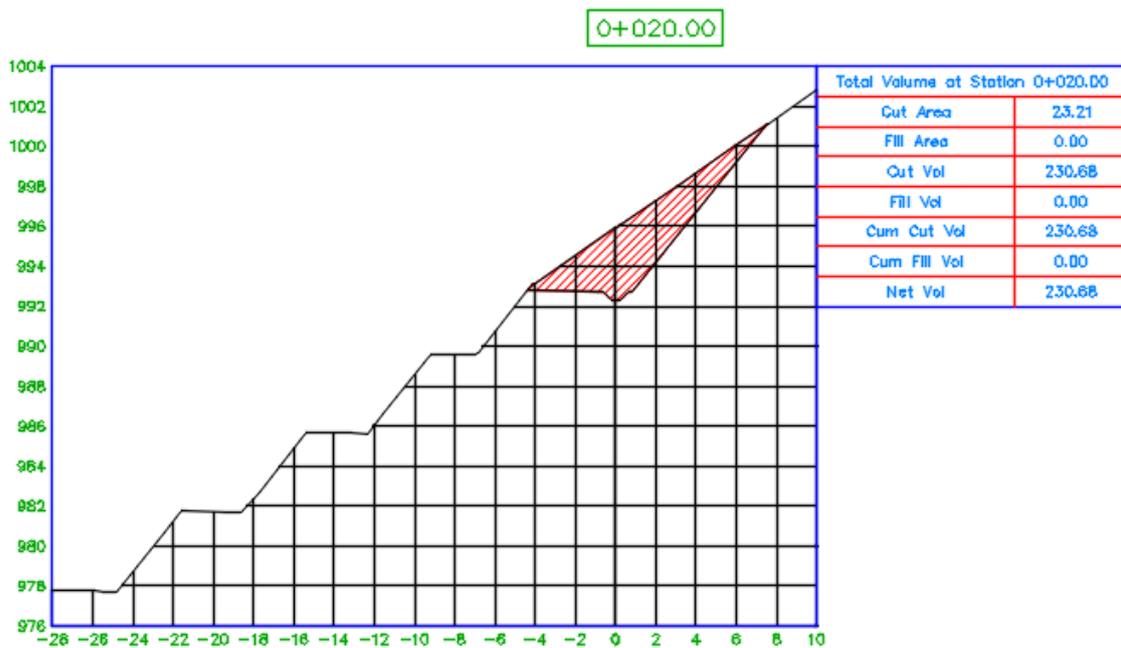
Figura 122: Diseño de cuneta de coronación.



Fuente 122: Por el autor.

El diseño que se aprecia en la Figura 122 se implementa en la rasante del alineamiento que se presenta en la Figura 121, dando como resultado las transversales que se observan a continuación:

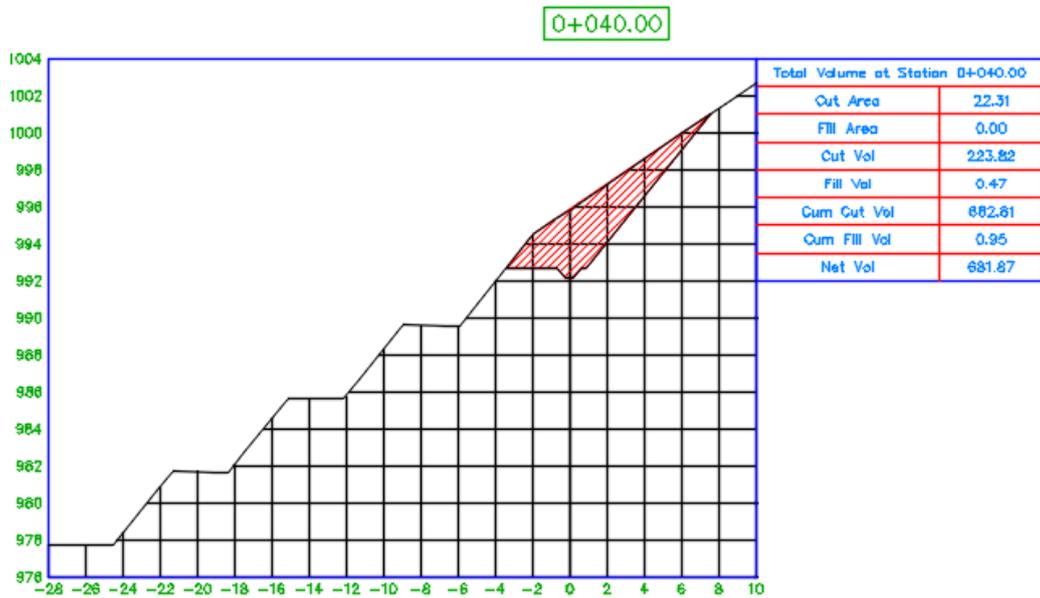
Figura 123: Perfil 1 de cuneta de coronación.



Fuente 123: Por el autor.

En el perfil 1, con una cota rasante 992,42 metros, se tiene un área de corte de 23,21 m² y un volumen de corte acumulado de 230,68 m³; en la parte baja se aprecia el trazado de la alternativa TALUD-BERMA-TALUD.

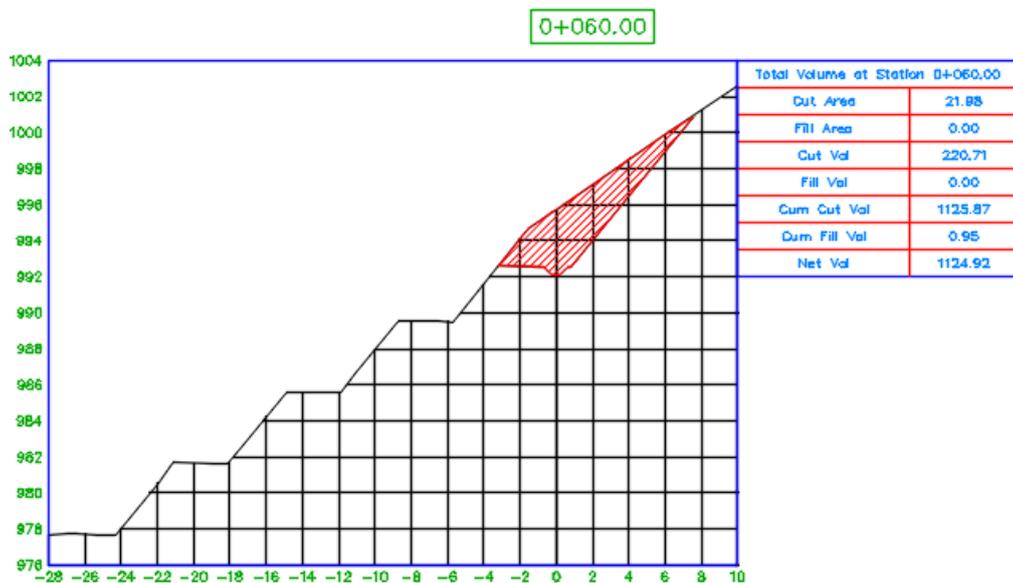
Figura 124: Perfil 2 de cuneta de coronación.



Fuente 124: Por el autor.

En el perfil 2, con una cota rasante 992,33 metros, se tiene un área de corte de 22,31 m² y un volumen de corte acumulado de 682,81 m³; en la parte baja se aprecia el trazado de la alternativa TALUD-BERMA-TALUD.

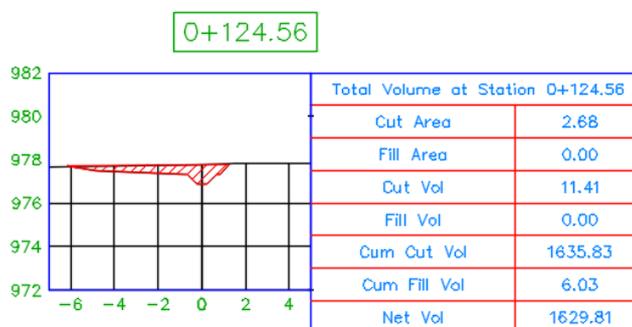
Figura 125: Perfil 3 de cuneta de coronación.



Fuente 125: Por el autor.

En el perfil 3, con una cota rasante 992,25 metros, se tiene un área de corte de 21,98 m² y un volumen de corte acumulado de 1125,87 m³; en la parte baja se aprecia el trazado de la alternativa TALUD-BERMA-TALUD.

Figura 126: Perfil 4 de cuneta de coronación.



Fuente 126: Por el autor.

En los demás perfiles se presentan características similares al último perfil, por lo tanto, en el perfil 4, con una cota rasante 977,05 metros, se tiene un área de corte de 2,68 m² y un volumen de corte acumulado de 1635,83 m³; en estas transversales no es apreciable la alternativa ya que se encuentran de la abscisa 0+080 en adelante.

4.3. Presupuesto.

La inversión planteada en este proyecto se acopla a las actividades a realizar para obtener el resultado deseado, por ello, a continuación, se detalla cada rubro a ejecutar. Los costos unitarios de mano de obra, equipo y materiales se toman de la página de Contraloría General del Estado Ecuador en su sección Reajuste de Precios y Salarios Mínimos Por Ley del presente año.

4.3.1. Rubros.

Las actividades a desarrollar en el presente proyecto se basan en las alternativas ya seleccionadas, como son la creación de BERMAS y una CUNETETA DE CORONACIÓN que funcionara como protección para las bermas; los rubros se detallan en la Tabla 27 mostrada a continuación:

Tabla 27: Rubros a ejecutar.

Nº	Rubros
1	Estudio de suelos
2	Limpieza y desbroce

3	Replanteo y nivelación
4	Excavación y desalojo con maquinaria
5	Excavación de zanja a mano
6	Compactación
7	Hormigón simple
8	Protección de talud (Hidrosiembra)

Fuente de Tabla 27: Por el autor.

4.3.2. Análisis de precios unitarios.

Para el análisis de precios unitarios se tiene presente los costos indirectos y los costos directos los cuales se establecen por medio del precio/unidad de medida de cada rubro.

4.3.2.1. Costos indirectos.

La implementación de los costos indirectos en este proyecto es necesaria ya que influyen directamente con la obra de instrucción; los costos directos se presentan en la Tabla 28:

Tabla 28: Costos indirectos de la construcción.

Administración Central		5,0 %
Sueldos, salarios y prestaciones del personal de las oficinas centrales	2,0 %	
Depreciaciones, mantenimiento y rentas	1,0 %	
Gastos de oficina y promoción	1,0 %	
Fianzas	1,0 %	
Administración de Campo		0,5 %
Sueldos de residentes, contadores, almacenistas, choferes, etc.	0,2 %	
Gastos de oficina de campo	0,2 %	
Instalaciones	0,1 %	
Imprevistos		0,3 %
Probabilidades de ocurrencia	0,3 %	
Impuestos y Obligaciones		1,3 %
Ley del escalafón de los Ingenieros Civiles	0,1 %	
Contraloría General del Estado	0,1 %	
Retención de los Colegios de Ingenieros Civiles	0,1 %	

Impuestos la Renta	1,0 %	
Utilidades		5,0 %
Utilidades Netas	5,0 %	
FISCALIZACIÓN		0,05
Total Costos Indirectos		17,1 %

Fuente de Tabla 28: Por el autor.

4.3.2.2. *Costos directos.*

En el análisis de precios unitarios se considera como costos directos los siguientes puntos:

- Equipo.
- Mano de obra.
- Materiales.
- Transporte.

El desglose del análisis de precios unitarios se presenta a detalle en el Anexo 4.

4.3.3. **Presupuesto y cantidades de obra.**

En esta sección se presenta un resumen de la memoria de cálculo, donde se detalla las cantidades de obra, y el resumen de los precios unitarios de cada rubro; el producto de la cantidad por el precio unitario es el precio total de cada actividad.

Tabla 29: Presupuesto y cantidad de obra.

Nº	Rubros	U	Cantidad	Precio Unitario	Total	Porcentaje
1	Estudio de suelos	m	4,50	\$ 289,25	\$ 1.301,63	3,48%
2	Limpieza y desbroce	m ²	3.541,13	\$ 0,13	\$ 455,94	1,22%
3	Replanteo y nivelación	m ²	3.541,13	\$ 1,84	\$ 6.515,68	17,41%
4	Excavación y desalojo con maquinaria	m ³	4.744,53	\$ 3,63	\$ 17.222,63	46,02%
5	Excavación de zanja a mano	m ³	49,82	\$ 9,01	\$ 448,91	1,20%

6	Compactación	m ²	53,56	\$ 2,05	\$ 109,80	0,29%
7	Hormigón simple	m ³	38,61	\$ 93,44	\$ 3.608,05	9,64%
8	Protección de talud (Hidrosiembra)	m ²	2.495,25	\$ 3,11	\$ 7.760,23	20,74%
Total Presupuesto					\$ 37.422,87	100,00%

Fuente de Tabla 29: Por el autor.

4.4. Programación de obra.

La duración de la construcción de las dos alternativas se presenta detallada a continuación, basándose en los rendimientos ya utilizados en el análisis de precios unitarios.

4.4.1. Duraciones.

El cálculo de las duraciones en horas considera la cantidad de obra, el rendimiento considerado como una cantidad en unidad de medida realizada en una hora y un número de grupo que es establecido por la experiencia de quien se encarga de la programación de obra; para la conversión de horas a días se considera las horas óptimamente laboradas por la mano de obra, para este caso se utiliza 5 horas óptimas laboradas por un día calendario.

Tabla 30: Duraciones de cada rubro.

ITEM	RUBROS- DESCRIPCIÓN	U	CANT.	REND.	# GRUPO	DUR. (h)	DUR. (d)
OBRAS PRELIMINARES							
1	Estudio de suelos	m	4,50	1,00	<u>1,50</u>	3,00	1
2	Limpieza y desbroce	m ²	3541,1 3	180,00	<u>1,50</u>	13,12	3
REPLANTEO							
3	Replanteo y nivelación	m ²	3541,1 3	25,00	<u>0,69</u>	206,78	41
EXCAVACIÓN Y COMPACTACIÓN.							
4	Excavación y desalojo con maquinaria	m ³	4744,5 3	25,00	<u>1,00</u>	189,78	38
5	Excavación de zanja a mano	m ³	49,82	2,50	<u>0,70</u>	28,47	6

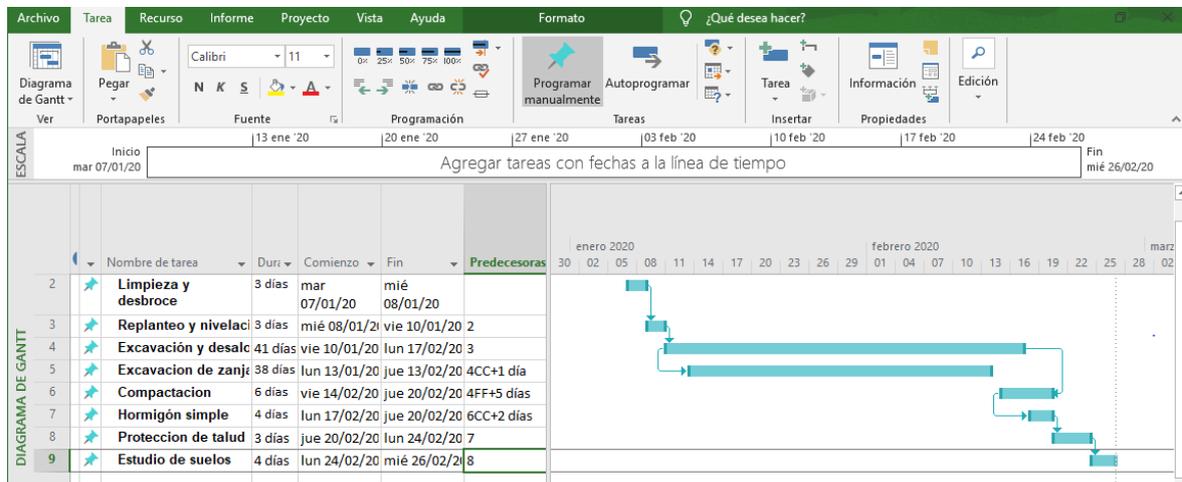
6	Compactación	m ²	53,56	10,00	<u>0,30</u>	17,85	4
HORMIGÓN ARMADO							
7	Hormigón simple	m ³	38,61	4,00	<u>0,70</u>	13,79	3
OBRA DE PROTECCIÓN							
8	Protección de talud (Hidrosiembra)	m ²	2495,2 5	120,00	<u>1,00</u>	20,79	4
Horas laboradas en día calendario: (22*8/30)*0,852 =			5,00				262

Fuente de Tabla 30: Por el autor.

4.4.2. Tabla IMP-TMP.

El cálculo del tiempo de iniciación más próximo y del tiempo más próximo se implementará la obtención de las predecesoras por medio del software PROJECT y así conseguir las fechas de comienzo de cada actividad para la obtención del tiempo de iniciación más próximo; luego la suma de la duración con el tiempo de iniciación más próximo da como resultado el tiempo más próximo.

Figura 127: Obtención de duración en Project.



Fuente 127: Por el autor.

Tabla 31: Tabla IMP-TMP.

ÍTEM	RUBROS- DESCRIPCIÓN	DUR. (d)	N. TAREA PROJECT	PREDECESORA	COMIENZO	IMP	TMP
OBRAS PRELIMINARES							
1	Estudio de suelos	3	1	0	07/01/2020	0	3
2	Limpieza y desbroce	3	2	1	10/01/2020	3	6
REPLANTEO							
3	Replanteo y nivelación	41	3	2	13/01/2020	6	47
EXCAVACIÓN Y COMPACTACIÓN.							
4	Excavación y desalojo con maquinaria	38	4	3CC+1 día	14/01/2020	7	45
5	Excavación de zanja a mano	6	5	3FF+5	21/02/2020	45	51
6	Compactación	4	6	5CC+2 días	23/02/2020	47	51
HORMIGÓN ARMADO							
7	Hormigón simple	3	7	6	27/02/2020	51	54
OBRA DE PROTECCIÓN							
8	Protección de talud (Hidrosiembra)	4	8	7	01/03/2020	54	58

Fuente de Tabla 31: Por el autor.

Las barras IMP-TMP se muestran en el Anexo 5.

4.4.3. Cronograma valorado de trabajo.

El cronograma valorado de trabajo presenta el avance de la obra por cada mes y los costos con respecto a la duración establecida por cada rubro; de acuerdo a las duraciones de cada actividad y la obtención de las predecesoras se determina una duración de 58 días, los cuales se representan en una curva, denominada curva de inversión, que se utiliza en cada periodo de ejecución de la obra. La tabla de cronograma valorado de trabajo se presenta en el Anexo 6.

4.4.4. Cronograma de avance físico.

Este cronograma es la forma de evidenciar las duraciones de los rubros que se elaboran en la obra. Al igual que en el cronograma valorado de trabajo se representa gráficamente la curva de avance físico. La tabla de cronograma de avance físico se presenta en el Anexo 7.

4.4.5. Cronograma de utilización de mano de obra.

Representa la obtención del costo de mano de obra basado en el personal utilizado en la obra y el número de grupo de cada rubro. La tabla de cronograma de utilización de mano de obra se muestra en el Anexo 8.

4.4.6. Cronograma de utilización de equipo.

Representa la obtención del costo de utilización de equipo basado en el equipo utilizado en la obra y el número de grupo de cada rubro. La tabla de cronograma de utilización de equipo se muestra en el Anexo 9.

4.4.7. Cronograma de utilización de materiales.

Representa la obtención del costo de utilización de materiales implementados en la obra en cada periodo incorporado en el cuadro; se realiza el cálculo por cada material utilizado en toda la ejecución de la obra. La tabla de cronograma de utilización de materiales se muestra en el Anexo 10.

4.4.8. Comprobación.

Para la comprobación se suma el valor total del cronograma de utilización de mano de obra, de equipo, de materiales y adicionalmente el de herramienta menor de cada rubro da como resultado \$37.422,12 como valor programado y se tiene un valor de presupuesto inicial de \$37.422,87; la diferencia del valor programado con el valor del presupuesto inicial es de \$0,75.

5. CONCLUSIONES

- Mediante la revisión bibliográfica en libros, tesis, revistas y artículos científicos sobre la problemática presentada se profundizó tres alternativas de estabilidad de taludes, como son: estabilización de taludes con material reciclable (llantas), muro de contención y bermas. El análisis de alternativas donde se consideró la mayor cantidad de factores que intervienen en el estudio, dio como resultado la última alternativa, que corresponde a la construcción de Bermas, ya que su metodología constructiva es viable para la implementación en las condiciones actuales en las que se encuentra la zona, su gasto es relativamente económico con respecto a las demás alternativas.
- Se realizó la visita al Cerro de Pata Grande y al Hospital Básico Luis Moscoso Zambrano y se elaboró los ensayos de suelos correspondientes; para el ensayo de compresión simple en la muestra 1 se obtuvo una cohesión de 40 KPa, un ángulo de fricción de 79° y un peso específico de $18,05 \text{ KN/m}^3$, en esta misma muestra para el ensayo de la obtención de los límites de Atterberg se obtuvo un límite líquido de 33,48%, un límite plástico de 29,59% y un índice de plasticidad de 3,89, logrando clasificar al suelo por medio del Ábaco de Casagrande como ML que corresponde a limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos; para el ensayo de compresión simple en la muestra 2 se obtuvo una cohesión de 232 KPa, un ángulo de fricción de 72° y un peso específico de $16,81 \text{ KN/m}^3$, en esta misma muestra para el ensayo de la obtención de los límites de Atterberg se obtuvo un límite líquido de 34,47%, un límite plástico de 28,45% y un índice de plasticidad de 6,03, logrando clasificar al suelo por medio del Ábaco de Casagrande como ML que corresponde a limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos; para el ensayo de compresión simple en la muestra 3 se obtuvo una cohesión de 108 KPa, un ángulo de fricción de 66° y un peso específico de $19,98 \text{ KN/m}^3$, en esta misma muestra para el ensayo de la obtención de los límites de Atterberg se obtuvo un límite líquido de 27,81%, un límite plástico de 22,15% y un índice de plasticidad de 5,66, logrando clasificar al suelo por medio del Ábaco de Casagrande como ML que corresponde a limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos. La variación de las características geotécnicas se presenta debido a que en la zona inferior del talud se encuentra con

mayor vegetación, por ende el suelo es más compacto a diferencia del suelo que se encuentra en la parte superior que contiene menor compactación.

- De acuerdo a los estudios realizados se concluyó que es un talud estable y que la alternativa más factible es la construcción de bermas, por ende el problema presentado en esta zona es la erosión producida por las fuertes precipitaciones de la parte alta de El Oro; para la construcción de bermas se requiere del talud de diseño el cual se estableció por la Tabla 3 del Departamento de Carreteras del Japón que propone una pendiente de 0.8H:1V a 1.2H:1V para suelos cohesivos, para este proyecto se utilizó la mayor inclinación que es de 0.8H:1V con un alto de 4 m y una berma de 3 m con una pendiente del 2% para asegurar que no se produzcan estancamientos de aguas lluvias. Las bermas requieren una protección adicional por lo que se implementó un rubro de hidrosiembra sobre la superficie de las bermas ya construidas con semillas de vetiver y la construcción de una cuneta de coronación en la parte alta de las bermas la cual cumplirá la función de protección de las escorrentías superficiales.

6. RECOMENDACIONES

- Para la obtención de resultados más cercanos a la realidad se recomienda realizar estudios de suelos más sofisticados que den como finalidad datos más detallados de los materiales existentes en el sitio; el ensayo de penetración estándar es uno de los más utilizados y se recomienda por su sencillez, rapidez y economía el cual dará como resultado la estratigrafía del suelo con las características del mismo a cada estrato hasta una determinada profundidad.
- Para un cálculo de volumen de corte más exacto se recomienda realizar un levantamiento topográfico por medio de equipos geodésicos, con lo cual se obtendrá una superficie digital más exacta y cercana a la realidad en el software Civil 3D.
- Se recomienda seguir las normas indicadas por el país donde se va a realizar la obra y así mismo consultar con profesionales con experiencia en el área para tener bases y fundamentos de obras ya realizadas que se encuentran en correcta funcionalidad.
- Que las autoridades municipales que apliquen los estudios necesarios para implementar este tipo de alternativas, nombradas en el presente proyecto, a problemas de inestabilidad de taludes en la parte alta de El Oro.
- Realizar el mantenimiento correspondiente a la siembra con el fin de obtener los resultados óptimos, de la misma forma realizar el mantenimiento de la cuneta de coronación con el propósito de evitar estancamiento de sedimentos y así garantizar la funcionalidad de las dos obras implantadas en la zona.

7. BIBLIOGRAFÍA

- [1] M. Ramírez y E. Sanchez, «Manejo del riesgo que generan los taludes que la quebrada la seca, del municipio de envigado,» *Cuaderno Activa*, nº 6, pp. 109-121, 2014.
- [2] J. Barón y L. Sánchez, «Viabilidad de muros de llantas para la estabilización de taludes en el barrio la capilla – soacha cundinamarca,» Bogotá, 2014.
- [3] M. Castro, «Modelo de aplicación tecnológico para estabilización de taludes y su incidencia en la disminución de los accidentes de tránsito en la vía intercantonal Ambato-Píllaro,» Ambato, 2015.
- [4] R. Avelino, «Análisis y diseño estructural de un muro de contención de hormigón armado en cerramiento perimetral, lado oeste del hospital de monte Sinaí,» Guayaquil, 2016.
- [5] E. Montenegro y D. Tipán, «Alternativas de estabilización del talud ubicado en el kilómetro 6+479 del proyecto de ampliación de la av. Simón Bolívar, tramo panamericana norte – Tajamar.,» QUITO, 2016.
- [6] C. Sanhueza y L. Rodríguez, «Análisis comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales,» *Revista De La Construcción*, vol. 12, nº 1, pp. 17-29, 2013.
- [7] L. Betún y G. Quishpe, «Análisis de alternativas para la estabilidad del talud con el programa geo-slope en el sector El Prado Cantón Piñas, provincia de El Oro,» Quito, 2016.
- [8] S. Guevara, «Estudio constructivo de la estabilización de taludes con hormigón lanzado, malla electrosoldada y pernos de anclaje, caso: estribo izquierdo de la presa, del proyecto hidroeléctrico minas San Francisco,» Machala, 2015.
- [9] F. Macas, «Diario EL UNIVERSO,» 26 Febrero 2013. [En línea]. Available: <https://www.eluniverso.com/2013/02/26/1/1447/inundaciones-deslaves-intensas-lluvias-pinas.html>.

- [10] Redacción, «Diario EL TELÉGRAFO,» 05 Marzo 2013. [En línea]. Available: <https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/regional/1/veinte-casas-en-pinas-en-riesgo-de-colapsar>.
- [11] Redacción, «Diario OPINIÓN,» 18 Marzo 2019. [En línea]. Available: https://issuu.com/opinion_digital/docs/impreso_18_03_19.
- [12] E. Aristizabal, J. Vélez y H. Martínez, «Influencia de la lluvia antecedente y la conductividad hidráulica en la ocurrencia de deslizamientos detonados por lluvias utilizando el modelo shia_landslide,» *Revista EIA*, vol. 13, n° 26, pp. 31-46, 2016.
- [13] Redacción, «Televisora ECUAVISA,» 18 Marzo 2017. [En línea]. Available: <https://www.ecuavisa.com/articulo/noticias/actualidad/252336-mas-15-deslaves-intensa-lluvia-pinas-provincia-oro>.
- [14] E. Paucar, «Diario EL COMERCIO,» 20 Marzo 2017. [En línea]. Available: <https://www.elcomercio.com/actualidad/deslave-lluvias-ecuador-eloro-pinas.html>.
- [15] F. Macas, «Diario EL UNIVERSO,» 19 Marzo 2019. [En línea]. Available: <https://www.eluniverso.com/noticias/2019/03/19/nota/7240991/intensa-lluvia-deja-inundaciones-deslaves-vias-provincia-oro>.
- [16] M. d. o. p. y. comunicaciones, «Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes,» Quito, 2002.
- [17] W. Fernández, S. Villalobos y R. King, «Evaluación probabilística de la estabilidad de taludes en suelos residuales de granito completamente descompuesto,» *Revista ingeniería de construcción*, vol. 33, n° 1, pp. 5-14, 2018.
- [18] R. Marín y J. Osorio, «Modelación de la contribución arbórea en análisis de susceptibilidad a deslizamientos superficiales,» *Revista EIA*, vol. 14, n° 28, pp. 13-28, 2017.
- [19] W. Sánchez, E. García y C. Vega, «Análisis numérico del proceso de infiltración de agua y localización de deformación en suelos parcialmente saturados,» *Revista EIA*, vol. 13, n° 25, pp. 53-68, 2016.

- [20] O. Ormaetxea, J. Barroso y A. Sáenz, «Caracterización geomorfológica y análisis de la evolución del deslizamiento rotacional de Andoin, Sierra de Entzia (País Vasco),» *Cuaternario y geomorfología: Revista de la Sociedad Española de Geomorfología y Asociación Española para el Estudio del Cuaternario*, vol. 31, nº 3-4, pp. 7-26, 2017.
- [21] I. G. Y. M. D. España, «Manual de taludes,» España, 1987.
- [22] J. Aceves, G. Legorreta, J. Lugo, J. Umaña y H. Legorreta, «Sistemas de información geográfica y cartografía geomorfológica aplicados al inventario de deslizamientos y cartografía de susceptibilidad en la cuenca del río El Estado, Pico de Orizaba, México,» *Investigaciones geográficas*, nº 91, pp. 43-55, 2016.
- [23] G. Marques y J. Azoia, «Evaluation of the stability of a highway slope through numerical modeling,» *Dyna*, vol. 84, nº 200, pp. 121-128, 2016.
- [24] J. Suarez, Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Bucaramanga, 1998.
- [25] D. Cornforth, Landslides in practice: investigation, analysis, and remedial preventative, Hoboken ,New Jersey: John Wiley And Sons Inc, 2005.
- [26] M. Duncan, S. Wright y T. Brandon, Soil strength and slope stability, New Jersey: John Wiley and Sons, 2005, p. 297.
- [27] R. Garibay, A. Córdova, R. Ibañez, G. García, A. González, A. Salan y J. Jiménez, «Análisis de estabilidad de ladera en el Cerro del Mesón de Poza Rica, Ver,» *Revista Iberoamericana de Ciencias*, vol. 3, nº 6, pp. 66-73, 2016.
- [28] MIDUVI, «Norma ecuatoriana de la construcción - geotecnia y cimentaciones,» Quito, 2015.
- [29] S. Camacho y A. Ramos, «Indicador potencial de falla para taludes condicionados por las geoformas,» *Boletín de Ciencias de la Tierra*, nº 40, pp. 39-45, 2016.
- [30] J. Criollo y S. León, «Construcción y análisis de un modelo experimental de muro de contención, fabricado con llantas recicladas usando suelo in situ.,» Colombia, 2017.

- [31] M. D. T. Y. Comunicaciones, Manual De Carreteras: Diseño Geométrico DG – 2018, Peru, 2018.
- [32] K. E. N. Tsidzi, Geotechnical And Geological Engineering, Paises Bajos, 1997.
- [33] R. Marín, J. Guzmán, H. Martínez, E. García, J. Cadavid y P. Agudelo, «Evaluación del riesgo de deslizamientos superficiales para proyectos de infraestructura: caso de análisis en vereda El Cabuyal,» *Ingeniería y Ciencia*, vol. 14, n° 27, p. 153–177, 2018.
- [34] INEC, «Censo de Población y Vivienda,» Ecuador, 2010.
- [35] P. Rodríguez, J. Mora y Á. Briñez, «Cambios en el paisaje inducidos por dinámicas socioeconómicas: un estudio de caso cartográfico en una microcuenca del norte del Tolima (1955 a 2010),» *Luna Azul*, vol. 2, n° 42, pp. 3-14, 2016.
- [36] A. Martínez, J. Álvarez y M. Maass, «Análisis y perspectivas del estudio de los ecosistemas terrestres de México: dinámica hidrológica y flujos de nitrógeno y fósforo,» *Revista mexicana de biodiversidad*, vol. 88, pp. 27-41, 2017.
- [37] S. Orozco, A. Ramos, J. Escobar y A. Garzón, «Análisis cuantitativo en la influencia de la geomorfología en la estabilidad de taludes,» *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, vol. 16, n° 30, pp. 13-28, 2017.
- [38] F. Molina, J. Ruge y J. Camacho, «Variabilidad espacial un suelo arcilloso del sector Sabana Centro para la confiabilidad de asentamientos por consolidación primaria: caso de estudio Campus Nueva Granada,» *Ingeniería y Ciencia*, vol. 14, n° 27, pp. 179-206, 2018.
- [39] S. Huaquisto, «Efecto del aceite residual de vehículos motorizados en los factores físicos mecánicos del suelo arcilloso,» *Revista Investigaciones Altoandinas*, vol. 17, n° 2, pp. 207-214, 2015.
- [40] Ó. Echeverri, «Caracterización geotécnica de los limos de la terraza del municipio de Olaya, Antioquia, Colombia,» *Boletín de Ciencias de la Tierra*, n° 39, pp. 49-56, 2016.
- [41] A. Oliva y R. Gallardo, «Evaluación del riesgo por deslizamiento de una ladera en la ciudad de Tijuana, México,» *Tecnura*, vol. 22, n° 55, pp. 34-50, 2018.

- [42] A. Ruiz, H. Jaramillo, R. Gallardo y A. Oliva, «Landslide risk assessment in slopes and hillsides. Methodology and application in a real case,» *Revista Dyna*, vol. 86, n° 208, pp. 143-152, 2019.
- [43] L. Sampaio, M. Pires, R. Cassaro, V. Silvestre, O. Pejon, J. Sígolo y V. Ferreira, «Gully erosion, land uses, water and soil dynamics: A case study of Nazareno (Minas Gerais, Brazil),» *Revista Dyna*, vol. 83, n° 199, pp. 198-206, 2016.
- [44] L. Sampaio, V. Silvestre, D. Bressiani y R. Martins, «Simulación hidrológica e hidráulica para el diseño de macrodrenaje para la gestión y recuperación de cárcavas,» *Revista Dyna*, vol. 84, n° 202, pp. 129-136, 2017.
- [45] D. Gámez, B. Pertuz, J. Daza, L. Tapia y E. Rojas, «Caracterización geotécnica y vulnerabilidad por movimientos en masas entre la vereda de Puente Quemao y el corregimiento de San Francisco de Asís, en El Copey, Cesar,» *Ingeniare*, n° 22, pp. 37-57, 2017.
- [46] L. Balcázar, K. Bâ, C. Díaz, E. Quentin y S. Minga, «Modelado de caudales diarios en una cuenca del sur del Ecuador con precipitación y temperatura estimadas por satélite,» *Agrociencia*, vol. 53, n° 4, pp. 465-486, 2019.
- [47] INAMHI, «Estudio de lluvias intensas,» Ecuador, 2015.
- [48] P. Duque, R. Cajamarca, B. Wemple y E. Delgado, «Estimación del balance hídrico de una cuenca andina tropical,» *La Granja: Revista de Ciencias de la Vida*, vol. 29, n° 1, pp. 56-69, 2019.
- [49] A. Ramírez, *Hidrología Esencial*, Monterrey: Editorial digital del tecnológico de monterrey., 2018.
- [50] A. Triviño y S. Ortiz, «Metodología para la modelación distribuida de la escorrentía superficial y la delimitación de zonas inundables en ramblas y ríos-rambla mediterráneos,» *Investigaciones Geográficas*, n° 35, pp. 67-83, 2004.
- [51] A. García, V. Ruiz, A. Setién, A. Rodríguez y L. Calleja, «Relación entre la permeabilidad teórica y experimental en suelos del entorno de Oviedo (Asturias, NW de España),» *Trabajos de geología*, n° 36, pp. 191-202, 2016.

- [52] Á. López, L. Martínez, J. Fera y J. Cruz, «Planificación del recurso hídrico en la quebrada Aguas Blancas, zona rural de Montería, Córdoba,» *Prospect*, vol. 14, nº 2, pp. 71-80, 2016.
- [53] E. Oyola, «Metodología para el cálculo de drenajes transversales tipo alcantarilla en proyectos viales,» *Repositorio Institucional Universidad de Cuenca*, p. 57, 2019.
- [54] E. Cubides y G. Santos, «Control de escorrentías urbanas mediante Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS): Pozos/Zanjas de infiltración,» *Entre Ciencia e Ingeniería*, vol. 12, nº 24, pp. 32-42, 2018.
- [55] J. Robredo, J. García, García y J, «Estimación de las intensidades máximas para el diseño y dimensionamiento de los drenajes de parques forestales urbanos. Estudio del entorno de la Ciudad Universitaria de Madrid,» *Cuadernos de la Sociedad Española de Ciencias Forestales*, vol. 1, nº 45, pp. 171-182, 2019.
- [56] Ministerio de Obras Públicas, «Normas para estudios y diseños viales,» Ecuador, 2013.

Anexo 1: Resultado de ensayos para la muestra 1.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO N° 1

PROFUNDIDAD: 1,40 m

LOCALIZACIÓN: Cerro Pata Grande-Piñas

MUESTRA N°1

COORDENADAS:

Este: 646012,6320m

Norte: 9592429,1920m

LIMITES DE CONSISTENCIA

LIMITE LIQUIDO

PRUEBA N°	CÁPSULA N°	NUMERO DE GOLPES	PESO CAP + SUELO HÚMEDO (gr)	PESO CAP + SUELO SECO (gr)	PESO DEL AGUA (gr)	PESO DE CÁPSULA (gr)	PESO DEL SUELO SECO (gr)	CONTENIDO DE HUMEDAD %
1	R59X	13	30,19	24,86	5,33	9,59	15,27	34,91
2	R187	16	30,25	24,89	5,36	9,65	15,24	35,17
3	R31A	27	30,58	25,39	5,19	9,62	15,77	32,91
4	R121	32	30,37	25,28	5,09	9,68	15,6	32,63

33,48

LIMITE PLÁSTICO

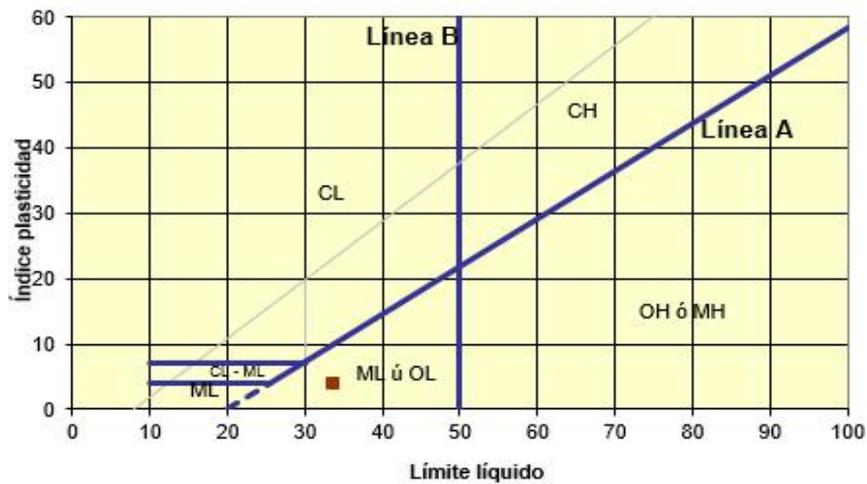
1	R19		13,46	11,94	1,52	6,63	5,31	28,63
2	R21		14,25	13,13	1,12	9,78	3,35	33,43
3	R132		17,05	15,45	1,6	9,71	5,74	27,87
4	K55		20,57	18,14	2,43	9,59	8,55	28,42

Media Aritmetica ----->

29,59

LL =	33,48
LP =	29,59
IP =	3,89

Ábaco de Casagrande



Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.)

ML limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos con alto grado de cohesión

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO N° 1

PROFUNDIDAD: 1,40 m

LOCALIZACIÓN: Cerro Pata Grande-Piñas

MUESTRA N°1

COORDENADAS:

Este: 646012,6320m

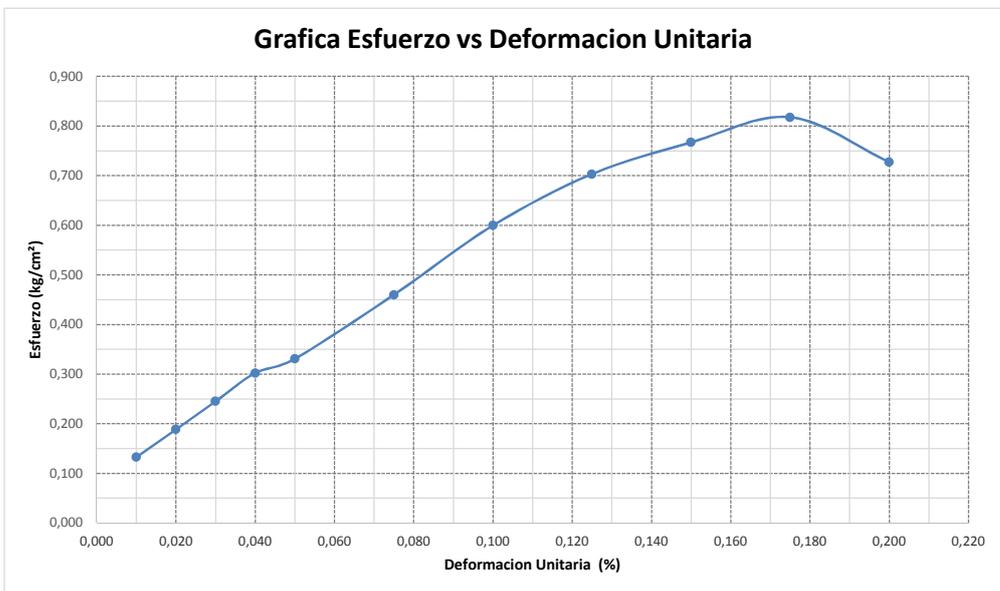
Norte: 9592429,1920m

RESISTENCIA AL CORTE

W.....	151,73 g	As.....	11,95 cm ²
Ds.....	3,90 cm	Ac.....	11,95 cm ²
Dc.....	3,90 cm	Ai.....	11,95 cm ²
DI.....	3,90 cm		
Hm.....	6,90 cm	Am= $\frac{As+4Ac+Ai}{6}$	11,95 cm ²
Cte. Anillo.....	0,136459	V.....	82,43 cm ³
	$\frac{kg}{1,E-04}$	1,84 g/cm ³

CARGA (kg)	DEFORM (plg) 1,E-03	DEFORM UNITARIA e 1,E-03	ÁREA CORREGIDA (cm ²)	ESFUERZO (kg / cm ²)
1,600	10	0,010	12,067	0,133
2,300	20	0,020	12,190	0,189
3,020	30	0,030	12,315	0,245
3,760	40	0,040	12,444	0,302
4,160	50	0,050	12,575	0,331
5,940	75	0,075	12,914	0,460
7,960	100	0,100	13,273	0,600
9,600	125	0,125	13,652	0,703
10,780	150	0,150	14,054	0,767
11,840	175	0,175	14,480	0,818
10,860	200	0,200	14,932	0,727

Esfuerzo maximo:	0,82 Kg/cm ²	
Cohesion:	0,41 Kg/cm ²	40 Kpa
Angulo de friccion:		79°
.....	1,84 g/cm ³	18,05 KN/m ³



Anexo 2: Resultado de ensayos para la muestra 2.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO N° 2

PROFUNDIDAD: 1,40 m

LOCALIZACIÓN: Cerro Pata Grande-Piñas

MUESTRA N°2

COORDENADAS:

Este: 646053,3380m

Norte: 9592618,4980m

LÍMITES DE CONSISTENCIA

LÍMITE LÍQUIDO

PRUEBA N°	CÁPSULA N°	NUMERO DE GOLPES	PESO CAP + SUELO HÚMEDO (gr)	PESO CAP + SUELO SECO (gr)	PESO DEL AGUA (gr)	PESO DE CÁPSULA (gr)	PESO DEL SUELO SECO (gr)	CONTENIDO DE HUMEDAD %
1	R117	28	30,09	24,87	5,22	9,64	15,23	34,27
2	R22	26	30,11	24,89	5,22	9,63	15,32	34,07
3	R44T	13	30,68	25,16	5,52	9,66	15,5	35,61
4	R11	21	30,91	25,4	5,51	9,73	15,67	35,16

34,47

LÍMITE PLÁSTICO

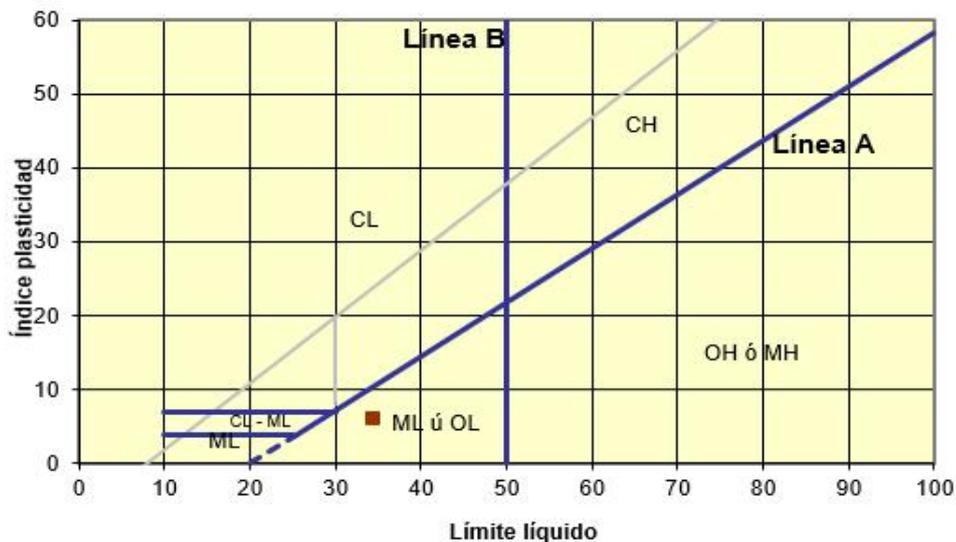
1	R62		12,5	11,21	1,29	6,66	4,55	28,35
2	R860		14,27	13,29	0,98	9,85	3,44	28,49
3	R515		15,06	13,81	1,25	9,66	4,15	30,12
4	K14		16,08	14,72	1,36	9,65	5,07	26,82

Media Aritmetica ----->

28,45

LL =	34,47
LP =	28,45
IP =	6,03

Ábaco de Casagrande



Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.)

ML limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos con alto grado de cohesión

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO N° 2
PROFUNDIDAD: 1,40 m
LOCALIZACIÓN: Cerro Pata Grande-Piñas
MUESTRA N°2

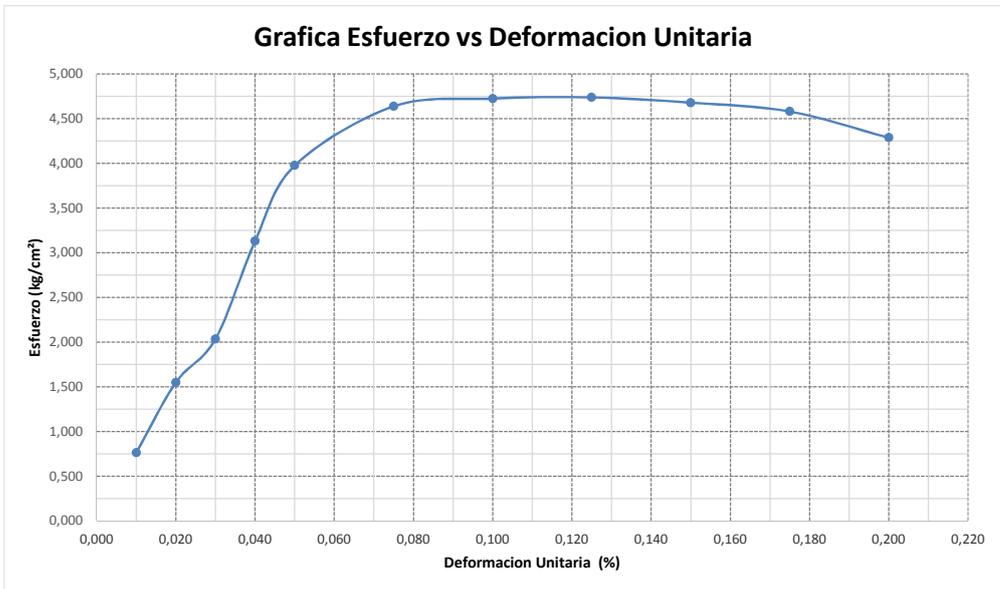
COORDENADAS:
Este: 646053,3380m
Norte: 9592618,4980m

RESISTENCIA AL CORTE

W.....	161,73 g	As.....	11,95 cm ²
Ds.....	3,90 cm	Ac.....	11,95 cm ²
Dc.....	3,90 cm	Ai.....	11,95 cm ²
DI.....	3,90 cm		
Hm.....	7,90 cm	Am= $\frac{As+4Ac+Ai}{6}$	11,95 cm ²
Cte. Anillo.....	0,136459	V.....	94,37 cm ³
	$\frac{kg}{1,E-04}$	1,71 g/cm ³

CARGA (kg)	DEFORM (plg) 1,E-03	DEFORM UNITARIA e 1,E-03	ÁREA CORREGIDA (cm ²)	ESFUERZO (kg / cm ²)
9,200	10	0,010	12,067	0,762
18,880	20	0,020	12,190	1,549
25,060	30	0,030	12,315	2,035
38,940	40	0,040	12,444	3,129
49,980	50	0,050	12,575	3,975
59,880	75	0,075	12,914	4,637
62,700	100	0,100	13,273	4,724
64,680	125	0,125	13,652	4,738
65,740	150	0,150	14,054	4,678
66,300	175	0,175	14,480	4,579
64,000	200	0,200	14,932	4,286

Esfuerzo maximo:	4,74 Kg/cm ²	
Cohesion:	2,37 Kg/cm ²	232 Kpa
Angulo de friccion:		72°
.....	1,71 g/cm ³	16,81 KN/m ³



Anexo 3: Resultado de ensayos para la muestra 3.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO N° 3

PROFUNDIDAD: 1,40 m

LOCALIZACIÓN: Cerro Pata Grande-Piñas

MUESTRA N°3

COORDENADAS:

Este: 646119,1490m

Norte: 9592808,1240m

LÍMITES DE CONSISTENCIA

LÍMITE LÍQUIDO

PRUEBA N°	CÁPSULA N°	NUMERO DE GOLPES	PESO CAP + SUELO HÚMEDO (gr)	PESO CAP + SUELO SECO (gr)	PESO DEL AGUA (gr)	PESO DE CÁPSULA (gr)	PESO DEL SUELO SECO (gr)	CONTENIDO DE HUMEDAD %
1	R24J	30	30,15	25,09	5,06	6,61	18,48	27,38
2	R10X	12	30,83	25,41	5,42	6,58	15,32	35,38
3	R19Y	14	30,87	26,26	4,61	9,61	16,65	27,69
4	R70	28	30,6	26,3	4,3	9,74	16,56	25,97

27,81

LÍMITE PLÁSTICO

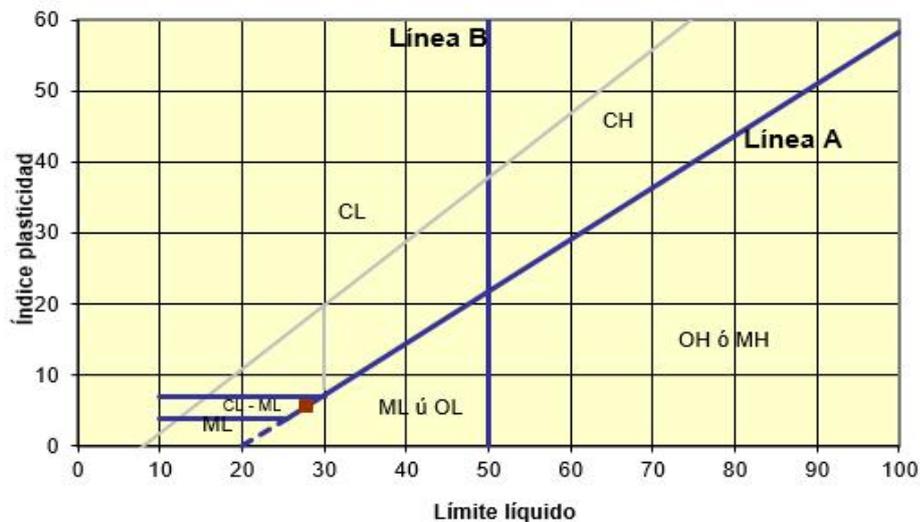
1	R77		12,24	11,8	0,44	9,67	2,13	20,66
2	R68		14,14	13,42	0,72	9,81	3,61	19,94
3	R119		17,27	15,77	1,5	9,52	6,25	24,00
4	X50		17,85	16,28	1,57	9,74	6,54	24,01

Media Aritmetica ----->

22,15

LL =	27,81
LP =	22,15
IP =	5,66

Ábaco de Casagrande



Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.)

ML limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos con alto grado de cohesión

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO N° 3
PROFUNDIDAD: 1,40 m
LOCALIZACIÓN: Cerro Pata Grande-Piñas
MUESTRA N°3

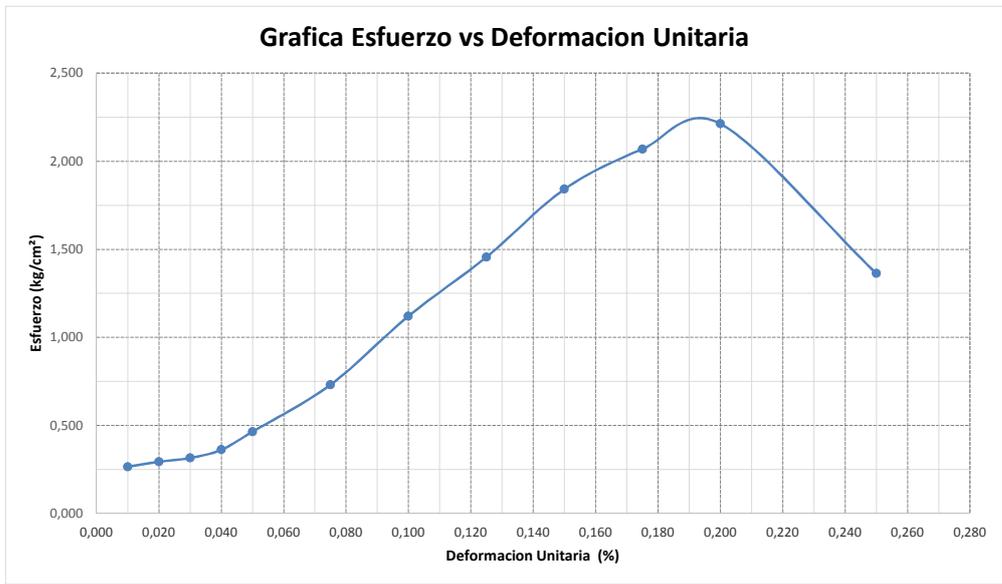
COORDENADAS:
Este: 646119,1490m
Norte: 9592808,1240m

RESISTENCIA AL CORTE

W.....	175,68 g	As.....	11,95 cm ²
Ds.....	3,90 cm	Ac.....	11,95 cm ²
Dc.....	3,90 cm	Ai.....	11,95 cm ²
DI.....	3,90 cm		
Hm.....	7,60 cm	Am= $\frac{As+4Ac+Ai}{6}$	11,95 cm ²
Cte. Anillo.....	0,136459	V.....	90,79 cm ³
	$\frac{kg}{1,E-04}$	1,94 g/cm ³

CARGA (kg)	DEFORM (plg) 1,E-03	DEFORM UNITARIA e 1,E-03	ÁREA CORREGIDA (cm ²)	ESFUERZO (kg / cm ²)
3,200	10	0,010	12,067	0,265
3,580	20	0,020	12,190	0,294
3,880	30	0,030	12,315	0,315
4,500	40	0,040	12,444	0,362
5,840	50	0,050	12,575	0,464
9,440	75	0,075	12,914	0,731
14,880	100	0,100	13,273	1,121
19,880	125	0,125	13,652	1,456
25,880	150	0,150	14,054	1,841
29,960	175	0,175	14,480	2,069
33,040	200	0,200	14,932	2,213
21,700	250	0,250	15,928	1,362

Esfuerzo maximo:	2,21 Kg/cm ²	
Cohesion:	1,11 Kg/cm ²	108 Kpa
Angulo de friccion:		66°
.....	1,94 g/cm ³	18,98 KN/m ³



Anexo 4: Análisis de Precios Unitarios.

Análisis de Precios Unitarios					
Construcción de BERMAS y CUNETA DE CORONACION					
Proponente	Ing. Bryan Oswaldo Marin Aguilar			Unidad	m
Código				Item	1 de 8
Rubro	Estudio de suelos			Rendimiento	1,00 m / hora
Detalle	Trabajo realizado a mano				

A. Equipo

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C = A x B	Costo Unitario D = C / R
Herramienta menor		5% Parcial B		0,40
Posteadora manual	1	0,25	0,25	0,25
Laboratorio Suelos	1	238,45	238,45	238,45
Parcial A				\$ 239,10

B. Mano de Obra

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora	Costo Unitario
			C = A x B	D = C / R
MAESTRO MAYOR	1	4,01	4,01	4,01
Laboratorista	1	4,01	4,01	4,01
Parcial B				\$ 8,02

C. Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad A	Precio B	Costo Unitario C = A x B
Parcial C				\$ -

D. Transporte

Descripción	Volumen A	Distancia B	Tarifa C	Costo Unitario D = A x B x C
Parcial D				\$ -

Total Costos Directos		247,12
Costos Indirectos	17,1 %	42,13
Otros Costos Indirectos		
Total Estudio de suelos		\$ 289,25
Valor Propuesto		\$ 289,25

Análisis de Precios Unitarios

Construcción de BERMAS y CUNETA DE CORONACION

Proponente	Ing. Bryan Oswaldo Marin Aguilar	Unidad	m ²	
Código		Item	2	de 8
Rubro	Limpieza y desbroce	Rendimiento	180,00	m ² / hora
Detalle	<i>Trabajo realizado a mano</i>			

A. Equipo

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C = A x B	Costo Unitario D = C / R
Herramienta menor		5% Parcial B		0,01
			Parcial A	\$ 0,01

B. Mano de Obra

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C = A x B	Costo Unitario D = C / R
PEON	4	3,58	14,32	0,08
MAESTRO MAYOR	1	4,01	4,01	0,02
			Parcial B	\$ 0,10

C. Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad A	Precio B	Costo Unitario C = A x B
			Parcial C	\$ -

D. Transporte

Descripción	Volumen A	Distancia B	Tarifa C	Costo Unitario D = A x B x C
			Parcial D	\$ -

Total Costos Directos		0,11
Costos Indirectos	17,1 %	0,02
Otros Costos Indirectos		
Total Limpieza y desbroce		\$ 0,13
Valor Propuesto		\$ 0,13

Análisis de Precios Unitarios

Construcción de BERMAS y CUNETA DE CORONACION

Proponente	Ing. Bryan Oswaldo Marin Aguilar	Unidad	m ²	
Código		Item	3	de 8
Rubro	Replanteo y nivelacion	Rendimiento	10,00	m ² / hora
Detalle	Aparatos de precisión			

A. Equipo

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C = A x B	Costo Unitario D = C / R
Equipo Topográfico	1	3,75	3,75	0,38
Herramienta menor		5% Parcial B		0,06
Parcial A				\$ 0,44

B. Mano de Obra

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C = A x B	Costo Unitario D = C / R
TOPOGRAFO	1	4,01	4,01	0,40
CADENERO	2	3,62	7,24	0,72
Parcial B				\$ 1,12

C. Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad A	Precio B	Costo Unitario C = A x B
Cuartones	m	0,01	0,40	0,01
Tiras	m	0,01	0,30	0,002
Clavos de 2½"	kg	0,00	0,72	0,000
Tiza	lb	0,00	0,20	0,000
Parcial C				\$ 0,01

D. Transporte

Descripción	Volumen A	Distancia B	Tarifa C	Costo Unitario D = A x B x C
Parcial D				\$ -

Total Costos Directos		1,57
Costos Indirectos	17,1 %	0,27
Otros Costos Indirectos		
Total Replanteo y nivelacion		\$ 1,84
Valor Propuesto		\$ 1,84

Análisis de Precios Unitarios

Construcción de BERMAS y CUNETA DE CORONACION

Proponente	Ing. Bryan Oswaldo Marin Aguilar	Unidad	m ³	
Código		Item	4	de 8
Rubro	Excavación y desalojo con maquinaria	Rendimiento	25,00	m ³ / hora
Detalle	Trabajo realizado con retroexcavadora			

A. Equipo

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C = A x B	Costo Unitario D = C / R
Retroexcavadora 95 HP	1	30,00	30,00	1,20
Volquete de 8 m ³	1	30,00	30,00	1,20
Herramienta menor		5% Parcial B		0,03
Parcial A				\$ 2,43

B. Mano de Obra

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora	Costo Unitario
			C = A x B	D = C / R
OPERADOR EQUIPO PESADO	1	4,01	4,01	0,16
Chofer	1	5,26	5,26	0,21
MECANICO DE EQUIPO LIVIANO	1	3,62	3,62	0,14
OPERADOR EQUIPO PESADO 2	1	4,01	4,01	0,16
Parcial B				\$ 0,67

C. Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad A	Precio B	Costo Unitario C = A x B
Parcial C				\$ -

D. Transporte

Descripción	Volumen A	Distancia B	Tarifa C	Costo Unitario D = A x B x C
Parcial D				\$ -

Total Costos Directos		3,10
Costos Indirectos	17,1 %	0,53
Otros Costos Indirectos		
Total Excavación y desalojo con maquinaria	\$	3,63
Valor Propuesto	\$	3,63

Análisis de Precios Unitarios

Construcción de BERMAS y CUNETA DE CORONACION

Proponente	Ing. Bryan Oswaldo Marin Aguilar	Unidad	m ³	
Código		Item	5	de 8
Rubro	Excavacion de zanja a mano	Rendimiento	2,50	m ³ / hora
Detalle				

A. Equipo

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C = A x B	Costo Unitario D = C / R
Herramienta menor		5% Parcial B		0,37
			Parcial A	\$ 0,37

B. Mano de Obra

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C = A x B	Costo Unitario D = C / R
MAESTRO MAYOR	1	4,01	4,01	1,60
PEON	4	3,58	14,32	5,73
			Parcial B	\$ 7,33

C. Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad A	Precio B	Costo Unitario C = A x B
			Parcial C	\$ -

D. Transporte

Descripción	Volumen A	Distancia B	Tarifa C	Costo Unitario D = A x B x C
			Parcial D	\$ -

Total Costos Directos		7,70
Costos Indirectos	17,1 %	1,31
Otros Costos Indirectos		
Total Excavacion de zanja a mano		\$ 9,01
Valor Propuesto		\$ 9,01

Análisis de Precios Unitarios

Construcción de BERMAS y CUNETA DE CORONACION

Proponente	Ing. Bryan Oswaldo Marin Aguilar	Unidad	m ²	
Código		Item	6	de 8
Rubro	Compactacion	Rendimiento	10,00	m ² / hora
Detalle				

A. Equipo

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C = A x B	Costo Unitario D = C / R
Herramienta menor		5% Parcial B		0,07
Compactador semipesado manual	1	2,00	2,00	0,20
			Parcial A	\$ 0,27

B. Mano de Obra

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C = A x B	Costo Unitario D = C / R
MAESTRO MAYOR	1	4,01	4,01	0,40
ALBAÑIL	1	3,62	3,62	0,36
PEON	2	3,58	7,16	0,72
			Parcial B	\$ 1,48

C. Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad A	Precio B	Costo Unitario C = A x B
*				
			Parcial C	\$ -

D. Transporte

Descripción	Volumen A	Distancia B	Tarifa C	Costo Unitario D = A x B x C
			Parcial D	\$ -

Total Costos Directos		1,75
Costos Indirectos	17,1 %	0,30
Otros Costos Indirectos		
Total Compactacion		\$ 2,05
Valor Propuesto		\$ 2,05

Análisis de Precios Unitarios

Construcción de BERMAS y CUNETA DE CORONACION

Proponente	Ing. Bryan Oswaldo Marin Aguilar	Unidad	m ³	
Código		Item	7	de 8
Rubro	Hormigón simple	Rendimiento	4,00	m ³ / hora
Detalle	<i>f_c = 210 kg/cm²</i>			

A. Equipo

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C = A x B	Costo Unitario D = C / R
Concretera	1	3,13	3,13	0,78
Herramienta menor		5% Parcial B		0,63
			Parcial A	\$ 1,41

B. Mano de Obra

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C = A x B	Costo Unitario D = C / R
MAESTRO MAYOR	1	4,01	4,01	1,00
ALBAÑIL	2	3,62	7,24	1,81
OPERADOR EQUIPO LIVIANO	1	3,62	3,62	0,91
PEON	10	3,58	35,80	8,95
			Parcial B	\$ 12,67

C. Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad A	Precio B	Costo Unitario C = A x B
Cemento	Saco	7,21	6,35	45,78
Ripio	m ³	0,55	22,00	12,100
Arena Gruesa	m ³	0,95	7,00	6,650
Agua	m ³	0,22	1,08	0,240
Cuartones	m	0,43	0,40	0,17
Tablas	m	0,55	0,75	0,41
Tiras	m	0,66	0,30	0,20
Clavos de 2½"	kg	0,28	0,72	0,20
			Parcial C	\$ 65,75

D. Transporte

Descripción	Volumen A	Distancia B	Tarifa C	Costo Unitario D = A x B x C
			Parcial D	\$ -

Total Costos Directos		79,83
Costos Indirectos	17,1 %	13,61
Otros Costos Indirectos		
Total Hormigón simple		\$ 93,44
Valor Propuesto		\$ 93,44

Análisis de Precios Unitarios

Construcción de BERMAS y CUNETA DE CORONACION

Proponente	Ing. Bryan Oswaldo Marin Aguilar	Unidad	m ²	
Código		Item	8	de 8
Rubro	Proteccion de talud (Hidrosiembra)	Rendimiento	120,00	m ² / hora
Detalle				

A. Equipo

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C = A x B	Costo Unitario D = C / R
Equipo a presión para hidrosiembra Herramienta menor	1	36,00 5% Parcial B	36,00	0,30 0,01
Parcial A			\$	0,31

B. Mano de Obra

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C = A x B	Costo Unitario D = C / R
MAESTRO MAYOR	1	4,01	4,01	0,03
ALBAÑIL	1	3,62	3,62	0,03
PEON	2	3,58	7,16	0,06
Parcial B			\$	0,12

C. Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad A	Precio B	Costo Unitario C = A x B
Tierra abonada	m ³	0,01	3,20	0,03
Semillas para hidrosiembra	kg	0,05	5,65	0,280
Fertilizantes e insecticidas	kg	0,02	8,81	0,180
Agua	m ³	0,20	1,08	0,220
Polímeros sintéticos absorbente para	kg	0,00	8,93	0,04
Biomantas degradables (BioMac CC4	m ²	0,50	2,96	1,48
Parcial C			\$	2,23

D. Transporte

Descripción	Volumen A	Distancia B	Tarifa C	Costo Unitario D = A x B x C
Parcial D				

Total Costos Directos		2,66
Costos Indirectos	17,1 %	0,45
Otros Costos Indirectos		
Total Proteccion de talud (Hidrosiembra)	\$	3,11
Valor Propuesto	\$	3,11

Anexo 5: Diagrama de barras IMP-TMP.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
DIAGRAMA DE BARRAS IMP-TMP

OBRA: Construcción de BERMAS y CUNETA DE CORONACION
PROPONENTE: BRYAN OSWALDO MARIN AGUILAR

ITEM	RUBROS-DESCRIPCION	IMP	TMP	30	60
OBRAS PRELIMINARES					
1	Estudio de suelos	0	3	0 3	
2	Limpieza y desbroce	3	6	3 6	
REPLANTEO					
3	Replanteo y nivelacion	6	47	6 47	47
EXCAVACION Y COMPACTACION.					
4	Excavación y desalojo con maquinaria	7	45	7 45	45
5	Excavacion de zanja a mano	45	51	45 51	51
6	Compactacion	47	51	47 51	51
HORMIGON ARMADO					
7	Hormigón simple	51	54	51 54	54
OBRA DE PROTECCION					
8	Proteccion de talud (Hidrosiembra)	54	58	54 58	58

Anexo 6: Cronograma valorado de trabajo.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
CRONOGRAMA VALORADO DE TRABAJO

OBRA: Construcción de BERMAS y CUNETA DE CORONACION
PROPONENTE: BRYAN OSWALDO MARIN AGUILAR

ITEM	RUBROS-DESCRIPCION	U	CANT.	PRECIO TOTAL	PORCENT.	DUR.	IMP	TMP	30	60	
OBRAS PRELIMINARES											
1	Estudio de suelos	m	4,50	1301,63	3,48%	3	0	3	1301,63		87,5
2	Limpieza y desbroce	m²	3541,13	455,94	1,22%	3	3	6	455,94		75
REPLANTEO											
3	Replanteo y nivelacion	m²	3541,13	6515,68	17,41%	41	6	47	3814,06	2701,62	62,5
EXCAVACION Y COMPACTACION.											
4	Excavación y desalojo con maquinaria	m³	4744,53	17222,63	46,02%	38	7	45	10424,22	6798,41	50
5	Excavacion de zanja a mano	m³	49,82	448,91	1,20%	6	45	51		448,91	37,5
6	Compactacion	m²	53,56	109,80	0,29%	4	47	51		109,80	25
HORMIGON ARMADO											
7	Hormigón simple	m³	38,61	3608,05	9,64%	3	51	54		3608,05	12,5
OBRA DE PROTECCION											
8	Proteccion de talud (Hidrosiembra)	m²	2495,25	7760,23	20,74%	4	54	58		7760,23	0

INVERSION PARCIAL	15995,84	21427,03
INVERSION ACUMULADA	15995,84	37422,87
PORCENTAJE PARCIAL (%)	42,74	57,26
PORCENTAJE ACUMULADO (%)	42,74	100,00

Anexo 7: Cronograma de avance físico.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
CRONOGRAMA DE AVANCE FISICO

OBRA: Construcción de BERMAS y CUNETAS DE CORONACION
PROPONENTE: BRYAN OSWALDO MARIN AGUILAR

ITEM	RUBROS-DESCRIPCION	U	CANT.	PRECIO TOTAL	PORCENT.	DUR.	IMP	TMP	30	60	
OBRAS PRELIMINARES											
1	Estudio de suelos	m	4,5	1301,63	3,48%	3	0	3	3		87,5
2	Limpieza y desbroce	m ²	3541,13	455,94	1,22%	3	3	6	3		75
REPLANTEO											
3	Replanteo y nivelacion	m ²	3541,13	6515,68	17,41%	41	6	47	24	17	62,5
EXCAVACION Y COMPACTACION.											
4	Excavación y desalojo con maquinaria	m ³	4744,526	17222,63	46,02%	38	7	45	23	15	50
5	Excavacion de zanja a mano	m ³	49,824	448,91	1,20%	6	45	51		6	37,5
6	Compactacion	m ²	53,5608	109,80	0,29%	4	47	51		4	25
HORMIGON ARMADO											
7	Hormigón simple	m ³	38,6136	3608,05	9,64%	3	51	54		3	12,5
OBRA DE PROTECCION											
8	Proteccion de talud (Hidrosiembra)	m ²	2495,25	7760,23	20,74%	4	54	58		4	0
INVERSION PARCIAL									53,00	49,00	
INVERSION ACUMULADA									53,00	102,00	
PORCENTAJE PARCIAL (%)									51,96	48,04	
PORCENTAJE ACUMULADO (%)									51,96	100,00	

Anexo 8: Cronograma de utilización de mano de obra.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
CRONOGRAMA DE UTILIZACION DE MANO DE OBRA

OBRA: Construcción de BERMAS y CUNETA DE CORONACION

PROPONENTE: BRYAN OSWALDO MARIN AGUILAR

ITEM	DESCRIPCION DE LA MANO DE OBRA	PERIODO	3	6	7	45	47	51	54	58	TOAL DIAS HOMBRE	COSTO HORARIO	COSTO HORARIO	COSTO DIARIO	COSTO TOTAL
		DURACION	3	3	1	38	2	4	3	4					
1	PEON			6			2,8	3,4	7	2	66,2	\$ 3,58	\$ 3,58	\$ 17,90	\$ 1.184,98
2	MAESTRO MAYOR		1,5	1,5			0,7	1	0,7	1	20,5	\$ 4,01	\$ 4,01	\$ 20,05	\$ 411,03
3	TOPOGRAFO				0,69	0,69	0,69				28,085	\$ 4,01	\$ 4,01	\$ 20,05	\$ 563,10
4	CADENERO				1,37	1,37	1,37				56,17	\$ 3,62	\$ 3,62	\$ 18,10	\$ 1.016,68
5	OPERADOR DE EQUIPO PESADO					1	1				40	\$ 4,01	\$ 4,01	\$ 20,05	\$ 802,00
6	CHOFER					1	1				40	\$ 5,26	\$ 5,26	\$ 26,30	\$ 1.052,00
7	MECANICO DE EQUIPO LIVIANO					1	1		1		42,1	\$ 3,62	\$ 3,62	\$ 18,10	\$ 762,01
8	OPERADOR DE EQUIPO PESADO 2					1	1				40	\$ 4,01	\$ 4,01	\$ 20,05	\$ 802,00
9	ALBAÑIL							0,3	1,4	1	9,4	\$ 3,62	\$ 3,62	\$ 18,10	\$ 170,14
10	LABORATORISTA		1,5								4,5	\$ 4,01	\$ 4,01	\$ 20,05	\$ 90,23
														TOTAL	\$ 6.854,16

Anexo 9: Cronograma de utilización de equipo.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
CRONOGRAMA DE UTILIZACION DE EQUIPO

OBRA: Construcción de BERMAS y CUNETA DE CORONACION

PROPONENTE: BRYAN OSWALDO MARIN AGUILAR

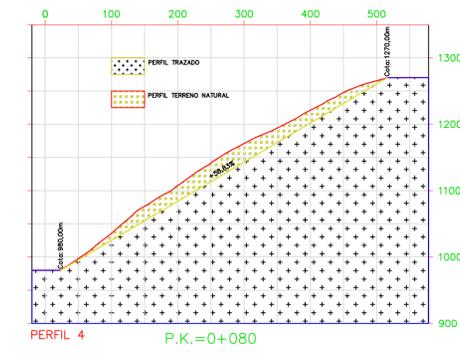
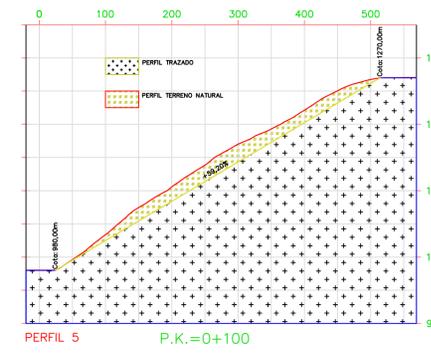
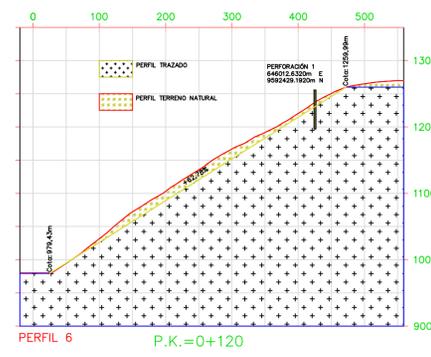
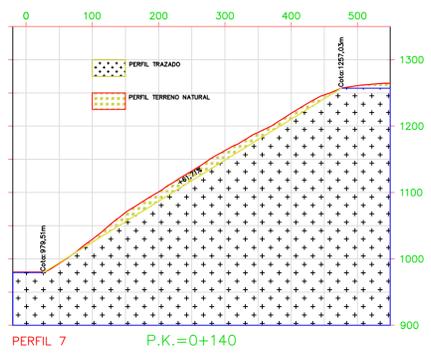
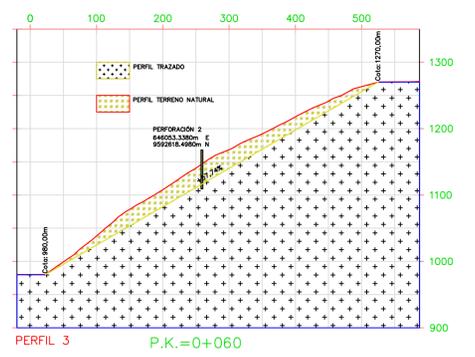
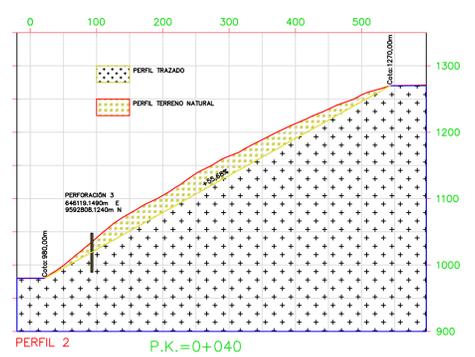
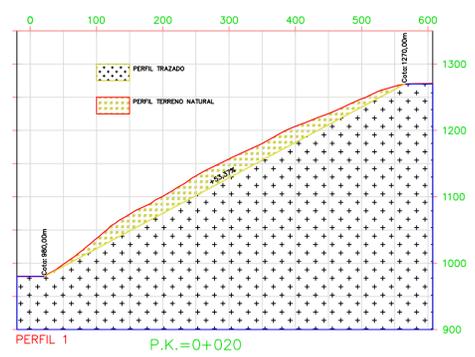
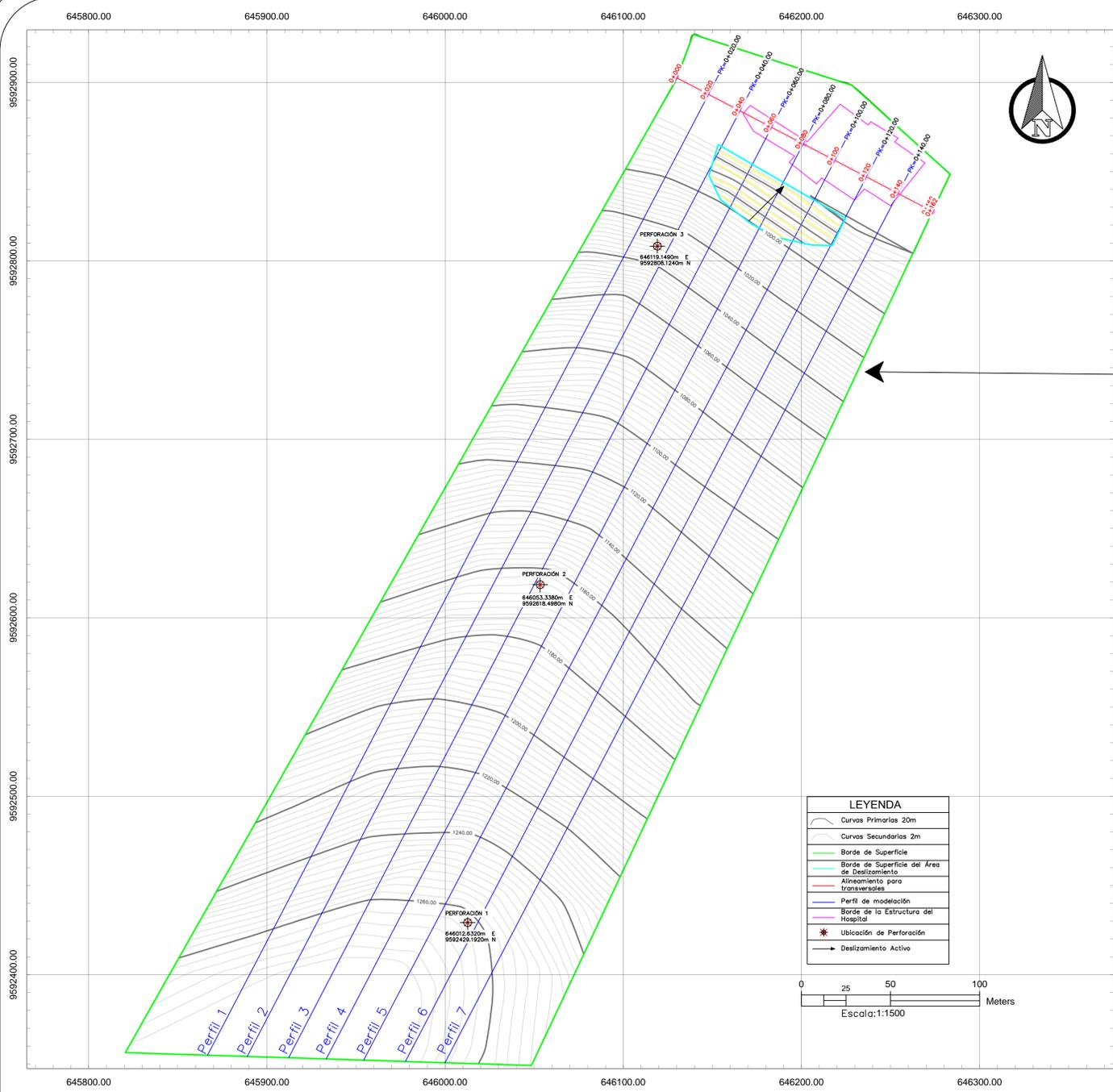
ITEM	DESCRIPCION DE LA MANO DE OBRA	PERIODO	3	6	7	45	47	51	54	58	TOAL DIAS HOMBRE	COSTO HORARIO	COSTO DIARIO	COSTO TOTAL
		DURACION	3	3	1	38	2	4	3	4				
1	POSTEADORA MANUAL		1,50								4,5	\$ 0,25	\$ 1,25	\$ 5,63
2	LABORATORIO DE SUELOS		1,50								4,5	\$ 238,45	\$ 1.192,25	\$ 5.365,13
3	EQUIPO TOPOGRAFICO				0,69	0,69	0,69				28,085	\$ 3,75	\$ 18,75	\$ 526,59
4	RETROEXCAVADORA 95 HP					1,00					38	\$ 27,00	\$ 135,00	\$ 5.130,00
5	VOLQUETE DE 8 m ³					1,00					38	\$ 20,00	\$ 100,00	\$ 3.800,00
6	COMPACTADOR SEMIPESADO MANUAL							0,30			1,2	\$ 2,00	\$ 10,00	\$ 12,00
7	CONCRETERA								0,70		2,1	\$ 3,13	\$ 15,65	\$ 32,87
8	EQUIPO A PRESION PARA HIDROSIEMBRA									1,00	4	\$ 36,00	\$ 180,00	\$ 720,00
													TOTAL	\$ 15.592,21

Anexo 10: Cronograma de utilización de materiales.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
CRONOGRAMA DE UTILIZACION DE MATERIALES

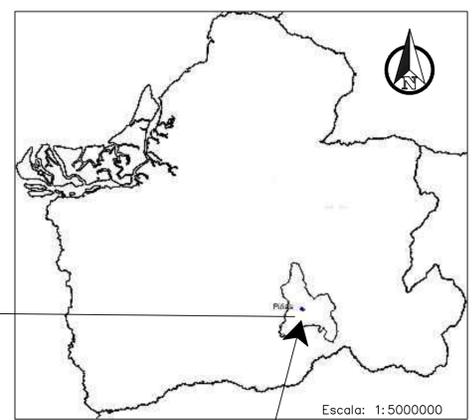
OBRA: Construcción de BERMAS y CUNETA DE CORONACION
PROPONENTE: BRYAN OSWALDO MARIN AGUILAR

ITEM	DESCRIPCION DE LA MANO DE OBRA	PERIODO	3	6	7	45	47	51	54	58	CANTIDAD	COSTO MATERIAL	COSTO TOTAL
		DURACION	3	3	1	38	2	4	3	4			
1	CUARTONES				1,17	1,17	1,17		5,52		64,57	\$ 0,40	\$ 25,83
2	TIRAS				0,64	0,64	0,64		8,49		51,88	\$ 0,30	\$ 15,57
3	CLAVOS DE 2½"				0,02	0,02	0,02		3,54		11,41	\$ 0,72	\$ 8,22
4	TIZA				0,10	0,10	0,10				4,23	\$ 0,20	\$ 0,85
5	CEMENTO								92,80		278,40	\$ 6,35	\$ 1.767,87
6	RIPIO								7,08		21,24	\$ 22,00	\$ 467,22
7	ARENA GRUESA								12,23		36,68	\$ 7,00	\$ 256,78
8	AGUA								2,84	124,76	507,58	\$ 1,08	\$ 548,19
9	TABLA								7,08		21,24	\$ 0,75	\$ 15,93
10	TIERRA ABONADA									6,24	24,95	\$ 3,20	\$ 79,85
11	SEMILLAS PARA HIDROSIEMBRA									31,19	124,76	\$ 5,65	\$ 704,91
12	FERTILIZANTES E INSECTISIDAS									12,48	49,91	\$ 8,81	\$ 439,66
13	POLIMEROS SINTETICOS ABSORBENTES PARA									2,50	9,98	\$ 8,93	\$ 89,13
14	BIOMANTAS DEGRADABLES (BioMac CC451 o similar)									311,91	1247,63	\$ 2,96	\$ 3.692,97
												TOTAL	\$ 8.112,96

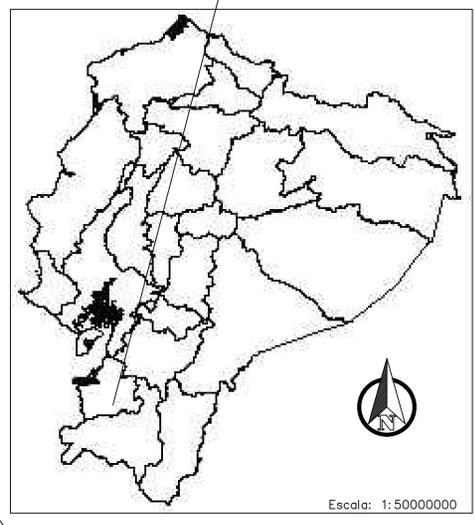


ESCALA VERTICAL: 1:500
ESCALA HORIZONTAL: 1:500

UBICACIÓN DEL CANTÓN PIÑAS EN LA PROVINCIA DE EL ORO



UBICACIÓN DE LA PROVINCIA DE EL ORO



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
Facultad de Ingeniería Civil

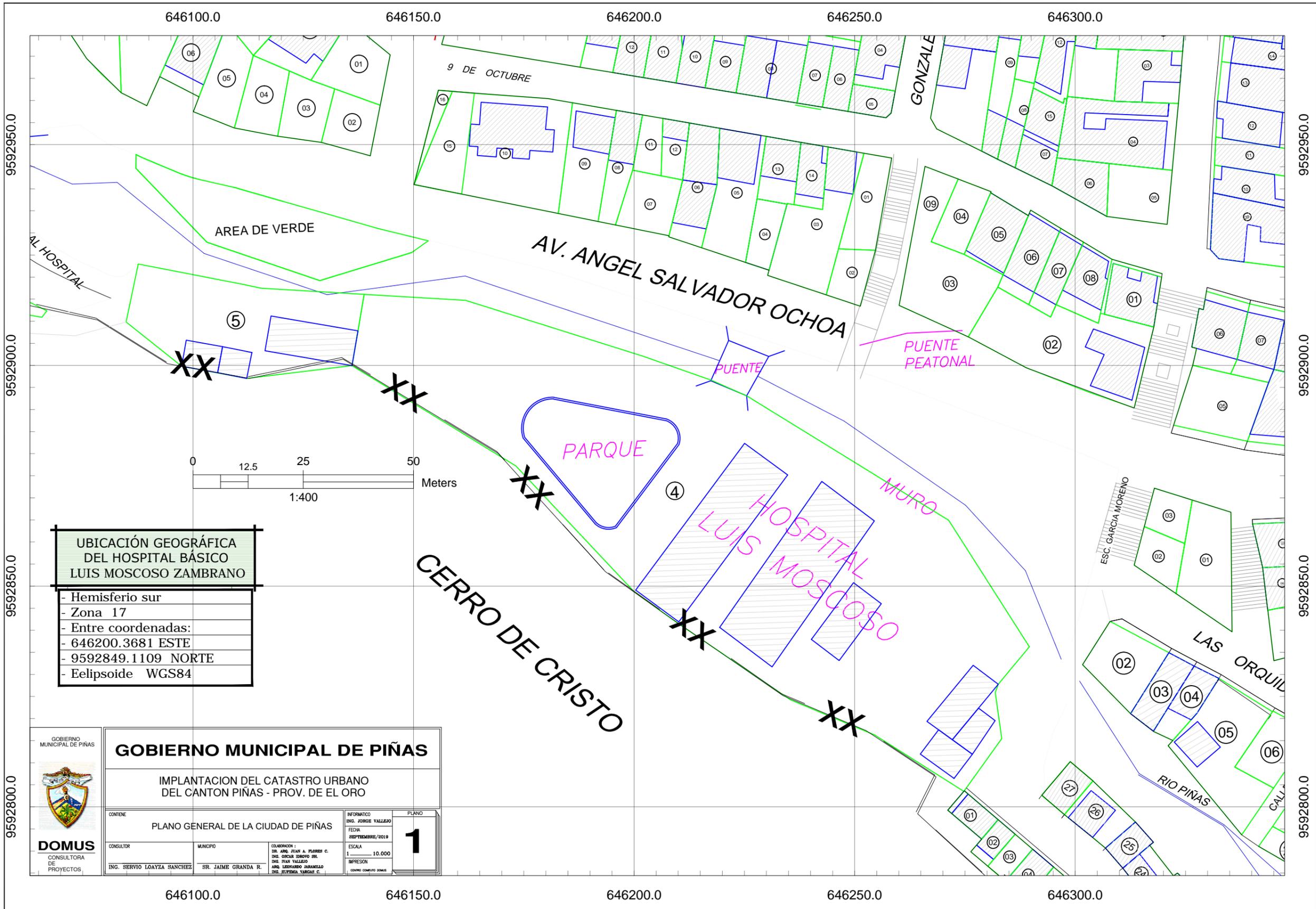
PROYECTO: APLICACIÓN DE PROGRAMAS ANALÍTICOS E INFORMÁTICOS SOBRE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL CERRO PATA GRANDE DEL CANTÓN PIÑAS

Plano: TOPOGRAFÍA Y PERFILES PARA ANALISIS MEDIANTE GEO SLOPE DEL PROYECTO

Autor: MARÍN AGUILAR BRYAN OSWALDO

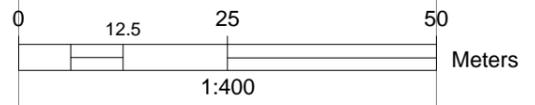
Tutor: ING.ERWIN JAVIER OYOLA ESTRADA

Escala: INDICADA Fecha: 16/09/2019 N°: Plano 2



UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL HOSPITAL BÁSICO LUIS MOSCOSO ZAMBRANO

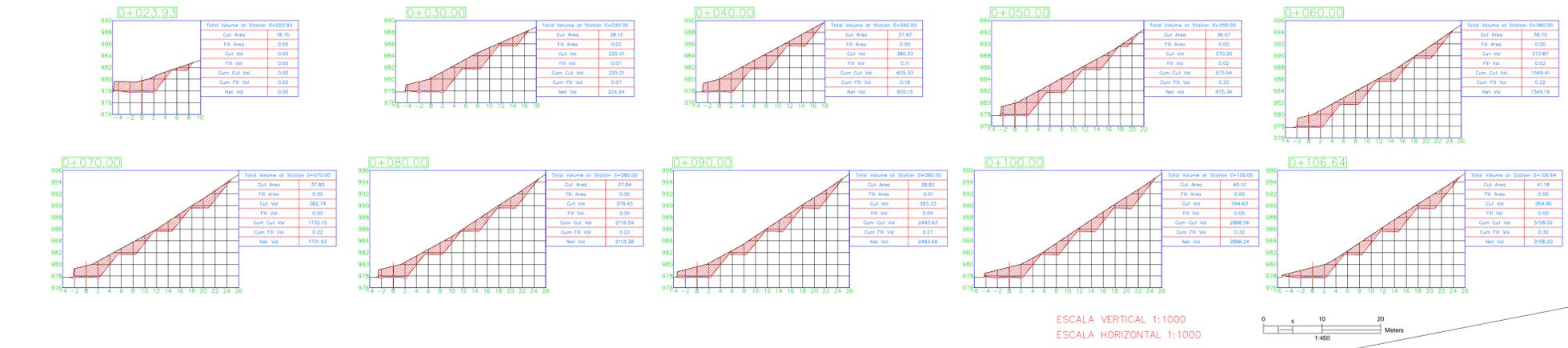
- Hemisferio sur
- Zona 17
- Entre coordenadas:
- 646200.3681 ESTE
- 9592849.1109 NORTE
- Eelipsoide WGS84



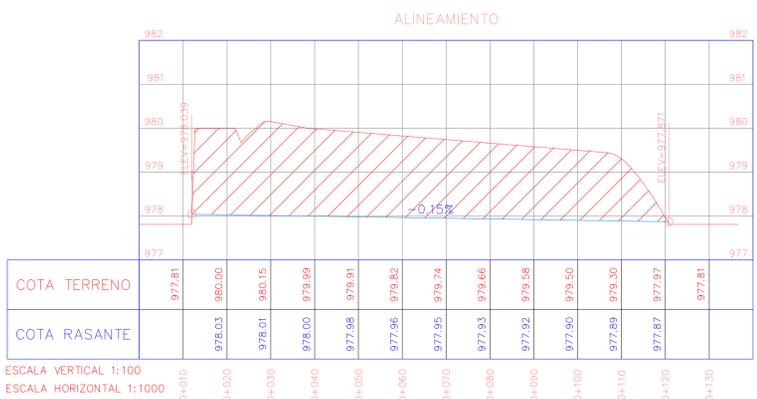
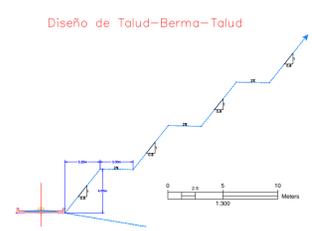
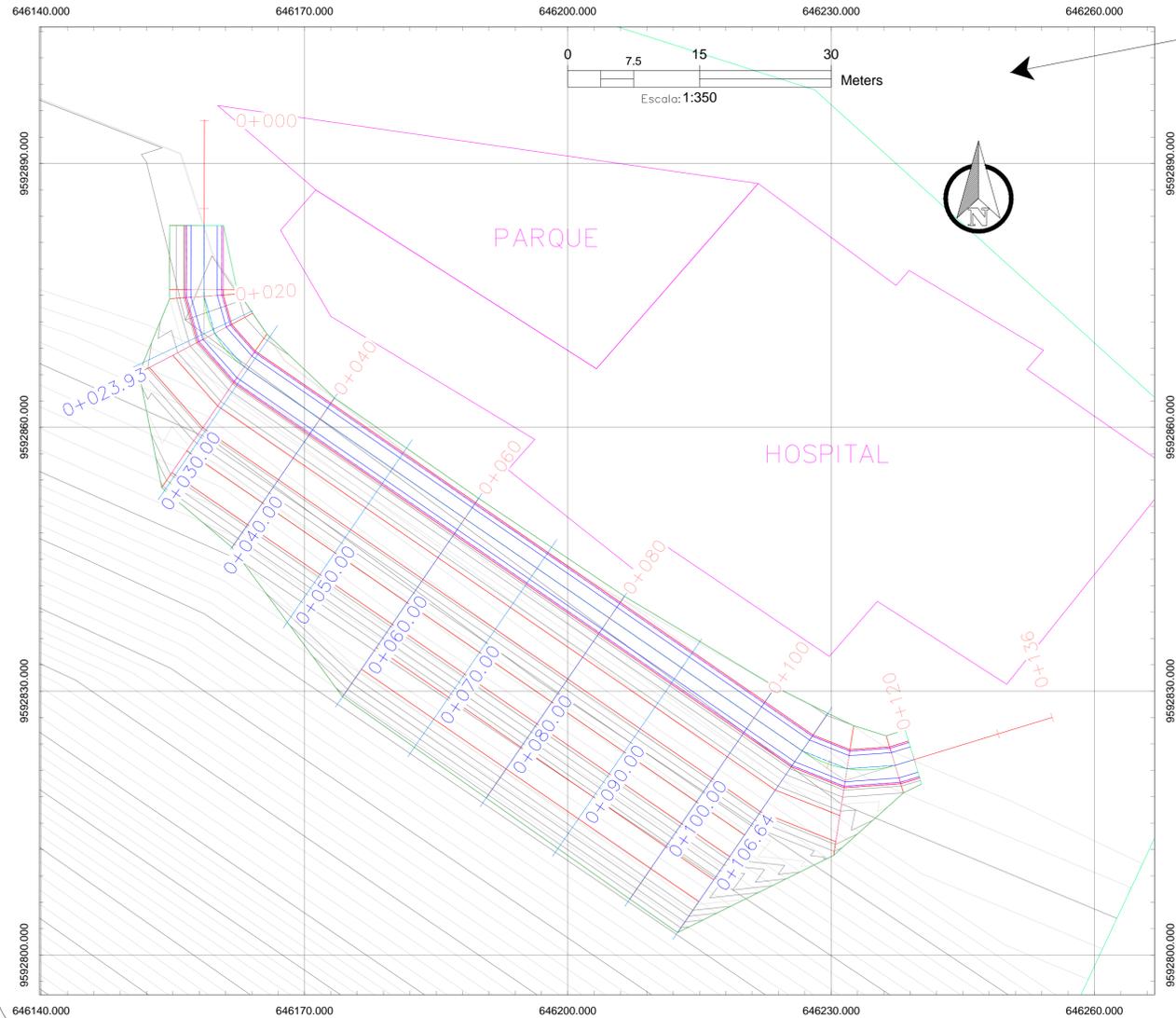
 <p>GOBIERNO MUNICIPAL DE PIÑAS</p>	
<p>IMPLANTACION DEL CATASTRO URBANO DEL CANTON PIÑAS - PROV. DE EL ORO</p>	
<p>CONTIENE</p> <p>PLANO GENERAL DE LA CIUDAD DE PIÑAS</p>	<p>INFORMÁTICO</p> <p>ING. FORGE VALLERO</p> <p>FECHA</p> <p>SEPTIEMBRE/2019</p> <p>ESCALA</p> <p>1 10.000</p> <p>IMPRESION</p> <p>CENTRO COMPLEJO DOMUS</p>
<p>CONSULTOR</p> <p>ING. SERVIO LOAYZA SANCHEZ</p>	<p>MUNICIPIO</p> <p>SR. JAIME GRANDA R.</p> <p>COLABORACION:</p> <p>DR. ING. STEAN A. FLORES C.</p> <p>ING. OSCAR IDROVO SRI.</p> <p>ING. IVAN VALLERO</p> <p>ING. LEONARDO JARAMILLO</p> <p>ING. JEFFERSON VARGAS C.</p>
<p>1</p>	

DOMUS
CONSULTORA DE PROYECTOS

Secciones transversales de la alternativa planteada



ESCALA VERTICAL 1:1000
ESCALA HORIZONTAL 1:1000

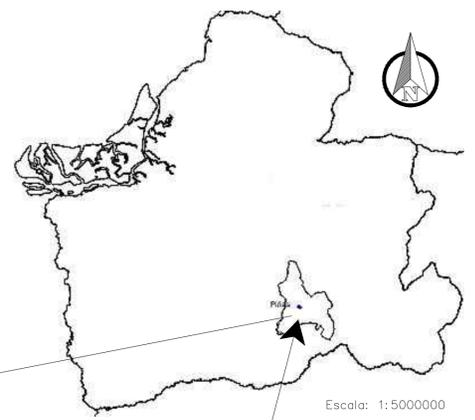


ESCALA VERTICAL 1:100
ESCALA HORIZONTAL 1:1000

LEYENDA

- Curvas Primarias 5m
- Curvas Secundarias 1m
- Borde de Superficie
- Borde de Superficie del Área de Deslizamiento
- Alineamiento para transversales
- Perfil de modelación
- Borde de la Estructura del Hospital

UBICACIÓN DEL CANTÓN PIÑAS EN LA PROVINCIA DE EL ORO



Escala: 1:5000000

UBICACIÓN DE LA PROVINCIA DE EL ORO



Escala: 1:50000000

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
Facultad de Ingeniería Civil

PROYECTO: APLICACIÓN DE PROGRAMAS ANALÍTICOS E INFORMÁTICOS SOBRE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL CERRO PATA GRANDE DEL CANTÓN PIÑAS

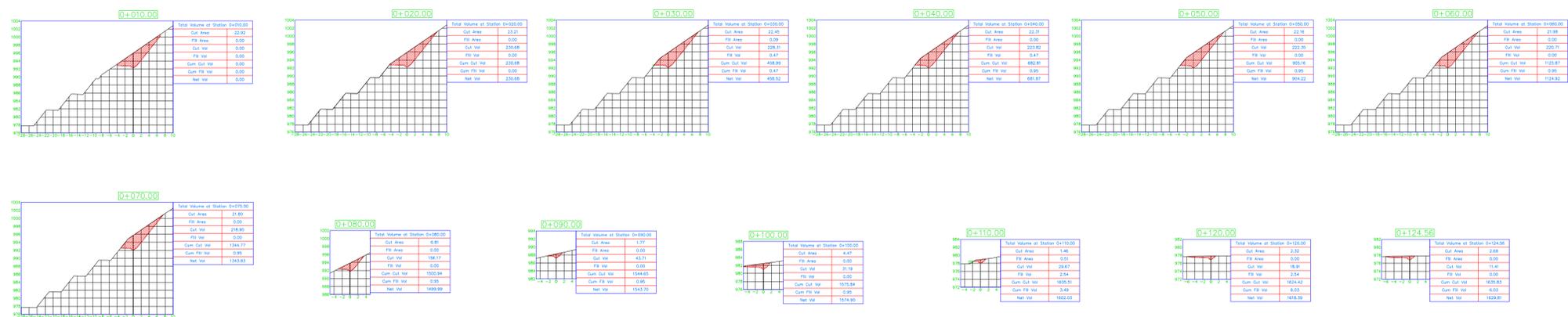
Plano: PERFILES DE LA ALTERNATIVA PLANTEADA

Autor: MARÍN AGUILAR BRYAN OSWALDO

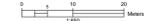
Tutor: ING.ERWIN JAVIER OYOLA ESTRADA

Escala: INDICADA | Fecha: 16/09/2019 | N°: Plano 3

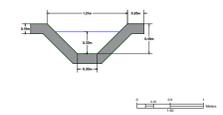
Secciones transversales del sistema de drenaje-Cuneta de Coronación



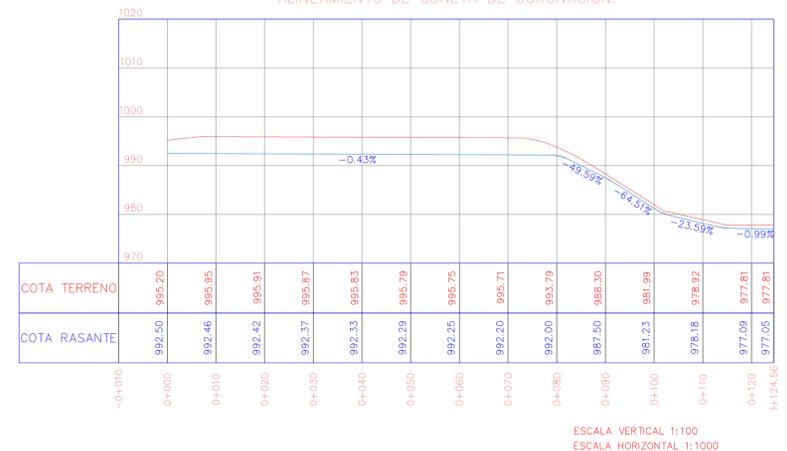
ESCALA VERTICAL 1:1000
ESCALA HORIZONTAL 1:1000



DISEÑO DE CUNETA DE CORONACION

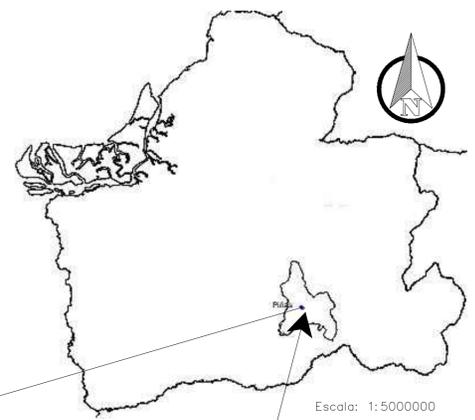


ALINEAMIENTO DE CUNETA DE CORONACION.

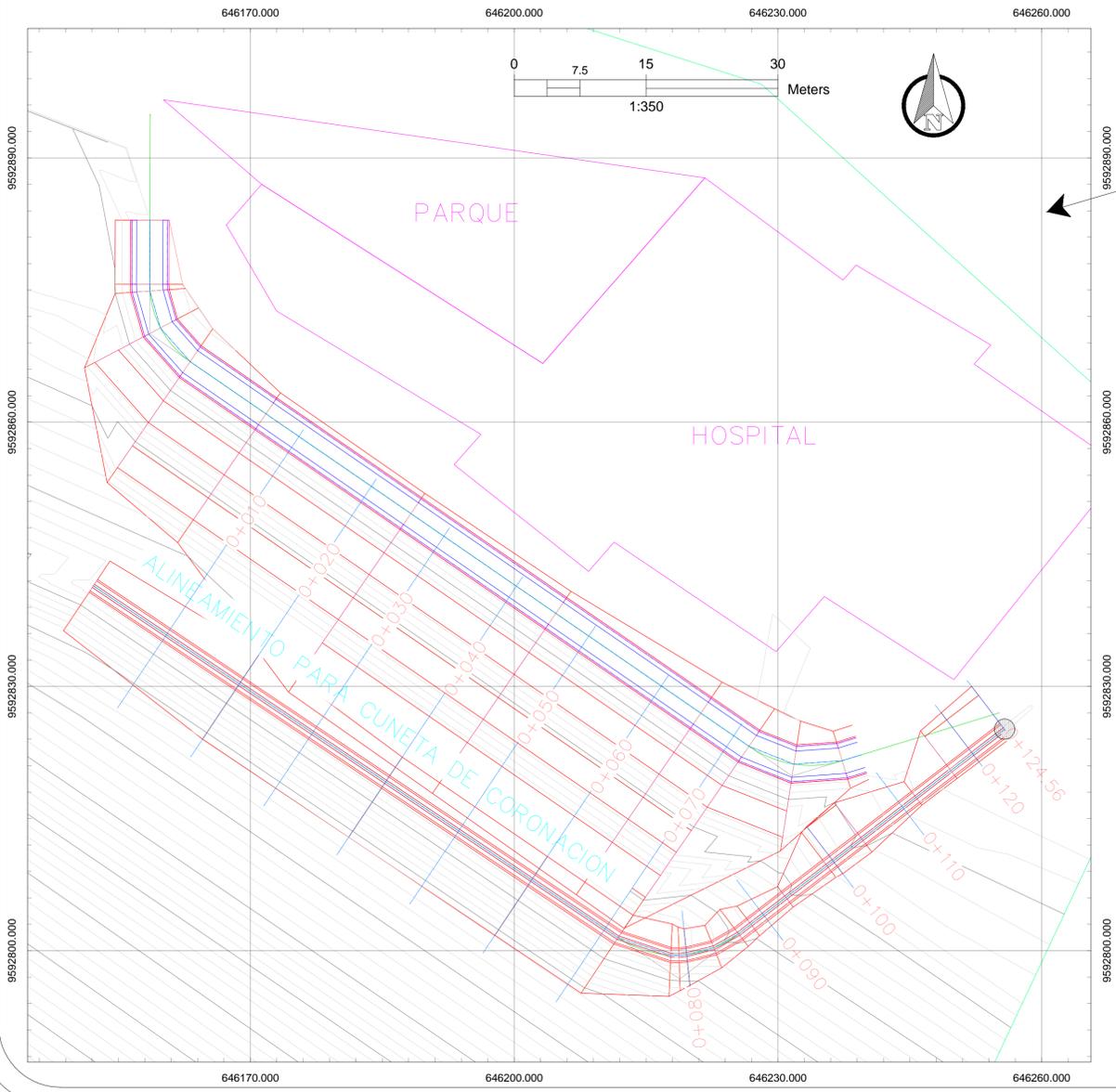


ESCALA VERTICAL 1:100
ESCALA HORIZONTAL 1:1000

UBICACIÓN DEL CANTÓN PIÑAS EN LA PROVINCIA DE EL ORO



UBICACIÓN DE LA PROVINCIA DE EL ORO



LEYENDA

- Curvas Primarias 50m
- Curvas Secundarias 5m
- Borde de Superficie
- Borde de Superficie del Área de Deslizamiento
- Límites de Corredor
- Perfil de modelación
- Borde de la Estructura del Hospital
- Ubicación de Cuneta de Salida

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
Facultad de Ingeniería Civil

PROYECTO: APLICACIÓN DE PROGRAMAS ANALÍTICOS E INFORMÁTICOS SOBRE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL CERRO PATA GRANDE DEL CANTÓN PIÑAS

Plano: PERFILES DEL DRENAJE

Autor: MARIN AGUILAR BRYAN OSWALDO

Tutor: ING.ERWIN JAVIER OYOLA ESTRADA

Escala: INDICADA Fecha: 16/09/2019 N°: Plano 4