

**UNIVERSIDAD NACIONAL
“SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO”**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS:

**“ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS
TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA
ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN
EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA
CHONTAYOC – TINYASH, DISTRITO DE
INDEPENDENCIA – HUARAZ – ANCASH”**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL
DE INGENIERO CIVIL**

PRESENTADO POR EL BACHILLER:

PACCINI SÁNCHEZ JEAN CARLOS

ASESOR:

MSc. Ing. MILLA VERGARA ELIO ALEJANDRO

HUARAZ – ANCASH - PERÚ

2018

DEDICATORIA

A Dios, a la Santísima Virgen de las Mercedes, por haberme dado salud y hecho todo lo posible para poder cumplir mis objetivos, por su inmenso amor y bondad; a mis padres José Paccini y María Sánchez con eterna gratitud por estar siempre a mi lado y ser el pilar fundamental en todo lo que soy, enseñándome y guiándome en cada reto que emprendo, gracias por sus consejos y sus valores que me han permitido ser una persona de bien. A mi hermano Anthony, por su constante apoyo y ejemplo de perseverancia.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, a Dios por haberme guiado por el buen camino y permitirme terminar esta tesis, a mis padres por su apoyo incondicional y comprensión, gracias por valorar mi esfuerzo y estar siempre pendiente de mí, a mi hermano por aconsejarme y guiarme, a mi compañera Flor Espinoza por su apoyo y motivación para continuar la elaboración de esta tesis.

A la Facultad de Ingeniería Civil, personal administrativo y docentes; por albergarme e impartirme conocimiento de gran calidad que me permite afrontar retos y superarme como persona y profesional, al Ing. Elio Alejandro Milla Vergara por motivarme y guiarme en el desarrollo de esta tesis, a los miembros del jurado por sus valiosos aportes y colaboración durante la revisión de esta tesis.

A mis amigos de la universidad, en especial a Juan Benito Gonzales por su amistad y apoyo en el desarrollo de los diversos trabajos a lo largo de la vida universitaria, al CEFIC 2015; conformado por grandes amigos, gracias por la gestión y el trabajo realizado en bien de nuestra querida facultad.

A la Asociación Civil Neoandina, gerenciado por el Ing. Luis Shimabukuro, al Ing. Alex Luna y al Ing. Richard Cáceres; gracias por permitirme ser parte de su equipo y guiarme en el desarrollo de la profesión compartiendo sus experiencias y enseñanzas.

Al Ing. William Tamayo, gracias por los consejos y la motivación de desarrollar la presente investigación.

INDICE

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
INDICE	iv
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABLA.....	xii
RESUMEN.....	xvii
ABSTRACT.....	xviii
INTRODUCCIÓN	xix
CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN	1
1.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	2
1.3. JUSTIFICACIÓN	3
1.4. HIPOTESIS Y VARIABLES	3
1.4.1. HIPOTESIS	3
1.4.2. VARIABLES.....	4
1.5. DEFINICION DE TERMINOS	4
1.6. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	5
1.6.1. GENERAL	5
1.6.2. ESPECIFICOS	5
CAPITULO II: MARCO TEORICO	6
2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA	6
2.2. ANTECEDENTES DE INVESTIGACIÓN	8
2.3. BASES TEORICAS.....	9

2.3.1.	ESTABILIDAD DE TALUDES	9
2.3.2.	ANÁLISIS Y SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES 20	
2.3.3.	PROGRAMA GEOSTUDIO 2007 VERSION 7.10 BUILD 4143 - SLOPE/W (STUDENT LICENSE).	98
2.4.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	101
CAPITULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....		102
3.1.	PERSPECTIVA METODOLOGICA Y TIPO DE INVESTIGACIÓN 102	
3.2.	LÍMITES DE LA INVESTIGACIÓN	103
3.2.1.	LIMITACIÓN GEOGRÁFICA	103
3.2.2.	LIMITACIÓN TEMPORAL.....	103
3.2.3.	LIMITACIÓN TEMÁTICA.....	103
3.3.	CONTEXTO Y UNIDAD DE ANALISIS: POBLACIÓN Y MUESTRA.....	103
3.3.1.	POBLACIÓN	104
3.3.2.	MUESTRA	104
3.4.	MÉTODOS Y RECURSOS EMPLEADOS	104
3.4.1.	MÉTODOS.....	104
3.4.2.	RECURSOS EMPLEADOS	104
3.5.	PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN, PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS.....	105
3.5.1.	PLAN DE RECOLECCIÓN	105

3.5.2.	PROCESAMIENTO DE DATOS	106
3.5.3.	ANÁLISIS	107
CAPITULO IV: ESTUDIO Y DISEÑO DE ESTABILIDAD DEL TALUD		109
4.1.	ESTUDIO DE ESTABILIDAD DEL TALUD	109
4.1.1.	MARCO GEOGRÁFICO	109
4.1.2.	INFORMACIÓN PREVIA DE LOS ASPECTOS GEOLÓGICOS, SISMICOS Y GEOMETRICOS	110
4.1.3.	PROGRAMA DE INVESTIGACIÓN	115
4.1.4.	CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD	124
4.1.5.	FACTOR DE SEGURIDAD DE TALUDES	124
4.1.6.	ANÁLISIS DE PUNTOS Y/O ZONAS CRÍTICAS	126
4.2.	DISEÑO DE LAS METODOLOGÍAS DE ESTABILIZACIÓN	128
4.2.1.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE TALUDES SUPERIORES	128
4.2.2.	ANÁLISIS Y DISEÑO CON LA METODOLOGÍA DE REFORZAMIENTO DE LA SUPERFICIE CON GEOSINTÉTICOS	135
4.2.3.	ANÁLISIS Y DISEÑO CON LA METODOLOGÍA DE MUROS O PANTALLAS ANCLADAS	142
4.2.4.	ANÁLISIS Y DISEÑO CON LA METODOLOGÍA DE MURO DE CONTENCIÓN POR GRAVEDAD	148
4.3.	PRESUPUESTO DE LAS METODOLOGÍAS DE ESTABILIZACIÓN	156
4.3.1.	PRESUPUESTO	157
CAPITULO V: RESULTADOS		160

5.1. RESULTADOS DEL ANALISIS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN	160
5.1.1. REFORZAMIENTO CON GEOSINTETICOS.....	160
5.1.2. PANTALLAS ANCLADAS	162
5.1.3. MURO DE CONTENCIÓN POR GRAVEDAD	165
5.2. COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE LAS METODOLOGIAS DE ESTABILIZACIÓN.....	166
5.2.1. COMPARACIONES TÉCNICAS	166
5.2.2. COMPARACIONES ECONÓMICAS	168
CONCLUSIONES	170
RECOMENDACIONES	172
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	173
ANEXOS	176

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Tratamiento en Zonas de Deslizamiento según Expediente Técnico, agosto 2016.....	7
Figura 2. Deslizamiento marzo del 2017 en la Vía Chontayoc – Tinyash.....	8
Figura 3. Nomenclatura de taludes y laderas.	10
Figura 4. Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un deslizamiento...	11
Figura 5. Representación gráfica de la Ecuación de Mohr Coulomb.	19
Figura 6. Métodos de análisis del equilibrio límite.....	25
Figura 7. Esquema de superficie de falla.	46
Figura 8. Refuerzo típico de la pantalla en un muro anclado.....	55
Figura 9. Elementos del muro anclado.....	56
Figura 10. Obras de drenaje de un muro anclado.....	58
Figura 11. Modos de falla de los anclajes.....	60
Figura 12. Presión de tierras desarrolladas sobre un muro anclado con múltiples niveles.	61
Figura 13. Diagrama de presiones de tierra de Terzaghi y Peck (1967).....	64
Figura 14. Presiones de tierra sobre muros anclados en arenas (Sabatini y otros, 1999).	65
Figura 15. Diagrama de presión aparente de tierra con sobrecarga uniforme.	67
Figura 16. Localización de los anclajes en el muro anclado.....	68
Figura 17. Localización de la superficie de falla crítica según Rankine.....	69
Figura 18. Ángulo de inclinación idóneo en el muro anclado.	70
Figura 19. Espaciamiento mínimo entre anclajes en el muro anclado.....	71
Figura 20. Características de barras de acero corrugadas.	76
Figura 21. Propiedades de cables de acero de diámetro 15mm.	76

Figura 22. Momentos en un muro con un nivel de anclajes.....	79
Figura 23. Momentos en muro con varios niveles de anclajes.	81
Figura 24. Espesor total y espesor efectivo de la pantalla de revestimiento.....	84
Figura 25. Placa de reacción del ancla.	87
Figura 26. Sección en punzonamiento de la pantalla.	89
Figura 27. Lloradero de PVC y drenaje superficial.	91
Figura 28. Criterios para el predimensionamiento de muros de gravedad.....	98
Figura 29. Sección transversal de la carretera.....	115
Figura 30. Perfil Estratigráfico del Perfil Longitudinal A-A.	120
Figura 31. Perfil Estratigráfico del Perfil Longitudinal B-B.....	121
Figura 32. Perfil Estratigráfico del Perfil Longitudinal C-C.....	121
Figura 33. Perfil Estratigráfico del Perfil Longitudinal D-D.	122
Figura 34. Perfil Estratigráfico del Perfil Longitudinal E-E.	122
Figura 35. Perfil Estratigráfico del Perfil Longitudinal F-F.	123
Figura 36. Perfil Estratigráfico del Perfil Longitudinal G-G.	123
Figura 37. Perfil Estratigráfico del Perfil Longitudinal H-H.	124
Figura 38. Zonas de deslizamiento.	127
Figura 39. Análisis pseudoestático eje “A-A” - Zona 04 – Estabilizado con Anclajes.	130
Figura 40. Análisis pseudoestático eje “C-C” - Zona 04 – Estabilizado con Anclajes.	131
Figura 41. Análisis pseudoestático eje “C-C” - Zona 04 – Estabilizado con Anclajes.	133
Figura 42. Análisis pseudoestático eje “C-C” - Zona 03 – Estabilizado con Anclajes.	134

Figura 43. Análisis pseudoestático eje “A-A” - Zona 01 – Estabilizado con Geosintéticos.....	137
Figura 44. Análisis pseudoestático eje “C-C” - Zona 01 – Estabilizado con Geosintéticos.....	138
Figura 45. Análisis pseudoestático eje “F-F” - Zona 02 – Estabilizado con Geosintéticos.....	140
Figura 46. Análisis pseudoestático eje “G-G” - Zona 02 – Estabilizado con Geosintéticos.....	141
Figura 47. Análisis pseudoestático eje “A-A” - Zona 01 – Estabilizado con Anclajes.....	144
Figura 48. Análisis pseudoestático eje “C-C” - Zona 01 – Estabilizado con Anclajes.....	144
Figura 49. Análisis pseudoestático eje “F-F” - Zona 02 – Estabilizado con Anclajes.....	146
Figura 50. Análisis pseudoestático eje “G-G” - Zona 02 – Estabilizado con Anclajes.....	147
Figura 51. Propuesta muro de contención Eje “A-A”.....	150
Figura 52. Análisis pseudoestático eje “A-A” - Zona 01 – Estabilizado con Muro de Contención.....	150
Figura 53. Propuesta muro de contención Eje “C-C”.....	151
Figura 54. Análisis pseudoestático eje “C-C” - Zona 01 – Estabilizado con Muro de Contención.....	152
Figura 55. Propuesta muro de contención Eje “F-F”.....	153
Figura 56. Análisis pseudoestático eje “F-F” - Zona 02 – Estabilizado con Muro de Contención.....	154

Figura 57. Propuesta muro de contención Eje “G-G”.....	154
Figura 58. Análisis pseudoestático eje “G-G” - Zona 02 – Estabilizado con Muro de Contención.	155

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Partes que conforman un deslizamiento.....	12
Tabla 2. Influencia de los diferentes factores condicionantes que influyen en la estabilidad.	13
Tabla 3. Influencia de los diferentes factores desencadenantes que influyen en la estabilidad.	14
Tabla 4. Tablas para el cálculo de la estabilidad de taludes disponibles en la literatura.	23
Tabla 5. Métodos de análisis de estabilidad de taludes.....	26
Tabla 6. Diferencias básicas entre diversos métodos de análisis de estabilidad de taludes (Alva Hurtado, 1994).....	27
Tabla 7. Métodos numéricos para la estabilidad de taludes.....	28
Tabla 8. Criterios generales para seleccionar un factor de seguridad para el diseño de taludes.	32
Tabla 9. Coeficientes de seguridad a emplear en el análisis de estabilidad de taludes.	32
Tabla 10. Listado de algunos métodos de remediación de las amenazas por deslizamiento.....	34
Tabla 11. Factores de reducción para geotextiles en aplicaciones de separación y refuerzo.	45
Tabla 12. Capacidad de carga ultima de transferencia entre el bulbo y el suelo (Sabatini y Otros 1998).	73
Tabla 13. Capacidad de carga ultima de transferencia entre el bulbo y la roca (Sabatini y Otros 1998).	74

Tabla 14. Momentos máximos unitarios de diseño para pantallas ancladas permanentes.....	82
Tabla 15. Propiedades de barras de refuerzo (ASTM A-615, Grado 60).	85
Tabla 16. Diámetro de cabeza de anclaje para cables de 15 mm.	87
Tabla 17. Valores referenciales del peso específico y ángulo de fricción interna para algunos tipos de terrenos.	94
Tabla 18. Aceleración máxima esperada y probabilidad anual de excedencia.	113
Tabla 19. Clasificación de suelos.	117
Tabla 20. Resultados de ensayos de corte directo.	117
Tabla 21. Propiedades mecánicas del material.	125
Tabla 22. Análisis de estabilidad de taludes en los 08 perfiles longitudinales estratigráficos.	126
Tabla 23. Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, sin estabilizar - Zona 04.	128
Tabla 24. Distribución de anclajes eje “A-A”- Zona 04.	129
Tabla 25. Distribución de anclajes eje “C-C”- Zona 04.....	130
Tabla 26. Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, estabilizado con pantallas ancladas - Zona 04.	131
Tabla 27. Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, sin estabilizar - Zona 03.	132
Tabla 28. Distribución de anclajes eje “A-A”- Zona 03.	133
Tabla 29. Distribución de anclajes eje “C-C”- Zona 03.....	134
Tabla 30. Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, estabilizado con pantallas ancladas - Zona 03.	135

Tabla 31. Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, sin estabilizar - Zona 01.....	136
Tabla 32. Diseño de refuerzo con geosintético eje “A-A”- Zona 01.	137
Tabla 33. Diseño de refuerzo con geosintético eje “C-C”- Zona 01.....	138
Tabla 34. Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, estabilizado con reforzamiento de geosintéticos - Zona 01.	138
Tabla 35. Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, sin estabilizar - Zona 02.	139
Tabla 36. Diseño de Refuerzo con Geosintético eje “F-F”- Zona 02.	140
Tabla 37. Diseño de Refuerzo con Geosintético eje “G-G”- Zona 02.	141
Tabla 38. Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, estabilizado con reformzamiento de geosintéticos - Zona 02.	142
Tabla 39. Distribución de anclajes eje “A-A”- Zona 01.	143
Tabla 40. Distribución de anclajes eje “C-C”- Zona 01.....	143
Tabla 41. Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, estabilizado con pantallas ancladas - Zona 01.	145
Tabla 42. Distribución de anclajes eje “F-F- Zona 02.	146
Tabla 43. Distribución de anclajes eje “G-G”- Zona 02.	147
Tabla 44. Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, estabilizado con pantallas ancladas - Zona 02.	148
Tabla 45. Dimensiones del muro de contención por gravedad del eje “A-A”.....	150
Tabla 46. Dimensiones del muro de contención por gravedad del eje “C-C”.	151
Tabla 47. Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, estabilizado con muro de contención por gravedad - Zona 01.	152
Tabla 48. Dimensiones del muro de contención por gravedad del eje “F-F”.	153

Tabla 49. Dimensiones del muro de contención por gravedad del eje “G-G”.....	155
Tabla 50. Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, estabilizado con muro de contención de gravedad - Zona 02.	155
Tabla 51. Presupuesto metodología de reforzamiento de la superficie con geosintéticos.....	158
Tabla 52. Presupuesto metodología de muros o pantallas ancladas.....	159
Tabla 53. Resumen de factores de seguridad metodología reforzamiento con geosintéticos - Zona 01.	161
Tabla 54. Detalle de estabilización metodología reforzamiento con geosintéticos - Zona 01.....	161
Tabla 55. Resumen de factores de metodología reforzamiento con geosintéticos - Zona 02.....	161
Tabla 56. Detalle de estabilización metodología reforzamiento con geosintéticos - Zona 02.....	161
Tabla 57. Resumen de presupuesto metodología de reforzamiento con geosintéticos.	162
Tabla 58. Resumen de factores de seguridad metodología pantallas ancladas - Zona 01.....	162
Tabla 59. Detalle de estabilización metodología pantallas ancladas - Zona 01.....	163
Tabla 60. Resumen de factores de seguridad metodología pantallas ancladas - Zona 02.....	163
Tabla 61. Detalle de estabilización metodología pantallas ancladas - Zona 02.....	164
Tabla 62. Resumen de presupuesto metodología de reforzamiento con geosintéticos.	165

Tabla 63. Resumen de factores de seguridad metodología muro de contención - Zona 01.....	165
Tabla 64. Resumen de factores de seguridad metodología muro de contención - Zona 02.....	165
Tabla 65. Comparaciones técnicas de acuerdo al factor de seguridad.	166
Tabla 66. Comparaciones técnicas de acuerdo al procedimiento constructivo.....	167
Tabla 67. Comparaciones técnicas de acuerdo a la metodología de diseño.....	167
Tabla 68. Comparaciones técnicas de acuerdo al comportamiento del muro.	168

RESUMEN

La presente tesis tuvo como objetivo general analizar tres alternativas técnico - económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km 3+310 al Km 3+490 de la vía Chontayoc – Tinyash, para solucionar el problema de deslizamiento de talud que ocurre en el sitio. Se ha recopilado información topográfica y geotécnica que permita modelar el talud en estudio en el software GeoStudio 2007 version 7.10 build 4143 - SLOPE/W (Student license). La estabilidad del talud se ha analizado y diseñado en condición estática y pseudoestática aplicando las alternativas: Reforzamiento de la superficie con geosintéticos, pantallas o muros anclados y muro de contención por gravedad. Los resultados obtenidos muestran que las alternativas técnicas aplicando la metodología de reforzamiento de la superficie con geosintéticos y la metodología de pantallas o muros anclados cumplen con los factores de seguridad mínimos establecidos en la Norma CE.020 Estabilización de suelos y taludes del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), en el aspecto económico estabilizar el talud con el reforzamiento de la superficie con geosintéticos resulta un 14.76% más económico que las pantallas o muros anclados. Por lo que, se concluye que bajo las condiciones topográficas y geotécnicas de la zona en estudio la alternativa viable técnica y económica para estabilizar el talud es aplicando el reforzamiento de la superficie con geosintéticos.

Palabras Claves: Estabilidad del talud y metodología de estabilización.

ABSTRACT

The general objective of this thesis was to analyze three technical - economic alternatives to stabilize the slope located at Km 3 + 310 to Km 3 + 490 of the Chontayoc - Tinyash road, to solve the problem of slope slip that occurs at the site. Topographical and geotechnical information has been compiled to allow modeling of the slope under study in the software GeoStudio 2007 version 7.10 build 4143 - SLOPE / W (Student license). The stability of the slope has been analyzed and designed in static and pseudostatic conditions applying the alternatives: Reinforcement of the surface with geosynthetics, screens or anchored walls, retaining wall by gravity. The results obtained show that the technical alternatives applying the methodology of surface reinforcement with geosynthetics and the anchored screens or walls methodology comply with the minimum safety factors established in the CE.020 Standard Stabilization of Soils and Slopes of the National Building Regulations (RNE), in the economic aspect stabilize the slope with the reinforcement of the surface with geosynthetics is 14.76% cheaper than screens or anchored walls. Therefore, it is concluded that under the topographic and geotechnical conditions of the study area the viable technical and economic alternative to stabilize the slope is applying the reinforcement of the surface with geosynthetics.

Key words: Stability of the slope and stabilization methodology.

INTRODUCCIÓN

La inestabilidad de taludes es un fenómeno que muy a menudo resuelve un ingeniero, y se pueden presentar durante la ejecución de obras de infraestructura, carreteras, reservorios de riego, entre otras que requieran realizar cortes al talud, esta práctica requiere de un estudio de taludes para garantizar la seguridad de la obra, y la construcción de las obras de retención.

En la vía Chontayoc – Tinyash, en el Km 3+310 al Km 3+490, se presenta un problema de estabilidad de taludes, que ha ocasionado el colapso de la vía, es por ello que se proponen tres alternativas de estabilización con el fin de identificar la más idónea técnica y económicamente, realizando el análisis y diseño de cada una de estas.

El análisis y diseño de las metodologías se realizó en el software GeoStudio 2007 version 7.10 build 4143 - SLOPE / W (Student license), además de hojas de cálculo en Excel creadas para verificar los diseños.

El trabajo está estructurado de la siguiente manera:

En el Capítulo I Planteamiento de la Investigación, se plantea la situación problemática, formulación del problema, hipótesis y variables, definición de términos, objetivos de la investigación.

El Capítulo II Marco Teórico, contiene antecedentes de la investigación y las bases teóricas.

La Metodología de la Investigación, se plantea en el Capítulo III y contiene perspectiva metodológica y tipo de investigación, límites de la investigación, contexto y unidad de análisis, métodos y recursos empleados, y el procedimiento de recolección y análisis de datos.

En el Capítulo IV Estudio y Diseño de Estabilidad del Talud, se hace una descripción del marco geográfico, la información previa de los aspectos geotécnicos,

el programa de investigación, el cálculo de la estabilidad del talud, los factores de seguridad y del presupuesto de las metodologías de estabilización.

La presentación de los resultados se expone en el Capítulo V, y contiene los resultados obtenidos del análisis y diseños de estabilización y las comparaciones técnicas y económicas de las alternativas de estabilización.

Finalmente, se presentan las conclusiones y recomendaciones.

CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA

Entre los eventos geológicos más destructivos que afectan a los hombres se encuentran los deslizamientos de tierra, los cuales han causado muchas muertes y cuantiosos daños en las propiedades (Suárez, s.f. - a).

“Uno de los problemas que muy a menudo necesita resolver el ingeniero de caminos es el correspondiente a los fenómenos de inestabilidad de taludes en cortes y terraplenes” (Crespo, 2004, p.217). En nuestro país el cual posee una topografía variada en especial la zona sierra; se experimentan problemas durante la ejecución de obras de infraestructura, carreteras, reservorios de riego, canales, entre otras obras que requieren una superficie plana en una zona de pendiente; obras que precisan grandes movimientos de tierra, la formación de cortes y terraplenes (González, Ferrer, Ortuño, y Oteo, 2002).

La estabilidad de “una superficie de terreno expuesta situada a un ángulo con la horizontal se llama talud o pendiente no restringida, (...)” (Braja, 2001, p.339).; está definida por factores geométricos, geológicos y geotécnicos, la combinación de estos factores determina la condición de rotura a lo largo de una o varias superficies, y que

sea cinemáticamente posible el movimiento de un cierto volumen de masa de suelo y/o roca. La posibilidad de rotura, los mecanismos y modelos de inestabilidad de los taludes están controlados principalmente por factores antes mencionados.

Un talud de tierra no puede considerarse estable indefinidamente, porque tarde o temprano la estabilidad que pueda presentar se pierde debido a los agentes naturales tales como las presiones hidrostáticas, el intemperismo y la erosión. Un aumento temporal de cargas, la reducción de la resistencia del suelo o una redistribución desfavorable de esfuerzos son causas que contribuyen de una u otra manera a que el talud busque su posición más estable. (Crespo, 2004, p.217)

Los deslizamientos de suelos y/o rocas producen variaciones en la morfología del terreno, generan daños en las infraestructuras aledañas como la destrucción de viviendas, carreteras, puentes; así mismo, generan diversos daños ambientales como la destrucción de bosques, alteración en el curso de los ríos, entre otros que afectan el ecosistema (Suárez, s.f. - a).

Un estudio de estabilidad de taludes tiene como fin diseñar medidas de prevención, control, remediación y/o estabilización para reducir los niveles de amenaza y riesgo. Estabilizar un deslizamiento en actividad o inestable requiere de métodos especiales de diseño y construcción, lo cual hace que este sea un trabajo complejo (Suárez, s.f. - b).

Existen diversos problemas en los taludes, los cuales muchos de ellos han sido tratados independientemente de acuerdo a los problemas y condiciones puntuales que se han presentado en cada uno de ellos, el agente externo responsable de la inestabilidad es una fuerza de masa, como el peso propio o la presencia y flujo de agua, y en algunos casos se debe a cargas externas, además se deben tener en cuenta los movimientos sísmicos ya que estos muchas veces activan desplazamientos.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es la alternativa técnico - económica viable para estabilizar el talud ubicado en el Km 3+310 al Km 3+490 de la vía Chontayoc – Tinyash?

1.3. JUSTIFICACIÓN

Determinar las condiciones de estabilidad de laderas naturales son un objetivo muy importante en el estudio de riesgos de origen geológico y una de las causales de mayor implicancia en la accidentabilidad en las carreteras.

Schuster y Kockelman (1996) como se cito en (Suárez, s.f. - b, p. 1) proponen una serie de principios y metodologías para la reducción de amenazas de deslizamiento, utilizando sistemas de prevención, los cuales requieren de políticas de Estado, la colaboración y toma de conciencia por parte de las comunidades; sin embargo, no es posible la eliminación total de los problemas mediante métodos preventivos en todos los casos y se requieren establecer medidas de control o remediación de los taludes susceptibles a deslizamiento o en los deslizamientos activos.

La presente investigación nace a partir de la necesidad de realizar un estudio que determine cuál será la alternativa técnico - económica viable para estabilizar el talud ubicado en el Km 3+310 al Km 3+490; para brindar a los pobladores de la localidad de Tinyash y poblaciones cercanas una vía de acceso fácil, directa, rápida y segura que permita llegar hasta la localidad de Tinyash y salir de ella con los productos agropecuarios de su producción, que puedan ser comercializados a precios competitivos de mercado, disminuyendo significativamente los tiempos de viajes actuales, finalmente integrar a la localidad de Tinyash al circuito vial provincial de Huaraz que permita dinamizar la actividad económica de este pueblo de los centros urbanos que constituyen los mercados importantes cuyas carencias se ven acrecentadas por las dificultades de acceso a través de vías adecuadas.

1.4. HIPÓTESIS Y VARIABLES

1.4.1. HIPÓTESIS

La alternativa técnico - económica viable para estabilizar el talud ubicado en el Km 3+310 al Km 3+490 de la vía Chontayoc – Tinyash es el reforzamiento de la superficie con geosintéticos.

1.4.2. VARIABLES

Las variables identificadas son: estabilidad del talud, viabilidad técnica, viabilidad económica y metodología de estabilización.

1.5. DEFINICION DE TERMINOS

Estabilidad del talud. – Los análisis de estabilidad permiten diseñar los taludes, mediante el cálculo de su factor de seguridad, y definir el tipo de medidas correctoras o estabilizadoras que deben ser aplicadas en caso de roturas reales o potenciales. Es necesario el conocimiento geológico y geomecánica de los materiales que forman el talud, de los posibles modelos o mecanismos de rotura que puedan tener lugar y de los factores que influyen, condicionan y desencadenan las inestabilidades. (González et al., 2002, p.431)

Viabilidad técnica. – Es la medida del beneficio que hace posible el funcionamiento, rendimiento y restricciones que pueden afectar a un proyecto o idea, atendiendo a la disponibilidad de recursos, conocimientos técnicos, características tecnológicas y a las leyes de la naturaleza.

Viabilidad económica. - Es el costo mínimo de algún proyecto con la condición que satisfaga todas las demandas antes analizadas en el estudio.

Metodología de Estabilización. – Las metodologías de estabilización de taludes generalmente, están dirigidos a reducir las fuerzas actuantes, a incrementar las fuerzas resistentes o a una combinación de los dos efectos. Es común que existan varios factores que determinen las fuerzas actuantes y resistentes y se requieran varios métodos de estabilización para lograr un efecto combinado. (Suárez, s.f. - b, p.14)

“La solución de cada problema requiere un análisis conceptual y determinístico de las causas y mecanismo del problema y un diseño detallado de la remediación” (Suárez, s.f. - b, p.2)

1.6. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.6.1. GENERAL

Analizar tres alternativas técnico – económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km 3+310 al Km 3+490 en la vía Chontayoc – Tinyash.

1.6.2. ESPECIFICOS

- Analizar técnicamente la estabilidad del talud empleando la metodología de reforzamiento de la superficie con geosintéticos.
- Analizar técnicamente la estabilidad del talud empleando la metodología muros o pantallas ancladas.
- Analizar técnicamente la estabilidad del talud empleando la metodología muros de contención por gravedad.
- Elegir la mejor alternativa técnica de estabilización de las 3 metodologías.
- Determinar la alternativa más económica y técnicamente viable.

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

En 1998 Minera Barrick Misquichilca (MBM) – Pierina, inicio sus operaciones a tajo abierto, trabajando desde sus inicios con las comunidades del área de influencia minera a las cuales se les ha apoyado en la realización de proyectos sostenibles que promovieran el beneficio y desarrollo de las comunidades, es en ese sentido es que se planteó el compromiso de la construcción de la trocha que inicia en la localidad de Chontayoc y finaliza en la localidad de Tinyash.

El 2012 MBM; encarga a la Asociación Civil Neoandina unidad ejecutora de los proyectos de inversión social de MBM, la formulación del Expediente Técnico denominado “CONSTRUCCIÓN DE LA TROCHA CARROZABLE CHONTAYOC TINYASH, TRAMO PUENTE PACCHA - TINYASH”; la ejecución del proyecto en mención debió de ser ejecutado por las empresa comunales del área de influencia, por diversos problemas sociales se encarga la ejecución en el 2013 a la Asociación Civil Neoandina en la modalidad de administración directa.

Años después se pudo evidenciar la falta de mantenimiento de la vía, la cual tenía las cunetas colmatadas y en épocas de lluvia las aguas escurrían por la superficie de

rodadura originando la inestabilidad del talud ubicado en la progresiva Km 3+310 al Km 3+490, el cual terminó fallando.

El 2015 MBM al tener un compromiso social aún no cerrado con la comunidad de Tinyash encarga a la Asociación Civil Neoandina la formulación del Expediente Técnico denominado “MEJORAMIENTO Y REHABILITACIÓN DE LA CARRETERA CHONTAYOC – TINYASH”, el 2016 se inicia la ejecución de la obra después de un proceso de selección a la empresas comunales, la ejecución del proyecto se realizó en 02 tramos, firmándose el acta de recepción de obra a la Asociación Civil Neoandina la del último tramo en el mes de enero del 2017.



Figura 1. Tratamiento en Zonas de Deslizamiento según Expediente Técnico, agosto 2016.

Meses más tarde las fuertes lluvias extraordinarias producidas en los meses de febrero, marzo y abril del 2017, junto a la falta de mantenimiento de la vía produjo el derrumbe en varios tramos de la carretera en especial entre el Km 3+310 al Km 3+490 de la vía Chontayoc – Tinyash.



Figura 2. Deslizamiento marzo del 2017 en la Vía Chontayoc – Tinyash.

2.2. ANTECEDENTES DE INVESTIGACIÓN

Lozada (2012), identificó la necesidad de efectivizar el tránsito entre las localidades de Huaraz, Tinyash y viceversa y el compromiso social de la minera Barrick Misquichilca es que hacen posible la construcción de esta vía de integración, que hará más fluido y mejorará las condiciones de vida de las comunidades beneficiarias.

En los últimos años el Perú ha atravesado un periodo de recesión, lo que impacto en la actividad económica del país, las condiciones sociales y de producción de las zonas rurales, se han visto afectadas por el deterioro de los accesos a zonas productoras y poblaciones rurales, que dependen fundamentalmente de las carreteras y caminos vecinales del ámbito rural.

Para enfrentar la solución de los problemas sociales y económicos del país y en particular para incrementar la calidad de vida de la población rural, así como para restablecer y mantener la comunicación entre el campo y la ciudad, el programa minero de solidaridad con el pueblo ha fijado metas concretas: construir una carretera que

permita el tránsito y las comunicaciones por la vía Chontayoc – Tinyash, por ser la más corta y factible para el tránsito hacia Huaraz y que haga posible la reactivación económica.

Tamayo (2015), formuló el estudio de la carretera en el tramo desde el puente Paccha que cruza la quebrada del mismo nombre, hasta la localidad de Tinyash (Parque). La extensión del trazado en planta del proyecto de la carretera es de 3.008 Km. En el cual se ha previsto la construcción de una vía con un ancho de 4.80 m., así como la ejecución de trabajos complementarios como construcción de cunetas y conformación de la plataforma a nivel de subrasante. Se garantizará el funcionamiento adecuado del sistema de drenaje mediante el mantenimiento de las alcantarillas existentes, mejorando dichas estructuras donde fuera necesario, construcción de alcantarillas nuevas con tubería metálica corrugada TMC en los lugares necesarios que no cuentan con ellas, además se proyectó la construcción de muros para la protección del deslizamiento de taludes en diversos puntos de la vía.

2.3. BASES TEORICAS

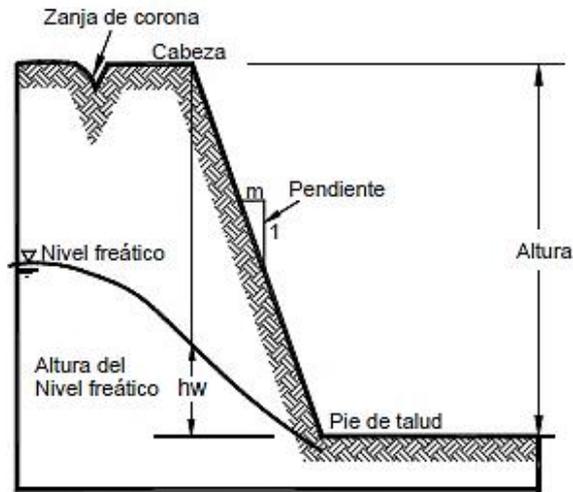
2.3.1. ESTABILIDAD DE TALUDES

2.3.1.1. TALUD

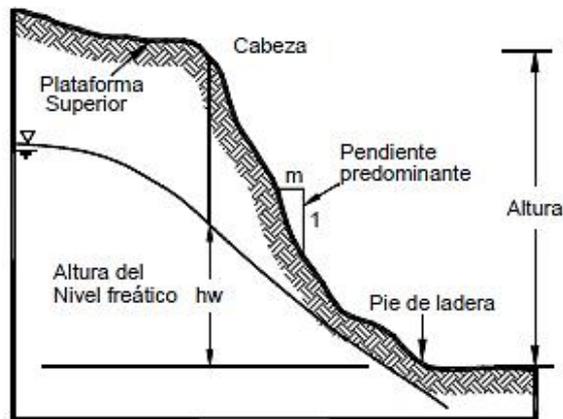
“Una superficie de terreno expuesta situada a un ángulo con la horizontal se llama talud o pendiente no restringida, y puede ser natural o construido” (Braja, 2001, p.339).

Se denomina talud a una masa de tierra que no es plana, sino que presenta una pendiente o experimenta cambios significativos de altura. Técnicamente se define como “ladera” cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y se denomina “talud” cuando se formó artificialmente (Suárez Díaz, s.f. - a).

En la figura 3a, se muestra un talud artificial y en la figura 3b un talud natural definido como ladera.



a) Talud artificial (corte o relleno)



b) Ladera natural

Figura 3. Nomenclatura de taludes y laderas.

Fuente: Suárez Díaz (s.f. - a, pág. 3)

2.3.1.2. PROCESOS DE DESLIZAMIENTOS

Si la superficie del terreno no es horizontal, una componente de la gravedad ocasionará que el suelo se mueva hacia abajo. Si la componente de la gravedad es suficientemente grande ocurrirá la falla del talud; es decir una masa de suelo se deslizará hacia abajo, la fuerza actuante vence a la fuerza resistente de la resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de ruptura (Braja, 2001, p.339).

Varnes (1978) denomina a este movimiento de ladera como “slope movement”, Sharpe (1938) lo llama “landslide”, al movimiento de una masa de roca, suelos o derrubios (conjunto de fragmentos de roca desplazados por

agentes atmosféricos que se depositan en una pendiente), de una ladera a favor de la gravedad, estos desplazamientos se producen hacia el exterior de las laderas es decir los procesos geotécnicos activos de los taludes y laderas corresponden generalmente, a movimiento hacia abajo y hacia afuera de los materiales que conforman un talud de roca, suelo natural o relleno, o una combinación de ellos.

Generalmente los movimientos ocurren a lo largo de una o varias superficies de falla, por caída libre, movimiento de masa, erosión o flujos. Algunos segmentos de talud o ladera pueden moverse hacia arriba, mientras otros se mueven hacia abajo (Suárez, s.f. - a).

La nomenclatura de los elementos morfológicos y morfométricos de un movimiento de ladera ha sido desarrollada por la IAEG (International Association of Engineering Geology, 1990). En la tabla 1 se detallan las partes que conforman un deslizamiento.

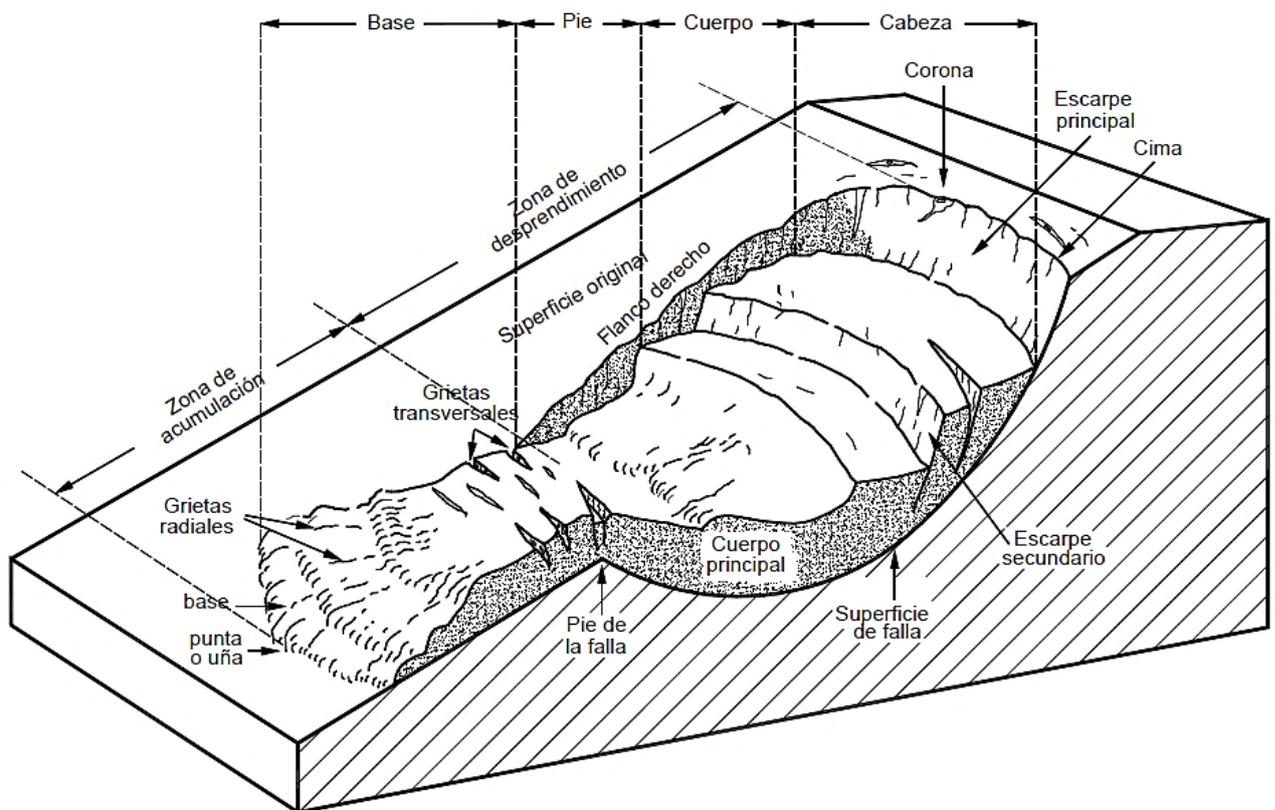


Figura 4. Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un deslizamiento.
Fuente: Suárez (s.f. - a, p.4)

Tabla 1.

Partes que conforman un deslizamiento.

Partes	Descripción
Cabeza	Parte superior de la masa de material que se mueve. La cabeza del deslizamiento no corresponde necesariamente a la cabeza del talud. Arriba de la cabeza está la corona.
Cima	El punto más alto de la cabeza, en el contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.
Corona	El material que se encuentra en el sitio, (prácticamente inalterado), adyacente a la parte más alta del escarpe principal, por encima de la cabeza.
Escarpe principal	Superficie muy inclinada a lo largo de la periferia posterior del área en movimiento, causado por el desplazamiento del material. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material conforma la superficie de la falla.
Escarpe secundario	Superficie muy inclinada producida por el desplazamiento diferencial dentro de la masa que se mueve. En un deslizamiento pueden formarse varios escarpes secundarios.
Superficie de falla	Área por debajo del movimiento y que delimita el volumen del material desplazado. El suelo por debajo de la superficie de la falla no se mueve, mientras que el que se encuentra por encima de ésta, se desplaza. En algunos movimientos no hay superficie de falla.
Pie de la superficie de falla	La línea de interceptación (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.
Base	El área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.
Punta o uña	El punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.
Cuerpo principal del deslizamiento	El material desplazado que se encuentra por encima de la superficie de falla. Se pueden presentar varios cuerpos en movimiento.
Superficie original del terreno	La superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.
Costado o flanco	Un lado (perfil lateral) del movimiento. Se debe diferenciar el flanco derecho y el izquierdo.
Derecha e izquierda	Para describir un deslizamiento se recomienda utilizar la orientación geográfica (Norte, Sur, Este, Oeste); pero si se emplean las palabras derecha e izquierda, deben referirse al deslizamiento observado desde la corona hacia el pie.

Fuente: Suárez (s.f. - a, pp.5-6)

2.3.1.3. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES

Existen factores geométricos, geológicos y geotécnicos los cuales interactúan entre ellos para determinar la estabilidad de un talud en el cual se producen procesos complejos que dependen de los factores mencionados (Suárez, s.f. - a). Los factores condicionantes se muestran en la tabla 2, mientras que los factores desencadenantes en la tabla 3.

Tabla 2.

Influencia de los diferentes factores condicionantes que influyen en la estabilidad.

	Factores	Influencias y efectos
Condicionantes	Relieve (pendientes, geometría)	Distribución del peso del terreno. Curvatura de la superficie.
	Litología (composición, textura)	Densidad, resistencia, permeabilidad. Textura del material (microestructura, ángulo de reposo natural) Comportamiento hidrogeológico.
	Estructura geológica y estado tensional	Resistencia, deformabilidad. Comportamiento discontinuo y anisótropo. Tectónica y fracturación. Zonas de debilidad.
	Propiedades geomecánicas de los materiales	Comportamiento hidrogeológico. Generación de presiones intersticiales.
	Deforestación	Modificaciones en el balance hídrico. Erosión.
	Meteorización	Cambios físicos y químicos, erosión externa e interna, generación de zonas de debilidad.

Fuente: González et al. (2002, p.630)

2.3.1.4. CLASIFICACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS EN TALUDES

Las clasificaciones de los movimientos de ladera suelen referirse a los tipos de materiales involucrados, distinguiéndose generalmente entre materiales rocosos, derrubios y suelos, y al mecanismo de rotura, considerando también otros aspectos, como el contenido de agua del terreno y la velocidad y magnitud del movimiento. Algunas de las clasificaciones más extendidas con de Varnes

(1984), Hutchinson (1988), EPOCH (1993), Dikau (1996), con diversos criterios y fines. (González et al., 2002, p.623)

Tabla 3.

Influencia de los diferentes factores desencadenantes que influyen en la estabilidad.

	Factores	Influencias y efectos
Desencadenantes	Precipitaciones y aportes de agua	Variación de las presiones intersticiales y del peso del terreno. Saturación en suelos (infiltración). Erosión.
	Cambio en las condiciones hidrológicas	Densidad, resistencia, permeabilidad. Textura del material (microestructura, ángulo de reposo natural) Comportamiento hidrogeológico.
	Aplicación de cargas estáticas o dinámicas (sismicidad)	Cambio en la distribución del peso de los materiales y en el estado tensional de la ladera.
		Incremento de presiones intersticiales.
	Cambios morfológicos y de la geometría de las laderas (efecto antrópico)	Variación de las fuerzas debidas al peso. Cambio en el estado tensional.
	Erosión o socavación del pie	Cambios geométricos en la ladera. Cambios en la distribución del peso de los materiales y en el estado tensional de la ladera.
	Acciones climáticas (procesos de deshielo, heladas, sequia cambian con el tiempo)	Cambio en el contenido de agua del terreno. Generación de grietas y planos de debilidad. Disminución de las propiedades resistentes.

Fuente: González et al. (2002, pág. 630)

Suárez (s.f. - a, pp.8-35), presenta algunas adicionales a los procesos de movimiento identificados originalmente por Varnes, los cuales se detallan a continuación:

2.3.1.4.1. Caído.

Al desprendimiento y caída de materiales de un talud se le denomina caído, en el cual se desprende una masa de diversos tamaños desde un talud de

pendiente fuerte a lo largo de una superficie en la cual el desplazamiento de corte es mínimo o no existe, formando un desplazamiento por caída libre, a saltos o rodando, representando un riesgo para los elementos que están debajo del talud.

La activación de caídos, o “derrumbes” de suelo, es muy común en los suelos residuales con estructuras heredadas. Generalmente, van precedidos de agrietamientos en la cabeza del talud.

2.3.1.4.2. *Inclinación o volcamiento.*

La inclinación o volcamiento es un movimiento que consiste en una rotación hacia delante de suelo y roca con centro de giro por debajo del centro de gravedad, los volcamientos se originan en formaciones rocosas, pero también, están presentes en suelos cohesivos secos y en suelos residuales. La inclinación puede abarcar zonas pequeñas o grandes extensiones.

Las propiedades de la formación geológica, así como su geometría, determinan la forma de la inclinación. El buzamiento y estratificación de las discontinuidades definen la altura y el tamaño del bloque inclinado, así como el proceso, la naturaleza del mismo. Los bloques adyacentes generan fuerzas que producen el volcamiento, otros agentes que generan la inclinación o volcamiento son el agua en las grietas o juntas, las expansiones y los movimientos sísmicos. Las inclinaciones pueden variar de extremadamente lentas a extremadamente rápidas.

2.3.1.4.3. *Reptación o creep.*

A los movimientos de suelo superficial desde muy lentos a extremadamente lentos sin una superficie definida de falla se le denomina reptación o “creep”, en la cual la profundidad del movimiento puede ser de pocos centímetros hasta varios metros, usualmente el desplazamiento horizontal es de pocos centímetros al año y afecta grandes extensiones de terreno, la reptación puede anteceder a movimientos más rápidos como por ejemplo los flujos o deslizamientos rotacionales, produciéndose en laderas con pendiente baja a media, causados por alteraciones climáticas relacionados

con los procesos de humedecimiento y secado en los suelos, usualmente arcillosos, muy blandos o alterados con características expansivas.

Las evidencias de reptación consisten en la inclinación de postes y cercas y/o la inclinación o curvatura de los troncos de los árboles y arbusto. Como los movimientos son muy lentos, la mejor forma de analizar un proceso de “creep” es mediante el monitoreo y el uso de inclinómetros. En un inclinómetro el movimiento es mayor en la superficie del terreno y disminuye en magnitud al profundizarse. Igualmente, las estructuras de la mampostería se agrietan con fisuras verticales o diagonales. Suárez (s.f. - a, p.13)

2.3.1.4.4. Deslizamientos en masa.

Los deslizamientos en masa son un desplazamiento de corte que se forma a lo largo de una o varias superficies, estos deslizamientos en masa pueden ser de una sola masa coherente que se mueven o pueden comprender varias masas semi independientes. El movimiento no se inicia simultáneamente a lo largo de todo lo que sería la superficie de falla si no de manera gradual.

Los desplazamientos en masa se pueden subdividir en subtipos denominados deslizamientos rotacionales, deslizamientos traslacionales o planares y deslizamientos compuestos de rotación y traslación. Esta diferenciación es importante porque puede definir el sistema de análisis y el tipo de estabilización que se va a emplear. Suárez (s.f. - a, p.14)

La superficie de falla es cóncava hacia arriba y el movimiento es rotacional con respecto al eje paralelo a la superficie y transversal al deslizamiento en un deslizamiento rotacional. En el deslizamiento de traslación la masa se desliza hacia afuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie regularmente plana o ligeramente ondulada Suárez (s.f. - a).

2.3.1.4.5. Hundimiento.

Los hundimientos son movimientos generalmente verticales de masas de suelo, en las cuales ocurre una disminución del volumen general del terreno.

Los procesos de hundimiento de gran magnitud se clasifican como parte de los movimientos en masa o deslizamientos, aunque para su ocurrencia, la presencia de un talud no es necesariamente un pre-requisito. Pueden ser de gran magnitud o relativamente pequeños. Los hundimientos obedecen a diferentes causas naturales. Suárez (s.f. - a, p.20)

2.3.1.4.6. Flujos.

Se denomina flujo al movimiento relativo de las partículas y/o bloques pequeños como rocas, entre otros, dentro de un todo que se mueve o desliza sobre una superficie. Las deformaciones internas son muy grandes y fluyen en forma similar a un líquido viscoso. El flujo puede ser laminar a turbulento. Al aumentar la densidad y la viscosidad, el flujo puede transportar grandes bloques hacia la parte superior. Suárez (s.f. - a, p.21)

2.3.1.5. CRITERIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB

En 1990, Mohr presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Esta teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no sólo por la presencia de un esfuerzo máximo normal y bien de un esfuerzo máximo cortante. (Braja, 2001, p.207)

Así entonces, la relación funcional entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa como:

$$\tau_f = f(\sigma)$$

Donde:

$\tau_f =$ Esfuerzo cortante sobre el plano de falla.

$\sigma =$ Esfuerzo normal sobre el plano de falla.

La ecuación anterior genera una envolvente de falla, la cual sería una línea curva; para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, según Coulomb es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal, quedando definida como:

$$\tau_f = c + \sigma \cdot \tan \phi$$

Donde:

c = Cohesión del suelo.

ϕ = Ángulo de fricción interna.

“La ecuación fue usada por más de un siglo y sirvió de base para la elaboración de teorías de presión de tierra, capacidad de carga y métodos de análisis de la estabilidad en terraplenes y presas de tierra” (Juárez y Rico, 2005, p.376).

No obstante, los ingenieros con ciertos dotes de observación empezaron a notar las fuertes discrepancias que existían entre la realidad y propuesto por Mohr – Coulomb; es así que en 1925 Terzaghi estableció, con base en serias investigaciones experimentales que la presión normal total debería de sustituirse por la presión inter granular, de modo que la presión que se admite controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante, o sea la presión efectiva, no es la total, sino la inter granular. Actualmente es común considerar los términos intergranulares y efectiva como sinónimos al ser aplicados a presiones (Juárez y Rico, 2005).

En un suelo saturado, el esfuerzo normal total en un punto es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poro:

$$\sigma = \sigma' + u$$

El esfuerzo efectivo σ' es tomado por los sólidos del suelo. Reemplazando en la ecuación de Mohr Coulomb, tendremos:

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \cdot \tan \phi$$

Posteriormente, Hvorslev hizo notar que el valor de la cohesión de las arcillas saturadas no era una constante, si no que resultaba ser en función al contenido de agua (Juárez y Rico, 2005). Por lo tanto, la ecuación quedaría expresada como:

$$\tau_f = c' + \sigma'. \text{Tan } \phi$$

$$\tau_f = c' + (\sigma - u). \text{Tan } \phi$$

Donde:

τ = Esfuerzo de resistencia al corte

c' = Cohesión o cementación efectiva

σ = Esfuerzo normal total

u = Presión del agua intersticial o de poros

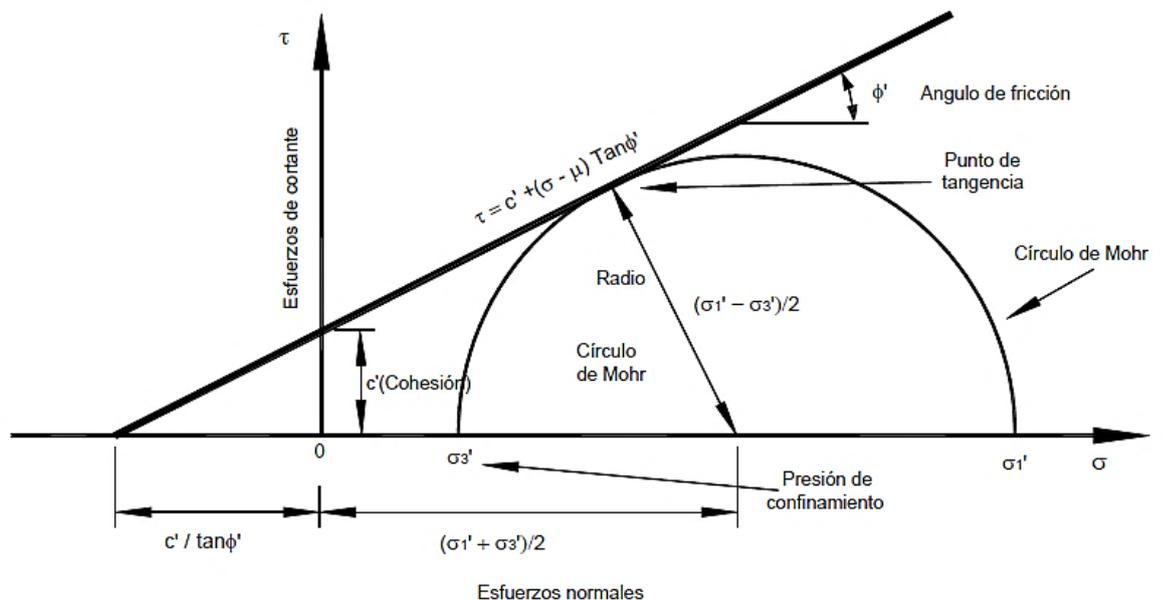


Figura 5. Representación gráfica de la Ecuación de Mohr Coulomb.
Fuente: Suárez (s.f. - a, p.75)

Los parámetros de la resistencia cortante de un suelo son determinados en el laboratorio principalmente con dos tipos de ensayo; la prueba de corte directo (NTP 399.171 (2002)– ASTM D3080-98) y la prueba triaxial.

2.3.1.6. TEORÍA DE RANKINE DE LAS PRESIONES DE TIERRA

Las estructuras de retención, como los muros de contención, los muros de sótanos, entre otros que soportan taludes de masas de tierra, su diseño y construcción apropiados requieren un pleno conocimiento de las fuerzas

laterales que actúan entre estas estructuras y las masas de suelo que son retenidas (Braja, 2001).

“El termino equilibrio plástico en suelos se refiere a la condición en que cada punto en una masa de suelo está a punto de fallar. Rankine (1857) investigó las condiciones de esfuerzo en el suelo en un estado de equilibrio plástico” (Braja, 2001, p.295).

2.3.1.6.1. Estado Activo de Rankine.

“Al empuje de tierras que se efectúa sobre un soporte que resiste, cediendo una cierta magnitud que depende de sus características estructurales, se le llama empuje activo” (Crespo, 2004, p.191).

En el estado activo el muro se mueve, los elementos de suelo se expanden, el esfuerzo vertical permanece constante pero el esfuerzo lateral se reduce y se alcanza el equilibrio plástico.

El coeficiente de presión de tierra activa de Rankine, queda definida por:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

2.3.1.6.2. Estado Pasivo de Rankine.

“El empuje que actúa sobre una pared que avanza contra el talud se llama empuje pasivo” (Crespo, 2004, p.191).

El coeficiente de presión de tierra pasiva de Rankine, queda definida por:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

2.3.2. ANÁLISIS Y SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

2.3.2.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

La modelación conceptual y matemática de los taludes es parte de la práctica de la ingeniería geotécnica, con el objetivo de analizar las condiciones de

estabilidad de los taludes naturales, la seguridad y funcionalidad del diseño en los taludes (Suárez, s.f. - a). Existen dos modelos de análisis.

2.3.2.1.1. Modelo conceptual.

En el modelo conceptual se describe, analiza y valora las causas y mecanismos que producen un fenómeno. Este modelo debe explicar cómo se comporta el talud de acuerdo a sus características físicas, químicas y ambientales y cómo actúan los mecanismos que puedan producir una amenaza a deslizamiento (Suárez, s.f. - a).

“Para elaborar los modelos conceptuales se requieren el conocimiento de la geología, la mecánica de suelos, la hidrología, la morfología y las características ambientales del sitio, entre otros elementos fundamentales” (Suárez, s.f. – a, p.37).

Algunos factores que se deben de tener en cuenta en el modelo conceptual.

- La litología o formación geológica
- La micro estructura
- La estructura geológica
- El estado de meteorización
- La pendiente y el relieve
- La geomorfología
- El clima la hidrología y la hidrogeología
- La sismicidad
- La vegetación
- Los factores antrópicos

2.3.2.1.2. Modelo determinístico.

En el modelo determinístico se realiza el análisis matemático para calcular un factor de seguridad (amenaza a deslizamiento) o para determinar la magnitud de los esfuerzo y deformaciones.

El modelo determinístico debe de ser la representación matemática del modelo conceptual. Los parámetros y limitaciones a utilizar en los análisis

matemáticos deben ser basados en el modelo conceptual, no se debe elaborar un modelo matemático si no se tiene un modelo conceptual (Suárez, s.f. - a).

Conocidas o supuestas las condiciones en que se encuentran un talud, estos modelos indican si el talud es o no estable. Consiste en seleccionar los valores adecuados de los parámetros físicos y resistentes que controlan el comportamiento del material para, a partir de ellos y de las leyes de comportamiento adecuadas, definir el estado de estabilidad o el factor de seguridad del talud. (González et al., 2002, p.445)

2.3.2.2. MÉTODOS DE ANÁLISIS

2.3.2.2.1. Métodos sintetizados de análisis.

“Para los taludes simples homogéneos, se han desarrollado tablas que permiten un cálculo rápido del factor de seguridad. Existe una gran cantidad de tablas desarrolladas por diferentes autores” (Suárez, s.f. - a, p.137)

Emplear tablas sirve de base o una idea para la comparación de resultados más no debe sustituir el análisis riguroso de estabilidad del talud.

Existe gran variedad de tablas cuyo resumen se muestra en la Tabla 4.

Los métodos numéricos son la técnica que muestra la mejor aproximación al detalle, de las condiciones de estabilidad en la mayoría de los casos de evaluación de estabilidad de taludes.

Sin embargo, los métodos de equilibrio límite, son más sencillos de utilizar y permiten analizar los casos de falla traslacional y falla rotacional, así como las fallas de inclinación.

2.3.2.2.2.1. Equilibrio límite.

Este método analiza el equilibrio de una masa potencialmente inestable, y consiste en comparar las fuerzas desestabilizadoras con las fuerzas resistentes que se oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de rotura (González et al., 2002).

Tabla 4.

Tablas para el cálculo de la estabilidad de taludes disponibles en la literatura.

MÉTODO	PARÁMETROS	INCLINACIÓN DEL TALUD	MÉTODO ANALÍTICO UTILIZADO	OBSERVACIONES
Taylor (1966)	Cu, c, \emptyset	0 - 90° 0 - 90°	$\emptyset=0$ Círculo de fricción	Análisis no drenado Taludes secos solamente
Bishop y Morgenstern (1960)	c, \emptyset , ru	11 - 26.5°	Bishop	Primero en incluir efectos del agua.
Gibsson y Morgenstern	Cu	0 - 90°	$\emptyset=0$	Análisis no drenado con cero resistencias en la superficie y Cu aumenta linealmente con la profundidad
Spencer (1967)	c, \emptyset , ru	0 - 34°	Spencer	Círculos de pie solamente
Janbú (1968)	Cu, c, \emptyset , ru	0 - 90°	$\emptyset=0$ Janbú GPS	Una serie de tablas para diferentes efectos de movimiento de agua y grietas de tensión
Hunter y Schuster (1968)	Cu	0 - 90°	$\emptyset=0$	Análisis no drenado con una resistencia inicial en la superficie y Cu, aumenta linealmente con la profundidad
Chen y Giger (1971)	c, \emptyset	20 - 90°	Análisis límite	
O'Connor y Mitchell (1977)	c, \emptyset , ru	11 - 26°	Bishop	Bishop y Morgenstern (1960) extendido para incluir Nc= 0.1
Hoek y Bray (1977)	c, \emptyset c, \emptyset	0 - 90° 0 - 90°	Círculo de fricción Cuña	Incluye agua subterránea y grietas de tensión Análisis de bloque en tres dimensiones.
Cousins (1978)	c, \emptyset	0 - 45°	Círculo de fricción	Extensión del método de Taylor (1966)
Charles y Soares (1984)	\emptyset	26 - 63°	Bishop	Envolvente de falla no lineal de Mohr - Coulomb
Barnes (1991)	c, \emptyset , ru	11 - 63°	Bishop	Extensión de Bishop y Morgenstern (1960) para un rango mayor de ángulos de talud.

Fuente: Suárez (s.f. - a, p.138)

Se basan en:

- La selección de una superficie teórica de rotura en el talud.
- El criterio de rotura de Mohr – Coulomb.
- La definición de coeficiente de seguridad.

Un análisis de equilibrio límite permite obtener factores de seguridad a través de un análisis regresivo, obtener los valores de la resistencia al cortante en el momento de la falla, una vez determinado las propiedades de resistencia al cortante de los suelos, las presiones de poros y otras propiedades del suelo y del talud, se puede proceder a calcular el factor de seguridad del talud. Este análisis de estabilidad consiste en determinar si existe suficiente resistencia en los suelos del talud para soportar los esfuerzos de cortante que tienden a causar la falla o deslizamiento. (Suárez, s.f. - a, p.130)

Los diversos métodos varían en el tipo de superficie de falla y en cómo actúan internamente las fuerzas sobre la superficie de falla los cuales dependen de los siguientes parámetros:

- Pesos unitarios
- Resistencia la cortante
- Condiciones drenadas o no drenadas
- Esfuerzos totales y efectivos
- Estabilidad a corto y a largo plazo

Así mismo el método de equilibrio límite tiene algunas limitaciones entre las cuales se encuentran las siguientes.

- Se basan solamente en la estática
- Suponen los esfuerzos uniformemente distribuidos
- Utilizan modelos de falla muy sencillos
- Generalmente se asume al material como isotrópico

En la figura 6, se muestran los principales métodos de análisis de equilibrio límite, los cuales se dividen en métodos: exactos, no exactos y

aproximados. En la tabla 5 se enumeran algunos de los métodos de análisis de estabilidad más utilizados.

Suárez (s.f. – a), menciona que: “Los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos en el mundo, son el simplificado de Bishop y los métodos precisos de Morgenstern y Price y Spencer” (pág. 158).

Alva Hurtado (1994), como se citó en (Suárez, s.f. - a, p.158) presenta comparaciones de los diversos métodos de análisis de estabilidad de taludes (Tabla 6).

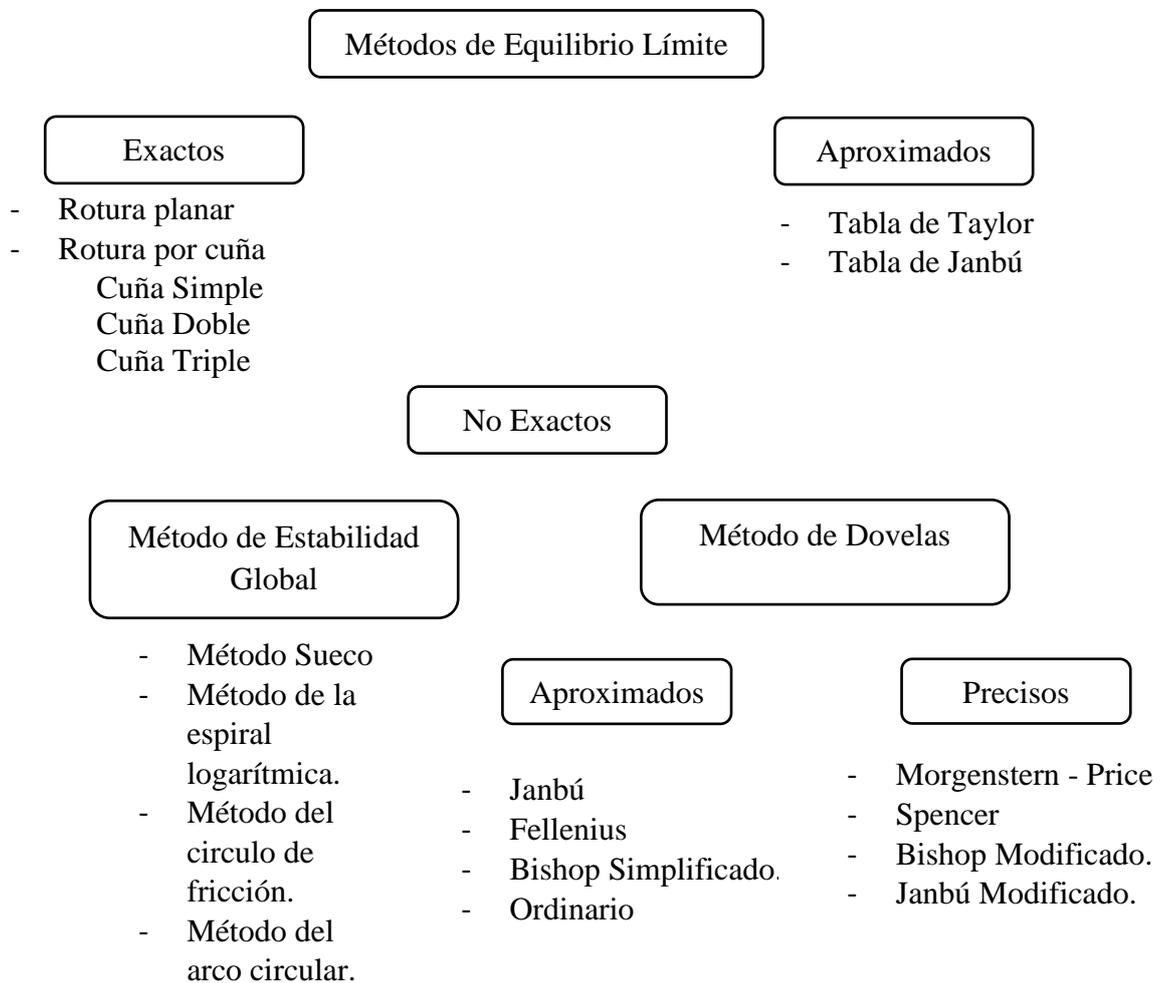


Figura 6. Métodos de análisis del equilibrio límite.

Tabla 5.

Métodos de análisis de estabilidad de taludes.

METODO	SUPERFICIES DE FALLA	EQUILIBRIO	CARACTERISTICAS
Talud infinito	Rectas	Fuerzas	Bloque delgado con nivel freático, falla paralela a la superficie.
Bloque o cuñas	Cuñas con tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples, analizando las fuerzas que actúan sobre cada cuña.
Espiral logarítmica (Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	Fuerzas y momentos	Superficie de falla en espiral logarítmica, el radio de la espiral varía con el ángulo de rotación.
Arco circular (Fellenius, 1922)	Circulares	Momentos	Círculo de falla, el cual es analizado como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ($\phi=0$)
Ordinario o de Fellenius (Fellenius, 1927)	Circulares	Fuerzas	No tienen en cuenta las fuerzas entre dovelas.
Bishop simplificado (Bishop, 1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortantes, entre dovelas, son cero.
Janbú simplificado (Janbú, 1968)	Cualquier forma	Fuerzas	Asume que no hay fuerza de cortantes entre dovelas.
Sueco modificado U.S Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas están inclinadas en un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas.
Spencer (1967)	Cualquier forma	Fuerzas y momentos	La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.
Morgenstern y Prince (1965)	Cualquier forma	Fuerzas y momentos	Las fuerzas entre dovelas se asumen que varían de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma	Fuerzas y momentos	Utiliza el método de las dovelas en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.

Fuente: Suárez (s.f. – a, p.136)

2.3.2.2.2. Métodos Numéricos.

A diferencia de los métodos de equilibrio límite, que consideran únicamente las fuerzas que actúan sobre uno o varios puntos de la superficie de rotura, y que suponen que la rotura se produce de forma instantánea y que la resistencia se moviliza al mismo tiempo a lo largo de toda la superficie, los métodos numéricos en especial el método tensión – deformación analizan el proceso de deformación en cada uno de los puntos seleccionados del modelo; estos métodos permiten evaluar, así mismo, la influencia de los diferentes parámetros en el estado de estabilidad del talud, como tensiones naturales del terreno, fuerzas dinámicas, presiones de agua, etc. (González et al., 2002, pp.467-468)

Frecuentemente, los mecanismos de falla de los deslizamientos son muy complejos e incluyen factores muy difíciles de investigar con análisis convencionales de equilibrio límite. Estos análisis se limitan a problemas relativamente simples que incluyen muy poca información del mecanismo de falla. Las fallas de los taludes (en su gran mayoría) son progresivas, no se inicia la falla al mismo tiempo, como lo suponen los métodos de límite de equilibrio. (Suárez, s.f. - a, p.159)

Tabla 6.

Diferencias básicas entre diversos métodos de análisis de estabilidad de taludes (Alva Hurtado, 1994).

PROCEDIMIENTO	CONDICIÓN DE EQUILIBRIO SATISFECHA				ECUACIONES E INCOGNITAS	FORMA DE LA SUPERFICIE DE FALLA	APLICABLE A	
	MOM. TOTAL	MOM. DOVELA	VERTICAL	HORIZONTAL			CALCULOS MANUALES	CALCULOS EN COMPUTADOR
Método ordinario de dovelas	Si	No	No	No	1	Circular	Si	Si
Método de Bishop modificado	Si	No	No	No	n+1	Circular	Si	Si
Método de Janbú procedimiento generalizado de dovelas.	Si	Si	Si	Si	3n	Cualquiera	Si	Si
Métodos de Spencer y Morgenstern y Prince	Si	Si	Si	Si	3n	Cualquiera	No	Si
Método de Lowe y Karafiath	No	No	Si	Si	2n	Cualquiera	Si	Si
Método de Espiral Logarítmica	Si	-	Si	Si	3	Espiral logarítmica	Si	Si

Fuente: Suárez (s.f. – a, p.160)

La limitación del método de equilibrio límite está en que no tiene en cuenta las deformaciones, las cuales determinan un proceso de falla particular, progresiva o en los que dependen del tiempo; por ello se utiliza la modelación numérica la cual nos permite obtener soluciones aproximadas a las limitaciones antes mencionadas, pudiendo analizar así fallas en donde no existe una superficie continua de cortante (las fallas por volteo).

Los métodos numéricos de análisis se pueden clasificar en varias categorías, como se muestra en la tabla 7.

Tabla 7.
Métodos numéricos para la estabilidad de taludes.

TEMA	CARACTERÍSTICAS	UTILIZACIÓN
Elementos finitos (FEM)	Se asume una malla de elementos con sus respectivos nodos y las propiedades elastoplásticas de los materiales.	Se aplica a taludes que puedan considerarse como masas continuas sin bloques.
Diferencias Finitas (FDM)	Se elabora una malla con una variedad de relación esfuerzo - deformación	Se utiliza para modelar masa rocosa con un alto grado de fracturación.
Elementos Distintos o Discretos (DEM)	Se divide el talud en elementos con sus propiedades internas y de las uniones entre los elementos que se puedan mover libremente.	Se aplica para analizar inclinación de bloques.
Elementos de Borde (BEM)	Se discretizan las áreas para poder modelar la ocurrencia de agrietamientos en el talud.	Se utiliza para estudiar problemas de propagación de grietas.

Fuente: Suárez (s.f. – a, p.161)

2.3.2.2.2. Métodos analíticos sísmicos.

Los efectos de un sismo en un talud pueden modelarse empleando aceleraciones horizontales y constantes. Terzaghi en 1959, fue el primero en aplicar un modelo pseudo-estático para realizar un estudio de estabilidad de

taludes durante un evento sísmico. En estos modelos, se representan los efectos del sismo mediante aceleraciones pseudoestáticas, las cuales producen fuerzas de inercia situadas en el centro de gravedad de cada dovela. (Valiente, Sobrecases, y Díaz, 2015, p.53)

Al producirse un evento sísmico, este induce fuerzas de naturaleza cíclica y de gran magnitud las cuales pueden producir la falla de taludes y laderas, reduciendo la resistencia al corte de un suelo o generando presiones de poros altas. La combinación de la acción de las cargas sísmicas y la disminución de la resistencia pueden producir una disminución general de la estabilidad (Suárez, s.f. - a).

En el análisis de estabilidad se requiere analizar los cinco factores que se indican a continuación:

- Magnitud de la fuerza sísmica.
- Disminución de la resistencia a causa de las cargas oscilatorias.
- Disminución de la resistencia por aumento de la presión de poros.
- Fenómeno de resonancia.
- Amplificación de las cargas sísmicas por la presencia de suelos blandos.

Suárez (s.f. – a) indica que para los eventos sísmicos se han propuesto cuatro métodos de análisis para la evaluación de la estabilidad de los taludes y laderas. Houston y otros (1987):

- Método pseudoestático, en el cual las cargas del sismo son simuladas como cargas estáticas horizontales y verticales.
- Método del desplazamiento o de las deformaciones, el cual se basa en el concepto de que las aceleraciones reales pueden superar la aceleración límite permitida, produciendo desplazamientos permanentes (Newmark, 1965).
- Método de la estabilidad después del sismo, la cual es calculada utilizando las resistencias no drenadas en muestras de suelo representativas que han sido sometidas previamente a fuerzas cíclicas comparables a las del sismo esperado (Castro y otros, 1985).

- Método de análisis dinámico por elementos finitos. Por medio del análisis en dos o tres dimensiones, que utiliza un modelo específico, se pueden obtener detalles relacionados con esfuerzos, deformaciones cíclicas o permanentes (Finn 1988, Prevost y otros, 1985).

Los dos primeros métodos son los más utilizados en la práctica de la geotecnia debido, especialmente, a su facilidad de implementación.

2.3.2.3. ESCOGENCIA DEL FACTOR DE SEGURIDAD

“Para determinar la estabilidad de una masa de suelo se debe determinar su coeficiente de seguridad al deslizamiento, comparando los esfuerzos que tienden a producir el deslizamiento con aquellos que tienden a evitarlos” (Valiente et al., 2015, p.51).

Cornforth (2005) como se citó en (Suárez, s.f. – b) explica que los factores de seguridad razonables y la magnitud de la estabilización deben determinarse teniendo en cuenta los siguientes factores:

- El tamaño del deslizamiento. Teniendo en cuenta que es mucho más difícil modelar en forma precisa un deslizamiento pequeño que uno de gran magnitud, el factor de seguridad para remediación de un deslizamiento pequeño, debe ser superior al de un deslizamiento de gran tamaño. Igualmente, el costo para subir el factor de seguridad en un deslizamiento grande, puede ser muy alto, lo cual, en ocasiones, conduce a conclusiones incorrectas acerca de que los deslizamientos grandes no se pueden estabilizar. Lo que ocurre es que, en un deslizamiento grande, es más difícil subir el factor de seguridad y cualquier aumento en el factor de seguridad tiene un efecto importante en la estabilidad. (p.2)
- El tipo de movimiento: En los movimientos masivos de masas rígidas, las técnicas de estabilización son más efectivas que en los movimientos blandos tipo flujo de lodos, etc. En los movimientos de suelos rígidos se pueden considerar factores de seguridad menores que en movimientos de flujo. (p.2)
- La magnitud de los estudios realizados: Si la información recolectada en los estudios es muy completa y confiable, se pueden permitir factores de

seguridad menores que en los casos en los cuales la información es escasa y la incertidumbre es mayor. (p.2)

- El potencial de consecuencias: En los casos en los cuales las consecuencias del deslizamiento involucran un riesgo grande de vidas humanas o propiedades, se requieren factores de seguridad mayores, por ejemplo, si está involucrado un hospital o una escuela, los factores de seguridad deben ser mayores que en el caso de un campo deportivo. (p.3)
- La experiencia del profesional con los suelos del sitio: Cuando se tiene experiencia previa confiable del comportamiento real de los suelos, se pueden permitir factores de seguridad menores que cuando se desconoce el comportamiento real de los materiales. (p.3)
- Posibilidad de ocurrencia de eventos extremos: Si en el análisis no se tuvieron en cuenta los eventos extremos, se deben incluir factores de seguridad mayores ante la ocurrencia de estos fenómenos. (p.3)

En el cálculo de estructuras, el análisis de la seguridad se realiza mediante el método de los coeficientes de seguridad parciales, mayorando las acciones y minorando las resistencias. El proyecto geotécnico puede seguir también dicha vía; de hecho, cada vez son más las normativas que recogen dicha consideración. En Europa, el Eurocódigo 7, contempla el método de los coeficientes parciales para el proyecto geotécnico, del mismo modo que, en Estados Unidos, la LRFD (Load and Resistance Factor Design) AASHTO enfoca los cálculos de ingeniería bajo este punto de vista. (Valiente et al., 2015, p.52)

“En algunas ciudades, los códigos geotécnicos especifican factores de seguridad mínimos, los cuales se deben cumplir por ley. Estos factores, generalmente, varían desde 1.15 a 1.5 y es común especificar factores de seguridad de 1.3 para las cargas estáticas” (Suárez, s.f. - b, p.3).

La tabla 8 puede servir como base general para la toma de decisiones sobre factores de seguridad. Generalmente, al aumentar el factor de seguridad también aumentan los costos requeridos para la construcción del talud. En ocasiones, la construcción de taludes estables podría resultar no sólo costosa sino poco práctica y se deben asumir los riesgos inherentes a la construcción de un talud relativamente inestable (Suárez, s.f. - b).

Tabla 8.

Criterios generales para seleccionar un factor de seguridad para el diseño de taludes.

CASO	FACTOR DE SEGURIDAD PARA CARGAS ESTÁTICAS	FACTOR DE SEGURIDAD PARA CARGAS DINAMICAS Kh= 0.50 A
Pérdida de vidas humanas al fallar el talud.	1.50	1.20
Pérdida de más del 30% de la inversión de la obra específica o pérdidas consideradas importantes	1.30	1.15
Pérdidas económicas no muy importantes.	1.20	1.10
La falla del talud no causa daños.	1.10	1.00

Fuente: Suárez (s.f. – b, p.3)

Actualmente, existen varias normativas nacionales e internacionales ampliamente aceptadas en Perú, en las que se regula el coeficiente de seguridad a emplear. La elección de dicho coeficiente debe realizarse considerando la temporalidad de la obra (provisional o definitiva) y la situación de cálculo (estático o sísmico), en la tabla 9 se puede consultarse una recopilación de los factores según las diferentes normativas. (Valiente et al., 2017, p.52)

Tabla 9.

Coefficientes de seguridad a emplear en el análisis de estabilidad de taludes.

NORMATIVA	TALUD TEMPORAL		TALUD PERMANENTE	
	ESTÁTICA	SÍSMICA	ESTÁTICA	SÍSMICA
AASHTO LRFD	1.33 – 1.53	1.10	1.33 – 1.53	1.10
NAVFAC-DM7	1.3 – 1.25	1.2 – 1.15	1.50	1.20 – 1.15
FHWA-NHI-11-032	-	1.10	-	1.10
CE.020	-	-	1.50	1.25

Fuente: Valiente et al. (2017, p.52)

2.3.2.4. SISTEMAS DE PROTECCIÓN Y REFUERZO A INESTABILIDAD DE TALUDES

Cuando realizamos un estudio de estabilidad de taludes tenemos como objetivo diseñar medidas de prevención, control, remediación y/o estabilización para reducir los niveles de amenaza y riesgo, aplicando las medidas de prevención se obtienen los beneficios más significativos desde el punto de vista

de reducción de amenazas y riesgos, sin embargo, no es posible eliminar totalmente los problemas mediante métodos preventivos en todos los casos y se requiere establecer medidas de control y remediación o estabilización de los taludes susceptibles a deslizamiento o en los deslizamientos activos, siendo esto un trabajo complejo que requieren metodologías especializadas de diseño y construcción (Suárez, s.f. - b).

2.3.2.4.1. Prevención.

La prevención consiste en un programa de estado, de los gobiernos regionales o locales los cuales mediante una legislación y un sistema de manejo de amenazas permitan reducir los riesgos a deslizamiento en una determinada área, esto se logra restringiendo la expansión de las áreas urbanas en zonas de deslizamiento empleando mapas de riesgos, regulando a través de normativas las excavaciones, cortes y otras actividades de construcción y desarrollando sistemas de monitoreo y alerta (Suárez Díaz, s.f. - b).

2.3.2.4.2. Metodología de remediación, control o estabilización.

Una vez analizado el talud, definidos los niveles de amenaza y riesgo, el mecanismo de falla y analizados los factores de equilibrio, se puede pasar al objetivo final que es el diseño del sistema de remediación, control o estabilización (Suárez, s.f. - b).

Suárez (s.f. - b, p.4) indica que las técnicas de remediación comprenden las siguientes alternativas generales:

- Prevención para evitar que ocurra la amenaza o el riesgo.
- Elusión de la amenaza para evitar que ésta genere riesgos.
- Control de los movimientos para disminuir la vulnerabilidad.
- Estabilización para disminuir la probabilidad de ocurrencia de la amenaza aumentando el factor de seguridad.

Algunos métodos de remediación de las amenazas por deslizamiento se muestran en la tabla 10.

Las actuaciones más efectivas, y muchas veces las menos costosas, son las que intervienen directamente sobre las causas que desencadenan las inestabilidades. En caso de los deslizamientos son recomendables, sobre todo cuando presentan cierta magnitud o profundidad, las obras de drenaje y la modificación de la geometría, al actuar sobre dos de los factores principales que condicionan las inestabilidades: las presiones intersticiales y la distribución de las fuerzas debidas al peso del terreno. (González et al., 2002, p.651)

Tabla 10.

Listado de algunos métodos de remediación de las amenazas por deslizamiento.

Sistema de Remediación	Opciones de algunos Métodos Específicos
Prevención de la amenaza o el riesgo	Concientización de la comunidad Aviso o alarma Normal y códigos técnicos
Elusión del problema	Relocalización de la obra Remoción de los materiales inestables Instalación de un puente o un túnel Construir variantes
Reducción de las fuerzas actuantes	Cambio del alineamiento para disminuir alturas Conformación de la superficie del terreno Drenaje de la superficie Drenaje internamente Reducción del peso del material
Incremento de las fuerzas resistentes	Colocación de un contrapeso Construcción de estructuras de contención Colocación de llaves de cortante en la superficie de falla
Aumento de la resistencia del suelo	Subdrenaje Refuerzo Biotecnología Tratamiento químico (inyecciones) Tratamiento térmico Compactación profunda Columnas de piedra

Fuente: Suárez (s.f. – b, p.5)

Suárez (s.f. – b) afirma que: Los métodos de estabilización de taludes generalmente, están dirigidos a reducir las fuerzas actuantes, a incrementar las fuerzas resistentes o una combinación de los dos efectos. Es común que existan varios factores que determinen las fuerzas actuantes y resistentes y se requieran varios métodos de estabilización para lograr un efecto combinado. (p.14). Las fuerzas actuantes pueden reducirse de varias formas:

- Excavando el material de un sector apropiado del talud.
- Construyendo sistemas de drenaje para reducir las presiones hidrostáticas.

Las fuerzas resistentes pueden incrementarse de varias formas:

- Drenaje para incrementar la resistencia de los materiales.
- Eliminación de estratos débiles o zonas potenciales de falla.
- Estructuras de contención.
- Refuerzo del suelo.
- Tratamiento químico.

La estabilización de un talud comprende las siguientes etapas:

- Determinación del sistema o combinación de sistemas de estabilización más apropiados, teniendo en cuenta todas las circunstancias del talud estudiado.
- Diseño en detalle del sistema que se va a emplear, incluyendo planos y especificaciones.
- Construcción de las obras de estabilización.
- Instrumentación y control del comportamiento durante y después de la estabilización.

Debe tenerse en cuenta que en los taludes nunca existen diseños detallados inmodificables y que las observaciones que se hacen durante el proceso de construcción, tienden generalmente a introducir modificaciones al diseño inicial y esto debe preverse en las cláusulas contractuales de construcción. (Suárez, s.f. - b, p.16). Entre las principales medidas de estabilización tenemos:

2.3.2.4.2.1. Conformación de la superficie modificando la geometría.

“Mediante la modificación de la geometría de los taludes se redistribuye las fuerzas debidas al peso de los materiales, obteniéndose una nueva configuración más estable” (González et al., 2002, p.471).

Las actividades más frecuentes son:

- Disminuir la inclinación del talud.
- Eliminar el peso de la cabecera del talud (descabezamiento).
- Incrementar el peso en el pie del talud (tacones o escolleras).
- Construir bancos y bermas (escalonar el talud)

Es una de las técnicas más utilizadas para estabilizar taludes la cual consiste en la conformación o diseño de la morfología del talud como la remoción de materiales de la cabeza del talud, abatimiento de la pendiente, terraceo de la superficie, colocación de bermas o contrapesos, etc. Al modificar la forma de la superficie de un talud, se puede lograr un equilibrio de masas, que reduzca las fuerzas que producen el movimiento y que aumente a longitud del círculo crítico de falla (Suárez, s.f. - b).

Crespo (2004) afirma: “Es solo para taludes con inclinaciones menor de 50° que se observa un beneficio importante al disminuir la pendiente del talud” (p.231).

2.3.2.4.2.2. Llaves de cortante.

Una llave cortante es una zanja la cual se rellena con materiales de alta resistencia, esta se constituye atravesando la superficie de falla en todo el ancho de un deslizamiento, la estabilización se obtiene al utilizar la resistencia más alta del relleno en comparación con el suelo natural y los drenajes son un beneficio adicional. En ocasiones las llaves cortantes se utilizan en combinación con contrapesos que aumentan los esfuerzos efectivos en el pie del deslizamiento. (Suárez, s.f - b, p.18)

2.3.2.4.2.3. Estructuras de contención.

“Cuando un talud es en sí inestable, se ha recurrido con cierta frecuencia a su retención por medio de un muro. La solución, cuando se aplica con cuidado, es correcta, aunque, en general, costosa” (Juárez y Rico, 2005, p.203).

Esta metodología tiene como objetivo colocar fuerzas adicionales que resistan el movimiento como muros en bloques de roca, muro en gaviones, muros de tierra con refuerzo, muros de concreto, pilas o pilotes, anclajes o pernos y pantallas ancladas o claveteadas, el objetivo es colocar fuerzas externas que aumenten las fuerzas resistentes, sin disminuir las actuantes.

Cada tipo de estructura tiene un sistema diferente de trabajo y se deben diseñar de acuerdo con su comportamiento particular.

2.3.2.4.2.4. Drenaje y sub drenaje.

La principal y más frecuente causa de problemas derivados de la estabilidad de taludes en obras de ingeniería es, sin duda, la presencia de agua y su movimiento por el interior de la masa de suelo. En la mayoría de obras de ingeniería resulta más económico proyectar obras de drenaje que eliminen filtraciones y flujo que proyectar los taludes para soportar esta condición desfavorable. (Juárez y Rico, 1973, p.205)

Las medidas de drenaje tienen por finalidad eliminar o disminuir el agua presente en el talud y, por tanto, las presiones intersticiales que actúan como factor desestabilizador en las superficies de rotura y grietas de tracción. Además, el agua reduce las propiedades resistentes en determinados tipos de materiales. Estas medidas son, generalmente, las más efectivas, ya que el agua es el principal agente que desencadena los problemas de inestabilidad de taludes, aumentando el peso de la masa inestable, elevando el nivel freático y las presiones intersticiales, creando empujes hidrostáticos, reblandeciendo el terreo, erosionando el pie del talud, etc. (González et al., 2002, p.473)

2.3.2.4.2.5. *Mejoramiento de la resistencia del suelo.*

El fin de esta solución es mejorar las cualidades de resistencia de los suelos mezclándoles algunas sustancias que al producir una cementación entre las partículas del suelo natural o al mejorar sus características de fricción aumenten su resistencia en los problemas prácticos. (Juárez y Rico, 1973, p.203)

Estas técnicas incluyen procesos físicos y químicos que aumenta la cohesión y/o la fricción del suelo modificado o de la mezcla suelo – producto estabilizante, entre estos métodos tenemos las inyecciones de cemento, cal o químicos, magnificación, congelación, electro – ósmosis, explosivos, compactación profunda (Suárez, s.f. - b).

2.3.2.4.2.6. *Recubrimiento o protección de la superficie.*

Los recubrimientos son técnicas que tratan de impedir la infiltración debido a la lluvia y mantener el suelo parcialmente seco, la ocurrencia de fenómenos superficiales de erosión o refuerzan el suelo más subsuperficial, el recubrimiento puede consistir en elementos impermeabilizantes como el concreto o elementos que refuercen la estructura superficial del suelo con la cobertura vegetal (Suárez, s.f. - b).

2.3.2.5. DESCRIPCIÓN DE LAS METODOLOGÍAS DE ESTABILIZACIÓN A EMPLEAR.

En el presente trabajo de tesis se va a emplear las siguientes metodologías:

2.3.2.5.1. *Metodología de Reforzamiento de la Superficie con Geosintéticos.*

En muchos casos las propiedades geomecánicas de los suelos no satisfacen las características deseables para diferentes aplicaciones, requiriendo de diferentes procesos y tratamientos especiales para modificar su comportamiento a las condiciones deseadas. Los geosintéticos complementan las falencias que presentan los materiales térreos, permitiendo obtener excelentes ventajas técnicas y económicas en la construcción de muros en

suelo reforzado, taludes reforzados, terraplenes sobre suelos blandos, sistemas de subdrenaje, etc. Los suelos al igual que el concreto presentan una buena resistencia a la compresión, pero son deficientes cuando se trata de asumir esfuerzos de tracción, por tal motivo cuando los suelos son combinados con elementos que sean capaces de absorber esfuerzos de tracción como son los geotextiles se pueden lograr estructuras de suelo reforzadas. (Alva y Escalaya, s.f., p.2)

Los geosintéticos son productos en el que, por lo menos, uno de sus componentes es a base de polímero sintético o natural, compuesto básicamente por polipropileno, poliéster, poliamida y polietileno; y se presenta en forma de filtro, manto, lamina o estructura tridimensional, usada en contacto con el suelo o con otros materiales dentro del campo de la geotécnica o de la ingeniería civil, empleados en obras viales, hidráulicas, sistemas de control de erosión, aplicaciones medio ambientales, entre otros (Geosistemas PAVCO, 2012).

Las estructuras de tierra reforzada o estructuras de tierra mecánicamente estabilizada (muros MSE o taludes RSS), son terraplenes donde el suelo es su principal componente y dentro de este, en el proceso de compactación, se colocan elementos de refuerzo para aumentar su resistencia a la tensión y al cortante. (Suárez, s.f. - b, p.211), internamente deben su resistencia principalmente al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad.

Los taludes de terraplenes reforzados son estructuras en suelo reforzado las cuales presentan dos importantes diferencias con respecto a los muros en suelo reforzado: la primera es la inclinación del relleno con respecto a la horizontal la cual es inferior a los 70° y la segunda diferencia es el modelo de superficie de falla que se asume para efectos de diseño del refuerzo, la cual es de geometría circular según los modelos de falla de Coulomb, Bishop Circular, Janbú Circular, etc. Mientras que el modelo de superficie de falla que se asume cuando diseñan muros en suelo reforzados, es el modelo de cuña de falla de Rankine ($45^\circ + \phi/2$). (Geosistemas PAVCO, 2012, pp. 349-350)

Los taludes reforzados no requieren, según la FHWA, un material de relleno tan granular y limpio como se requiere para los muros (MSE) y por esta razón en muchas ocasiones es más económico construir un talud reforzado (RSS) que un muro (MSE). (Suárez, s.f. - b, p.214)

Emplear geotextiles tejidos de refuerzo en la construcción de terraplenes ofrece ventajas técnicas y económicas, como son la construcción de taludes artificiales con inclinaciones mayores al ángulo de reposo, permitiendo así considerables ahorros en volumen de material y menor área para la construcción, también la utilización de geotextiles en terraplenes ofrece la posibilidad de construcción de estos sobre suelos de baja capacidad portante. (Geosistemas PAVCO, 2012, p.350)

A. Consideraciones de diseño.

La U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute (1998) indica que los requisitos generales de diseño para las pendientes reforzadas son similares a los de las pendientes no reforzadas: el factor de seguridad debe ser adecuado tanto para las condiciones a corto y a largo plazo como para todos los posibles modos de falla.

Diseñar el refuerzo interno consiste en determinar el geotextil necesario a colocar, el cual será distribuido en capas con la finalidad de que el factor de seguridad a la falla aumente y el talud sea estable, la metodología consiste en determinar por los métodos clásicos de equilibrio límite el factor de seguridad de la superficie más crítica o más probable de falla, entendiendo que el factor de seguridad es el cociente entre las fuerzas resistentes y las fuerzas desestabilizantes (U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute, 1998).

Los geotextiles tejidos al tener la capacidad de asumir esfuerzos de tracción, desarrollan fuerzas resistentes por detrás de la superficie de falla, gracias al esfuerzo de corte que se genera entre el geotextil y el suelo, tal efecto hace que se desarrolle una fuerza estabilizadora adicional a las

determinadas normalmente y como resultado final el factor de seguridad antes la falla aumenta (Geosistemas PAVCO, 2012).

De acuerdo al U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute (1998, pp. 262-278), se sigue la siguiente metodología:

1. Establecer las dimensiones geométricas y condiciones de carga del terraplén
2. Conocer el perfil estratigráfico del suelo de fundación, y determinar las propiedades geomecánicas de los suelos de fundación.
3. Determinar las propiedades geotécnicas de los suelos a usar en la construcción del terraplén.
4. Establecer los parámetros de diseño del geotextil a usar como refuerzo. (Resistencia a la tracción, criterios de durabilidad, interacción suelo – refuerzo).
5. Determinar el factor de seguridad del talud no reforzado.
6. Determinar el refuerzo necesario para estabilizar el talud.
7. Chequear la estabilidad externa.
8. Estableces los sistemas de drenaje y subdrenaje del terraplén.

A.1. Los refuerzos.

Existen típicamente dos tipos de refuerzos, los metálicos y los geosintéticos; los refuerzos metálicos son de acero galvanizado o con recubrimiento de epóxicos y pueden dividirse en tiras de láminas metálicas, las comercialmente disponibles son corrugadas por ambos lados, tienen un ancho de aproximadamente 50 milímetros y un espesor de 4 milímetros, y las tiras de mallas metálicas soldadas, estas mallas de acero utilizadas generalmente tienen espaciamientos longitudinales entre 6 y 8 pulgadas y transversales de 9 a 24 pulgadas (Suárez, s.f. - b).

Según Suárez, (s.f. – b). Los refuerzos de geosintéticos están elaborados con polímeros, entre estos tenemos:

- Geomallas de polietileno de alta densidad (HDPE), comúnmente consisten en mallas uniaxiales, las cuales son ofrecidas comercialmente en hasta 6 diferentes resistencias. (p. 216)
- Geomallas de poliéster cubierto con PVC, generalmente consisten en geomallas que están caracterizadas por una tenacidad alta de las fibras de poliéster en el sentido longitudinal. Para poder garantizar la larga vida del poliéster se requiere que este tenga un alto peso molecular y un bajo número de grupo carboxil. (pp. 216-217)
- Geotextiles de polipropileno o de poliéster, son geotextiles tejidos de alta resistencia, los cuales se utilizan principalmente para la estabilización de taludes. Se han utilizado tanto geotextiles de poliéster como de propileno. (p. 217)

B. Diseño del geotextil.

B.1. Cálculo de la resistencia a la tracción disponible del geotextil (T_{adm}) como:

La resistencia a largo plazo del geosintético se determinará utilizando un enfoque de factor parcial de seguridad. Los factores de reducción se utilizan para tener en cuenta el daño de la instalación, las condiciones químicas y biológicas y para controlar las deformaciones potenciales de fluencia del polímero. Donde aplique una reducción, también se aplicará para costuras y conexiones. El factor de reducción total se basa en el producto matemático de estos factores. (U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute, 1998, p.280)

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS}$$

$$FS = FR_{ID} \times FR_{FL} \times FR_{DQB}$$

Donde:

T_{ult} = Resistencia última del geotextil por em método de la tira ancha (ASTM D4595).

T_{adm} = Resistencia a la tracción disponible del geotextil.

FR_{ID} = Factor de reducción por daños en la instalación.

FR_{FL} = Factor de reducción por fluencia o creep.

FR_{DQB} = Factor de reducción por degradación química y biológica.

La AASHTO recomienda utilizar un factor de seguridad para tener en cuenta la incertidumbre de los materiales, la cual está relacionada con las propiedades del suelo.

✓ **Factor por daños en la instalación.**

Debe tenerse en cuenta que los geosintéticos en el proceso de instalación puede sufrir daños, teniendo en cuenta la naturaleza del suelo de la subrasante, el suelo de recubrimiento y la posibilidad de que exista tránsito de maquinaria pesada sobre el geosintético en el periodo de instalación (Geosistemas PAVCO, 2012)

✓ **Factor por fluencia a esfuerzo constante (creep).**

“Los geosintéticos pueden sufrir elongaciones a esfuerzo constante. Los polímeros generalmente se consideran como materiales sensitivos a la fluencia y esta propiedad debe tenerse en cuenta en el diseño” (Suárez, s.f. - b, p.224)

✓ **Factores por degradación.**

Anteriormente se tomaban por separado los factores de reducción química y biológica, según los trabajos realizados por R. Koerner se pudo demostrar que los agentes biológicos que atacan las materias primas de los geosintéticos son casi nulos y no presentan ninguna afectación a las propiedades del material con el

paso del tiempo, de acuerdo a lo anterior el factor por degradación biológica debería de ser eliminado. Sin embargo, se combinó con el factor de seguridad química para evitar confusión (Geosistemas PAVCO, 2012).

Suárez (s.f. – b) describe los siguientes agentes que se involucran en la reducción por degradación:

A la luz del sol, la exposición a la luz del sol es una causa importante de degradación de los polímeros con los cuales se fabrican los geosintéticos. (p.226)

A la temperatura, las altas temperaturas generan una aceleración de los mecanismos de degradación de todos los polímeros.

A la oxidación, aunque todos los polímeros reaccionan con el oxígeno causando degradación, se considera que el polietileno y el polipropileno son los más susceptibles a este fenómeno (Koerner, 1999). (p.226)

A la hidrólisis, el poliéster se afecta particularmente y especialmente cuando está sumergido en un líquido que tiene alta alcalinidad. (p.226)

A la degradación química, esta es especialmente importante cuando el geotextil está expuesto a lixiviados (p.226)

A la degradación biológica, algunos microorganismos como las bacterias degradan los polímeros y utilizan la fibra como alimentación. Este problema no es común en las resinas utilizadas para elaborar los geosintéticos. Generalmente los aditivos que se utilizan con el polímero son menos vulnerables. (p.228)

Los factores de reducción para geotextiles en aplicaciones de separación y refuerzo se muestran en la tabla 11.

Tabla 11.

Factores de reducción para geotextiles en aplicaciones de separación y refuerzo.

Área	Daños por Instalación	Por Fluencia o Creep	Degradación Química y Biológica
Separación	1.1 a 2.5	1.5 a 2.5	1.0 a 1.5
Caminos No Pavimentados	1.1 a 2.0	1.5 a 2.5	1.0 a 1.6
Muros de Contención	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.0 a 1.7
Terraplenes sobre Suelos Blandos	1.1 a 2.0	2.0 a 3.5	1.0 a 1.8
Fundaciones	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.0 a 1.9
Estabilidad de Taludes	1.1 a 1.5	2.0 a 3.0	1.0 a 1.10
Ferrocarriles	1.5 a 3.0	1.0 a 1.5	1.5 a 2.0

Fuente: Geosistemas PAVCO (2012, p.101)

B.2. Determinar la resistencia Pullout

Se deben determinar dos tipos de coeficientes de interacción de refuerzo del suelo o fuerzas de corte en el diseño. Los coeficientes de Pullout se usan en los análisis de estabilidad para calcular la fuerza de tracción movilizada en la parte frontal y la cola de cada capa de refuerzo y los coeficientes de fricción se utilizan para verificar los factores de seguridad contra el deslizamiento hacia afuera de toda la masa reforzada. (U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute, 1998, p.282)

A este dato se le aplica un factor de seguridad de 1.5 para suelos granulares y de 2.0 para suelos cohesivos.

$$FS_P = \frac{P_R}{T_{Req}}$$

$$FS_P = \frac{(2 \times L_e \times F \times \alpha \times \sigma_v)}{T_{Req}}$$

T_{Req} = Resistencia Pullout requerida.

- P_R = Resistencia Pullout por unidad de ancho de refuerzo.
- L_e = Longitud de empotramiento (longitud del geotextil detrás de la superficie de falla)
- F = Factor de resistencia de Pullout.
- α = Factor de transferencia de esfuerzo por efecto de escala.
- σ_v = Esfuerzo vertical total.

C. Diseño del refuerzo necesario para la estabilidad del talud.

Teniendo en cuenta las superficies de falla con factores de seguridad menor a 1.50, determinados en un programa de estabilidad de taludes o trazando superficies de falla, se procede a aplicar la ecuación de equilibrio limite como:

$$FS = \frac{\sum \text{Momentos resistentes}}{\sum \text{Momentos desestabilizantes}}$$

$$FS = \frac{\tau x L_{sf} x R}{W x X + q x d}$$

- τ = Resistencia al corte del suelo.
- L_{sf} = Longitud de la superficie de falla.
- R = Radio.
- W = Peso del segmento de tierra.
- q = Sobrecarga.

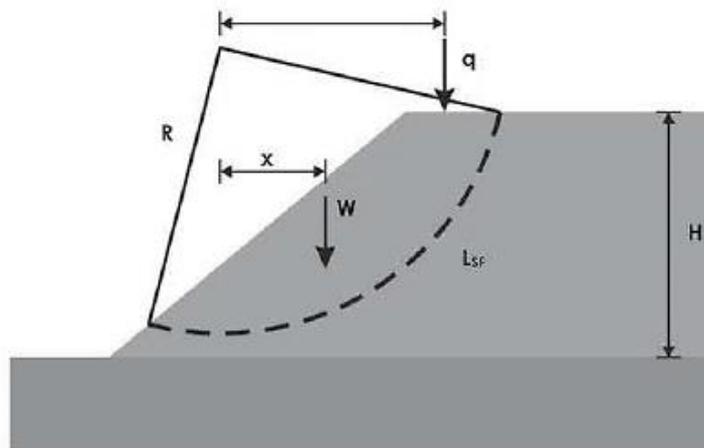


Figura 7. Esquema de superficie de falla.
Fuente: Geosistemas PAVCO (2012, p.356)

Para la superficie de falla que se está diseñando el refuerzo, se calcula el momento desestabilizante M_D y el momento resistente M_R .

Como:

$$M_D = WxX + qxd$$

$$M_R = M_D \times FS_U$$

$$M_R = (WxX + qxd) \times FS_U$$

Donde:

FS_U = Calculado por el programa de estabilidad u obtenido manualmente trazando superficies de falla.

Se determina la fuerza total a la tensión que suministra el refuerzo T , requerida para obtener el factor de seguridad del talud reforzado $FS_R = 1.50$

$$T_{TOTAL} = \frac{FS_R \times M_D - M_R}{R}$$

$$T_{TOTAL} = \frac{FS_R \times M_D - M_D \times FS_U}{R}$$

$$T_{TOTAL} = \frac{(FS_R - FS_U) M_D}{R}$$

Donde:

FS_R = Factor de seguridad requerido (Normalmente es 1.50).

FS_U = Factor de seguridad del talud sin refuerzo.

R = Radio de la superficie de falla

La fuerza necesaria que debe suministrar cada capa de geotextil es:

$$T_g = \frac{T_{TOTAL}}{\text{Espaciamientos requeridos}}$$

Se repite lo anterior hasta obtener una distribución adecuada.

Para taludes con alturas bajas ($H < 6$ m) se asume una distribución uniforme del refuerzo y use T_{TOTAL} para determinar el espaciamiento del refuerzo.

Para taludes altos ($H > 6$ m) se divide el talud en dos zonas de refuerzo $T_{SUPERIOR}$ y $T_{INFERIOR}$ o en tres zonas de refuerzo $T_{SUPERIOR}$, T_{MEDIO} y $T_{INFERIOR}$ de iguales dimensiones y use la siguiente distribución:

Para dos zonas:

$$T_{SUPERIOR} = \frac{T_{TOTAL}}{4}$$

$$T_{INFERIOR} = \frac{3 * T_{TOTAL}}{4}$$

Para tres zonas:

$$T_{SUPERIOR} = \frac{T_{TOTAL}}{6}$$

$$T_{MEDIO} = \frac{T_{TOTAL}}{3}$$

$$T_{INFERIOR} = \frac{T_{TOTAL}}{2}$$

Se determina el espaciamiento vertical del refuerzo S_V

Para cada zona, se calcula la tensión de diseño del refuerzo, T_{gdm} requerida para cada capa basada en asumir el espaciamiento S_V . Si la resistencia a la tensión es conocida, se calcula el espaciamiento vertical y el número de capas de refuerzo N , requerida para cada zona como:

$$T_g = T_{adm} * R_C$$

$$T_g = \frac{T_{ZONA} * S_V}{H_{ZONA}}$$

$$T_g = \frac{T_{ZONA}}{N}$$

Donde:

R_C = Porcentaje de cubrimiento del refuerzo ($R_C=1$ para planos continuos)

T_{ZONA} = Resistencia máxima a la tensión requerida para cada zona; T_{ZONA} igual a T_{TOTAL} para taludes bajos ($H < 6$ m).

S_V = Espaciamiento vertical del refuerzo.

H_{ZONA} = Altura de la zona y es igual en la parte superior, media e inferior para taludes altos ($H > 6$ m).

Se determina la longitud de empotramiento requerida:

$$L_e = \frac{T_{adm} \times FS}{F \alpha \sigma' x 2}$$

Donde:

F = Factor de resistencia de ensayo Pullout, si no se tiene disponible el ensayo de Pullout use para geotextiles $F=2/3 \tan \emptyset$, donde \emptyset es el ángulo de fricción interna.

α = Factor de transferencia (0.80 a 1.00)

L_e = Longitud de empotramiento, mínima de 1.00 m.

D. Chequeo a la estabilidad externa.

D.1. Verificación al deslizamiento.

Se debe determinar el factor de seguridad al deslizamiento el cual debe ser mayor a 1.50. De no ser así se debe de ampliar la base y longitud del terraplén.

$$FS_D = \frac{\sum \text{Fuerzas Horizontales Resistentes}}{\sum \text{Fuerzas Horizontales Desestabilizantes}}$$
$$FS_D = \frac{(W + P_a \times \text{Sen} \emptyset) \times \text{Tan}(\delta)}{P_a \times \text{Cos} \emptyset}$$

$$W = \frac{1}{2} \cdot L^2 \cdot \gamma \cdot \text{Tan} \beta \quad ; \quad \text{para } L < H$$

$$W = \left(L.H - \frac{H^2}{2.Tan\beta} \right) \cdot \gamma \quad ; \quad para L > H$$

Donde:

FS_D = Factor de seguridad al deslizamiento.

L = Longitud del refuerzo en la capa inferior.

H = Altura del talud.

P_a = Presión activa de tierra.

δ_{sg} = Ángulo de fricción entre el suelo de fundación y el geotextil.

β = Ángulo del talud

D.2. Verificación de la estabilidad global o estabilidad general.

El efecto de la construcción de un terraplén genera una sobrecarga en el sitio donde se está colocando, por tal motivo es necesario revisar la estabilidad general o global del sitio con el objeto de garantizar la estabilidad del lugar o de la obra.

Este análisis se realiza por los métodos clásicos de estabilidad considerando superficies de falla y evaluando factores de seguridad o probabilidades de falla.

D.3. Capacidad portante.

Se debe de calcular la capacidad portante última y admisible del terreno con el objetivo de compararla con la presión de contacto.

Estimar la magnitud del asentamiento, usando métodos tradicionales de la geotécnica.

E. Sistema de subdrenaje y drenaje.

El diseño del sistema de intercepción de agua se debe de construir de tal forma que se maneje en agua subterránea y se minimice la infiltración del agua de escorrentía, el drenaje y subdrenaje es esencial para mantener estable el terraplén, la redundancia de estos es recomendable en este tipo

de estructuras, se pueden construir cunetas, zanjas de coronación, alcantarillas, colchones drenantes, etc. (Geosistemas PAVCO, 2012)

E.1. Dren chimenea.

Ubicado en el espaldón del terraplén y consiste en un espesor de grava entre 30 a 60 cm forrado con geotextil no tejido o emplear un geodren planar (Suárez, s.f. - b)

E.2. Lloraderos.

Consiste en tuberías perforadas normalmente de 2 1/2" forradas con geotextil no tejido. Estos lloraderos permiten la salida del agua de exceso que pueda llegar a los materiales térreos que conforman el terraplén (Geosistemas PAVCO, 2012).

E.3. Colchón drenante.

El colchón drenante está constituido por un espesor de material granular, que en lo posible deben cubrir toda la superficie de cimentación protegido con un geotextil no tejido diseñado para que pase el agua y detenga las partículas finas de la estructura; este elemento ayuda a la disipación de la presión de poros y el abatimiento del nivel freático.

Adicionalmente a los sistemas de drenaje mencionados líneas arriba Suárez (s.f. – b, p.237), añade:

E.4. Sistema de Recolección.

Este sistema incluye una tubería y subdren de recolección por debajo del pie del muro y su entrega a un sitio seguro alejado del muro.

2.3.2.5.2. Metodología de muros o pantallas ancladas.

El uso de los anclajes de tierra se inició en la década de 1930, en el año 1933 se emplearon anclajes en la Presa Cheurfas, ubicada en Argelia en la

cual se utilizaron anclajes individuales para el refuerzo de la tierra en la represa existente (Figueroa, Rodríguez y Zelada, 2011, p.20).

Después de la segunda guerra mundial, aumentaron el uso de los anclajes activos en diferentes obras civiles considerando, además de las presas, el sostenimiento de laderas, cavernas, túneles y otras obras en roca. En 1958 se inició lo que actualmente es una de las prácticas más realizadas: anclajes en suelos; en Alemania se construyeron los primeros y de ahí se fueron extendiendo rápidamente hacia el resto del mundo. Una de las piezas claves en la ejecución de anclajes son los métodos de perforación los cuales han evolucionado y hoy en día existen equipos modernos con diferentes métodos adaptados a diversas condiciones de terreno (Naranjo, 2009).

2.3.2.5.2.1. Principios sobre el análisis de muros o pantallas anclados.

A. Concepto de muros o pantallas anclados.

Suárez (s.f. – b, p.149) indica: el uso de anclajes de acero en la estabilización de taludes se ha vuelto muy popular en los últimos años. La definición oficial internacional es la propuesta por Littlejohn (1990): “*Un anclaje es una instalación que es capaz de transmitir una carga de tensión a un manto de soporte a profundidad*”. En las estructuras ancladas se colocan varillas o tendones, generalmente de acero, dentro de perforaciones realizadas con taladro, se inyectan con un cemento, y luego se tensionan.

Los muros anclados son estructuras de gravedad, semi-gravedad o pantallas; que se sostienen mediante anclas pre-tensadas o pos-tensadas con bulbos profundos que transmiten una carga de tensión a suelos o rocas en los cuales pueden ser instalados. Generalmente se coloca sobre la cara de un muro, una carga de tensión a través de un cable o barra de acero anclado a un bulbo cementado a profundidad dentro del talud. Los anclajes pre-tensados incrementan los esfuerzos normales sobre la superficie de falla real o potencial y así aumentan las fuerzas resistentes al incrementar la resistencia a la fricción, a lo largo de esa superficie. (Figueroa et al., 2011, p.19)

B. Mecanismo de funcionamiento.

El objetivo de la instalación de anclajes es lograr el confinamiento del suelo en una zona de corte y así garantizar la estabilidad, los anclajes proveen una fuerza para resistir las fuerzas que generan inestabilidad en el talud, estas anclas se unen en el exterior con una estructura de contención superficial, la cual transmite la carga al ancla y está al bulbo, siendo este último el que resiste la carga de diseño, es por ello que debe de estar localizado por detrás de la superficie de falla en un material competente. Al comprimir el suelo también se inhiben algunos procesos de deterioro de éste (Suárez, s.f. - b).

C. Clasificación de las pantallas ancladas.

Figueroa et al. (2011, págs. 23,24), clasifican a las pantallas de la siguiente manera:

C.1. Según el tipo de pantalla o pared de revestimiento.

C.1.1. Muro de gravedad o semi-gravedad.

Son muros de mampostería de piedra o concreto con bajos o nulos porcentajes de refuerzo, a los cuales se les adicionan anclas pretensadas a varios niveles de altura.

C.1.2. Pantalla.

Son pantallas delgadas de concreto reforzado, las cuales se pueden construir utilizando concreto lanzado (shotcrete) o colocadas en el sitio. A las pantallas de concreto se les colocan hileras de anclajes a varios niveles. Las pantallas también pueden ser pre-excavadas utilizando el sistema “slurry wall”

C.1.3. Tablestacas.

Estructuras delgadas enterradas, metálicas o de concreto armado, ancladas en su parte superior. Una variante del sistema son los pilotes tangentes/ secantes.

C.2. Según la vida útil o de servicio.

C.2.1. Muros anclados provisionalmente.

Tienen carácter de medio soportante auxiliar y proporcionan las condiciones de estabilidad a la estructura durante el tiempo necesario para disponer de otros elementos resistentes que los sustituyan.

La vida útil no se recomienda que sean mayor de 18 meses.

C.2.2. Muros anclados permanentes.

Se instalan con carácter de acción definitiva. Se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad y han de estar diseñados y contruidos para hacer frente a los efectos de la corrosión. Adicionalmente el tendón debe ser capaz de transmitir de forma duradera y continua los esfuerzos del anclaje sin sufrir deterioro alguno.

Meneses y Ramírez (2007, pp.25-26), considera también una clasificación de acuerdo con la carga de diseño:

C.3. Según la carga de diseño.

C.3.1. Anclajes pasivos.

El anclaje no se tensa hasta su carga de trabajo sino a una carga mucho menor, pero suficiente para alinear las anclas en la longitud libre y para ajustar las planchas, cabezales y cuñas sobre los apoyos de concreto proyectado o mortero. De esta forma queda una fracción de su capacidad resistente en reserva, que solo se activará al empezar a producirse la deformación de la masa de suelo o roca.

C.3.2. Anclajes activos.

Una vez instalado e inyectado se tensa hasta alcanzar su carga de trabajo, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de

anclaje y la placa del apoyo del cabezal. Este tipo de anclajes son los más comunes en el caso de pantallas atirantadas.

D. Elementos de la pantalla anclada.

Los elementos básicos de un muro anclado de manera general son:

- Muro o pared de revestimiento
- Tirantes o Anclajes
- Obras de drenaje

D.1. Pared o muro de revestimiento.

“La pantalla superficial de revestimiento, es una placa maciza de concreto reforzado, la cual se construye generalmente utilizando concreto lanzado para darle continuidad superficial y apoyo a los anclajes” (Figueroa et al., 2011, p.26).

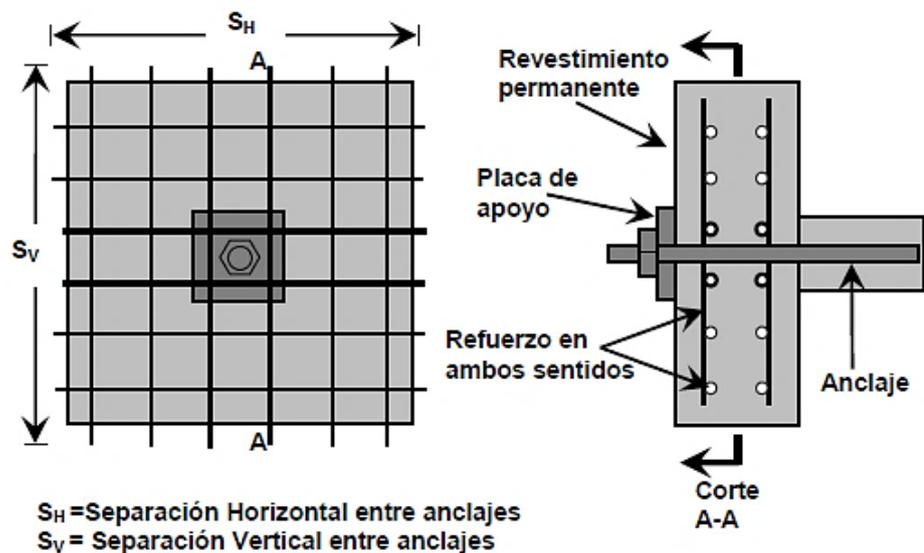


Figura 8. Refuerzo típico de la pantalla en un muro anclado.

Fuente: Figueroa et al. (2011, p.26).

Generalmente en el refuerzo en la pantalla se utilizan varillas corrugadas o mallas de alambre electrosoldadas, estos elementos tienen que soportar las solicitudes de momentos a los que están sometidos.

De acuerdo a Meneses y Ramírez (2007), la pared de revestimiento está conformada también por el cabezal o la cabeza del anclaje, el cual está integrado por:

Base de apoyo, es el elemento de concreto vaciado con un encofrado metálico o también por medio de concreto proyectado y cuya cara externa debe ser ortogonal con respecto al ángulo de perforación del anclaje. (p.27)

Plancha de acero, es el elemento de transferencia que se encuentra entre la base de apoyo y el cabezal de anclaje, la perforación para el pase de los tendones y para el apoyo de la cabeza debe ser adecuado al número y diámetro de los cables. Su área y espesor varía de acuerdo a los requerimientos del proyecto. (p.28)

Cabezal de anclaje y cuñas, el cabezal es una pieza elaborada con aceros de alta dureza mecanizada de acuerdo al número y diámetro de los cables, las cuñas son elementos metálicos en forma de cono truncado que en su interior presenta una superficie corrugada y es la encargada de aprisionar el tendón contra la cabeza y de mantener en el tiempo la carga aplicada. (p.28)

Capuchón, elemento constituido por un mortero, generalmente en forma de tronco piramidal que recubre todas las piezas de la cabeza del anclaje y es usado como protección ante la corrosión. (p.29)

D.2. Tirantes o anclajes.

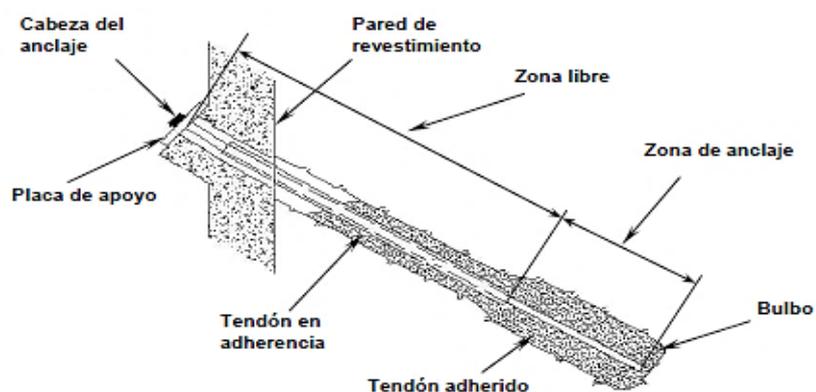


Figura 9. Elementos del muro anclado.
Fuente: Sabatini, Pass, y Bachus (1999)

Los tirantes o anclajes se componen de dos partes: la zona de anclaje (bulbo) y la zona libre, en donde el tirante puede alargarse bajo el efecto de la tracción.

Zona de bulbo, el bulbo de inyección se localiza en el fondo del barreno y se extiende una longitud tal que permite el desarrollo de las fuerzas de diseño, generalmente esta adherida al suelo o a la roca sana. Dentro de él se inyecta mortero a presión (lechada o grout relación a/c entre 1.5 y 2), esto con el objetivo de incrementar los esfuerzos dentro del mismo bulbo y en el terreno circundante. Para poder realizar la inyección del bulbo, se recurre a un obturador, el cual no solo permite la presurización, sino que, además, aísla el bulbo de la parte exterior del barreno. (Naranjo, 2009, p.41)

Los bulbos pueden conformarse por los siguientes métodos: inyección por gravedad, inyección a presión y bulbos mecánicos. En los bulbos a presión se inyecta la lechada a presiones superiores a 0.35 MPa, pudiendo aumentar el diámetro del hueco y producir esfuerzos normales más altos, para los bulbos a gravedad se requiere que la perforación tenga más de 10° de inclinación y los bulbos mecánicos está compuesta por barras de acero roscada y una placa de atraque acoplada (Suárez, s.f. - b).

De acuerdo a Meneses y Ramírez (2007), la zona libre está compuesta por:

Sello o tapón, elemento constituido por un mortero de agua/cemento que separa la zona libre de la zona del bulbo, su función es evitar el reflujos de la lechada hacia la longitud libre. (p.30)

Tubo de plástico corrugado, ubicado al final de los anclajes, envuelve los tendones en la zona del bulbo, su función es aumentar la fricción lateral en la interfase suelo, lechada y tendones y evitar que los cables se contaminen durante su colocación. (p.31)

Tendones, “elemento estructural principal, constituido por cables de acero de alta resistencia o barras de refuerzo de grado estructural. Se deben proteger contra la corrosión, sobre todo si el anclaje es de tipo permanente” (Monroy, 2007, p.15)

Separadores, su función es similar a la de aquellos utilizados en las estructuras de concreto armado, dar un recubrimiento mínimo a los cables y evitar que se crucen. Son placas de material plástico con perforaciones circulares. La perforación central permite el paso del tubo de manguitos, mientras que los cables o torones pasan por las perforaciones periféricas. En la práctica es común colocar los separadores a una distancia de dos metros centro a centro en el tramo anclado y del doble en la zona libre. (Monroy, 2007, p.16)

D.3. Obras de drenaje.

Elementos que consisten en tubos de plástico, perforados y revestidos con una tela de geotextil permeable (lloraderos). Además, otras obras de drenaje son las canaletas en la parte superior del muro y en el pie del mismo para coleccionar las aguas y escorrentías superficiales (ver figura 10) (Figueroa et al., 2011, p.34).

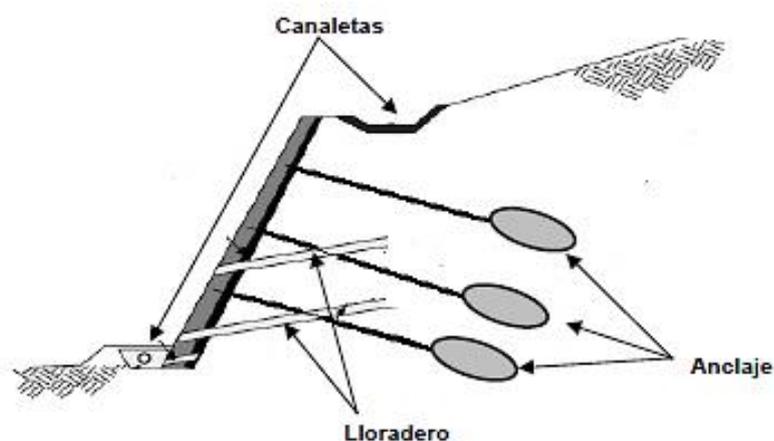


Figura 10. Obras de drenaje de un muro anclado.
Fuente: Sabatini, et al. (1999)

D.3.1. Lloradero y canaletas.

Son elementos cuya función es de aliviar posibles acumulaciones de agua que puedan producirse detrás del muro o pantalla, generalmente son tubos de PVC de 2” perforados y revestidos con geotextil permeable para evitar las obstrucciones, también se proyectan canaletas de mampostería de piedra o de concreto en la corona y pie del talud como zanjas de coronación. (Figueroa et al., 2011)

E. Modos de falla de los muros anclados.

El análisis de los muros anclados debe llevarse a cabo haciendo referencia a los modos de falla que se pueden presentar. Existen varios mecanismos posibles de falla de los muros anclados, que comúnmente son causadas por exceso de carga sobre un ancla. Las cargas en exceso pueden estar relacionadas con la carga de retensionamiento (aplicación de más tensión al ancla), la secuencia de excavaciones, las fuerzas del agua y fuerzas sísmicas, entre otras; por lo que los mecanismos de falla pueden involucrar los tendones, la masa de suelo, el bulbo o las estructuras superficiales (Suárez, s.f. - b). Los principales tipos de falla se muestran en la figura 11.

F. Cargas actuantes en los muros anclados.

Figueroa et al. (2011, pp. 85-86) señalan que: además de las fuerzas inducidas por las pruebas de ensayos de tensionamiento de las anclas o la aplicación del presfuerzo de trabajo de las mismas, existen otras fuerzas que deben considerarse en el diseño de estas estructuras, entre las cuales están:

F.1. Cargas laterales.

Estas consisten en (a) esfuerzos laterales del suelo, que dependen de la magnitud de las tensiones que se desarrollan en el terreno; (b) presiones laterales causadas por sobrecargas que actúan en la superficie;

(c) esfuerzos laterales inducidos por cargas concentradas, como zapatas dentro de la masa de suelo y (d) presión del agua.

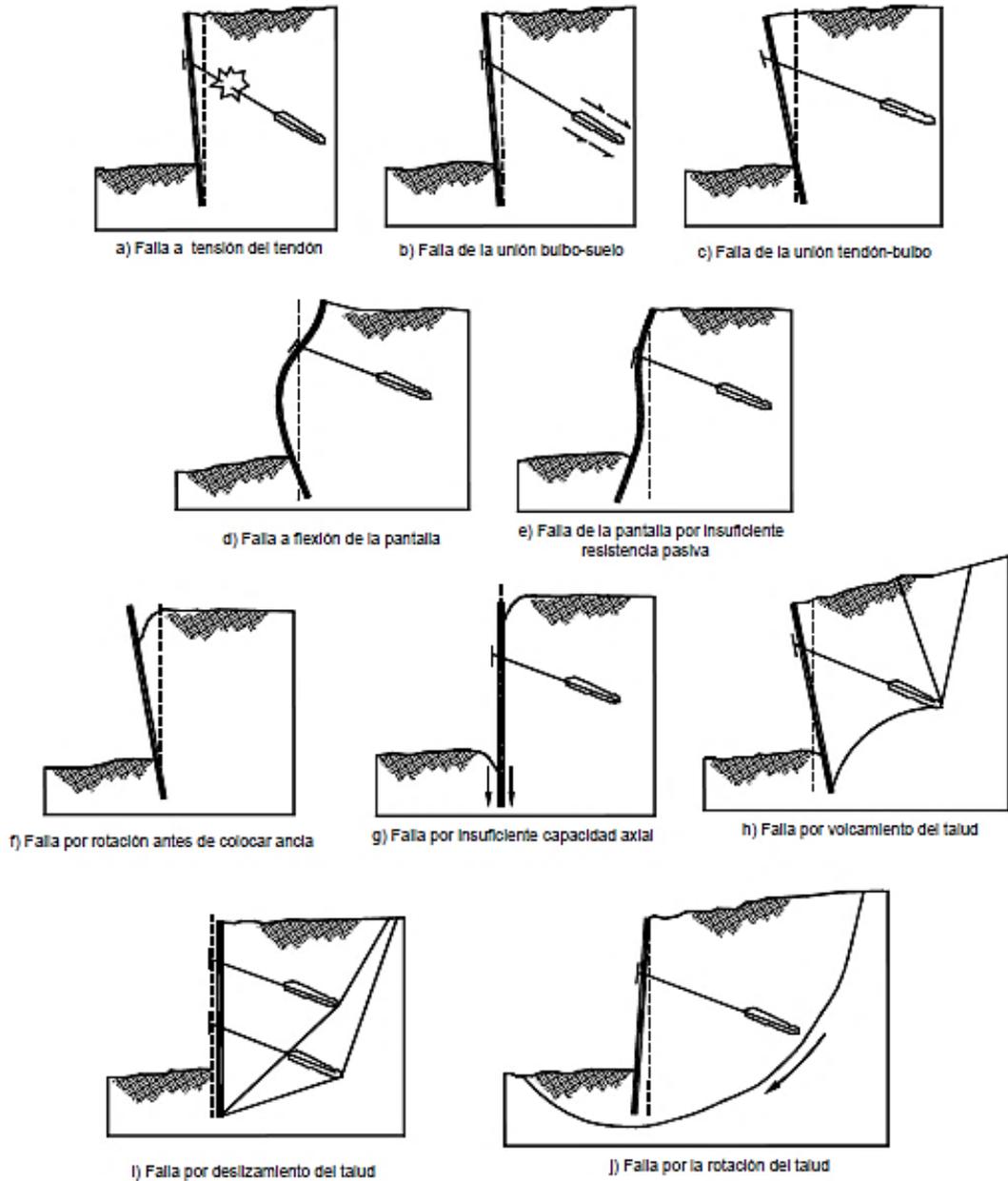


Figura 11. Modos de falla de los anclajes.

Fuente: Suárez (s.f. – b, p.154)

Presiones de tierra sobre muros anclados.

La presión de tierra que se desarrolla sobre un muro anclado depende de la magnitud y distribución lateral de las deformaciones

del muro, así como de la rigidez de la pantalla o pared de revestimiento a anclar.

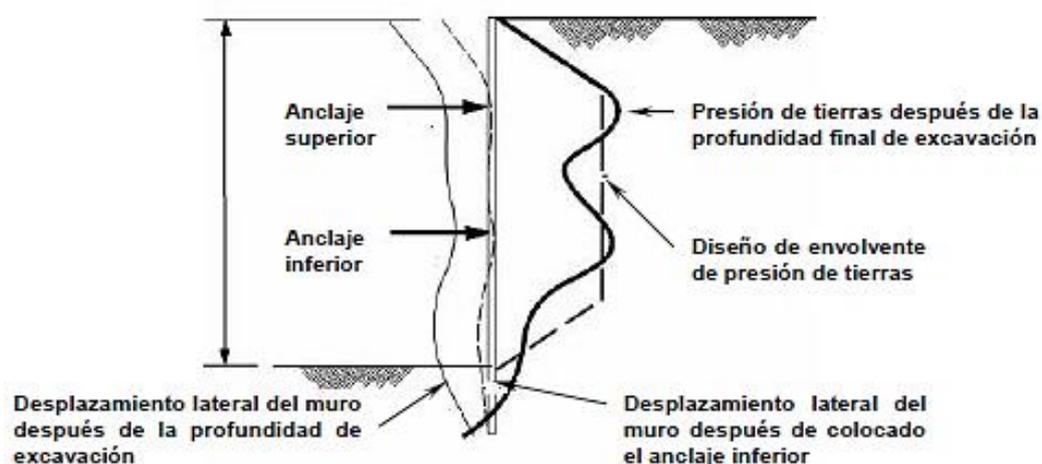


Figura 12. Presión de tierras desarrolladas sobre un muro anclado con múltiples niveles.
Fuente: Figueroa et al. (2011, p.85).

F.2. Cargas verticales.

Estas incluyen el peso de la estructura anclada y las reacciones producto de las cargas interactuantes que alcanzan a los anclajes indirectamente. Es por esto que debe verificarse la capacidad de carga en el desplante de la estructura (de ser necesaria), para evitar la penetración del estrato de apoyo. Además, dentro de las cargas verticales deben considerarse las asociadas con las operaciones de construcción. (Figueroa et al., 2011, p.86)

F.3. Cargas dinámicas.

Como carga dinámica podemos considerar la actividad sísmica y los efectos vibratorios que genera, así como el impacto de grandes cargas en movimiento.

2.3.2.5.2.2. Diseño geotécnico

A. Cálculo de cargas laterales

Figueroa et al. (2011, p.86), indica que el cálculo de cargas laterales o carga total de tierras depende de diversos factores, tales como: el tipo de

suelo, las sobrecargas o bien la vida útil del sistema, es decir si será de carácter temporal o de carácter permanente. A estos factores se le debe sumar la disponibilidad de permitir desplazamientos. Por lo tanto, estas estructuras se deben diseñar con las consideraciones adecuadas.

Strom y Ebeling (2001, pp.12-17) indican que Kerr y Tamaro en 1990 describen tres métodos comunes los cuales son empleados para el diseño y la evaluación de muros anclados.

A.1. Método “Equivalent Beam on Rigid Supports” (RIGID)

Método de viga equivalente sobre apoyos rígidos, en este método se calculan las presiones de tierra utilizando métodos estáticos, las presiones son independientes a la deformación del muro.

Las pantallas se consideran como elementos continuos con rigidez EI, los sitios de anclaje se consideran como apoyos simples que permiten rotación, los geotecnistas asumen cargas con base en un sistema de vigas simplemente apoyadas en soportes rígidos, basados en la teoría de equilibrio límite.

Para diseño los diagramas de presiones de tierra se asumen de forma trapezoidal para tener en cuenta el sistema constructivo de arriba hacia abajo, esta forma de diagrama de presión fue inicialmente propuestos por Terzaghi y Peck (1967) y con el paso del tiempo se han ido modificando por parte de varios autores.

A.2. Método “Beam on Elastic Foundation” (WINKLER)

Método de viga sobre una cimentación elástica, en el método de Winkler se supone una viga de rigidez EI apoyada sobre una cantidad infinita de resortes (que simulan el suelo) y unos resortes aislados que simulan los anclajes.

Los resortes del suelo se precargan a las presiones de reposo para simular la situación antes del apantallamiento. A medida que se excava

el muro se mueve hacia la excavación. Los resortes pueden ser linealmente elásticos o elasto plásticos con una rigidez K .

A.3. Método “*Finite Element*” (FEM – NLFEM)

Sanhueza (2008) indica que: cuando los desplazamientos son importantes con respecto al rendimiento del proyecto se utilizan el método de elementos finitos no lineales, en donde se consideran las no linealidades materiales del suelo. Los desplazamientos son a menudo de interés cuando se requiere control de los mismos para evitar daños a las estructuras y utilidades adyacentes a la excavación.

Para mantener los desplazamientos dentro de límites aceptables, puede ser necesario aumentar el nivel de pretensado más allá de ese requerido para el rendimiento de fuerza básico. Un aumento en el pretensado de unión es a menudo acompañado de una reducción en el espaciado de los enlaces. Como el pretensado de amarre es aumentan los movimientos laterales de la pared y la superficie del suelo.

Asociado con un mayor nivel de pretensado es un aumento en las presiones del suelo. Las presiones más altas del suelo aumentan las demandas sobre los componentes estructurales del sistema de pared de enlace.

Programas NLFEM de propósito general para deformación plana bidimensional análisis de problemas de SSI están disponibles para evaluar las demandas de desplazamiento en sistemas de pared de unión. Estos programas pueden calcular desplazamientos y tensiones debido a la construcción incremental y / o aplicación de carga y son capaces de modelar el comportamiento del material no lineal tensión-deformación. Una representación precisa del comportamiento no lineal del estrés y la tensión del suelo, así como la simulación adecuada del proceso de construcción real (incremental) (es decir, excavación, instalación de anclaje, pretensado de anclaje, etc.) en el modelo de elementos finitos, es esencial si este tipo de el análisis es para proporcionar resultados significativos.

B. Diagramas aparentes de presión de tierra.

Las presiones de tierras se desarrollan sobre un muro anclado depende de la magnitud y distribución lateral de las deformaciones del muro, los diagramas de presiones desarrollados por Terzaghi y Peck generan diagramas de presión conservadores pudiendo ser rectangulares o trapezoidales dependiendo del tipo de suelo (Suárez, s.f. - b).

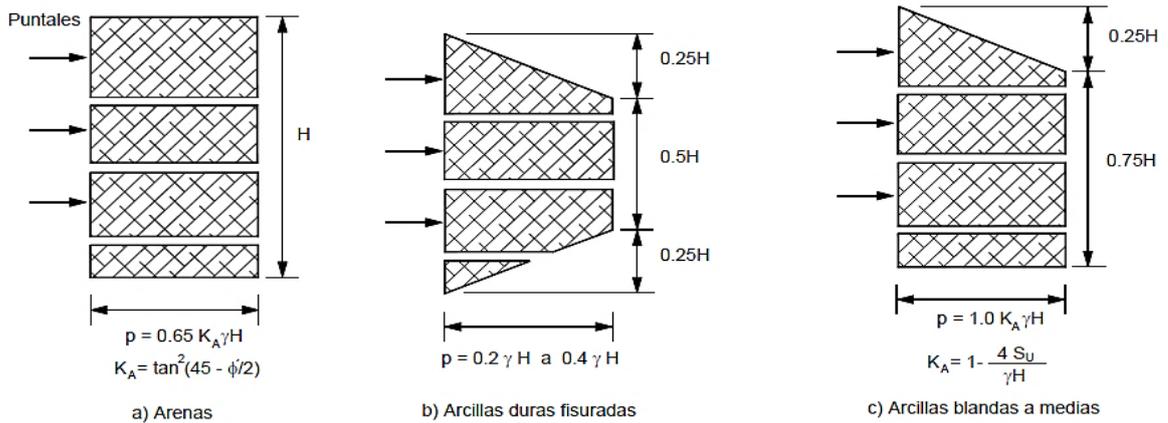


Figura 13. Diagrama de presiones de tierra de Terzaghi y Peck (1967).

Fuente: Suárez (s.f. - b, p.166)

En donde:

H = Altura del muro (m)

K_A = Coeficiente de presión activa de tierras

γ = Peso volumétrico del suelo (KN/m^3)

s_u = Resistencia al corte no drenado ($s_u = c$) (KN/m^2)

c = Cohesión del suelo (KN/m^2)

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo ($^\circ$)

p = Presión de tierras según Terzaghi y Peck (KN/m^2)

De acuerdo a la figura 13, la máxima carga total de presión de suelos arenosos está dado por:

$$T_L = 0.65 * K_A * \gamma * H^2$$

C. Transformación de carga de presión total de tierra para arenas en diagrama aparente de presión para muros con anclajes.

La FHWA recomienda utilizar una versión modificada de los diagramas de Terzaghi y Peck, estos diagramas requieren conocer de antemano la localización de las anclas o soportes, los diagramas trapezoidales son más apropiados que los rectangulares, debido a que se asemejan mejor a las condiciones de campo, para evaluar las presiones se deben de añadir las presiones de aguas y la fuerza sísmica. (Suárez, s.f. - b, p.166)

La presión de transformación que estabiliza el corte según el diagrama de presión aparente para muros con un solo nivel de anclajes es:

$$P = \frac{T_L}{\frac{2}{3}H} = \frac{0.65K_A\gamma H^2}{\frac{2}{3}H} \approx K_A\gamma H^2$$

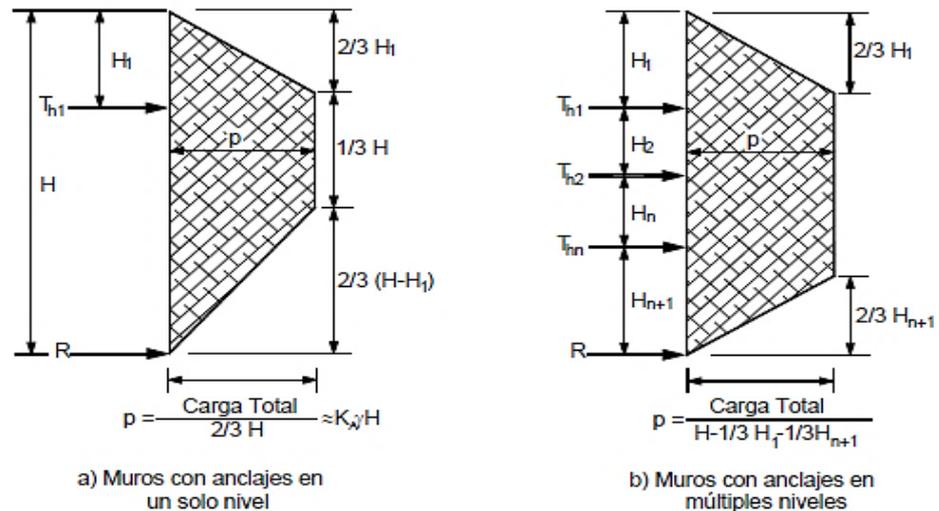


Figura 14. Presiones de tierra sobre muros anclados en arenas (Sabatini y otros, 1999).

Fuente: Suárez (s.f. – b, p.168)

Para muros con múltiples niveles de anclajes tenemos:

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

Donde:

H_1 = Profundidad del primer anclaje (m)*

T_H = Componente horizontal de la fuerza de anclaje (KN/m)

T_L = Carga total de presión de tierra (KN/m)

P = Carga de presión que estabiliza el corte (KN/m²)

H_{n+1} = Profundidad inferior del enésimo anclaje (m)

R_B = Carga de reacción en la base (KN/m)

D. Cálculo de presión por sobrecarga (P_S).

Rosero (2015, p.80) indica que: cuando se construyen muros anclados para subsuelos de edificios el terreno donde se construyen puede estar vacío, pero lo más común es que se requieran utilizar este tipo de muros al lado de una estructura, ya sea, una edificación, una vía, etc., la cual genera una sobrecarga (q_s), que se debe convertir de carga vertical a horizontal P_s multiplicando por un factor k , como se muestra a continuación:

$$P_S = q_S \cdot K$$

Donde K , es el coeficiente de presión de tierras necesario para convertir la sobrecarga vertical a horizontal y depende del estado del suelo a analizar (K_0 , K_a ó K_{Amob}), que a su vez dependen del factor de seguridad con el que se diseña el sistema.

El coeficiente K podrá ser K_0 si se considera coeficiente en reposo o K_{Amob} si se considera el coeficiente de Rankine movilizado por un factor de seguridad, se deberá tomar el mayor valor resultante entre estos coeficientes.

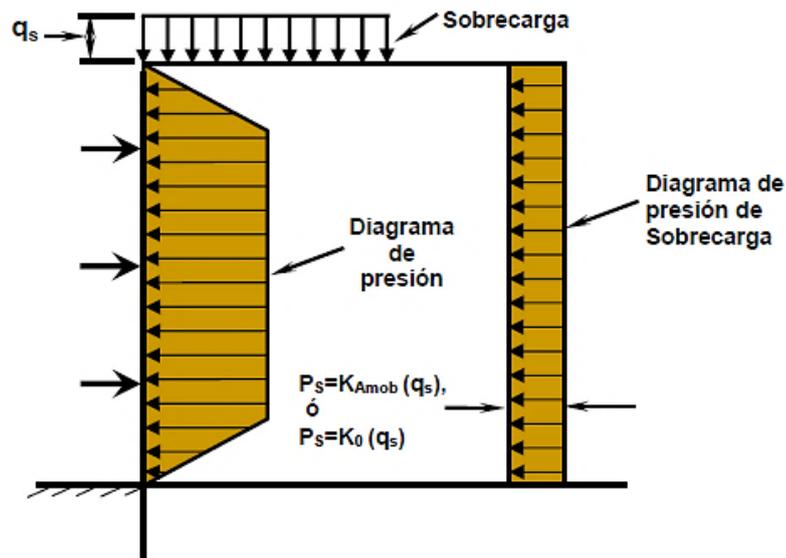


Figura 15. Diagrama de presión aparente de tierra con sobrecarga uniforme.
Fuente: Figueroa et al. (2011, p.97).

Para presión en reposo en suelos consolidados:

$$K_0 = 1 - \text{sen} \varphi, \quad \varphi = \text{ángulo de fricción interna}$$

Para presión activa por Rankine movilizado:

$$\varphi_{Amob} = \tan^{-1} * (\tan \varphi / FS),$$

Donde: φ_{Amob} = ángulo de fricción interna afectado por un factor de seguridad.

$$K_{Amob} = (1 - \text{sen} \varphi_{Amob}) / (1 + \text{sen} \varphi_{Amob})$$

Figueroa et al. (2011, p.98), indican que: en proyectos donde exista una vía de circulación o superficie de rodamiento e instalaciones de servicios públicos a una distancia equivalente a la mitad de la altura del muro, medida horizontalmente sobre la corona del muro, AASTHO recomienda tomar una altura equivalente de suelo de 0.6 m como sobrecarga. Para otras formas de sobrecargas, refiérase al documento “Strom and Ebeling Diciembre 2001”.

E. Diseño de los anclajes.

E.1. Longitud de las anclas.

Figueroa et al. (2011), indican que, debido a requerimientos de estabilidad no es recomendable utilizar anclas con longitudes (L_T) inferiores a 6 m ni deben exceder los 45 m (Sabatini y otros, 1999) ya que la eficiencia del anclaje después de 45 m es reducida y se vuelve antieconómico.

La longitud de las anclas está conformada por: la longitud libre (L_L) y la longitud del bulbo (L_b) y deben seleccionarse de tal forma que el bulbo se localice por debajo de la superficie crítica de falla para lograr un factor de seguridad adecuado en el diseño (Figura 16).

Es bastante común que la longitud total de los anclajes sea de 6 a 21 m, la longitud mínima del bulbo en un anclaje en roca es de 3 m y en suelos es de 4.5 m, la longitud del bulbo del anclaje L_b , es la porción del anclaje que contribuye a la estabilidad del suelo retenido, debe ubicarse detrás de la superficie crítica de falla, si se ubica dentro de la superficie de falla no podrá contribuir en la estabilidad. Es por esto que es muy importante identificar y estimar la ubicación de dicha superficie crítica para determinar la longitud libre preliminar, L_{L1} , del anclaje.

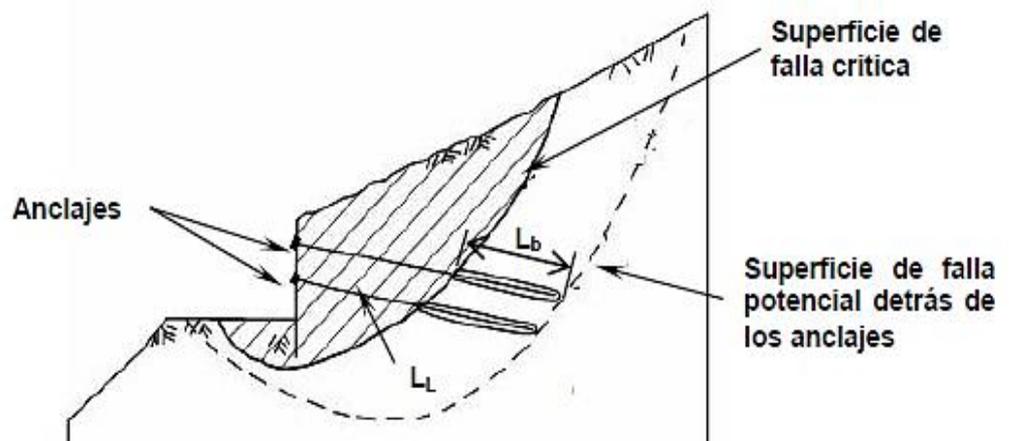


Figura 16. Localización de los anclajes en el muro anclado.

Fuente: Figueroa et al. (2011, p.98).

Rankine establece que debe asumirse una superficie crítica de falla que pasa por el fondo de la excavación y forma un ángulo de $45^\circ + \Phi_{mob}/2$ con respecto a la horizontal. La longitud del bulbo debe pasar detrás de esta superficie. Posteriormente, Peck recomendaría como medida de seguridad incrementar la longitud libre mínima de los anclajes en una distancia X , que deberá ser la que tenga el mayor valor de 1.5 m ó $H/5$, a partir de la ubicación de la superficie de falla, para asegurar que ninguna carga de la zona del bulbo se transfiera hacia la zona libre del anclaje (Figuroa et al., 2011).

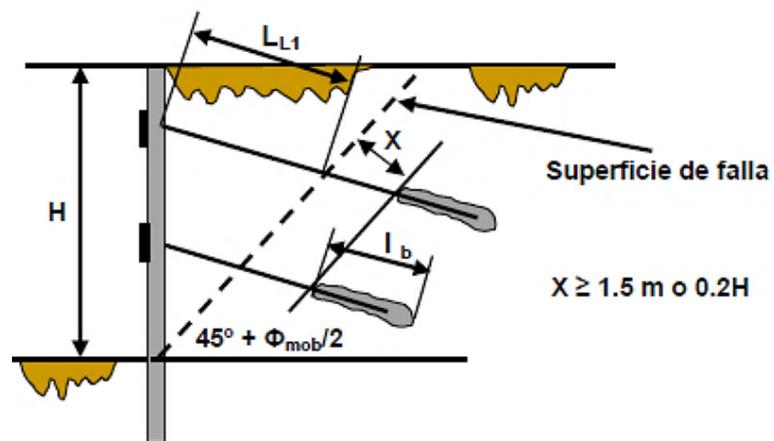


Figura 17. Localización de la superficie de falla crítica según Rankine.
Fuente: Figuroa et al. (2011, p.99).

Entonces la longitud libre del anclaje tomando en cuenta la consideración de Peck queda de la siguiente manera:

$$L_L = L_{L1} + X$$

E.2. Ángulo de inclinación de las anclas.

Para determinar el ángulo de inclinación de las anclas, según Suárez (s.f. – b, p.160), se deben de tener en cuenta los siguientes criterios:

- Es deseable que por encima del bulbo haya como mínimo 5 metros de sobrecarga de suelo.
- La mayoría de los anclajes se instalan a ángulos con la horizontal de 10° y 30° .

- Si el ángulo de inclinación es menor de 10° , se requieren técnicas especiales de inyección del bulbo.
- No es recomendable utilizar ángulos con la horizontal superiores a 45° , para evitar aumentos importantes de las fuerzas actuantes y disminución de la capacidad de carga horizontal del ancla (Weatherby y Nicholson, 1982).
- El ángulo con relación a la horizontal debe ser tal que no se generen sobrepresiones sobre la pantalla o fachada del muro. Por esta razón, si el muro o pantalla es semivertical o de pendiente superior a 70° , el ángulo de inclinación de las anclas con la horizontal no debe ser superior a 30° para evitar las fallas locales en el muro, cerca de la cabeza del ancla.

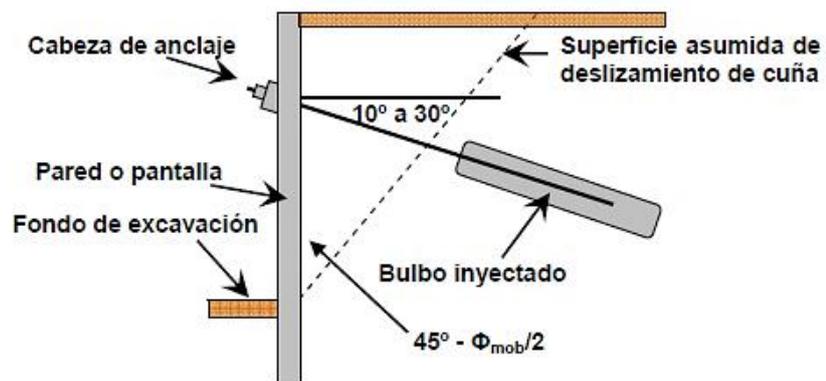


Figura 18. Ángulo de inclinación idóneo en el muro anclado.
Fuente: Figueroa et al. (2011, p.102).

E.3. Espaciamiento mínimo de las anclas en suelos.

La distancia horizontal y vertical de las anclas están en función de las especificaciones del proyecto y de las limitaciones que este tenga por ejemplo la ubicación de estructuras subterráneas, la necesidad de controlar los movimientos de la pared lateral, es por ello que con el fin de que los anclajes no se interfieran entre ellos, los bulbos inyectados deben separarse como mínimo una distancia vertical de 4 veces el diámetro efectivo del bulbo y la distancia mínima horizontal debe ser mayor de 1.20 m, para evitar la intersección de anclajes debido a

posibles desviaciones en la perforación o cualquier otro factor (Figueroa et al., 2011).

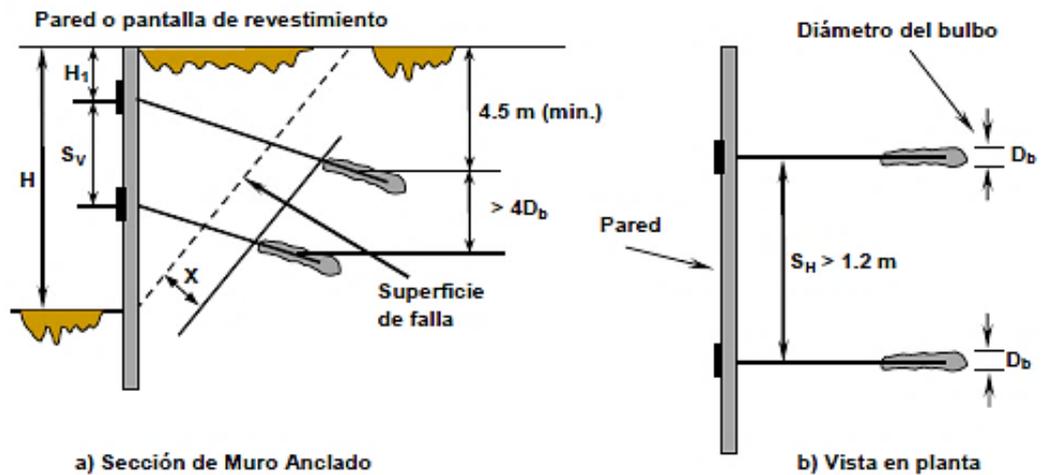


Figura 19. Espaciamiento mínimo entre anclajes en el muro anclado.
Fuente: Figueroa et al. (2011, p.103).

E.4. Diámetro del agujero del anclaje.

Un rango común para diámetros de agujeros perforados es de 75 mm – 150 mm (3-6 in), la elección depende del tamaño y tipo de ancla, los requerimientos de protección contra la corrosión, procedimientos de perforación y condiciones de suelo (Suárez, s.f. - b).

E.6. Cálculo de longitud de bulbo de inyección.

“El bulbo es la longitud de varilla que es cementada para transmitir la carga de tensión al suelo. Generalmente, estos bulbos son longitudes no menores a 3.0 metros” (Suárez, s.f. - b, pág. 161)

El primer paso para estimar la longitud de bulbo es encontrar la máxima carga permisible del ancla considerando la longitud máxima de bulbo que es de 12 m en suelos y de 10 m en rocas, luego verificar que la carga de diseño sea menor que la carga máxima permisible para encontrar la longitud mínima o necesaria del bulbo utilizando la carga de diseño. Las longitudes de bulbo en lugares con mayores restricciones de derecho de vía, pueden ser iguales a la distancia a partir del final de

la longitud libre hasta 0.60 m dentro de la línea de derecho de vía.
(Figueroa et al., 2011, pág. 108)

Longitud de bulbo para anclajes en suelo

La longitud del bulbo varía de 4.5 m a 12 m, de la tabla 12 se pueden extraer valores de la capacidad de carga ultima de transferencia por el bulbo hacia el suelo, en la mencionada tabla se toman en cuenta la adherencia y fricción y considera lo siguiente:

El valor de “N” del ensayo SPT.

- Un diámetro pequeño de agujero perforado (10 a 15 cm).
- Un anclaje común de eje recto cuya lechada es inyectada por gravedad o presiones pequeñas.

La carga máxima de diseño permisible para el anclaje en un suelo puede determinarse multiplicando la longitud del bulbo por la capacidad de carga ultima de transferencia y luego dividirlo por un factor de seguridad de 2.0 o mayor (Sabatini et al., 1998).

$$T_{Max} = \frac{L_b * Q_U}{FS} \rightarrow L_b = \frac{T_{Max} * FS}{Q_U}$$

Donde:

Q_U = Capacidad de carga última de transferencia del bulbo de anclaje (KN/m).

T_{Max} = Carga máxima de diseño (KN).

FS = Factor de seguridad.

L_b = Longitud del bulbo de anclaje (m).

Tabla 12.

Capacidad de carga ultima de transferencia entre el bulbo y el suelo (Sabatini y Otros 1998).

TIPO DE SUELO	DENSIDAD RELATIVA (SPT)	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (KN/m)
	Suelta (5-10)	145
Arena y Grava	Media (10-30)	220
	Densa (30-50)	290
	Suelta (5-10)	100
Arena	Media (10-30)	145
	Densa (30-50)	190
	Suelta (5-10)	70
Arena y Limos	Media (10-30)	100
	Densa (30-50)	130
Mezcla de Arena y Arcilla de Baja Plasticidad	Dura (30-60)	30
	Muy Dura (>60)	60

Fuente: Figueroa et al. (2011, p.109).

Longitud de bulbo para anclajes en rocas

La longitud del bulbo en roca varía de 3 m a 10 m, en la tabla 13 se presentan valores de la capacidad de carga ultima de transferencia entre el bulbo y la roca, en donde la calidad de la roca para propósitos ingenieriles puede ser estimada con la recuperación de núcleos, tipo de roca, el índice de calidad de la roca (RQD), la orientación y frecuencia de discontinuidades.

La carga máxima de diseño permisible para el anclaje en un suelo puede determinarse multiplicando la longitud del bulbo por la capacidad de carga última de transferencia y luego dividirlo por un factor de seguridad de 2.0 (Sabatini et al., 1998).

Algunos ensayos que se realizan para determinar la masa rocosa son: Clasificación de la masa rocosa (ASTM D 5878-00), esfuerzo a la compresión no confinada de la roca (ASTM D 2938-95), corte directo de la roca (ASTM D 5607-95) y el ensayo triaxial de la roca (ASTM D 2664-95a).

Tabla 13.

Capacidad de carga ultima de transferencia entre el bulbo y la roca (Sabatini y Otros 1998).

TIPO DE ROCA	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (KN/m)
Granito o Basalto	730
Caliza Dolomítica	580
Caliza Suave	440
Arenisca	440
Pizarras Duras	360
Pizarras Suaves	150

Fuente: Figueroa Díaz, Rodríguez Aguilar, y Zelada Segundo (2011, pág. 110).

2.3.2.5.2.3. Diseño estructural.

A. Diseño de barras, cables o torones.

El elemento de acero de pretensado del tendón (hebra o barra) debe ser capaz de carga de transmisión en la zona de enlace de anclaje a la estructura sin rotura del tendón. Para el diseño carga y la carga de bloqueo (presfuerzo), se aplican factores de seguridad. (Sabatini et al., 1999, p.77)

El área de acero se obtiene con:

$$T_D \leq 0.60 * f_{pu} * A_S * 100$$

En donde:

A_S = Área de acero de la sección transversal de la barra de anclaje (m²)

T_D = Carga de diseño del anclaje (KN)

f_{pu} = Resistencia mínima a la tensión especificada de presfuerzo del acero (MPa)

En la ecuación anterior, la carga de diseño no excederá 60 por ciento de la resistencia mínima a la tensión, f_{pu} , especificada de presfuerzo del acero. En estos cálculos debe tenerse en cuenta la acción de los agentes corrosivos que atacan el acero. Asimismo, debe preverse la instalación de

las fundas protectoras, pinturas etc. Esto con el fin de evitar posibles problemas con el diámetro total del anclaje y el diámetro de perforación. (Figuroa et al., 2011, p.133)

Al colocarle la carga de tensionamiento el acero del tendón recibe esfuerzos de tensión. Si la carga aplicada es mayor que la capacidad estructural del tendón ocurre la falla. Para evitar esto se recomienda que la carga de diseño sobre el tendón no exceda el 60% de la resistencia última del tendón. (Suárez, s.f. - b, p.152)

En las figuras 20 y 21, se muestran las características de las barras y torones, respectivamente. Dichos torones tienen un diámetro de 0.6 pulgadas (15 mm) y están formados por cables de siete hilos, respectivamente.

De acuerdo al artículo 18.5 de la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones especifica que la carga temporal máxima en 80% del esfuerzo último, f_{pu} . Es por ello que en la figura 20 se reduce la carga temporal garantizando la fuerza de tracción adecuada. Lo mismo se verifica en el ACI 318S-14 en el artículo 18.5.1. (E060,2006)

Indica también que para tendones de postensado en anclajes y acoples es adecuado una transmisión de carga específica de un 70% de f_{pu} , aplicable para la prueba o práctica de presfuerzo “Lock-Off”.

Para algunos proyectos se explora la necesidad de un diseño más conservador como el uso de $0.625f_{pu}$ como esfuerzo de trabajo para tendones de acero en instalaciones temporales, mientras que para los anclajes de carácter permanente del esfuerzo de trabajo $0.5f_{pu}$ es ahora reconocido para efectos de diseño. Así, el factor de seguridad contra la falla de tracción del tendón de acero es de 1.6 para anclajes de carácter temporal y el 2.0 para los anclajes permanentes. Estas recomendaciones se utilizan en escenarios muy críticos (Rosero, 2015, p.115).

Steel grade	Nominal diameter	Ultimate stress f_{pu}	Nominal cross section area A_{ps}	Ultimate strength $f_{pu} A_{ps}$	Prestressing force		
					$0.8 f_{pu} A_{ps}$	$0.7 f_{pu} A_{ps}$	$0.6 f_{pu} A_{ps}$
(ksi)	(in.)	(ksi)	(in. ²)	(kips)	(kips)	(kips)	(kips)
150	1	150	0.85	127.5	102.0	89.3	76.5
	1-1/4	150	1.25	187.5	150.0	131.3	112.5
	1-3/8	150	1.58	237.0	189.6	165.9	142.2
	1-3/4	150	2.66	400.0	320.0	280.0	240.0
	2-1/2	150	5.19	778.0	622.4	435.7	466.8
160	1	160	0.85	136.0	108.8	95.2	81.6
	1-1/4	160	1.25	200.0	160.0	140.0	120.0
	1-3/8	160	1.58	252.8	202.3	177.0	151.7
(ksi)	(mm)	(N/mm ²)	(mm ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
150	26	1035	548	568	454	398	341
	32	1035	806	835	668	585	501
	36	1035	1019	1055	844	739	633
	45	1035	1716	1779	1423	1246	1068
	64	1035	3348	3461	2769	2423	2077
160	26	1104	548	605	484	424	363
	32	1104	806	890	712	623	534
	36	1104	1019	1125	900	788	675

Figura 20. Características de barras de acero corrugadas.
Fuente: Sabatini et al. (1999, pág. 77)

Number of 15-mm diameter strands	Cross section area		Ultimate strength		Prestressing force					
	(in. ²)	(mm ²)	(kips)	(kN)	$0.8 f_{pu} A_{ps}$		$0.7 f_{pu} A_{ps}$		$0.6 f_{pu} A_{ps}$	
	(in. ²)	(mm ²)	(kips)	(kN)	(kips)	(kN)	(kips)	(kN)	(kips)	(kN)
1	0.217	140	58.6	260.7	46.9	209	41.0	182	35.2	156
3	0.651	420	175.8	782.1	140.6	626	123.1	547	105.5	469
4	0.868	560	234.4	1043	187.5	834	164.1	730	140.6	626
5	1.085	700	293.0	1304	234.4	1043	205.1	912	175.8	782
7	1.519	980	410.2	1825	328.2	1460	287.1	1277	246.1	1095
9	1.953	1260	527.4	2346	421.9	1877	369.2	1642	316.4	1408
12	2.604	1680	703.2	3128	562.6	2503	492.2	2190	421.9	1877
15	3.255	2100	879.0	3911	703.2	3128	615.3	2737	527.4	2346
19	4.123	2660	1113.4	4953	890.7	3963	779.4	3467	668.0	2972

Figura 21. Propiedades de cables de acero de diámetro 15mm.
Fuente: Sabatini et al. (1999, pág. 78)

Perdidas de presfuerzo

De acuerdo al artículo 18.6 de la norma E.060, para determinar el esfuerzo efectivo en el acero de presforzado, existen diversas fuentes de perdidas. La fuerza de presfuerzo inicial es la fuerza que existe inmediatamente después de la transmisión de la carga desde los gatos hidráulicos al concreto del bulbo de anclaje, y es inferior a la fuerza ejercida por los gatos hidráulicos debido a las perdidas por rozamiento y al

deslizamiento del cable en el anclaje, la fuerza de presfuerzo final representada por el 100% de la carga de diseño es la que se obtiene una vez que han ocurrido todas las pérdidas, incluidas las que dependen del tiempo como flujo plástico. Se puede revisar también el artículo 18.6 del ACI 318S-14, la cual considera las siguientes pérdidas de presforzado:

- a. Asentamiento del anclaje durante la transferencia.
- b. Acortamiento elástico del concreto.
- c. Flujo plástico del concreto.
- d. Retracción del concreto.
- e. Relajación del esfuerzo en el acero de presforzado.
- f. Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional o accidental de los tendones de postensado.

Rosero (2015) indica que los deslizamientos de los cables son independientes de su longitud, por lo que serán grandes en cables cortos y pequeños en cables largos, usualmente varía entre 3.2 mm – 9.5 mm.

Figuroa et al. (2011) indica que “la relajación puede causar pérdidas de carga de 4% para torones y 2% para barras, las cuales ocurren en las primeras horas de carga de anclaje” (p.140).

Cálculo de la carga de transferencia o carga Lock-Off

“Este cálculo se efectúa considerando la cuantificación de desplazamiento que se forman en el tendón por la carga de diseño y las pérdidas de carga esperadas a través de la vida útil del sistema anclado” (Rosero, 2015, p.120).

Como primer paso se calcula la elongación inicial del tendón ΔL , con la siguiente expresión:

$$\Delta L = \frac{T_D * L_L}{A_S * E_e}$$

Como segundo paso de acuerdo a Figuroa et al. (2011, p.141) se debe calcular la elongación adicional para garantizar que cuando ocurran las

pérdidas del presfuerzo a través del tiempo se mantenga la carga de trabajo, T_D , actuando en el anclaje y no disminuya. Generalmente se le aplica un porcentaje adicional a la elongación inicial que varíe de 5 a 10% (Xanthakos, 1991), el cual representa la elongación esperada por las pérdidas. Por otra parte, también se pueden calcular como cambios de esfuerzo, las cuales se pueden transformar a unidades de desplazamiento o elongación:

$$\Delta L_P = f_{sp} * \left(\frac{L_L}{E_e}\right)$$

Donde f_{sp} representa la suma de todas las perdidas esperadas de presfuerzo.

El desplazamiento total ΔL_T , quedará expresado de la siguiente manera:

$$\Delta L_T = \Delta L + \Delta L_P$$

Ya que existe un incremento en la elongación, la carga de transferencia también aumentará, este aumento en la carga permitirá que el anclaje no pierda la fuerza que soporta y para la que fue diseñada, finalmente la carga “Lock Off” se calcula de la siguiente manera:

$$T = \frac{\Delta L_T * A_S * E_e}{L_L}$$

De acuerdo a Figueroa et al. (2011, p.142), una vez determinada la carga de transferencia, se debe especificar el valor de la presión en el Jack o dispositivo hidráulico de tensado, f_j , para aplicar dicha carga, la cual se determina mediante un cociente entre la carga “Lock Off” y la capacidad última del tendón, T_{PU} :

$$f_j = \frac{T}{T_{pu}} f_{pu}$$

B. Diseño de la pantalla de revestimiento.

El diseño de la pantalla en el presente trabajo de tesis se efectuará con el método “Equivalent Beam on Rigid Supports” – RIGID1, en este método de viga equivalente sobre apoyos rígidos se calculan las presiones de tierra utilizando métodos estáticos y en base a las Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, sección 11.8 Muros Tipo Pantalla.

En muros anclados su pantalla de revestimiento está diseñada para resistir cargas laterales resultantes de las envolventes de presiones aparentes de tierras, incluyendo las fuerzas de sobrecarga y las fuerzas sísmicas, están también las fuerzas de reacción de los anclajes, por lo cual se debe diseñar la pantalla del muro para resistir momentos flexionantes y fuerzas de punzonamiento (Figueroa et al., 2011).

Según los diagramas aparentes de presión de tierras y por el método de áreas tributarias, para suelo granular y arenoso, la distribución de momentos en un muro anclado con una sobrecarga y un solo nivel de anclaje se observa en la figura 22.

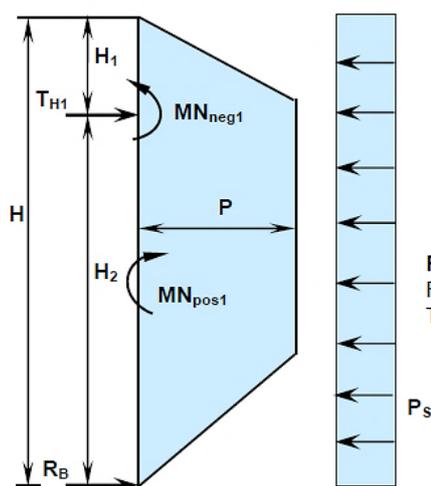


Figura 22. Momentos en un muro con un nivel de anclajes.

Fuente: Figueroa et al. (2011, p.144).

El momento del voladizo a la altura del primer anclaje se calcula así:

$$MN_{neg1} = \frac{13}{54} * H_1^2 * P + \frac{1}{2} * H_1^2 * P_s$$

La ubicación del punto en donde el cortante es cero se calcula despejando la variable x de la siguiente expresión.

$$R_B - \frac{3}{4} \frac{P \cdot X^2}{(H - H_1)} - X \cdot P_s = 0$$

Entonces el momento máximo en el tramo inferior al anclaje es:

$$MN_{pos1} = R_B \cdot X - \frac{P \cdot X^3}{4(H - H_1)} - \frac{1}{2} * X^2 * P_s$$

Donde:

MN_{neg1} = Momento nominal negativo o del voladizo del muro (KN-m/m)

MN_{pos1} = Momento nominal positivo máximo del muro (KN-m/m)

H_1 = Altura del primer nivel de anclaje (m)

P = Presión que estabiliza el corte (KN/m²)

X = Ubicación del punto de fuerza cortante cero (m).

P_s = Presión de sobrecarga (KN/m²)

R_B = Reacción en la base (KN/m)

Si existe más de un nivel de anclajes en un muro en un suelo granular o arenoso con sobrecarga de acuerdo a la figura 23, los momentos se distribuyen así:

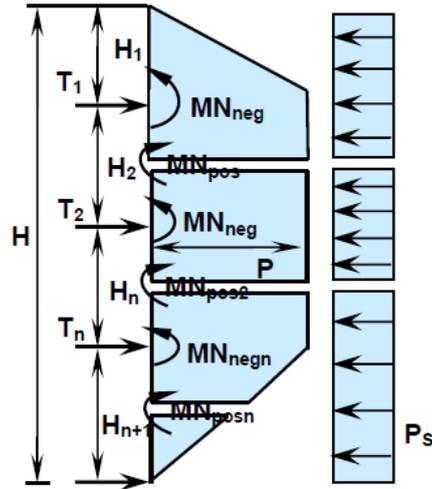


Figura 23. Momentos en muro con varios niveles de anclajes.
Fuente: Figueroa et al. (2011, p.145).

El momento negativo será:

$$MN_{neg1} = \frac{13}{54} * H_1^2 * P + \frac{1}{2} * H_1^2 * P_s$$

Los momentos máximos flexionantes positivos pueden estimarse según la tabla 14 (Ver comentario C11.8.5.2 de las Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD).

Si existen más de tres niveles de anclajes o espaciamientos se debe usar como momento máximo $1/10 PH_T^2$. Entonces, aplicando también la sobrecarga tenemos:

$$MN_{pos1} = \left(\frac{1}{10}\right) * H_2^2 * (P + P_s)$$

$$MN_{pos2} = \left(\frac{1}{10}\right) * H_n^2 * (P + P_s)$$

$$MN_{posn} = \left(\frac{1}{10}\right) * H_{n+1}^2 * (P + P_s)$$

Tabla 14.

Momentos máximos unitarios de diseño para pantallas ancladas permanentes.

Apoyos y condición del suelo	Momento Máximo
Tramo Simple No se considera el arqueado del suelo (suelos cohesivos blandos; pantalla de concreto rígida continua colocada firmemente contra el suelo)	$\frac{1}{8}PH_T^2$
Tramo Simple Se considera el arqueado del suelo (suelos granulares o suelos cohesivos rígidos en pantallas flexibles; pantalla rígida donde existe disponibilidad de espacio para permitir el arqueado del suelo)	$\frac{1}{12}PH_T^2$
Pantalla Continua No se considera el arqueado del suelo (suelos cohesivos blandos; pantalla de concreto rígida continua colocada firmemente contra el suelo)	$\frac{1}{10}PH_T^2$
Pantalla Continua Se considera el arqueado del suelo (suelos granulares o suelos cohesivos rígidos en pantallas flexibles; pantalla rígida donde existe disponibilidad de espacio para permitir el arqueado del suelo)	$\frac{1}{12}PH_T^2$

Fuente: Figueroa et al. (2011, p.145).

Para los momentos negativos en los puntos donde están ubicados los anclajes (con excepción del primero) debe colocarse el mayor de los momentos que actúan en el tramo superior e inferior a dichos puntos. Por ejemplo, para MN_{neg2} se debe utilizar MN_{pos1} ó MN_{pos2} , el que sea mayor. Cuando no exista sobrecarga, entonces el valor de P_S es cero (Figueroa et al., 2011, p146).

Cálculo de momentos en condiciones sísmicas

Cuando se presenta un sismo actúa la condición activa de tierras con sobrecargas y la contribución sísmica de tierras con sobrecarga, lo cual genera momentos sobre la pantalla. Aquí se deben usar factores de mayoración de carga $\Gamma_{EH} = 1.5$, $\Gamma_S = 1.50$ y $\Gamma_{EQ} = 1.00$. Dichos factores se multiplicarán por cada fuerza de empuje a la que corresponda y se multiplicarán (Rosero, 2015, p.123).

Los factores mencionados en el párrafo anterior se encuentran en la sección 3.4.1 de la AASHTO LRDF.

La ecuación que corresponde a uno de los casos más usados dentro del cálculo de muros anclados, es una modificación de la ecuación básica que incluye todas las fuerzas de empuje que actúan es:

$$Mu = \frac{1}{10} (\Gamma_{EH} \cdot P_A + \Gamma_S \cdot P_S + \Gamma_{EQ} \cdot P_{EQ} + \Gamma_{EQ} \cdot P_{En}) H_n^2$$

Donde:

P_A : Presión aparente de tierras

P_S : Presión por sobrecarga

P_{EQ} : Presión de tierras en condición sísmica

P_{En} : Presión uniforme en el claro que se esté analizando, se calcula según:

$$P_{En} = \frac{P_{En}(H - H_1)}{H}$$

Cálculo de área de acero requerido para la pantalla

Rosero (2015, p.123) indica: Asumimos una franja de muro con espesor $b=1.0$ m y un espesor recomendado como mínimo de 30 cm. Para obtener la profundidad efectiva de se debe restar el recubrimiento de la pantalla. De acuerdo a esto despejaremos el valor de cuantía de acero ω de la siguiente ecuación:

$$M_U = \phi_f W f' c (1 - 0.59\omega) b d_e^2 \quad \rightarrow \quad \omega = \frac{\rho f_y}{f' c}$$

ρ = Porcentaje de área de acero de refuerzo.

$f' c$ = Resistencia a la compresión simple del concreto (MPa)

- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (MPa)
- d_e = Peralte efectivo (m)
- b = Ancho de la franja de análisis (1m).
- ω = Cuantía de acero de refuerzo

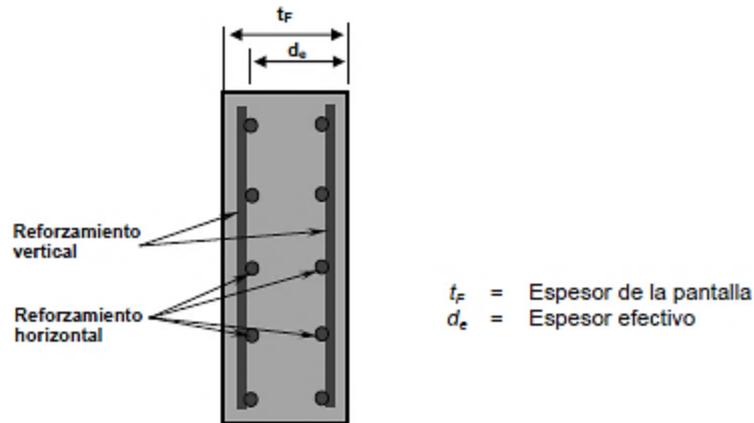


Figura 24. Espesor total y espesor efectivo de la pantalla de revestimiento.
Fuente: Figueroa et al. (2011, p.152).

Sabemos que d_e es el peralte efectivo de la pantalla, generalmente se considera el espesor total t_f menos el recubrimiento que varía de 7.5 cm – 5 cm, dependiendo si esta en contacto con el suelo o no.

El área de acero requerido por metro de muro y para calcular la separación del acero (S) debemos proponer un diámetro de barra, multiplicarlo por el ancho de la franja analizada y dividirlo para el área requerida de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$A_{s_{req}} = \rho \cdot b \cdot d_e \quad \rightarrow \quad S = \frac{A_V(b)}{A_{s_{req}}}$$

Donde:

A_V = Área de barras de refuerzo corrugadas en cm²
 (Ver Tabla 15)

b = Ancho de la franja de análisis (100 cm)

Tabla 15.

Propiedades de barras de refuerzo (ASTM A-615, Grado 60).

Designación de la Barra		Diámetro Nominal		Área Nominal		
Sistema Ingles	Sistema Métrico	in	mm	in ²	mm ²	
# 2.5	5/16"	0.311	7.9	0.076	49	
# 3	N°10 3/8"	0.375	9.6	0.11	71	
# 4	N°13 1/2"	0.5	12.7	0.2	129	
# 5	N°16 5/8"	0.625	15.9	0.31	199	
# 6	N°19 3/4"	0.75	19.1	0.44	284	
# 7	N°22	0.875	22.2	0.6	387	
# 8	N°25 1"	1	25.4	0.79	510	
# 9	N°29	1.128	28.7	1	645	
# 10	N°32 1 1/4"	1.27	32.3	1.27	819	
# 11	N°36	1.41	35.8	1.56	1006	
# 12	N°40 1 1/2"	1.5	38.1	1.767	1140	
# 14	N°43 1/2"	1.693	43	2.25	1452	
# 18	N°57 1/2"	2.257	57.3	4	2581	

Para verificar los límites del espaciamiento del refuerzo vamos a verificarlo de acuerdo al Art. 7.6 de la norma E.060 del RNE en donde se indica que:

- La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser db , pero no menor de 25 mm y de acuerdo al Art. 3.3.2 inciso "c" la separación libre entre varillas no debe ser menor que 1.33 veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso.

De acuerdo al Art. 9.8 Espaciamiento máximo del refuerzo, en muros y losas, exceptuando las losas nervadas, el espaciamiento entre ejes del refuerzo principal por flexión será menor o igual a tres veces el espesor del elemento estructural, sin exceder de 400 mm.

Según el Art. 10.5 Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión, del ACI 318S-14, el área de acero mínimo será:

$$\rho_{min} = \frac{0.25 * \sqrt{f'c}}{fy} \quad \text{o} \quad \rho_{min} = \frac{1.4}{fy} \quad (\text{Resistencia en MPa})$$

Además, el porcentaje de refuerzo máximo debe tomarse como:

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b \quad \rightarrow \quad \rho_b = \left(\frac{0.85 * \beta_1 * f'c}{fy} \right) * \left(\frac{600}{600 + fy} \right)$$

Para $f'c$ entre 17 y 28 MPa, el factor β_1 se debe de tomar como 0.85. Para $f'c$ mayor o igual a 56 MPa, β_1 se debe tomar como 0.65. Para $f'c$ entre 28 y 56 MPa se debe interpolar linealmente entre 0.85 y 0.65, según el Art. 10.2.7.3. de la norma E.060.

Para calcular el acero en la dirección horizontal se procede de la misma forma, solo se cambia la distancia vertical por la separación horizontal, se recomienda tomar distancias iguales para no variar el diseño.

De requerir otras consideraciones de diseño verificar la norma E.060 y/o el ACI 318S-14.

E. Placa de reacción o de apoyo.

Incluye tuercas, placas de apoyo, barras, etc. En ciertas ocasiones estos elementos quedan embebidos en concreto, otras veces deben tomarse previsiones para ajustar o verificar periódicamente la carga en las anclas, por lo cual deben protegerse con barriles o cápsulas, usualmente de plástico o PVC, retacados con grasa o productos bituminosos (Rosero, 2015, p.125).

La placa de reparto debe ser perpendicular al anclaje y su diseño debe evitar deformaciones excesivas, concentración de tensiones en la estructura a anclar, levantamiento de cuñas, asentamientos del terreno de apoyo no permitidos, entre otros. (Figura 25a)

El espesor de la placa base se obtiene considerando la flexión en una sección crítica a la distancia “m” del borde libre considerando una placa cuadrada (figura 25b).

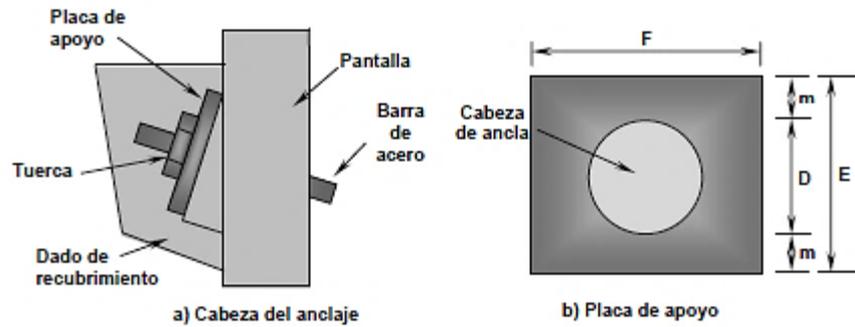
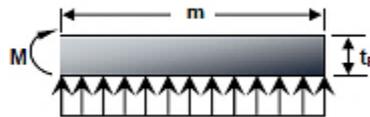


Figura 25. Placa de reacción del ancla.
Fuente: Figueroa et al. (2011, p.157).

Para una presión uniforme y una franja “m” x 1 unidad de ancho x un espesor (t_p), el momento que produce esta sección es:

$$M = \left(\frac{T_D}{A_p} \right) * (m) * \left(\frac{m}{2} \right)$$



Donde “m” se despeja de la siguiente fórmula:

$$A_{crit} = (D + 2m) \times (D + 2m) \rightarrow A_{crit} = \left(\frac{T_D}{350 f'c} \right)$$

Donde el área de la placa será:

$$A_p = (D + 2m) \times (D + 2m) = E \times F$$

El valor de “D” en la fórmula es el diámetro de la cabeza de anclaje para cables, que se puede obtener de la tabla 16.

Tabla 16.

Diámetro de cabeza de anclaje para cables de 15 mm.

Número de Cables	1	2	3	4	7	12	19	31	37
Diámetro de la Cabeza (mm)	53	80	85	110	132	170	220	270	3000

Para el cálculo del espesor de la placa se debe utilizar el valor del momento con la ecuación siguiente:

$$f_b = F_b = \frac{M}{S} = \frac{6M}{t_p^2} \quad \rightarrow \quad t_p = \sqrt{\frac{6M}{F_b}}$$

M	=	Momento necesario para calcular el espesor de la placa.
T_D	=	Carga de diseño del anclaje (KN)
F_b	=	Esfuerzo permisible del acero de la placa (0.75fy) (MPa)
t_p	=	Espesor de la placa de apoyo (m)
A_p	=	Área de la placa (ExF) (m ²)
m	=	Incremento de longitud de sección crítica de la placa (m)
A_{crit}	=	Sección crítica de la placa de apoyo (m ²)
D	=	Diámetro de elemento de apoyo para barras o cables (m)
S	=	Módulo de sección de la placa de apoyo (m ³)
$f'c$	=	Resistencia a la compresión simple del concreto (MPa)

El ancho de la placa de apoyo será al menos el doble del diámetro de la perforación realizada en la estructura a anclar y en ningún caso inferior a 20 cm. Su espesor será el suficiente para que no se registren deformaciones apreciables durante el tensado y nunca menor de 1 cm.

F. Capacidad a punzonamiento de la pantalla.

La capacidad para soportar el cortante por punzonamiento es calculada considerando una fuerza cortante que actúa en una zona de perímetro efectivo delimitada por el diámetro efectivo del cono truncado y por la profundidad del mismo (espesor de la pantalla). El diámetro efectivo del cono está definido por una superficie de ruptura que comienza en el borde de la placa de soporte hacia el suelo a través de la pantalla en un ángulo de 45° (ver figura 26) (Figuroa et al., 2011, p.159).

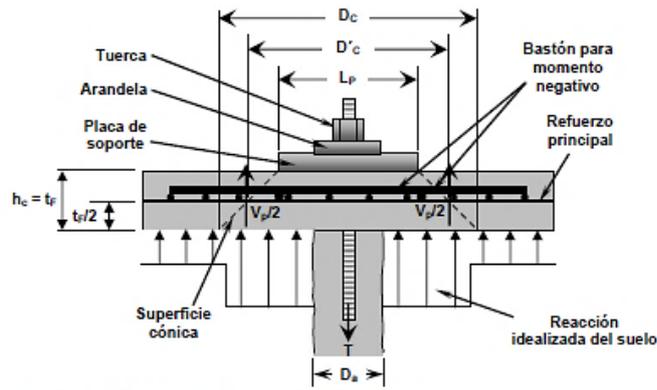


Figura 26. Sección en punzonamiento de la pantalla.

Fuente: Figueroa et al. (2011, p.159).

La fuerza de punzonamiento que actúa en una pantalla puede calcularse con la ecuación siguiente, la cual no considera la contribución del suelo que es el caso más conservador. El valor de punzonamiento debe ser comparado con la fuerza de diseño del anclaje, TD, multiplicado por un factor de seguridad (FS) de 1.35 para muros provisionales y 1.5 para muros permanentes (Figueroa et al., 2011, p.159):

$$\phi_p V_p = 330 \sqrt{f'_c} * \pi * D'_c * t_F$$

$$D'_c = L_p + 2 * \left(\frac{t_F}{2} \right) = L_p + t_F$$

El valor calculado anteriormente debe ser comparado con la fuerza de diseño del anclaje TD, multiplicado por un factor de seguridad (FS) de 1.35 para muros provisionales y 1.5 para muros permanentes, cumpliendo la siguiente condición:

Entonces

$$(FS)T_D \leq \phi_p V_p$$

Donde:

ϕ_p = Factor de reducción de punzonamiento AASHTO (0.90)

V_p = Resistencia al cortante por punzonamiento (KN)

D_C = Longitud de la base de la superficie de punzonamiento al centro del espesor de la pantalla (m)

D'_C = Longitud de la base imaginaria de la superficie de punzonamiento al refuerzo.

t_F = Espesor de la pantalla (m)

$L_P = E = F$ = Longitud de la placa (m)

G. Otras consideraciones de diseño.

Rosero (2015, pp.128-130) indica algunas consideraciones de diseño adicionales, a continuación, se detallan algunas de ellas, según lo indicado por Rosero Freire:

G.1. Centralizadores.

Los centralizadores son elementos de plástico o PVC que se encargan de mantener la barra de acero centrada y asegura que tenga el recubrimiento adecuado de grout. Se instalan a distancias regulares, sin exceder los 2.5 m en la longitud intermedia del tendón y a 0.5 m desde cada extremo del mismo (p.128).

G.2. Espaciadores.

Comúnmente fabricados en plástico o acero, se utilizan en la longitud libre y en la longitud de bulbo del anclaje, encargándose de mantener los elementos del anclaje de manera paralela, así como mantener su alineamiento, además los protegen de daños por la fricción que podría generarse. Los espaciadores son colocados en un intervalo de 4 m a 8 m, respectivamente (p.128).

G.3. Drenaje.

Se pueden utilizar tuberías de PVC con una sección surcada cubierta de geotextil y que están embebidas en el suelo a cierta inclinación (10° a 15°), y que sobresalen de la pantalla de revestimiento (mínimo 5 cm),

de tal manera que el agua entre en la sección surcada y salga por fuera de la cara del muro. Se debe usar también drenajes superficiales en la corona y el pie del muro conformados por canales colectores de agua generada por escorrentía (p.129).

G.4. Trompeta.

La trompeta preserva la parte trasera de la placa de soporte y el acero de preesfuerzo en la transición del anclaje a la longitud libre y es fabricada de tubo de PVC o de acero (p.129).

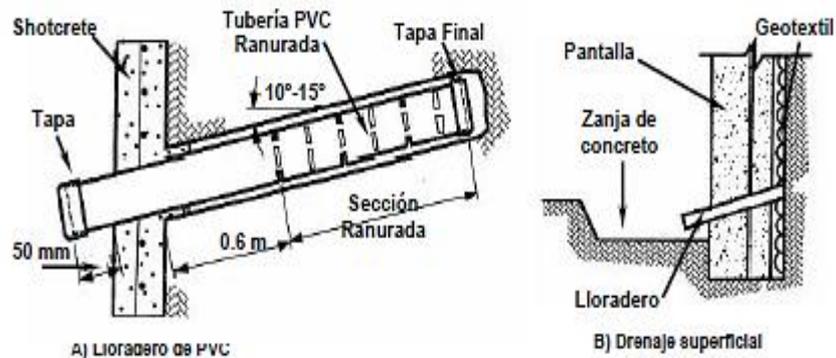


Figura 27. Lloradero de PVC y drenaje superficial.

Fuente: (Suárez, s.f. - b, p.152)

2.3.2.5.3. Metodología de Muro de Contención.

Los muros de sostenimiento son estructuras que sirven para contener terreno u otro material a desnivel. Son usado para estabilizar el material confinado evitando que desarrollen su ángulo de reposo natural. Se utiliza en cambios abruptos de pendiente, cortes y rellenos en carreteras y ferrocarriles, muros de sótano, alcantarillas, estribos de puentes, etc. (Harmsen, 2002, p.361).

Los muros de sostenimiento son de varios tipos:

- Muros de gravedad
- Muros en voladizo
- Muros con contrafuertes posteriores
- Muros con contrafuertes anteriores

- Muros de sótano
- Estribos de puentes

Los muros de gravedad son estructuras de contención convencionales que obtienen su soporte por la acción de su peso solamente. Son elementos principalmente pasivos, los cuales soportan cargas laterales por la tendencia del suelo a moverse. La altura que puede usarse en los muros de gravedad es muy limitada, especialmente cuando se encuentra cimentada sobre suelos arcillosos; sin embargo, a pesar de sus limitaciones, los muros de gravedad y en voladizo se utilizan con mucha frecuencia para la prevención y remediación de amenazas a deslizamientos de tierra. (Suárez, s.f. - b, p.109)

A. Cargas que actúan sobre los muros de sostenimiento.

A.1. Empuje del suelo.

Las presiones reales que se presentan detrás de los muros de retención son muy difíciles de estimar, debido al gran número de variables implicadas. Entre estas se cuentan: los tipos de materiales de relleno, su compactación y grado de humedad; los tipos de materiales debajo de las zapatas, la presencia o ausencia de sobrecargas en el relleno y otras más. (McCormac y Brown, 2011, p.390)

El empuje de suelos es un parámetro difícil de estimar, existen muchas teorías de mecánica de suelos para su determinación, cada una con limitaciones para su aplicación. El comportamiento de los suelos granulares es diferente que los suelos cohesivos, en la presente investigación usaremos la Teoría de Rankine.

Según Rankine, la resultante del empuje activo es:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a * w * H^2$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi}$$

Donde:

$w =$ *Peso específico del suelo*

$\phi =$ *Ángulo de fricción interna del suelo.*

$H =$ *Altura del relleno que ejerce el empuje activo.*

La resultante del empuje pasivo es:

$$E_p = \frac{1}{2} K_p * w * H^2$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi}$$

Si el relleno tiene cierta pendiente, entonces los coeficientes están dados por:

$$K_a = \text{Cos } \delta \left(\frac{\text{Cos } \delta - \sqrt{\text{Cos}^2 \delta - \text{Cos}^2 \phi}}{\text{Cos } \delta + \sqrt{\text{Cos}^2 \delta - \text{Cos}^2 \phi}} \right)$$

$$K_p = \text{Cos } \delta \left(\frac{\text{Cos } \delta + \sqrt{\text{Cos}^2 \delta - \text{Cos}^2 \phi}}{\text{Cos } \delta - \sqrt{\text{Cos}^2 \delta - \text{Cos}^2 \phi}} \right)$$

$\delta =$ *Pendiente del relleno*

A.2. *Peso del relleno.*

El peso del relleno, depende del tipo del terreno, se puede determinar según la tabla 17 o por ensayos de campo.

A.3. *Reacción del terreno.*

Cada tipo de terreno tiene sus características propias y reacciona ante cargas externas de distintos modos. Algunos de los factores que influyen en la distribución de la reacción del terreno son: la flexibilidad

del cimiento respecto al suelo, el nivel de cimentación y el tipo de terreno (Harmsen, 2002).

Tabla 17.

Valores referenciales del peso específico y ángulo de fricción interna para algunos tipos de terrenos.

Tipo de Terreno	W (Kg/m³)	Ø (°)
Arcilla suave	1440 a 1920	0° a 15°
Arcilla media	1600 a 1920	15° a 30°
Limo seco y suelto	1600 a 1920	27° a 30°
Limo denso	1760 a 1920	30° a 35°
Arena suelta y grava	1600 a 2100	30° a 40°
Arena densa y grava	1920 a 2100	25° a 35°
Arena suelta, seca y bien graduada.	1840 a 2100	33° a 35°
Arena densa, seca y bien graduada.	1920 a 2100	42° a 46°

Fuente: Harmsen (2002, p.364)

En el diseño, no es practico considerar la distribución real de la reacción del suelo, por lo que se asumen dos hipótesis básicas, la primera que la cimentación es rígida y la segunda que el suelo es homogéneo, elástico y aislado del suelo circundante.

En las zapatas cargadas excéntricamente, la reacción del suelo no es uniforme y tiene una distribución trapezoidal o triangular, dependiendo de la excentricidad de la carga la presión en el suelo es:

Si la excentricidad es pequeña, menor que L/6, la presión en los extremos de la zapata es:

$$q_{1,2} = \frac{P}{SL} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

Donde:

$q_{1,2}$ = Presión en lso extremos de la zapata

P = Carga axial

e = Excentricidad de la carga axial

S = Dimensión de la cimentación perpendicular a la dirección de análisis.

L = Dimensión de la cimentación paralela a la dirección de análisis.

Si la excentricidad es mayor que $L/6$, parte de la cimentación no recibe ninguna reacción ya que no puede existir esfuerzos de tracción entre el terreno y zapata, la distribución en este caso es triangular.

Para garantizar el equilibrio deben cumplirse dos condiciones:

1. La línea de acción resultante de la reacción del suelo debe coincidir con la línea de acción de la carga excéntrica de la columna o muro de modo que no se presente momentos resultantes por la excentricidad.
2. La resultante de la presión del suelo debe ser igual a a carga proveniente de la columna para satisfacer el equilibrio de fuerzas verticales.

A.4. Fricción en la base.

La fricción en la base es igual a la reacción del suelo multiplicada por el coeficiente de fricción entre el suelo y el concreto. Los coeficientes de fricción son, aproximadamente (Harmsen, 2002, p.365):

- Concreto o mampostería contra arena limosa media a gruesa, grava limosa $\mu=0.55$.
- Concreto o mampostería contra grava limpia, arena gruesa $\mu=0.5$.
- Limo no plástico $\mu=0.35$.
- Roca solidad sana $\mu=0.60$.

A.5. Sobre carga en el relleno.

El efecto de la sobrecarga en el relleno produce un efecto similar al generado por un incremento h_s , en la altura de relleno, donde (Harmsen, 2002, p.365):

$$h_s = \frac{w_s}{w}$$

Siendo:

$w_s =$ Sobrecarga en el relleno

$w =$ Peso específico del suelo

A.6. Subpresión.

Si el nivel freático es elevado entonces se genera subpresión en la base. Esta fuerza puede atentar contra la estabilidad de la estructura. Si el líquido no fluye de un lado a otro del muro, la subpresión del agua puede estimarse por las leyes de la hidrostática. Si la presión es diferente a uno y otro lado del muro, entonces el agua tenderá a fluir de la zona donde ésta es mayor a aquella donde es menor. En este caso la distribución de presiones en la base es más difícil de estimar. El análisis de este tipo de carga no es objetivo del presente trabajo pues constituye un caso particular que merece la atención de un especialista de mecánica de suelos (Harmsen, 2002, p.366).

B. Criterios de estabilidad.

Harmsen (2002, p.366) indica que: para que el muro de sostenimiento sea estable, deben garantizarse que:

1. El muro no se voltee.
2. El muro no se deslice.
3. La reacción del suelo generada por las cargas aplicadas sobre el muro no exceda el esfuerzo admisible del mismo.
4. El talud no pierda estabilidad y el muro se deslice conjuntamente con el relleno.

La primera condición se garantiza considerando un factor de seguridad al volteo de, por lo menos, 2. Este factor de seguridad se define como:

$$FS = \frac{\sum M_R}{\sum M_A}$$

Los momentos actuantes son generados por el empuje activo del relleno y por el empuje de la sobrecarga que pudiera existir sobre él. Los momentos resistentes o estabilizantes son debidos al peso de la estructura y del suelo que está apoyado sobre el talón y la punta del muro. El empuje pasivo del relleno sobre la punta y la sobrecarga, también generan momentos resistentes que contribuyen a la estabilidad del muro. Generalmente, por seguridad, no se considera el empuje pasivo. Los momentos se toman respecto al punto alrededor del cual se genera el volteo del muro.

El deslizamiento del muro se garantiza con un factor de seguridad dado por:

$$FS = \frac{\sum F_R}{\sum F_A}$$

Las fuerzas actuantes son originadas por el empuje activo del relleno y la sobrecarga que actúan sobre él. Las fuerzas resistentes son el empuje pasivo y la fricción en la base. La falla por deslizamiento puede producirse en la interfase concreto – suelo.

C. Predimensionamiento.

Con el dimensionamiento preliminar, se verifica la estabilidad de la estructura con los criterios presentados. En caso de existir relleno en el talón anterior del muro, es preferible no considerar su efecto estabilizante pues puede darse el caso que este sea removido.

Las alturas máximas varían de 5 a 6 m de acuerdo al anexo 8.5. (EC.020, 2006), las dimensiones del predimensionamiento se muestran en la figura 28.

D. Drenaje.

Como resultado de la lluvia u otras condiciones de humedad, el material de relleno para un muro de retención se satura es por ello que esta acumulación de agua debe prevenirse para que el muro no sea sometido a

cargas de empuje mayores que las que se empleó para el diseño la estructura. Por ello, es necesario habilitar un sistema de drenaje que impida que el agua haga presión sobre el muro (Braja, 2001).

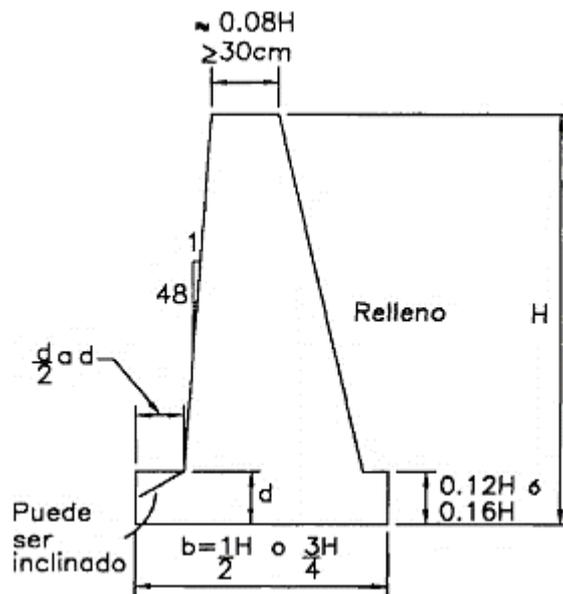


Figura 28. Criterios para el predimensionamiento de muros de gravedad.
Fuente: (Harmsen, 2002)

Por lo general se disponen barbacanes o tubos de diámetro mayor de 4" espaciados a 1.50 m, tanto horizontal como verticalmente. Estas tuberías atraviesan el muro y están provistas de una capa de grava posterior, para evitar el relleno penetre en ellos.

2.3.3. PROGRAMA GEOSTUDIO 2007 VERSION 7.10 BUILD 4143 - SLOPE/W (STUDENT LICENSE).

El software GeoStudio 2007, Version 7.10 (Student License) mediante la ayuda del utilitario SLOPE/W, es un programa de estabilidad de taludes completamente integrado que permite desarrollar la geometría del talud interactivamente y la definición de los tipos de propiedades de los materiales de manera muy amigable al usuario, algunas características del programa son:

2.3.3.1. MÉTODOS DE CÁLCULO

El programa permite realizar los cálculos a través de una gran variedad de métodos.

- Ordinario (Fellenius)
- Bishop simplificado
- Janbu simplificado
- Spencer
- Morgentern – Prince
- Cuerpo de Ingenieros americanos (I y II)
- Lowe – Karafiath
- Sarma
- Método de equilibrio limite generalizado (GLE)
- Método de elementos finitos

En la versión reducida con licencia de estudiantes no todas estas opciones están disponibles.

2.3.3.2. GEOMETRÍA Y ESTRATIGRAFÍA

La introducción de los condicionantes geométricos son muy versátiles y se adaptan prácticamente a cualquier geometría

- Geometría adaptable a cualquier contorno estatigrafico mediante herramientas graficas a través de la definición de regiones
- Definición de grietas de tracción
- Prácticamente sumergidos

2.3.3.3. SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO

Dispone de distintos sistemas de modelización de las superficies de rotura.

- Malla de centros y límites de radios
- Superficies de rotura poligonales, con o sin centro
- Por bloques
- Zonas de entrada salida acotando los posibles círculos de rotura
- Búsqueda automática de superficies de rotura
- Optimización de búsqueda de superficies de rotura
- Posicionamiento automático de grietas de tracción

2.3.3.4. PRESIÓN HIDROSTÁTICA

Se pueden modelizar las acciones del agua en el terreno a través de los siguientes sistemas.

- Coeficiente de presión de agua R_u .
- Superficie piezométrica
- Presión hidrostática para cada punto
- Contornos de presiones hidrostáticas

2.3.3.5. PROPIEDADES DE LOS SUELOS

Con el objeto de modelizar el comportamiento de los suelos el programa dispone de varios modelos de comportamiento.

- Tensiones totales efectivas (σ y σ')
- Resistencia al corte sin drenaje ($\phi=0$), $\tau=c$.
- Resistencia al corte cero (agua, $c=0$ y $\phi=0$)

- Materiales impenetrables (lechos rocosos)
- Criterios de rotura bilineales
- Incrementos de la cohesión con la profundidad
- Resistencia al corte anisótropo
- Criterios de rotura específicos
- Modelo de Hoek y Brown para taludes rocosos

2.3.3.6. TIPOS DE CARGA

- Cargas superficiales
- Cargas lineales
- Cargas sísmicas
- Anclajes y bulones (activos y pasivos)
- Suelos reforzados

2.4. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Variable	Dimensiones	Indicadores	Índice	Técnica e Instrumentos
Estabilidad de Talud	Viabilidad Técnica	Geometría	m	Topografía
		Geología	Número de fallas	Estudio Geológico
	Viabilidad Económica	Geotécnica	ka, t/m ³ , C, φ	Estudio de Mecánica de Suelos (Ensayos)
		Factores de seguridad	Número	Análisis - Recolección de datos
		Presupuesto de Obra	S./ Km	Hoja de presupuesto
		Tiempo de Ejecución Operación y mantenimiento	Mes y S./ Km	Cronograma
				Lista de chequeo

CAPITULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. PERSPECTIVA METODOLOGICA Y TIPO DE INVESTIGACIÓN

La investigación tuvo un enfoque cuantitativo debido a que se obtuvieron y/o recolectaron datos para determinar la estabilidad del talud, del mismo modo para el análisis y diseño de la alternativa de estabilización se efectuó un análisis numérico en base a los factores de seguridad estableciendo patrones de comportamiento.

El tipo de investigación fue descriptiva, por el tipo de esquema utilizado en la elaboración del presente trabajo de investigación, en donde se compararon técnicamente tres metodologías de estabilización, luego de la descripción de todos y cada uno de los parámetros que las conforman y de las características propias de cada una se calculó el costo de cada metodología para finalmente determinar la alternativa técnico – económica viable.

Se desarrolló un diseño: No experimental – Transversal, ya que no se hizo variar de forma intencional una variable y es transversal porque se recolectaron datos en un solo momento y en un tiempo único.

3.2. LÍMITES DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1. LIMITACIÓN GEOGRÁFICA

Se plantearon alternativas técnico – económicas para estabilizar el talud afectado por un deslizamiento de tierras ubicado en el Km 3+310 al Km 3+490 de la carretera Chontayoc – Tinyash, distrito de Independencia, provincia de Huaraz y departamento de Ancash.

3.2.2. LIMITACIÓN TEMPORAL

El presente trabajo de grado se realizó en un tiempo de siete (07) meses continuos, desde enero del 2018 a julio del 2018.

3.2.3. LIMITACIÓN TEMÁTICA

El proyecto trata de geotecnia, viabilidad técnica y económica, ya que consiste en proponer tres alternativas de estabilización para el talud ubicado en el Km 3+310 al Km 3+490 de la carretera Chontayoc – Tinyash, distrito de Independencia, provincia de Huaraz.

Limitación de las metodologías empleadas:

- Metodología de reforzamiento de la superficie con geosintéticos, debido a que el ángulo de inclinación del relleno es inferior a 70° , el diseño se realizó como un talud reforzado y con geotextiles tejidos.
- Metodología de muros o pantallas ancladas, el diseño se efectuó para anclajes permanentes y activos.
- Metodología de muros de contención por gravedad, se realizó el diseño de un muro de mampostería de piedra, cuya altura máxima recomendada es de 5 a 6 m.

3.3. CONTEXTO Y UNIDAD DE ANALISIS: POBLACIÓN Y MUESTRA

Departamento : Ancash
Ciudad : Huaraz
Distrito : Independencia

Centro Poblado : Chontayoc – Tinyash
Altitud : 3,370 m.s.n.m. a 3,500 m.s.n.m.
Coordenada Norte : 8'953,720 a 8'953,860 m
Coordenada Este : 218,570 a 218,645 m

3.3.1. POBLACIÓN

La población de estudio fue el talud global ubicado en el Km 3+310 al Km 3+490 de la vía Chontayoc – Tinyash.

3.3.2. MUESTRA

El método de elección de la muestra fue no probabilístico o dirigido, del tipo intencional, por criterio o juicio. Este es el mejor tipo de muestreo no probabilístico, pues se realiza sobre la base del conocimiento y criterios del investigador, es así que se eligió como muestra a las zonas de deslizamiento; identificadas entre Km 3+310 al Km 3+490 de la vía Chontayoc – Tinyash, las cuales se encuentran comprendidas por las secciones trazadas.

3.4. MÉTODOS Y RECURSOS EMPLEADOS

3.4.1. METODOS

Los métodos de estabilización utilizados para analizar los taludes han sido:

- Metodología de reforzamiento de la superficie con geosintéticos.
- Metodología de muros o pantallas ancladas.
- Metodología de muros de contención por gravedad.

3.4.2. RECURSOS EMPLEADOS

Entre los instrumentos utilizados como herramienta para procesar los datos y luego analizar los resultados que estos arrojen, se considera el uso del software geotécnico GeoStudio 2007 version 7.10 a través del utilitario SLOPE/W y el software Slide version 6.004, de la familia de Rocscience Inc., ambos con licencia de estudiante, en los cuales podemos definir como un modelo matemático

encargado del análisis de la estabilidad de los taludes. Así mismo se empleó el programa AutoCAD - 2016 y el AutoCAD Civil3D - 2015 de la familia de AutoDesk, el Word y Excel de Microsoft Office para la redacción y la creación de hojas de cálculo, estos softwares instalados en una computadora portátil personal.

A nivel bibliográfico se consultaron en forma documental, los trabajos de pregrado, maestría y doctorado de distintas universidades, nacionales y extranjeras, las cuales están basadas principalmente en dar una solución de estabilización de talud con la aplicación de diferentes métodos.

Así mismo se dispuso de equipos de papelería y de computación necesarios para la posible realización de este trabajo especial de grado. En lo concerniente a la parte de recursos humanos ha sido necesaria la constante presencia y supervisión del asesor Ing. Elio Alejandro Milla Vergara.

En cuando a la parte referente a los recursos financieros, el tesista costeo los gastos necesarios para poder llevar a cabo la elaboración de la misma.

3.5. PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN, PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

3.5.1. PLAN DE RECOLECCIÓN

Para la recolección de los datos para nuestro proyecto de investigación se realizaron las siguientes actividades:

- ❖ Toma de datos en campo
 - Visita de campo a la zona de intervención.
 - Identificación del área de deslizamiento y fundación.
 - Registro fotográfico.
 - Recopilación de información a partir de la visita técnica, como expedientes técnicos relacionados, mapas geológicos e información sísmica de la zona.
 - Exploración a cielo abierto y toma de muestras.
 - Levantamiento topográfico y descripción de la infraestructura existente, especialmente evidencias de infiltraciones, geometría y condiciones de

taludes adenaños, tipos y condiciones de la vegetación existente, la cobertura y la posible inclinación de los árboles.

- Registro estratigráfico, descripción visual y manual de las exploraciones y de los taludes de corte que conforman la superficie de rodadura.
- Identificación del nivel freático.

❖ Investigación de ensayos de laboratorio

Dado el muestreo en campo se procedió a los ensayos de laboratorio donde se obtuvieron las propiedades físicas y mecánicas, así como los parámetros que gobiernan la resistencia y la compresibilidad del área de estudio.

- Ensayos de laboratorio.
- Ensayos de especiales.

Se realizó la evaluación de mecánica de suelos, empleados diversos métodos de investigación de campo. Uno de los principales métodos se basa en la exploración a través de calicatas, con la finalidad de evaluar las características de los suelos in-situ; así mismo se tomaron muestras para llevar a cabo los ensayos de laboratorio y determinar los parámetros geotécnicos. No se pudo realizar ensayo in-situ, por la presencia de material granular con presencia de bolones y bloques de roca.

3.5.2. PROCESAMIENTO DE DATOS

❖ Gabinete AutoCAD Civil 3D - 2015:

Ya realizado el levantamiento topográfico, se procesaron los puntos en gabinete usando el programa AutoCAD Civil 3D - 2015, con el cual se obtuvo la representación en planta y los perfiles longitudinales ubicados en el Km 3+310 al Km 3+490 de la vía Chontayoc – Tinyash, se trazaron 08 ejes que abarcan la zona de estudio, teniendo en cuenta la geometría del talud global, la ubicación de las calicatas y las observaciones en campo.

Con los datos de campo, laboratorio y topografía obtenidos se recogen los conceptos de: dimensiones y límites de la zona estudiada, situación de la zona movida, eventos producidos por el movimiento, materiales constituyentes, agua y situación de la napa freática, condiciones climatológicas de la zona, causas que se atribuye el fallo.

Finalmente se generaron 08 perfiles longitudinales estratigráficos de los cuales se analizó la estabilidad, estos perfiles forman parte de un talud global el cual está conformado por taludes parciales.

❖ Gabinete Slide V.6.004, GeoStudio V.7.10 - SLOPE/W:

Se exportaron del AutoCAD Civil 3D los 08 perfiles longitudinales al software Slide V.6.004 en formato *dxf, donde se asignaron las propiedades de los materiales como el peso específico, ángulo de fricción, cohesión, presencia del nivel freático, entre otros obtenidos de los ensayos de laboratorio y las sobre cargas generadas por los vehículos.

3.5.3. ANÁLISIS

- ❖ Con el software Slide V.6.004 se determinó la estabilidad de los taludes definidos por los 08 perfiles longitudinales estratigráficos ubicados en el Km 3+310 al Km 3+490, este análisis se efectuó en las condiciones topográficas actuales es decir con la superficie fallada. Esto nos permitió calcular los factores de seguridad de los taludes parciales e identificar las zonas de deslizamiento y los ejes en que estas comprendidas estas zonas.
- ❖ Se analizó y diseñó con la metodología de reforzamiento de la superficie con geosintéticos, utilizando el programa GeoStudio V.7.10 - SLOPE/W y hojas de cálculo en Excel, las zonas inestables comprendidas en el Km 3+310 al Km 3+490, determinando la viabilidad técnica de esta metodología.
- ❖ Se analizó y diseñó con la metodología de muros o pantallas ancladas, utilizando el programa GeoStudio V.7.10 - SLOPE/W y hojas de cálculo en Excel, las zonas inestables comprendidas en el Km 3+310 al Km 3+490, determinando la viabilidad técnica de esta metodología.

- ❖ Se analizó y diseñó con la metodología de muro de contención por gravedad, utilizando el programa GeoStudio V.7.10 - SLOPE/W y hojas de cálculo en Excel, las zonas inestables comprendidas en el Km 3+310 al Km 3+490, determinando la viabilidad técnica de esta metodología.
- ❖ Después de determinar la viabilidad técnica de las metodologías propuestas se calculó el costo de cada una de ellas para finalmente elegir la alternativa técnico – económica viable.

CAPITULO IV: ESTUDIO Y DISEÑO DE ESTABILIDAD DEL TALUD

4.1. ESTUDIO DE ESTABILIDAD DEL TALUD

4.1.1. MARCO GEOGRÁFICO

4.1.1.1. UBICACIÓN POLÍTICA

Departamento	:	Ancash
Provincia	:	Huaraz
Distrito	:	Independencia
Cordillera	:	Negra
Centro Poblado	:	Chontayoc – Tinyash

4.1.1.2. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

Altitud	:	3,370 m.s.n.m. a 3,500 m.s.n.m.
Coordenada Norte	:	8'953,720 a 8'953,860 m

Coordenada Este : 218,570 a 218,645 m

4.1.1.3. DELIMITACIÓN

Por el Norte : Con el distrito de Jangas

Por el Este : Con el río Santa

Por el Oeste : Con la mina Pierina

Por el Sur : Con la Comunidad Campesina de Shecta

4.1.1.4. VÍAS DE ACCESO

El acceso desde la ciudad de Huaraz es a través de la carretera asfaltada Huaraz-Caraz que discurre hacia el norte con un recorrido de 8.2 Km. hasta llegar al puente Progreso. Desde aquí se atraviesa el río Santa y se comienza a ascender por el flanco oriental de la Cordillera Negra, atravesando los pequeños poblados de San Miguel, Chicney y Chontayoc, hasta llegar al Dv. San Juan después de un recorrido de 5.00 Km. En este punto, desviándose hacia la mano izquierda, se inicia la carretera del proyecto que conduce a Tinyash.

4.1.2. INFORMACIÓN PREVIA DE LOS ASPECTOS GEOLÓGICOS, SISMICOS Y GEOMETRICOS

4.1.2.1. ASPECTO GEOLÓGICOS

4.1.2.1.1. Geomorfología local.

La Quebrada de Pacchac empieza en una cubeta ancha por encima de los 4,000 msnm, que se angosta hasta formar un valle en forma de “V” por debajo de 3,800 msnm. El valle tiene aproximadamente 7,000 m de largo y una gradiente promedio de 17.5 %.

La descripción de las unidades geomorfológicas, se hace iniciando desde la cabecera de la quebrada de Pacchac, así:

Sus unidades geomorfológicas son zona montañosa en sus partes altas, producto de la erosión glacial antigua y hacia sus partes bajas son laderas

cubiertas por depósitos coluviales que forman una serie de terrazas escalonadas, que se utilizan para sembrar y es la zona donde se encuentra el presente proyecto.

Siguiendo aguas abajo tenemos laderas con fuerte pendiente, cubiertas con depósitos cuaternarios, coluviales y morrénicos, donde hay una serie de arcos de deslizamientos que nacen producto del fallamiento de la zona y de la erosión de los depósitos cuaternarios y forma depósitos coluviales y escombros de pendiente en ambas márgenes, a manera de terrazas coluviales escalonadas.

Hacia abajo el valle pasa a ser fluvial en un estadio juvenil, volviéndose más encañonado en partes y su sección es en “V”.

4.1.2.1.2. Geología local.

La zona de estudio se ubica en el lado oriental de la Cordillera Negra, donde afloran rocas pertenecientes al Grupo Volcánicos Calipuy (son lavas, tufos, piroclastos conformado por andesitas, dacitas y riolitas) depositados entre el Eoceno Superior al Mioceno Inferior (52.5 hasta 14.6 Ma).

A continuación, procedo a describir la columna estratigráfica de la zona, así:

Grupo Volcánicos Calipuy. - Son rocas de edad del Terciario Inferior o sea del Paleoceno, son del tipo magmático extrusivas o sea volcánicas, que constituye el basamento rocoso de la zona y son coladas antiguas, compuestas por andesitas moradas a violáceas, brechas y tobas dacíticas y el afloramiento de varios cuerpos hipabisales tipo stocks andesíticos y dacíticos.

La mayor parte en el tramo inicial son lavas basales andesíticas de textura porfirítica, del Grupo Volcánicos Calipuy, luego pasando el puente nuevo de la quebrada Pacchac, tenemos una secuencia de rocas tipo tufos, alterados hidrotermalmente, caolinizados y hacia la parte superior presenta rocas piroclásticas con bloques dacíticos, con óxidos envueltos en tufos tipo brechas (que son bloques correspondientes al yacimiento de Pierina que se encuentra en la parte superior de la zona del proyecto).

Los diaclasamientos y fallamientos en la zona tienen una orientación de N-NW y Ne.

Se aprecia que la zona se encuentra alterada hidrotermalmente en especial las rocas dacíticas, que se encuentran argilizadas (caolinización) y silicificadas y hacia sus partes altas silicificada.

Depósitos Cuaternarios. - Se encuentran cubriendo al basamento rocoso antes descrito, son rocas sueltas, no compactas y estas son:

Depósitos Coluviales. - Son los depositados al pie de las montañas por efecto de la gravedad y aguas pluviales, es una mezcla de bloques angulosos sin clasificación granulométrica y fragmentos de rocas de menores dimensiones, con poco material arcilloso y limoso, sin compactar, que cubren las laderas, sobre el cual se han formado los suelos de los pastizales.

Como se señaló hacia el Oeste tenemos el yacimiento de Pierina, que se encuentra albergada en tobas o tufos pomáceos dacíticos, que en su superficie presenta una capa de sílice porosa, rodeada de alteración cuarzo-alunita y una zona argilizada exterior (arcilla), su mineralización de oro se encuentra en forma de vetillas muy delgadas.

4.1.2.2. ASPECTOS SISMICOS

Los sismos son fenómenos naturales causados por movimientos de las fallas geológicas en la corteza terrestre. Al moverse las fallas, se producen ondas de diferentes tipos y de gran poder, las cuales viajan a través de las rocas. Los movimientos sísmicos pueden activar deslizamientos de tierra, en caso de un sismo existe el triple efecto de aumento del esfuerzo cortante, disminución de la resistencia por aumento de la presión de poros y deformación, asociados con la onda sísmica; pudiéndose llegar a la falla al cortante y hasta la licuación en el caso de suelos granulares saturados. (Suárez Díaz, s.f. - a, pág. 267)

Callupe Arzapalo (2011) hace mención a la actualización del estudio de peligro sísmico de la mina Pierina realizada por Hidroenergía en 1997, la cual

fue desarrollada por Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros E.I.R.L. en febrero del 2011.

En dicha actualización se menciona que en el territorio peruano la sismicidad es principalmente producto de la subducción de la Placa de Nazca por debajo de la Placa Continental a lo largo de la costa peruana, con un índice de convergencia de aproximadamente 0.1 metros por año.

Así mismo menciona que las intensidades sísmicas históricas indican que en el área de estudio se han detectado intensidades de hasta VIII grados en la escala de Mercalli Modificada.

El estudio determinístico de peligro sísmico considera un sismo máximo creíble de 0.34g de aceleración máxima para la zona costera de subducción. El sismo de diseño tendrá un valor de 0.24g de aceleración máxima proveniente también de un sismo de subducción costera.

En la determinación del peligro sísmico probabilístico se han utilizado las leyes de atenuación de Young – 1997, para los sismos de subducción y la ley de atenuación de Sadigh – 1997, para sismos continentales.

Las aceleraciones máximas esperadas obtenidas mediante el método probabilístico en el área de proyecto, para periodos de retorno de 100,475,1000, 2500, 5000 y 10000 años.

Tabla 18.

Aceleración máxima esperada y probabilidad anual de excedencia.

Periodo de retorno (años)	Aceleración Máxima esperada (%g)	Probabilidad anual de excedencia
100	0.16	1E-02
475	0.25	2E-03
1000	0.31	1E-03
2500	0.40	4E-04
5000	0.47	2E-04
10000	0.55	1E-04

Fuente: Callupe (2011)

De acuerdo con el estudio de Peligro Sísmico realizado para la mina Pierina por Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros E.I.R.L. considerando las fuentes

sismogénicas como áreas, se han determinado valores de aceleraciones máximas esperadas en la roca base, correspondiente a eventos de diferentes periodos de retorno.

Los análisis según el método probabilístico muestran que para un nivel de excedencia de 10%, una vida útil de 50 años y un periodo de retorno de 475 años, la máxima aceleración esperada del terreno es de 0.25g.

Para el método de diseño pseudoestático de taludes y muros, se recomienda valores de 1/3 a 1/2 de la aceleración horizontal máxima del periodo de retorno escogido.

Para el método de diseño pseudoestático de taludes y muros, se recomienda un valor de 0.13g; en esta tesis se utilizó el valor de coeficiente sísmico de 0.13g, es decir, el 50% de la aceleración máxima debido al sismo de 475 años de periodo de retorno valorado en 0.25g por el método probabilístico.

4.1.2.3. ASPECTOS GEOMÉTRICOS

Para el diseño geométrico de la carretera se usó el Manual de Diseño de Carretera No Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito (MTC, 2008), para superficies de rodadura de material granular y para un volumen menor de 50 vehículos por día y que muy pocas veces llega hasta 200 vehículos por día.

Para la presente investigación no se han realizado estudios de tránsito es por ello de acuerdo al ítem 2.1.1.7 Información mínima necesaria; para los casos en que no se dispone de la información sobre la variación diaria y estacional (mensual) de la demanda (en general esa información debe ser proporcionada por la autoridad competente) del manual antes mencionado, se ha visto por conveniente utilizar los datos indicados por Tamayo Alegre (2015) en el expediente técnico “Mejoramiento y rehabilitación de la carretera Chontayoc – Tinyash, Tramo II” donde indicó que el IMDA aproximado es de 15.

Tomando en cuenta lo indicado en el ítem 3.5 Sección Transversal, en donde el ancho de la calzada es de 3.50 m, el ancho mínimo de las bermas será de 0.50 m, las cunetas serán de sección triangular y se proyectaran para todos

los tramos al pie de los taludes de corte, ya que la zona de ubica en una región muy lluviosa la profundidad será de 0.50 m y en ancho será de 1.00 m; ya que el suelo es inestable se revestirá las cunetas; finalmente la sección transversal de la carretera quedaría de acuerdo a la figura 29.

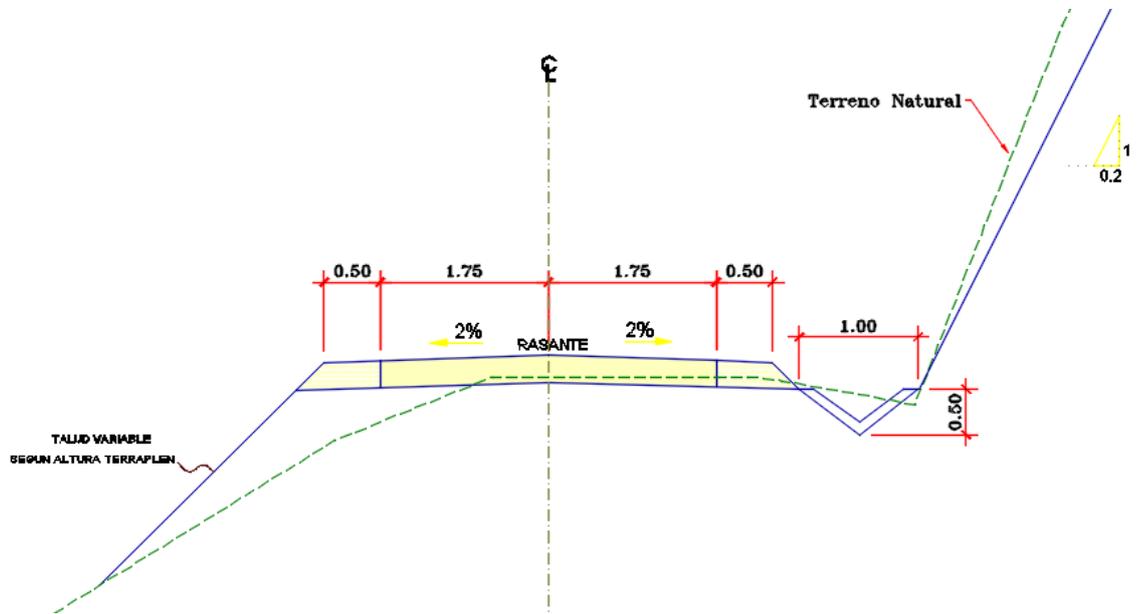


Figura 29. Sección transversal de la carretera.

4.1.3. PROGRAMA DE INVESTIGACIÓN

El programa de exploración en campo contempló, de 05 calicatas con la finalidad de conocer las propiedades y condiciones geotécnicas (humedad, granulometría, límites de consistencia y resistencia al corte) del suelo del talud.

4.1.3.1. EXPLORACIÓN A CIELO ABIERTO

En la ejecución de programa de investigación se ejecutaron las 05 calicatas consideradas en el programa, las cuales se ubicaron tratando de cubrir los perfiles longitudinales trazados y de esta manera obtener la mayor información disponible del terreno y obtener su continuidad longitudinal; por lo que todos estos puntos fueron distribuidos en el área de investigación como se muestran en los planos de ubicación de calicatas.

De acuerdo a los materiales identificados en las excavaciones de las calicatas se han elaborado un registro de sondajes siguiendo la descripción Visual Manual

de la ASTM D-2488, donde se indican las características físicas encontradas en los suelos como rango de tamaños, angulosidad, forma de partículas, dureza, plasticidad, resistencia en estado seco, dilatancia, tenacidad, color, humedad, estructura, cementación, clasificación, espesores y simbología gráfica.

4.1.3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

4.1.3.2.1. Ensayos estándar de laboratorio.

Con las muestras disturbadas extraídas de las calicatas de exploración se determinó las características físico mecánicas del suelo de cimentación y material del cuaternario, mediante los ensayos estándar de laboratorio, los resultados determinaron la gradación y por consiguiente la clasificación SUCS.

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio EMV Laboratorios y Construcción E.I.R.L, bajo las Normas Técnicas Peruanas (NTP) y de la American Society for Testing and Materials (ASTM), que se describen a continuación:

- Contenido de Humedad, NTP 339.127-1998.
- Análisis granulométrico por tamizado, NTP 339.128-1999.
- Límites de consistencia, NTP 339.129-1999.
- Gravedad Especifica de Sólidos, NTP 339,131-1999.
- Clasificación SUCS, NTP 339.134-1999.
- Corte Directo, NTP 339.171-2002.

Los ensayos de laboratorio efectuados a las muestras de los estratos encontrados en las excavaciones, considerados como representativos del área explorada, han determinado la clasificación de suelos según SUCS permitiendo elaborar la sección de los suelos encontrados en el terreno. En general los materiales encontrados en el suelo del talud y suelo inferior de acuerdo a la clasificación SUCS, se describen a continuación:

Tabla 19.
Clasificación de suelos.

Calicata	Muestra	Granulometría			Límites de Consistencia		Humedad (%)	Clasificación SUCS
		Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	LL (%)	IP (%)		
C-1	mab-1	4.56	58.03	37.4	35	15	11.09	SC
C-2	mab-1	19.47	36.21	44.33	38	13	20.47	SM
C-3	mab-1	18.44	37.3	44.26	41	15	13.64	SM
C-4	mab-1	11.49	41.11	47.4	43	12	17.51	SM
C-5	mab-1	19.87	37.63	42.49	41	13	17.45	SM

4.1.3.2.2. Ensayos especiales de laboratorio.

4.1.3.2.2.1. Ensayo de Corte Directo.

Debido a que el material predominante en el suelo de fundación, son predominantemente arenas limosas, se han obtenido muestras inalteradas para luego remoldeadas y realizar ensayos de corte directo tipo drenado ASTM D-3080, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 20.
Resultados de ensayos de corte directo.

Calicata	Resistencia Máxima		Resistencia Residual	
	(°)	c (Kg/cm ²)	(°)	c (Kg/cm ²)
C-1	25.54	0.21	25.88	0.19
C-2	25.6	0.23	25.76	0.23
C-3	25.44	0.23	25.48	0.23
C-4	23.48	0.19	23.49	0.19
C-5	24.01	0.21	24.01	0.21

4.1.3.3. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE SONDAJES

Según los datos de exploración, se ha podido encontrar los perfiles estratigráficos correspondientes, los que se describen a continuación:

4.1.3.3.1. En la Calicata C-1.

Se ha encontrado un espesor mayor de 2.20 m de arena arcillosa (SC), con 5% de bolones y bloques de roca de TM=200 mm, con grava fina subangulosa en 4.56%, arena media subangulosa en 58.03% y finos de media plasticidad en 37.40%, con LL=35% e IP=15%, baja resistencia en estado seco, dilatancia lenta, tenacidad media, color verdoso, ningún olor, humedad baja, consistencia suave, estructura homogénea, cementación moderada (mab-01).

4.1.3.3.2. En la Calicata C-2.

Se ha encontrado un espesor mayor de 2.80 m de arena limosa con grava (SM), 10% de bolones y rocas de TM=500 mm, con grava fina subangulosa en 19.47%, arena media subangulosa en 36.21% y finos de media plasticidad en 44.33%, con LL=38% e IP=15%, baja resistencia en estado seco, dilatancia lenta, tenacidad media, color crema amarillento, ningún olor, humedad baja, consistencia suave, estructura homogénea, cementación moderada (mab-01).

4.1.3.3.3. En la Calicata C-3.

Se ha encontrado un espesor mayor de 3.00 m de arena limosa con grava (SM), 20% de bolones y bloques rocas de TM=1000 mm, con grava gruesa subangulosa en 18.44%, arena media subangulosa en 37.30% y finos de media plasticidad en 44.26%, con LL=41% e IP=15%, baja resistencia en estado seco, dilatancia lenta, tenacidad media, color crema amarillento, ningún olor, humedad baja, consistencia suave, estructura homogénea, cementación moderada (mab-01).

4.1.3.3.4. En la Calicata C-4.

Se ha encontrado un espesor mayor de 2.50 m de arena limosa (SM), 20% de bolones y bloques rocas de TM=1200 mm, con grava fina subangulosa en 11.49%, arena media subangulosa en 41.11% y finos de media plasticidad en 47.40%, con LL=43% e IP=12%, media resistencia en estado seco, dilatancia lenta, tenacidad media, color crema amarillento, ningún olor, humedad baja, consistencia suave, estructura homogénea, cementación moderada (mab-01).

4.1.3.3.5. En la Calicata C-5.

Se ha encontrado un espesor mayor de 3.00 m de arena limosa con grava (SM), 20% de bolones y bloques rocas de TM=600 mm, con grava fina subangulosa en 19.87%, arena media subangulosa en 37.36% y finos de media plasticidad en 42.49%, con LL=41% e IP=13%, media resistencia en estado seco, dilatancia lenta, tenacidad media, color crema claro, ningún olor, humedad baja, consistencia suave, estructura homogénea, cementación moderada (mab-01).

4.1.3.4. NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA

Durante la evaluación geotécnica de campo no se ha ubicado la presencia del nivel freático en ninguno de los puntos de exploración.

Se plantearon sistemas de drenaje para cada una de las metodologías de estabilización.

4.1.3.5. PERFIL LONGITUDINAL ESTRATIGRÁFICO

Se sabe que una forma de ver la estratigrafía del terreno, es a través de perfiles o secciones, mostrando las inflexiones del terreno y sus puntos singulares. Los perfiles longitudinales nos dan el corte interno del terreno a lo largo de un trazado lineal, y perpendicular al eje, cada cierta distancia, así mismo se realizan las secciones transversales, cuya longitud depende de la ubicación de las calicatas.

Para la ejecución de la tesis se vio por conveniente obtener 08 perfiles longitudinales, para lograr una mayor idea de la forma del talud global, los trazos se hicieron con los siguientes criterios:

- ❖ Criterio N°01: El trazo se realizó en las zonas de mayor pendiente en el talud, zonas con presencia de grietas y desplazamientos. Estos trazos nos permitirán tener mayor conocimiento sobre la variación de las inclinaciones del talud, se hicieron desde el Km 3+310 al Km 3+490, abarcando el talud global es decir las curvas superiores al talud en estudio.

- ❖ Criterio N°02: Los ejes trazados abarcan las 05 calicatas realizadas para poder conocer el perfil longitudinal estratigráfico.
- ❖ Criterio N°03: Se han tomado datos de campo de las secciones en corte de la carretera para poder determinar los espesores de los materiales que conforman el talud.

El estudio de los parámetros físicos del suelo, y los perfiles longitudinales son los elementos básicos de mayor relevancia para el análisis de estabilidad del talud y propuesta de una metodología de estabilización.

Los perfiles estratigráficos de acuerdo a los cortes que se hizo al talud global se muestran a continuación:

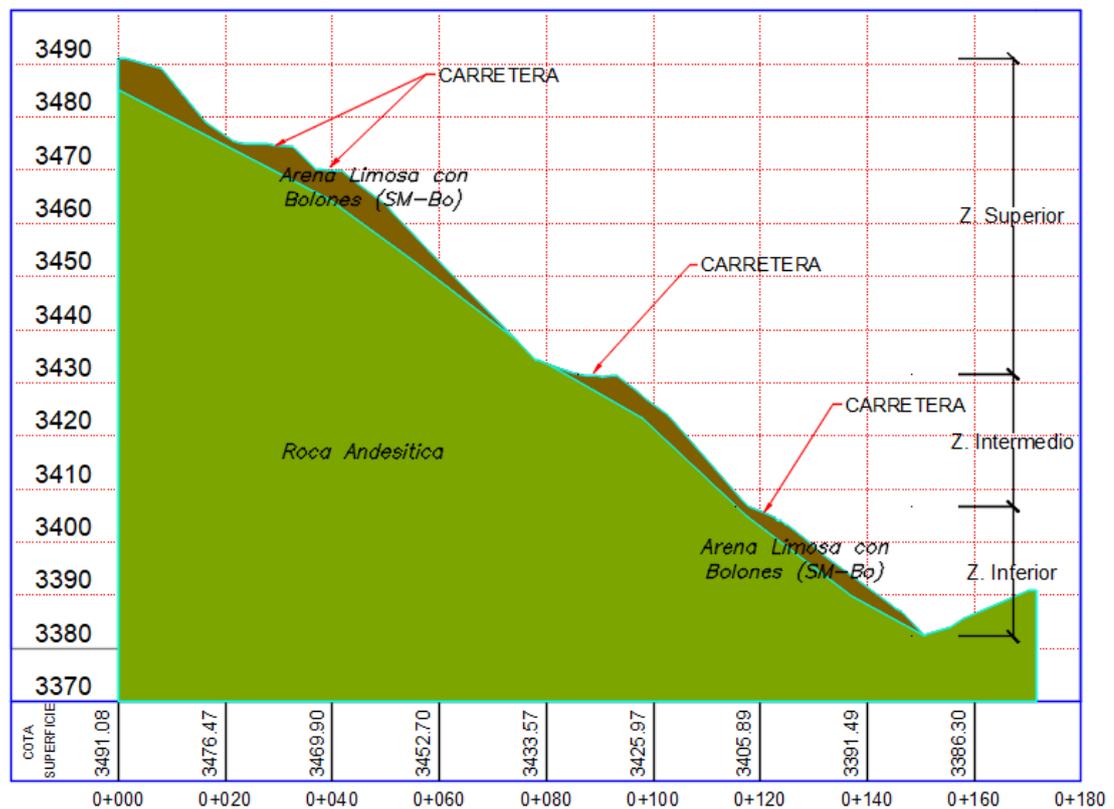


Figura 30. Perfil Estratigráfico del Perfil Longitudinal A-A.

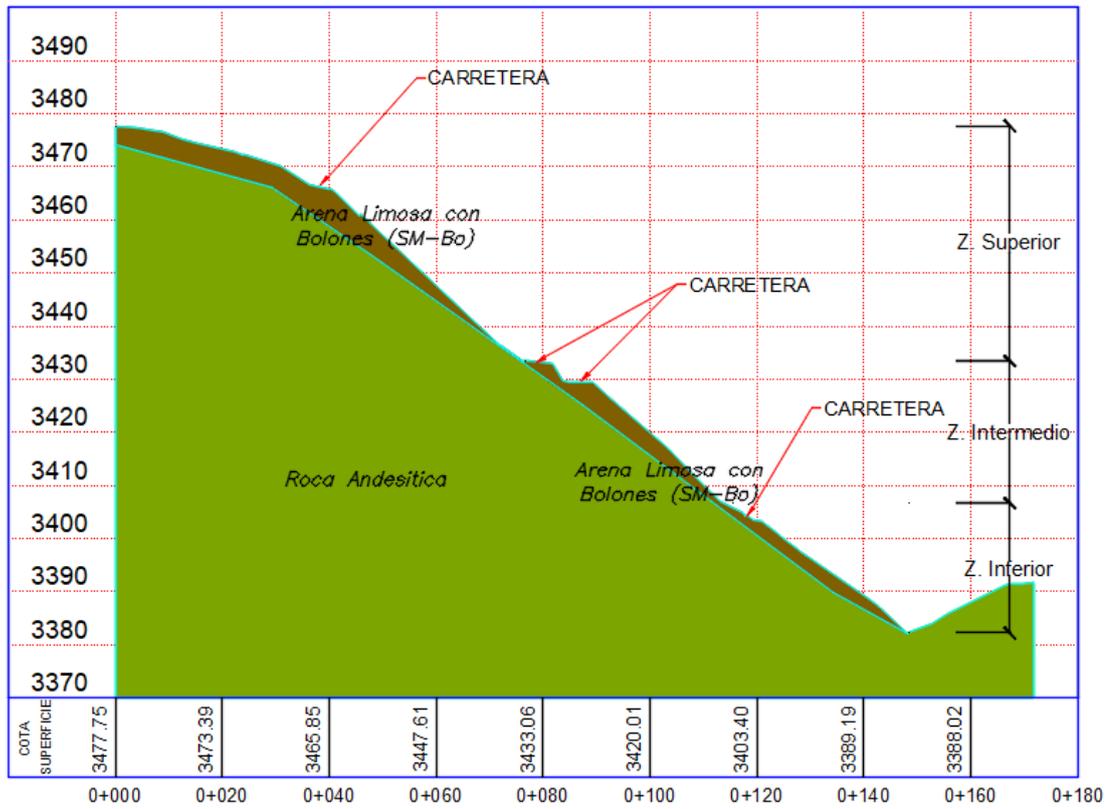


Figura 31. Perfil Estratigráfico del Perfil Longitudinal B-B.

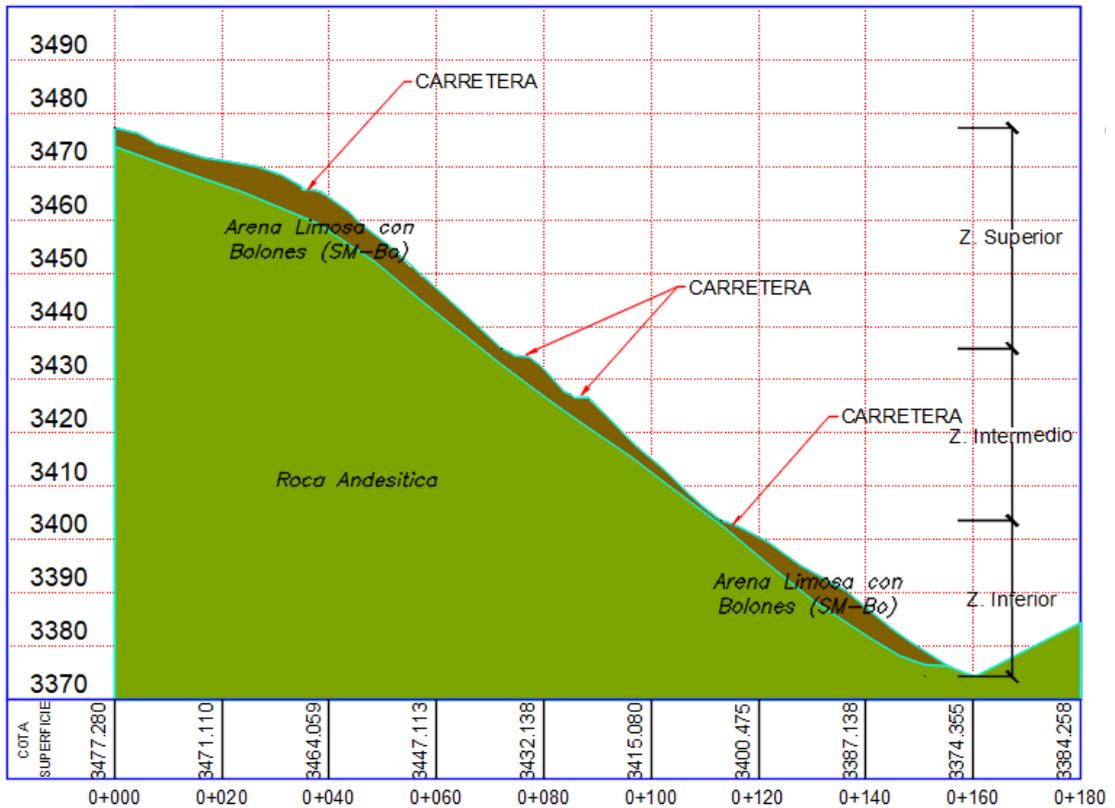


Figura 32. Perfil Estratigráfico del Perfil Longitudinal C-C.

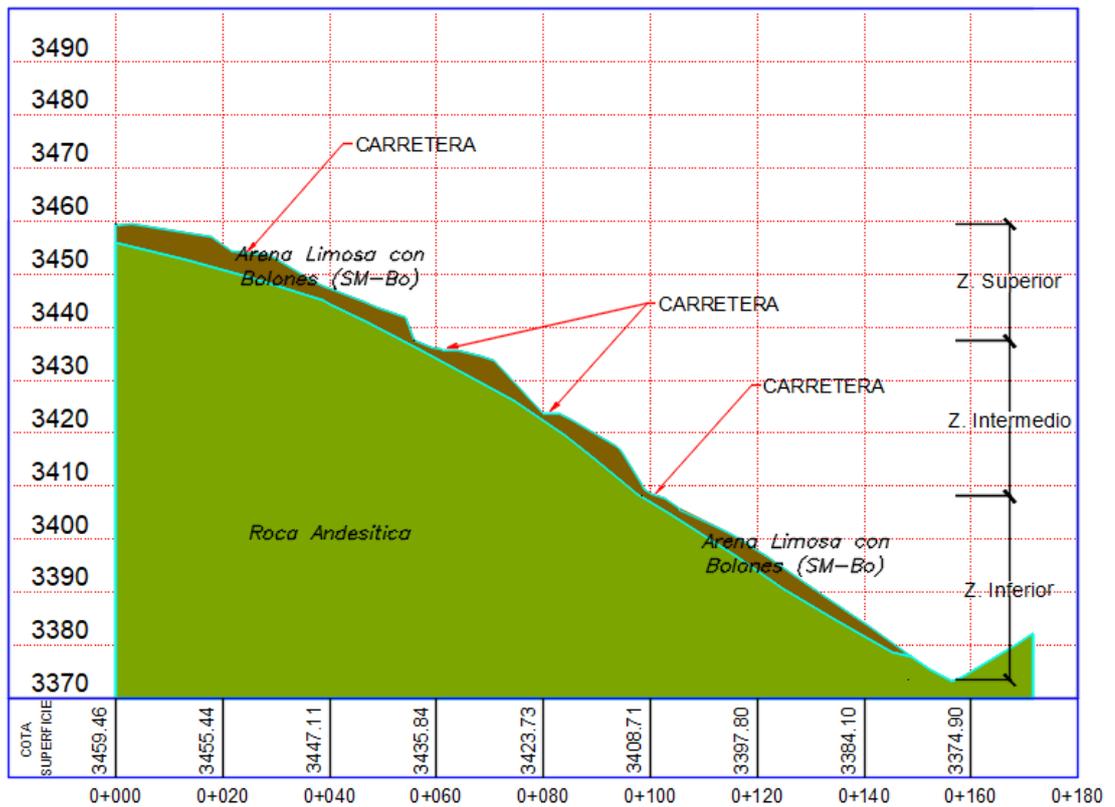


Figura 33. Perfil Estratigráfico del Perfil Longitudinal D-D.

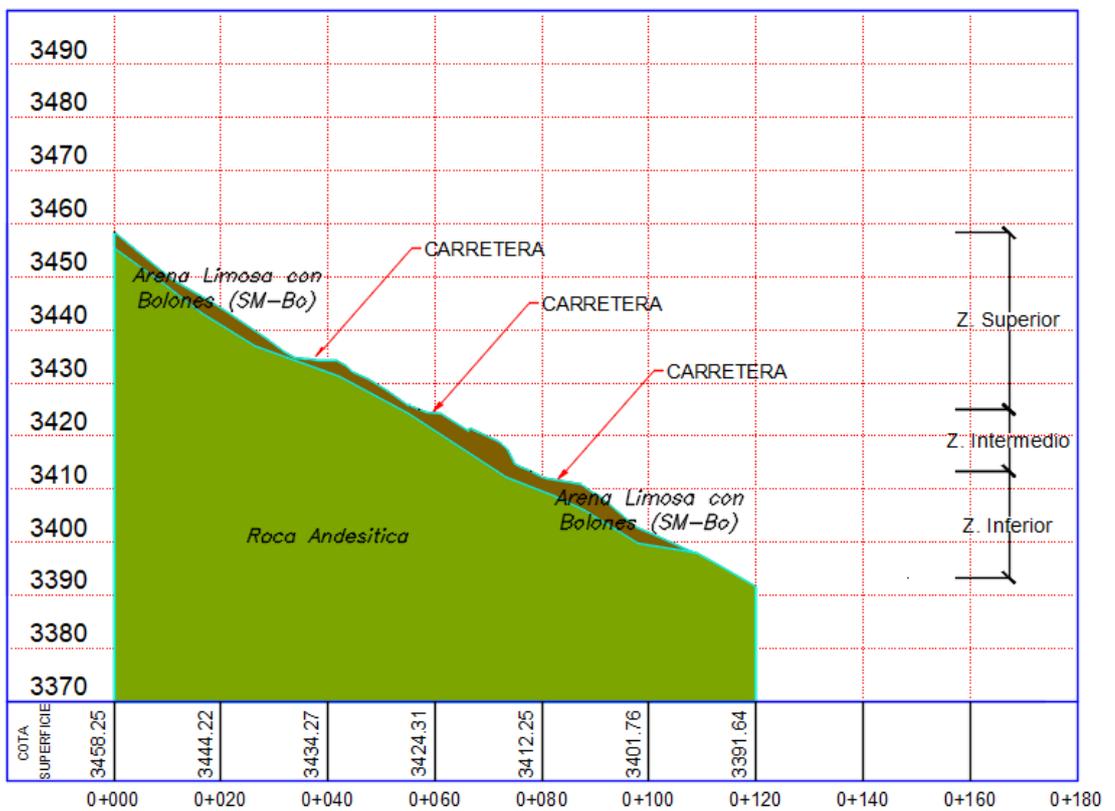


Figura 34. Perfil Estratigráfico del Perfil Longitudinal E-E.

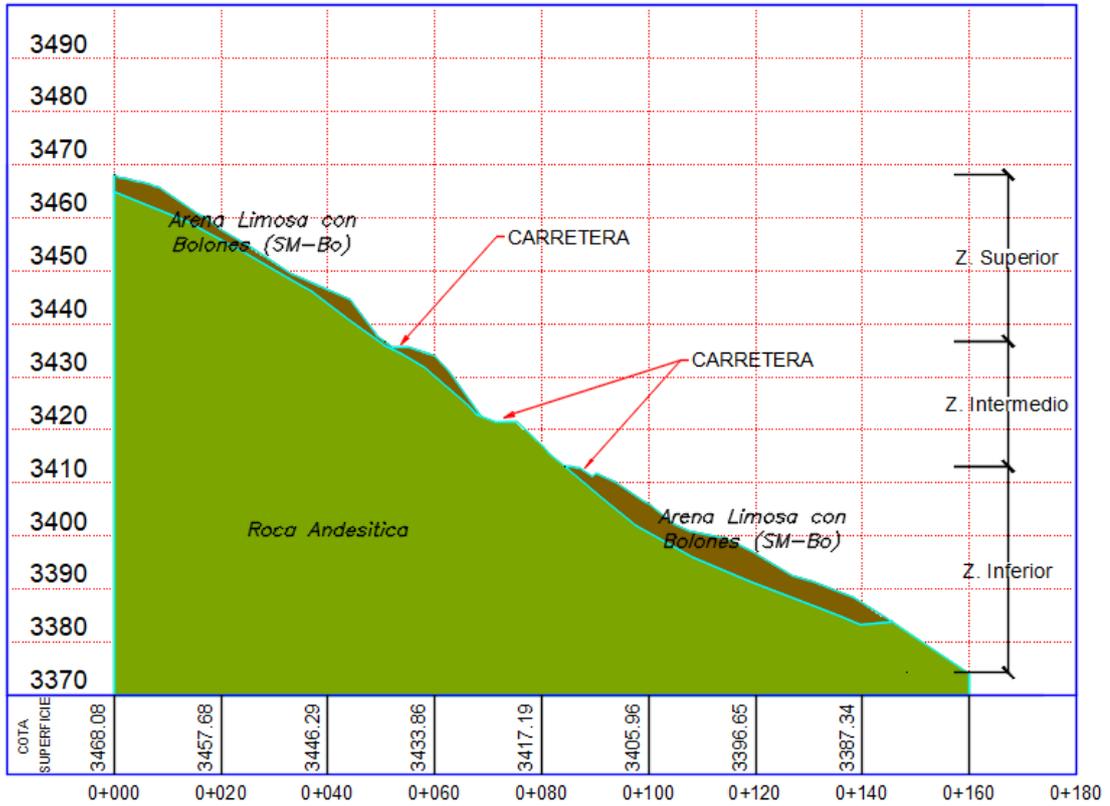


Figura 35. Perfil Estratigráfico del Perfil Longitudinal F-F.

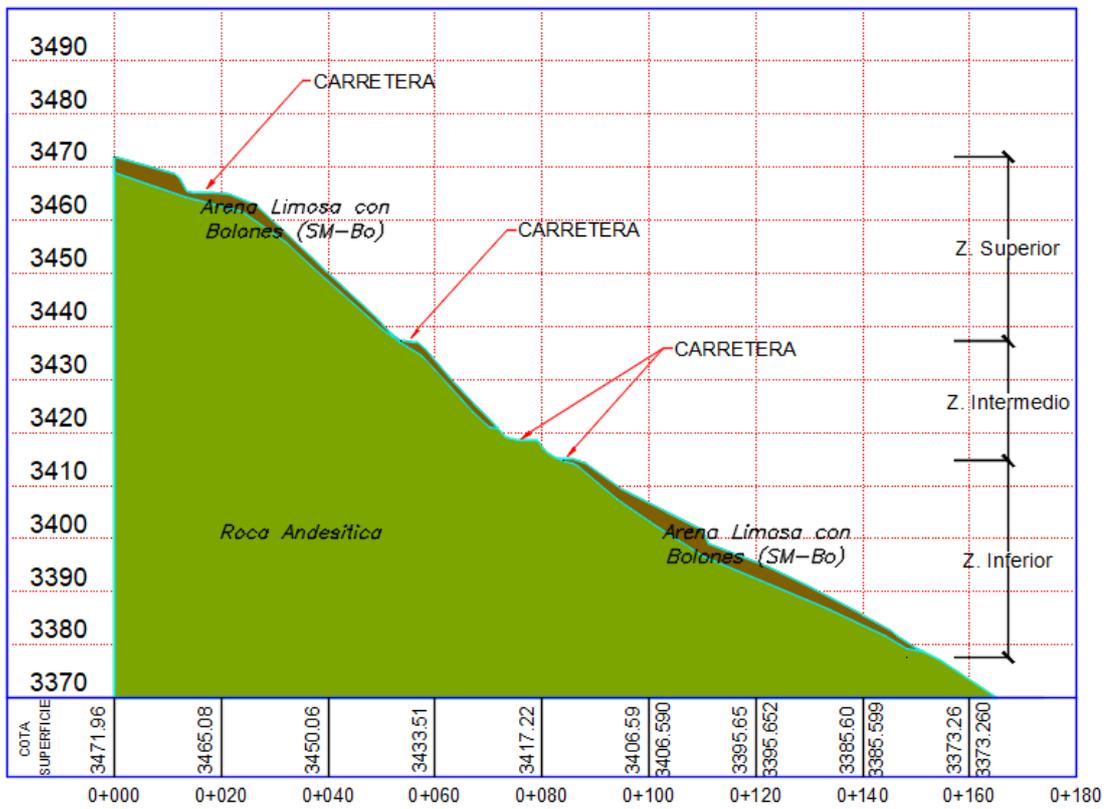


Figura 36. Perfil Estratigráfico del Perfil Longitudinal G-G.

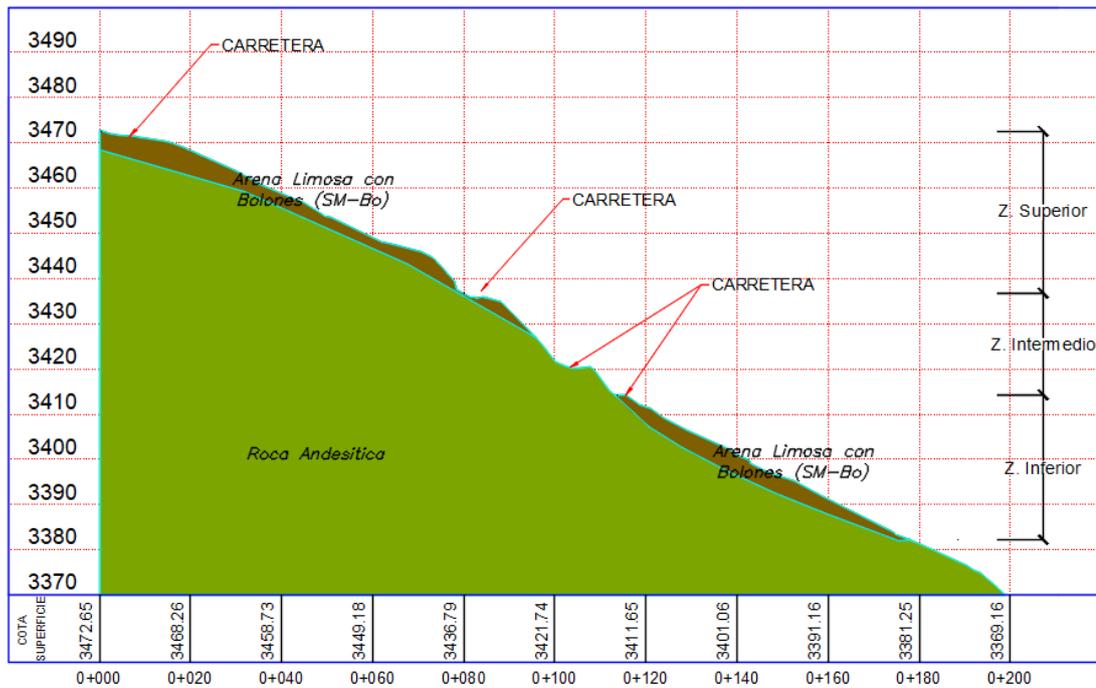


Figura 37. Perfil Estratigráfico del Perfil Longitudinal H-H.

4.1.4. CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD

El análisis de estabilidad del talud de corte en el trazo de la carretera Chontayoc – Tinyash, se ubica en las progresivas Km 3+310 hasta el Km 3+490. Para el análisis se han determinado 08 perfiles longitudinales (Corte A-A, B-B, C-C, D-D, E-E, F-F, G-G, H-H). Para determinar los factores de seguridad a la estabilidad de taludes, se ha utilizado el software GeoStudio 2007.

4.1.5. FACTOR DE SEGURIDAD DE TALUDES

El cálculo de los factores de seguridad se ha realizado a cada talud obtenido de los perfiles longitudinales estratigráficos, a continuación, mostraremos el resumen de los datos utilizados para poder realizar el análisis en dicho programa.

- ❖ **De los Perfiles a calcular:** Los perfiles elegidos para poder ser analizados son los perfiles indicados en el ítem 4.1.3.5 Perfil longitudinal estratigráfico. La ubicación y distribución de dichos perfiles se muestran a detalle en el plano de ubicación de perfiles.
- ❖ **Parámetros mecánicos de los materiales:** Los parámetros mecánicos del suelo, se han obtenido a partir de ensayos de resistencia al corte del material

más crítico indicado en el ítem 4.1.3.2.2.1 Ensayo de corte directo, los que se indican a continuación:

Tabla 21.

Propiedades mecánicas del material.

Calicata	Clasificación SUCS	Profundidad (m)	Resistencia Residual		Campo	Ensayo
			Fricción (°)	Cohesión (KPa)	P.E. (KN/m ³)	P.E. (KN/m ³)
C-1	SC	2.20	25.88	19.00	19.30	17.30
C-2	SM	2.80	25.76	23.00	20.60	20.40
C-3	SM	3.00	25.48	23.00	21.30	19.20
C-4	SM	2.50	23.49	19.00	21.30	18.00
C-5	SM	2.30	24.01	21.00	22.10	19.50

De la variabilidad de los parámetros encontrados, para realizar el análisis, se usaron los siguientes valores mínimos: Suelo SM, ángulo de fricción interna (ϕ)=23.49°, cohesión= 19kPa y peso específico = 22.1kN/m³.

❖ **De los métodos a utilizar:** Se uso el siguiente método:

- Método de Morgenstern – Price

En la mayoría de los casos, la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las leyes de la estática. El problema es hiperestático y debe hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución. Por ello para el cálculo del factor de seguridad se está usando métodos aplicables a cálculos por computadora.

La comparación de los factores de seguridad (FS) se efectuará de acuerdo a la Norma, CE.020 Estabilización de suelos y taludes del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), donde establece un valor mínimo de 1.50 para un análisis estático y de 1.25 para un análisis pseudoestático.

Para efectuar el análisis se han dividido los ejes (Corte A-A, B-B, C-C, D-D, E-E, F-F, G-G, H-H) en tres zonas: superior, intermedio e inferior, las cuales fueron definidas se acuerdo a la ubicación del eje de la carretera fallada, esto nos permitirá identificar las zonas inestables.

A continuación, los resúmenes del análisis:

Tabla 22.

Análisis estático de estabilidad de taludes en los 08 perfiles longitudinales estratigráficos, del talud sin reconformar superficie.

TALUD	ZONA	SLOPE
		Morgenstern - Price
A-A	Superior	0.928
	Intermedio	0.956
	Inferior	1.206
B-B	Superior	0.984
	Intermedio	1.028
	Inferior	1.343
C-C	Superior	0.973
	Intermedio	1.094
	Inferior	1.169
D-D	Superior	1.562
	Intermedio	1.030
	Inferior	1.359
E-E	Superior	1.463
	Intermedio	1.578
	Inferior	1.507
F-F	Superior	1.339
	Intermedio	1.223
	Inferior	1.506
G-G	Superior	1.536
	Intermedio	1.571
	Inferior	1.560
H-H	Superior	1.234
	Intermedio	1.592
	Inferior	1.503

4.1.6. ANÁLISIS DE PUNTOS Y/O ZONAS CRÍTICAS

Se ha analizado y evaluado inicialmente la estabilidad global del talud, en las condiciones iniciales, es decir hay zonas en donde no existe superficie de rodadura (debido a las fallas de taludes existentes); este análisis preliminar nos permitirá identificar los puntos y/o zonas más vulnerables a fallar y plantear las metodologías de estabilización.

Se han trazado 08 perfiles longitudinales a lo largo del Km 3+310 al Km 3+490 de acuerdo a lo descrito en la metodología lográndose identificar las siguientes zonas:

El tramo del Km 3+350 al Km 3+430, tiene una longitud de 80 metros y va desde el eje “A” hasta el eje “C” se ha identificado como la primera zona de deslizamiento.

El tramo del Km 3+430 al Km 3+440, por donde pasa el eje “E”, es un tramo estable, debiéndose garantizar la estabilidad de los taludes aledaños para garantizar su estabilidad.

El tramo del Km 3+440 al Km 3+490, tiene una longitud de 50 metros y va desde el eje “F” hasta el eje “H” se ha identificado la segunda zona de deslizamiento.

En el tramo del Km 3+530 se ha identificado una zona puntual de inestabilidad de talud, al cual se puede realizar el terraceo del talud.

En el tramo del Km 3+560 al Km 3+610, con una longitud de 50 metros se ha identificado la tercera zona de deslizamiento.

En el tramo del Km 4+120 al Km 4+170, con una longitud de 50 metros se ha identificado la cuarta zona de deslizamiento.

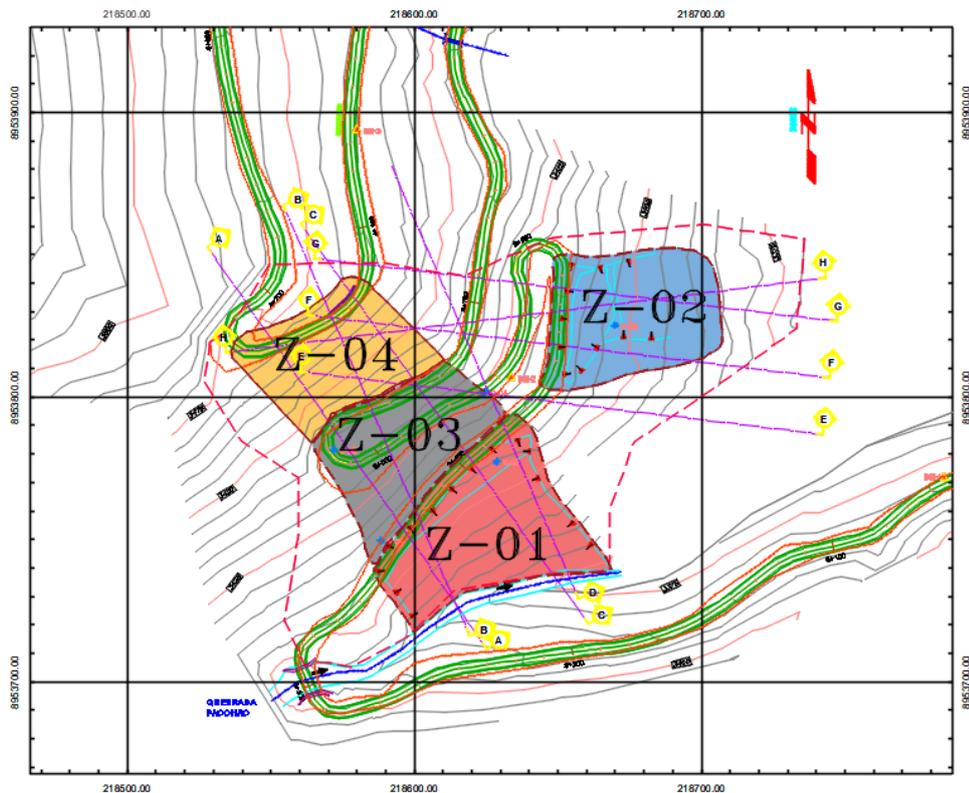


Figura 38. Zonas de deslizamiento.

Al efectuar el análisis global del talud se observan que también existe inestabilidad en las curvas superiores al talud en estudio; para lograr la estabilidad del talud ubicado en el Km 3+310 al Km 3+490, se deberá de estabilizar los taludes superiores como primera acción, al ser taludes donde la superficie de rodadura aún existente se planteará la estabilización de estas zonas mediante la metodología de muros o pantallas ancladas ya que aplicar otra de las metodologías planteada en la presente tesis, consistiría en realizar excavaciones masivas y reconformar el talud, esto nos llevaría a desestabilizar el talud.

4.2. DISEÑO DE LAS METODOLOGÍAS DE ESTABILIZACIÓN

4.2.1. ANALISIS Y DISEÑO DE TALUDES SUPERIORES

ZONA DE DESLIZAMIENTO 04

La zona 04 no forma parte del talud en estudio, sin embargo, es necesario su estabilización para lograr la estabilidad global del talud, está comprendida entre los ejes superiores “A” y “C” sus factores de seguridad se muestran en la tabla 23.

Tabla 23.

Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, sin estabilizar - Zona 04.

Eje	Análisis Estático	Análisis Pseudo Estático
	Morgenstern - Price	Morgenstern - Price
A-A	0.911	0.745
C-C	0.924	0.755

Para estabilizar la zona 04 se ha considerado estabilizar el talud usando la metodología de muros o pantallas ancladas, así mismo teniendo el análisis preliminar de estos ejes se ha considerado los parámetros de carga vehicular y efecto sísmico para simular un evento crítico de deslizamiento para este talud.

Siguiendo las recomendaciones indicadas en el marco teórico se ha diseñado los muros o pantallas ancladas teniendo las siguientes consideraciones:

- En base al análisis previo de estabilidad de taludes se ha encontrado la superficie de falla y determinado la profundidad (radio de giro) de la falla, la longitud del bulbo, longitud libre y la longitud total.

- El diámetro del agujero será de 0.15 m, el ángulo de inclinación será de 10°, el espaciamiento propuesto es de 3 metros en la vertical y 3 metros en la horizontal.
- Se han planteado diversas capacidades de carga de los anclajes, compuestas por torones de diámetro de 15 mm.
- Se ha evaluado la distribución del número de torones con la finalidad de obtener el número óptimo de estos que cumplan con la estabilidad del talud, siguiendo la hoja de cálculo presentada en los anexos, cuyos resultados son los siguientes.

Para el talud superior comprendido en el eje “A”, que forma la zona 04 se obtiene la distribución de anclajes mostrados en la tabla 24.

Tabla 24.

Distribución de anclajes eje “A-A”- Zona 04.

Anclajes	Long. Libre (m)	Long. Bulbo (m)	Log. Total (m)	# Cables	Carga Aplicada (KN)
Anclaje N°01	8.00	3.00	11.00	9.00	234.63
Anclaje N°02	7.50	3.00	10.50	9.00	234.63
Anclaje N°03	6.50	3.00	9.50	7.00	182.49
Anclaje N°04	6.00	3.00	9.00	7.00	182.49
Anclaje N°05	4.50	3.00	7.50	5.00	130.35
Anclaje N°06	4.00	3.00	7.00	5.00	130.35

Nota: El diseño de los anclajes se adjunta en los anexos

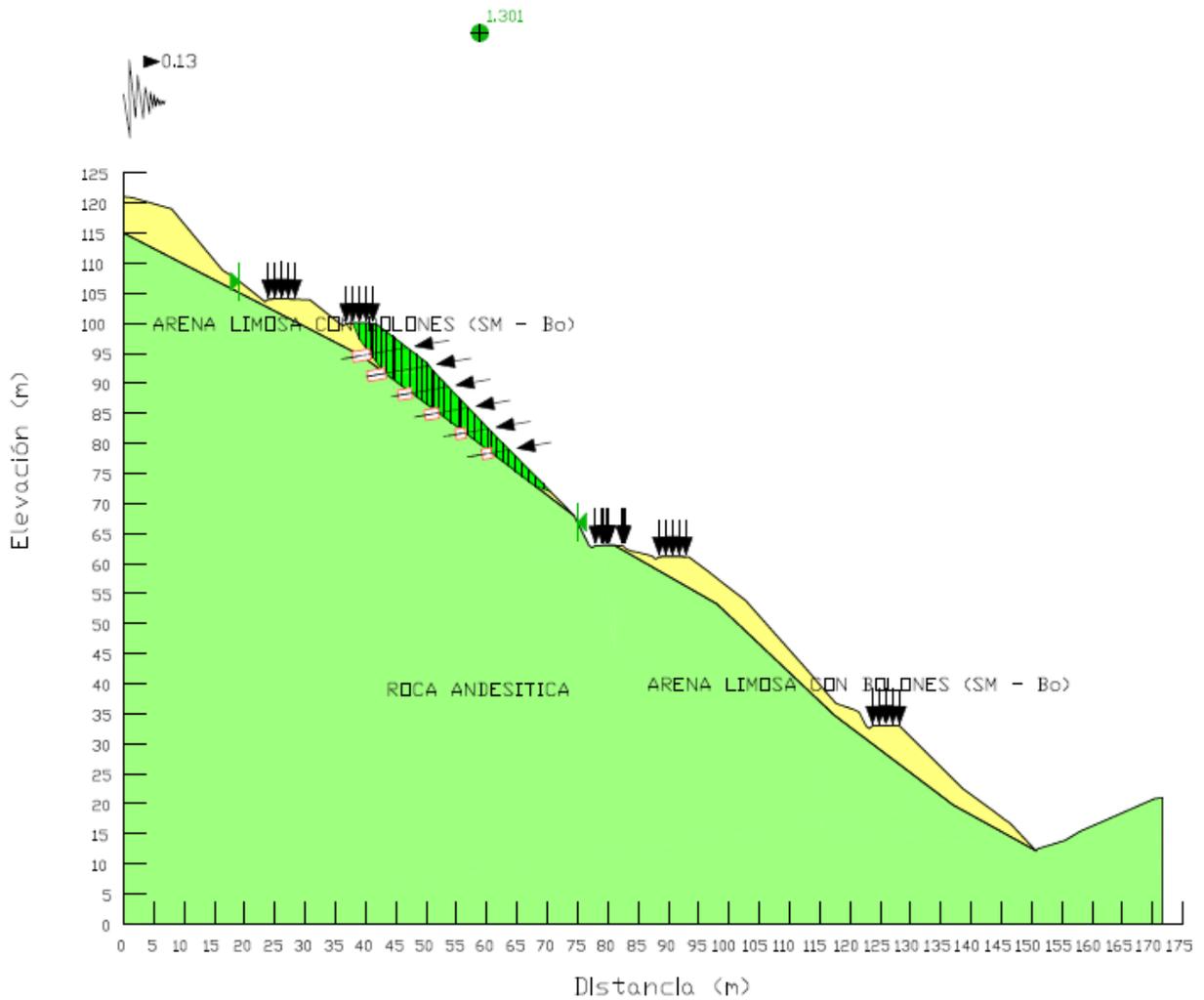


Figura 39. Análisis pseudoestático eje “A-A” - Zona 04 – Estabilizado con Anclajes.

Para el talud superior comprendido en el eje “C”, que forma la zona 04 se obtiene la distribución de anclajes mostrados en la tabla 25.

Tabla 25.
Distribución de anclajes eje “C-C”- Zona 04.

Anclajes	Long. Libre (m)	Long. Bulbo (m)	Log. Total (m)	# Cables	Carga Aplicada (KN)
Anclaje N°01	7.00	4.00	11.00	12.00	312.84
Anclaje N°02	7.00	3.00	10.00	9.00	234.63
Anclaje N°03	7.00	3.00	10.00	9.00	234.63
Anclaje N°04	7.00	3.00	10.00	9.00	234.63
Anclaje N°05	6.00	3.00	9.00	7.00	182.49
Anclaje N°06	6.00	3.00	9.00	7.00	182.49

Nota: El diseño de los anclajes se adjunta en los anexos

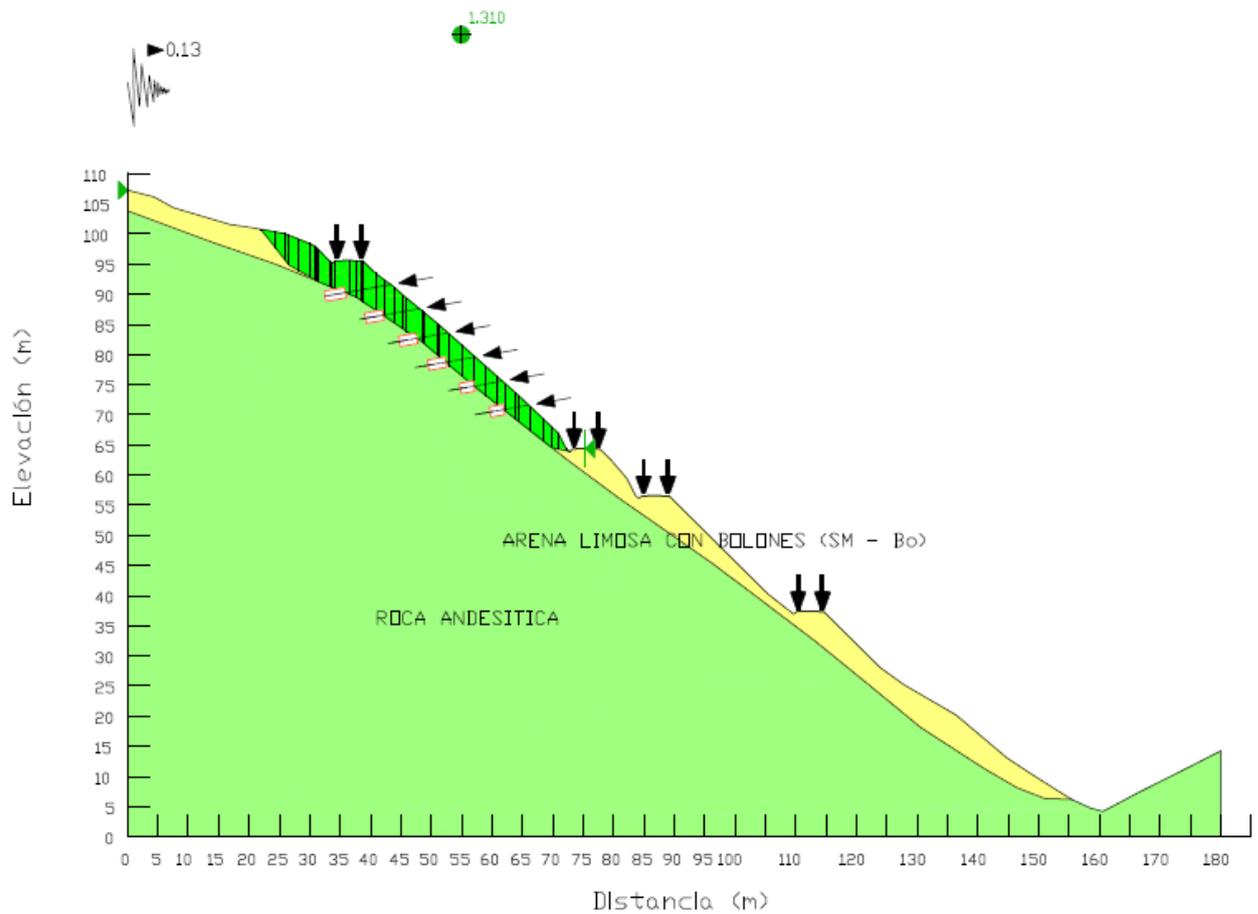


Figura 40. Análisis pseudoestático eje “C-C” - Zona 04 – Estabilizado con Anclajes.

Finalmente, los factores de seguridad de los ejes “A” y “C” de la zona 04, estabilizados con la metodología de muros o pantallas ancladas, se muestran en la tabla 26.

Tabla 26.

Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, estabilizado con pantallas ancladas - Zona 04.

Eje	Análisis Estático	Análisis Pseudo Estático
	Morgenstern - Price	Morgenstern - Price
A-A	1.663	1.301
C-C	1.692	1.310

ZONA DE DESLIZAMIENTO 03

La zona 03 no forma parte del talud en estudio, está comprendida entre los ejes intermedio “A” y “C” sus factores de seguridad se muestran en la tabla 27 y es necesario su estabilización para lograr la estabilidad global del talud,

Tabla 27.

Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, sin estabilizar - Zona 03.

Eje	Análisis Estático	Análisis Pseudo Estático
	Morgenstern - Price	Morgenstern - Price
A-A	0.957	0.794
C-C	1.001	0.830

Para estabilizar la zona 03 se ha considerado estabilizar el talud usando la metodología de muros o pantallas ancladas, así mismo teniendo el análisis preliminar de estos ejes se ha considerado los parámetros de carga vehicular y efecto sísmico para simular un evento crítico de deslizamiento para este talud.

Siguiendo las recomendaciones indicadas en el marco teórico se ha diseñado las pantallas ancladas teniendo las siguientes consideraciones:

- En base al análisis previo de estabilidad de taludes se ha encontrado la superficie de falla y determinado la profundidad (radio de giro) de la falla, la longitud del bulbo, longitud libre y la longitud total.
- El diámetro del agujero será de 0.15 m, el ángulo de inclinación será de 10°, el espaciamiento propuesto es de 3 metros en la vertical y 3 metros en la horizontal.
- Se han planteado diversas capacidades de carga de los anclajes, compuestas por torones de diámetro de 15 mm.
- Se ha evaluado la distribución del número de torones con la finalidad de obtener el número óptimo de estos que cumplan con la estabilidad del talud, siguiendo la hoja de cálculo presentada en los anexos, cuyos resultados son los siguientes.

Para el talud intermedio comprendido en el eje “A”, que forma la zona 03 se obtiene la distribución de anclajes mostrados en la tabla 28

Tabla 28.

Distribución de anclajes eje “A-A”- Zona 03.

Anclajes	Long. Libre (m)	Long. Bulbo (m)	Log. Total (m)	# Cables	Carga Aplicada (KN)
Anclaje N°01	6.00	3.00	9.00	9.00	234.63
Anclaje N°02	5.00	3.00	8.00	7.00	182.49
Anclaje N°03	5.00	3.00 <td 8.00	7.00	182.49	
Anclaje N°04	5.00	3.00	8.00	5.00	130.35
Anclaje N°05	3.00	3.00	6.00	5.00	130.35

Nota: El diseño de los anclajes se adjunta en los anexos

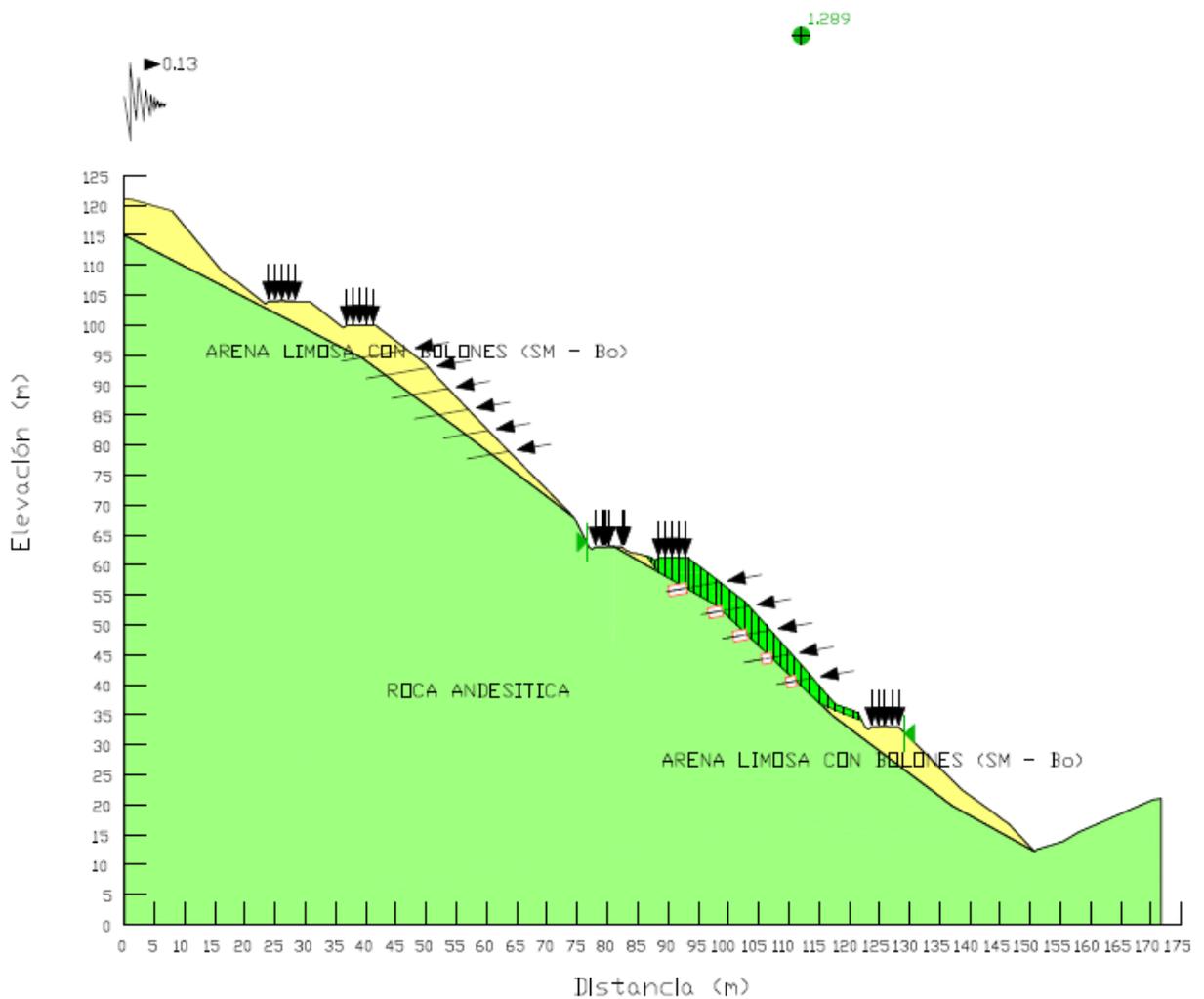


Figura 41. Análisis pseudoestático eje “C-C” - Zona 04 – Estabilizado con Anclajes.

Para el talud intermedio comprendido en el eje “C”, que forma la zona 03 se obtiene la distribución de anclajes mostrados en la tabla 29.

Tabla 29.

Distribución de anclajes eje “C-C”- Zona 03.

Anclajes	Long. Libre (m)	Long. Bulbo (m)	Log. Total (m)	# Cables	Carga Aplicada (KN)
Anclaje N°01	6.00	3.00	9.00	9.00	234.63
Anclaje N°02	6.00	3.00	9.00	7.00	182.49
Anclaje N°03	5.00	3.00	8.00	7.00	182.49
Anclaje N°04	5.00	3.00	8.00	5.00	130.35
Anclaje N°05	3.00	3.00	6.00	5.00	130.35

Nota: El diseño de los anclajes se adjunta en los anexos

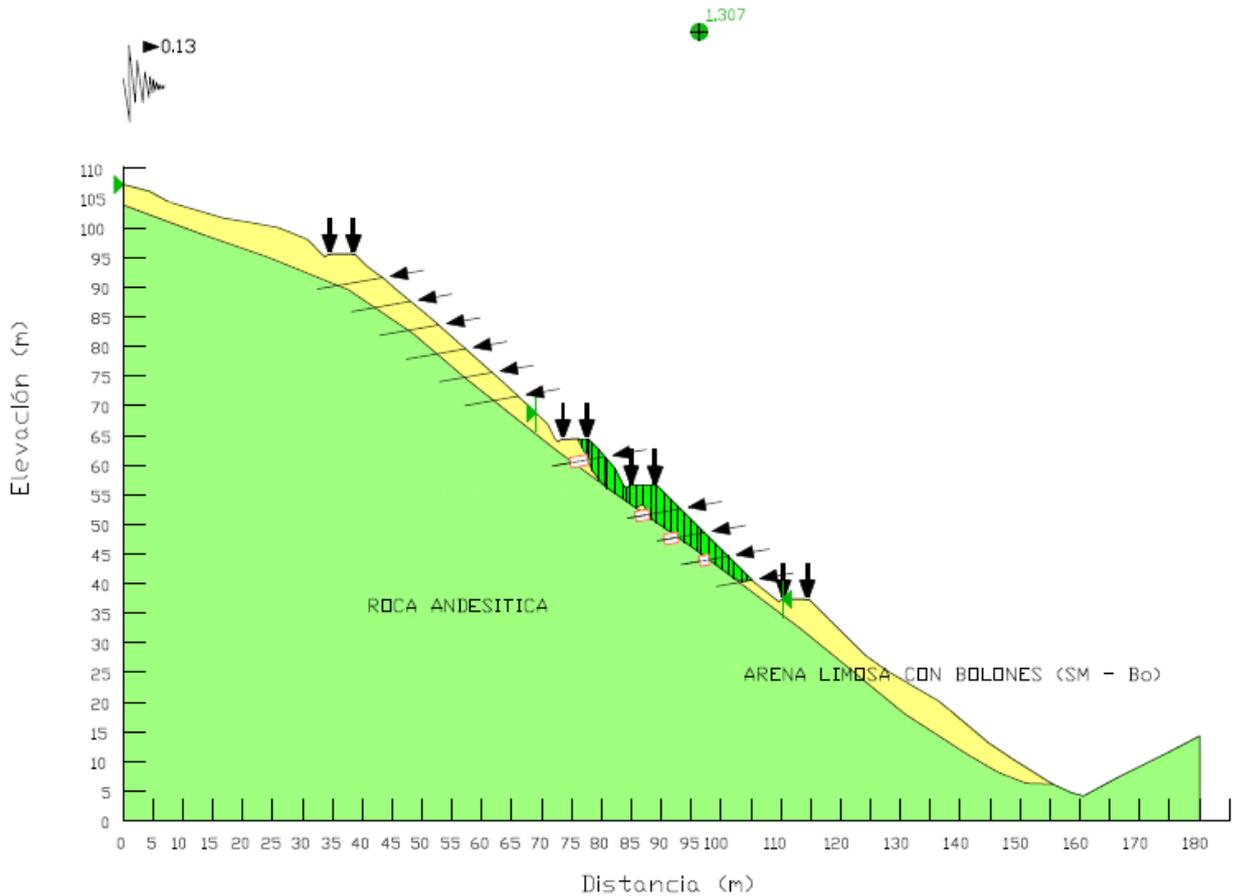


Figura 42. Análisis pseudoestático eje “C-C” - Zona 03 – Estabilizado con Anclajes.

Finalmente, los factores de seguridad de los ejes “A” y “C” de la zona 03, estabilizados con la metodología de muros o pantallas ancladas, se muestran en la tabla 30.

Tabla 30.

Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, estabilizado con pantallas ancladas - Zona 03.

Eje	Análisis Estático	Análisis Pseudo Estático
	Morgenstern - Price	Morgenstern - Price
A-A	1.632	1.289
C-C	1.765	1.307

Los factores de seguridad obtenidos con la metodología de pantallas ancladas en las zonas 03 y 04 satisfacen los factores de seguridad mínimos indicados en la Norma CE.020 Estabilización de suelos y taludes del RNE.

4.2.2. ANALISIS Y DISEÑO CON LA METODOLOGÍA DE REFORZAMIENTO DE LA SUPERFICIE CON GEOSINTÉTICOS

Para estabilizar los taludes de las zonas 01 y 02, que son parte de la presente tesis, se plantea como primera alternativa el reforzamiento y recubrimiento de la superficie empleando geosintéticos.

La estructura de suelo reforzado consiste en la colocación de tiras o capas de refuerzo en el proceso de conformación y compactación de terraplenes con taludes de altas pendientes.

Para estabilizar los taludes por la metodología de reforzamiento de la superficie se debe conocer previamente la superficie de falla del talud, emplear geotextiles tejidos de refuerzo en la construcción de terraplenes ofrece ventajas técnicas y económicas; para ello se considera el diseño del refuerzo interno en cual define la determinación del geotextil a colocarse en capas de tal manera que el FS aumente y el terraplén sea estable, este geotextil debe tener la capacidad de asumir esfuerzo de tracción, desarrollando fuerzas resistentes por detrás de la superficie de falla gracias al esfuerzo de corte que se genera entre el geotextil y el suelo.

ZONA DE DESLIZAMIENTO 01

La zona de deslizamiento 01 está comprendida entre los ejes inferiores “A” y “C” y los factores de seguridad se muestran en la tabla 31.

Tabla 31.

Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, sin estabilizar - Zona 01.

Eje	Análisis Estático	Análisis Pseudo Estático
	Morgenstern - Price	Morgenstern - Price
A-A	1.095	0.892
C-C	1.076	0.868

Siguiendo las recomendaciones indicadas en el marco teórico se ha diseñado el reforzamiento de la superficie teniendo las siguientes consideraciones:

- Establecer las dimensiones geométricas y condiciones de carga del terraplén.
- Conocer el perfil estratigráfico del suelo de fundación, y determinar las propiedades geomecánicas de los suelos de fundación.
- Determinar las propiedades geotécnicas de los suelos a usar en la construcción del terraplén.
- Establecer los parámetros de diseño del geotextil a usar como refuerzo.

Para el eje “A”, talud inferior; se plantea el uso del geotextil T1700, y un factor de seguridad de 3, teniendo en cuenta el factor de reducción por daños en la instalación, por fluencia o creep y por degradación química y biológica. Teniendo en cuenta los aspectos constructivos donde nos plantean que el espesor máximo es de 0.50 m, se tiene una distribución de esfuerzos para el eje “A”, parte inferior de 6.625 KN/m el cual es inferior al esfuerzo admisible de 7.33 KN/m, lo cual nos permite obtener un factor de seguridad de 1.934 en un análisis estático y un factor de seguridad de 1.450 en un análisis pseudoestático. Como al pie del talud existe una quebrada se recomienda

realizar in enrocado (altura de 2 m) en la parte inferior para así evitar que el flujo de agua erosione el relleno.

Tabla 32.

Diseño de refuerzo con geosintético eje “A-A”- Zona 01.

Geotextil	FR por Daños	FR por Creep	FR por Degradación	T ult (KN/m)	T adm (KN/m)	T g (KN/m)
T1700	1.20	2.50	1.00	22.00	7.33	6.625

Nota: El diseño del refuerzo con geosintéticos se adjunta en los anexos

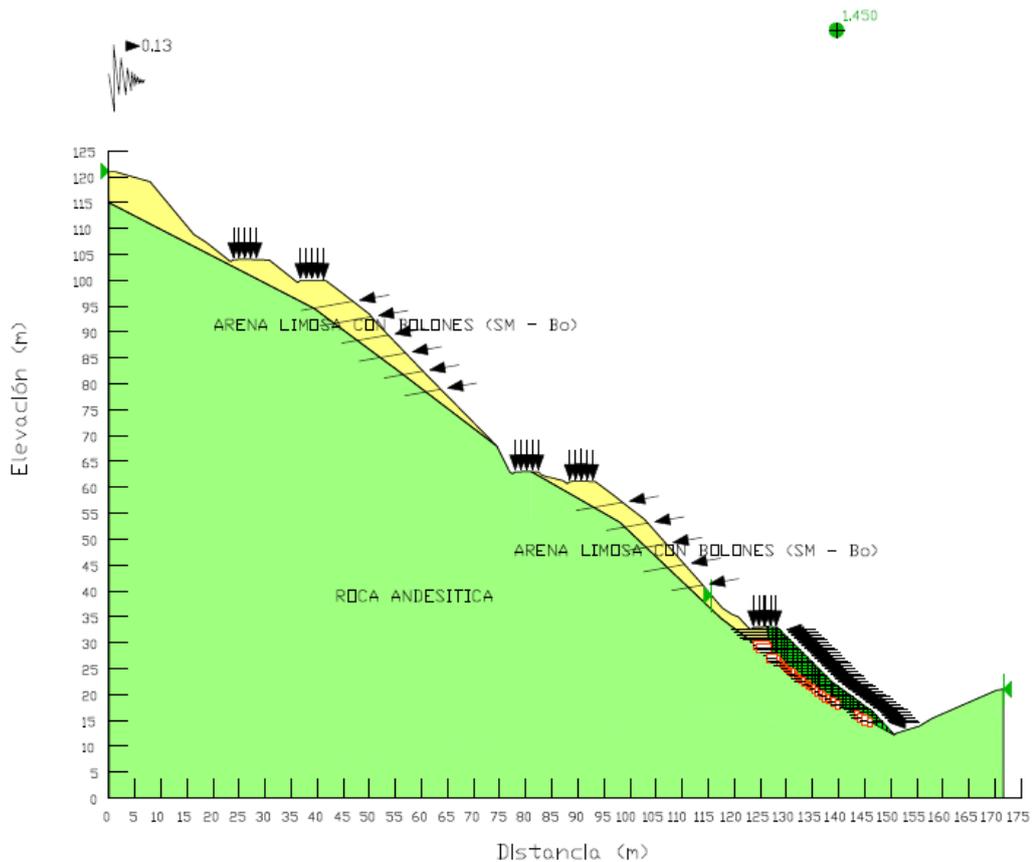


Figura 43. Análisis pseudoestático eje “A-A” - Zona 01 – Estabilizado con Geosintéticos.

Para el eje “C”, talud inferior; se plantea el uso del geotextil T1700, y un factor de seguridad de 3. Teniendo en cuenta los aspectos constructivos donde nos plantean que el espesor máximo es de 0.50 m, se tiene una distribución de esfuerzos para el eje “C”, parte inferior de 6,55 KN/m el cual es inferior al esfuerzo admisible de 7.33 KN/m, lo cual nos permite obtener un factor de seguridad de 1.862 en un análisis estático y un factor de seguridad de 1.368 en un análisis pseudoestático. Al igual que en el eje “A” se recomienda realizar

un enrocado en la parte inferior para así evitar que el flujo de agua erosione el relleno.

Tabla 33.

Diseño de refuerzo con geosintético eje “C-C”- Zona 01.

Geotextil	FR por Daños	FR por Creep	FR por Degradación	T ult (KN/m)	T adm (KN/m)	T g (KN/m)
T1700	1.20	2.50	1.00	22.00	7.33	6.55

Nota: El diseño del refuerzo con geosintéticos se adjunta en los anexos

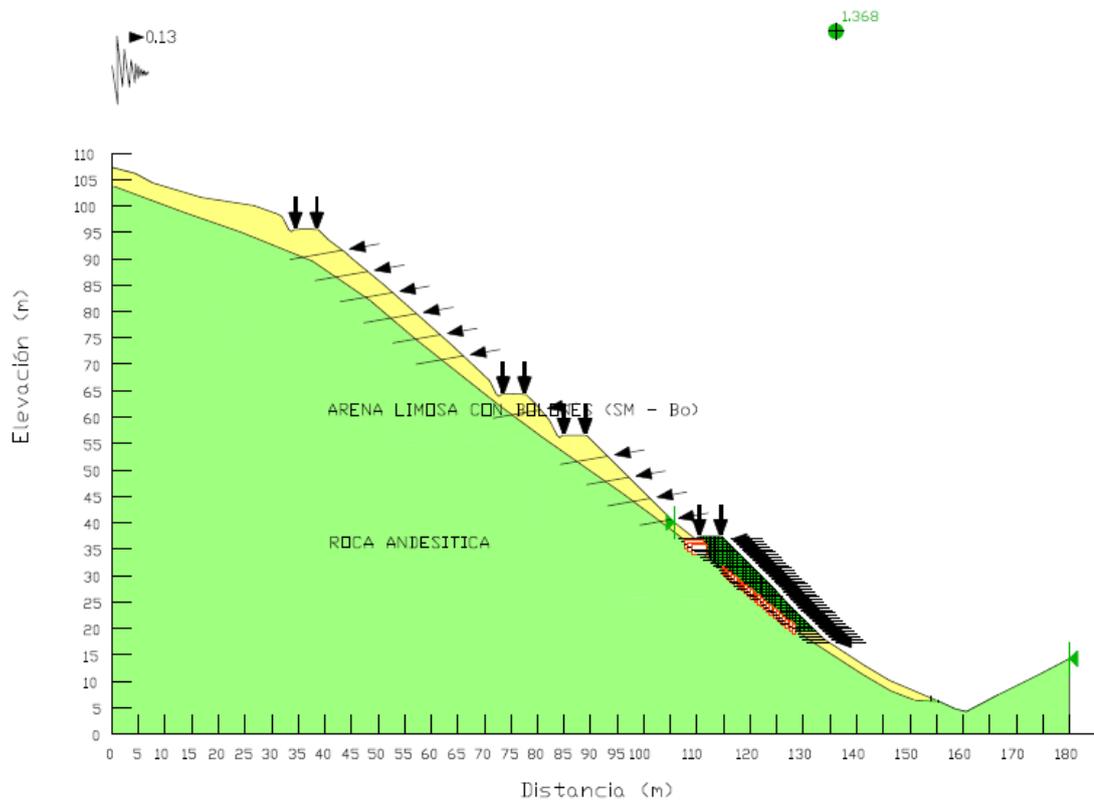


Figura 44. Análisis pseudoestático eje “C-C” - Zona 01 – Estabilizado con Geosintéticos.

Finalmente, los factores de seguridad de los ejes “A” y “C” de la zona 01, estabilizados con la metodología de reforzamiento y recubrimiento de la superficie con geosintéticos, se muestran en la tabla 34.

Tabla 34.

Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, estabilizado con reforzamiento de geosintéticos - Zona 01.

Eje	Análisis Estático	Análisis Pseudo Estático
-----	-------------------	--------------------------

	Morgenstern - Price	Morgenstern - Price
A-A	1.934	1.450
C-C	1.862	1.368

Además de los FS obtenido en la modelación a través del software SLOPE/W, se ha verificado la condición de estabilidad al deslizamiento de acuerdo a lo establecido en la metodología (Ver anexo 1).

ZONA DE DESLIZAMIENTO 02

La zona de deslizamiento 02 está comprendida entre los ejes inferiores “F” y “G” y los factores de seguridad se muestran en la tabla 35.

Tabla 35.

Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, sin estabilizar - Zona 02.

Eje	Análisis Estático	Análisis Pseudo Estático
	Morgenstern - Price	Morgenstern - Price
F-F	1.270	0.973
G-G	1.353	1.069

Siguiendo las recomendaciones indicadas en el marco teórico se ha diseñado el reforzamiento de la superficie teniendo las siguientes consideraciones:

- Establecer las dimensiones geométricas y condiciones de carga del terraplén.
- Conocer el perfil estratigráfico del suelo de fundación, y determinar las propiedades geomecánicas de los suelos de fundación.
- Determinar las propiedades geotécnicas de los suelos a usar en la construcción del terraplén.
- Establecer los parámetros de diseño del geotextil a usar como refuerzo.

Para el eje “F”, talud inferior; se plantea el uso del geotextil T1700, y un factor de seguridad de 3, teniendo en cuenta el factor de reducción por daños en la instalación, por fluencia o creep y por degradación química y biológica. Teniendo en cuenta los aspectos constructivos donde nos plantean que el

espesor máximo es de 0.50 m, se tiene una distribución de esfuerzos para el eje “F”, parte inferior de 7.03 KN/m el cual es inferior al esfuerzo admisible de 7.33 KN/m, lo cual nos permite obtener un factor de seguridad de 1.934 en un análisis estático y un factor de seguridad de 1.45 en un análisis pseudoestático. Como al pie del talud existe una quebrada se recomienda realizar un enrocado en la parte inferior, conformar una banqueta y continuar la instalación de los geotextiles.

Tabla 36.

Diseño de Refuerzo con Geosintético eje “F-F”- Zona 02.

Geotextil	FR por Daños	FR por Creep	FR por Degradación	T ult (KN/m)	T adm (KN/m)	T g (KN/m)
T1700	1.20	2.50	1.00	22.00	7.33	7.03

Nota: El diseño del refuerzo con geosintéticos se adjunta en los anexos

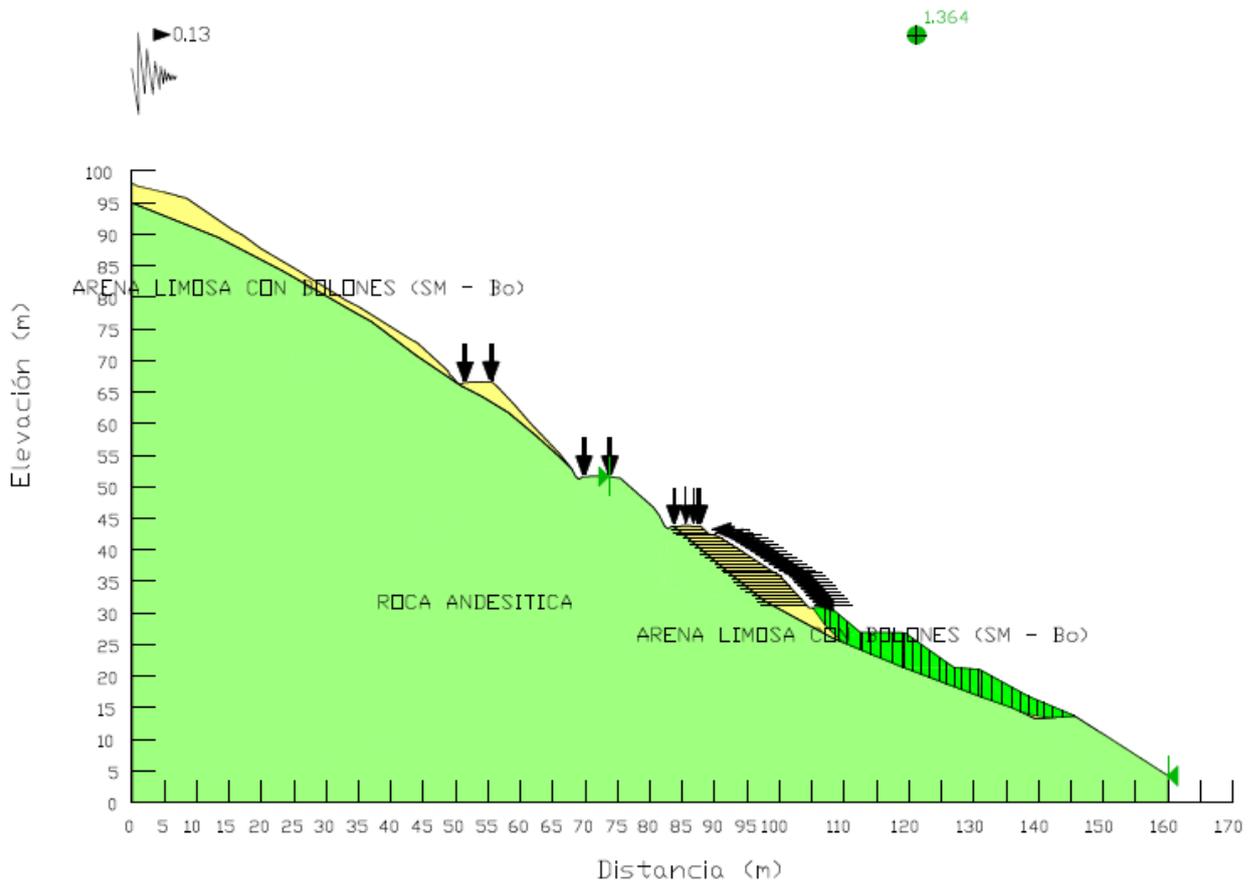


Figura 45. Análisis pseudoestático eje “F-F” - Zona 02 – Estabilizado con Geosintéticos

Para el eje “G”, talud inferior; se plantea el uso del geotextil T1700, y un factor de seguridad de 3. Teniendo en cuenta los aspectos constructivos donde nos plantean que el espesor máximo es de 0.50 m, se tiene una distribución de

esfuerzos para el eje “G”, parte inferior de 5.78 KN/m el cual es inferior al esfuerzo admisible de 7.33 KN/m, lo cual nos permite obtener un factor de seguridad de 1.761 en un análisis estático y un factor de seguridad de 1.366 en un análisis pseudoestático. Al igual que en el eje “F” se recomienda realizar un enrocado en la parte inferior, conformar una banqueteta y continuar la instalación de los geotextiles.

Tabla 37.

Diseño de Refuerzo con Geosintético eje “G-G”- Zona 02.

Geotextil	FR por Daños	FR por Creep	FR por Degradación	T ult (KN/m)	T adm (KN/m)	T g (KN/m)
T1700	1.20	2.50	1.00	22.00	7.33	5.78

Nota: El diseño del refuerzo con geosintéticos se adjunta en los anexos

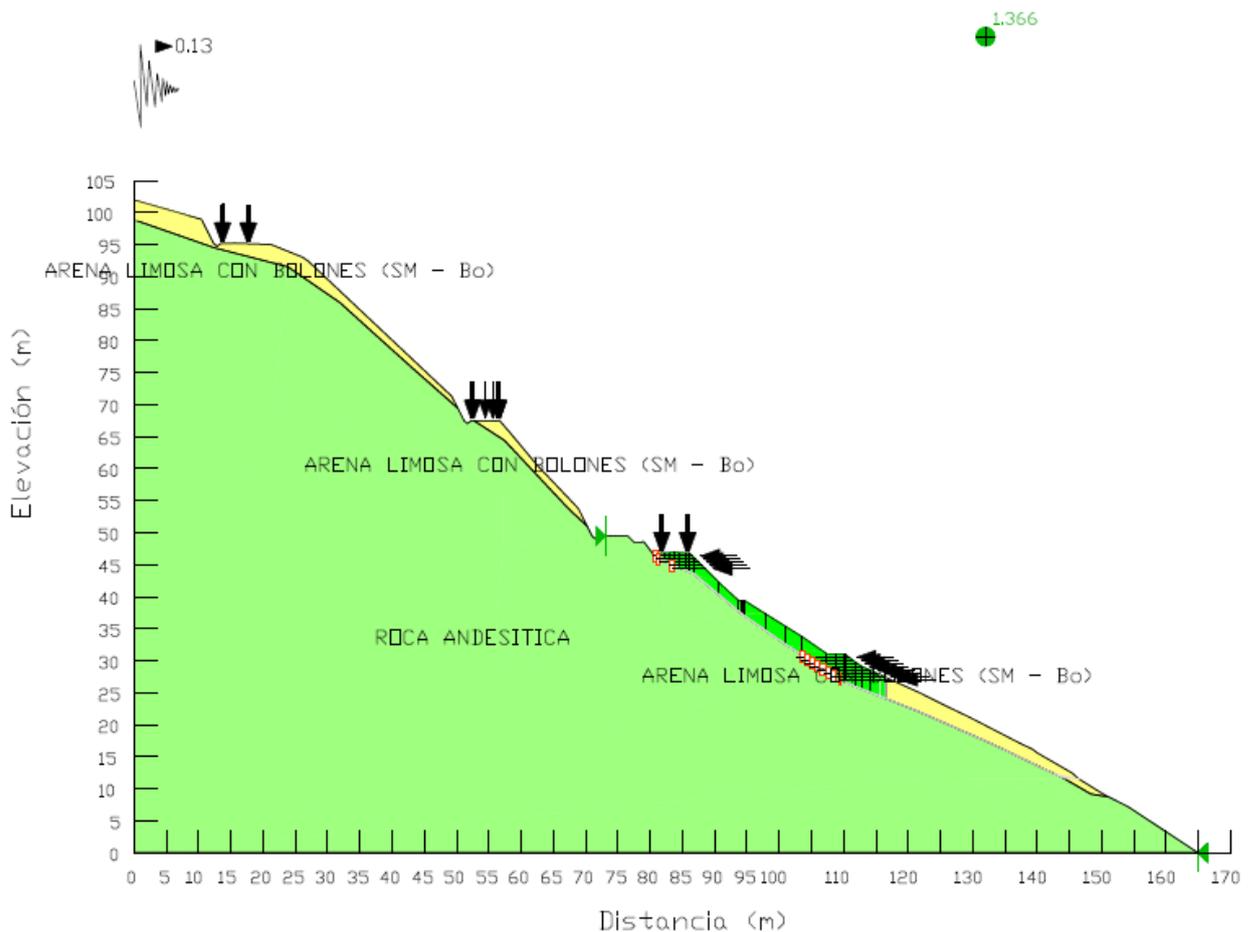


Figura 46. Análisis pseudoestático eje “G-G” - Zona 02 – Estabilizado con Geosintéticos.

Finalmente, los factores de seguridad de los ejes “F” y “G” de la zona 02, estabilizados con la metodología de reforzamiento de la superficie, se muestran en la tabla 38.

Tabla 38.

Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, estabilizado con reforzamiento de geosintéticos - Zona 02.

Eje	Análisis Estático	Análisis Pseudo Estático
	Morgenstern - Price	Morgenstern - Price
F-F	1.826	1.364
G-G	1.761	1.366

Además de los FS obtenido en la modelación a través del software SLOPE/W, se ha verificado la condición de estabilidad al deslizamiento de acuerdo a lo establecido en la metodología (Ver anexo 2).

Los factores de seguridad obtenidos con la metodología de reforzamiento de la superficie en las zonas 01 y 02 satisfacen los factores de seguridad mínimos indicados en la Norma CE.020 Estabilización de suelos y taludes del RNE.

4.2.3. ANALISIS Y DISEÑO CON LA METODOLOGÍA DE MUROS O PANTALLAS ANCLADAS

Para estabilizar los taludes de las zonas 01 y 02, que son parte de la presente tesis, se plantea como segunda alternativa emplear la metodología de los muros o pantallas ancladas.

ZONA DE DESLIZAMIENTO 01

El resumen de los factores de seguridad del talud sin estabilizar de la zona 01 se encuentra en la tabla 31. Para estabilizar la zona 01 se ha considerado estabilizar el talud inferior comprendido entre los ejes “A” y “C”, usando la metodología de pantallas ancladas, así mismo teniendo el análisis preliminar de estos ejes se ha considerado los parámetros de carga vehicular y efecto sísmico para simular un evento crítico de deslizamiento para este talud. Siguiendo las recomendaciones indicadas en el marco teórico se ha diseñado las pantallas ancladas teniendo las siguientes consideraciones:

En base al análisis previo de estabilidad de taludes se ha encontrado la superficie de falla y determinado la profundidad (radio de giro) de la falla, la longitud del bulbo, longitud libre y la longitud total.

- El diámetro del agujero será de 0.15 m, el ángulo de inclinación será de 10°, el espaciamiento propuesto es de 3 metros en la vertical y 3 metros en la horizontal.
- Se han planteado diversas capacidades de carga de los anclajes, compuestas por torones de diámetro de 15 mm.
- Se ha evaluado la distribución del número de torones con la finalidad de obtener el número óptimo de estos que cumplan con la estabilidad del talud, siguiendo la hoja de cálculo presentada en los anexos, cuyos resultados son los siguientes.

Para el talud inferior comprendido en el eje “A”, que forma la zona 01 se obtiene la distribución de anclajes mostrados en la tabla 39.

Tabla 39.

Distribución de anclajes eje “A-A”- Zona 01.

Anclajes	Long. Libre (m)	Long. Bulbo (m)	Log. Total (m)	# Cables	Carga Aplicada (KN)
Anclaje N°01	6.00	3.00	9.00	5.00	130.35
Anclaje N°02	6.00	3.00	8.00	5.00	130.35
Anclaje N°03	5.00	3.00	8.00	5.00	130.35
Anclaje N°04	3.00	3.00	6.00	3.00	78.21

Nota: El diseño de los anclajes se adjunta en los anexos

Para el talud inferior comprendido en el eje “C”, que forma la zona 01 se obtiene la distribución de anclajes mostrados en la tabla 40.

Tabla 40.

Distribución de anclajes eje “C-C”- Zona 01.

Anclajes	Long. Libre (m)	Long. Bulbo (m)	Log. Total (m)	# Cables	Carga Aplicada (KN)
Anclaje N°01	7.00	3.00	10.00	5.00	130.35
Anclaje N°02	6.00	3.00	9.00	5.00	130.35
Anclaje N°03	6.00	3.00	9.00	5.00	130.35
Anclaje N°04	7.00	3.00	10.00	7.00	182.49
Anclaje N°05	7.00	3.00	10.00	7.00	182.49
Anclaje N°06	6.00	3.00	9.00	5.00	130.35
Anclaje N°07	6.00	3.00	9.00	5.00	130.35

Nota: El diseño de los anclajes se adjunta en los anexos

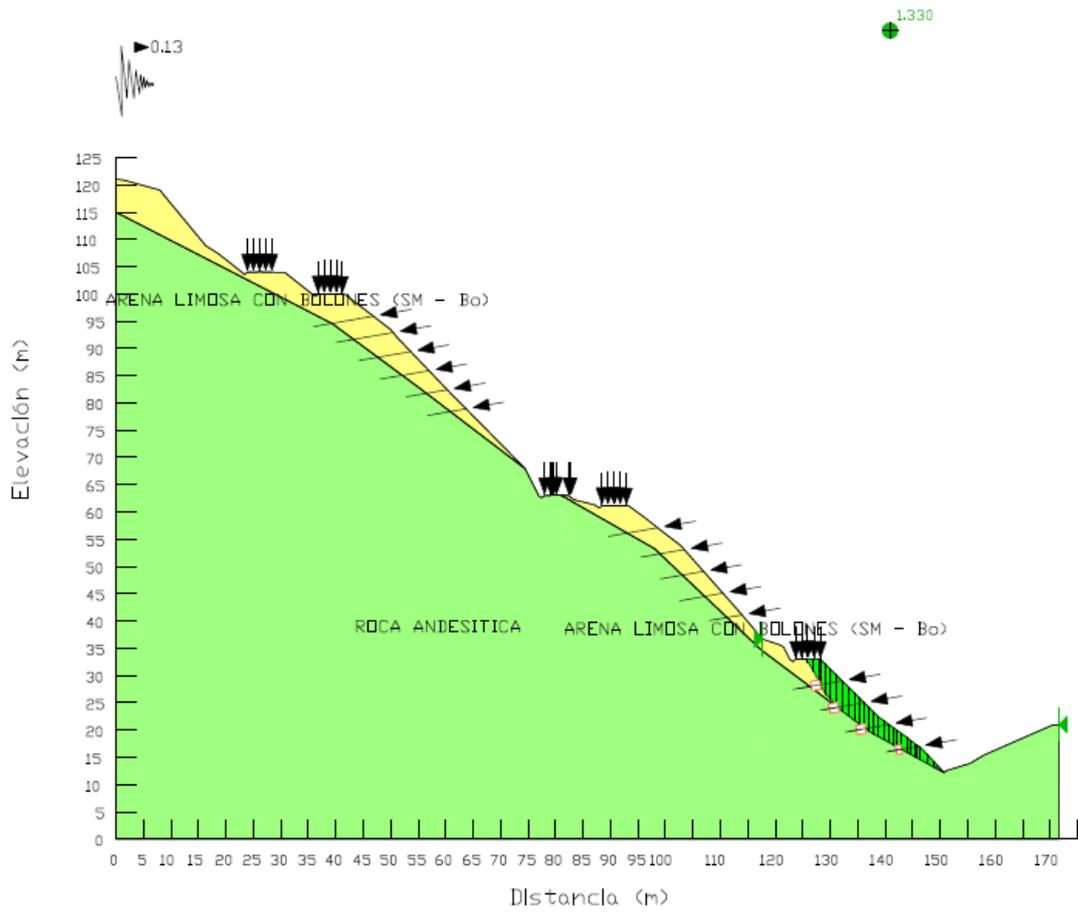


Figura 47. Análisis pseudoestático eje “A-A” - Zona 01 – Estabilizado con Anclajes

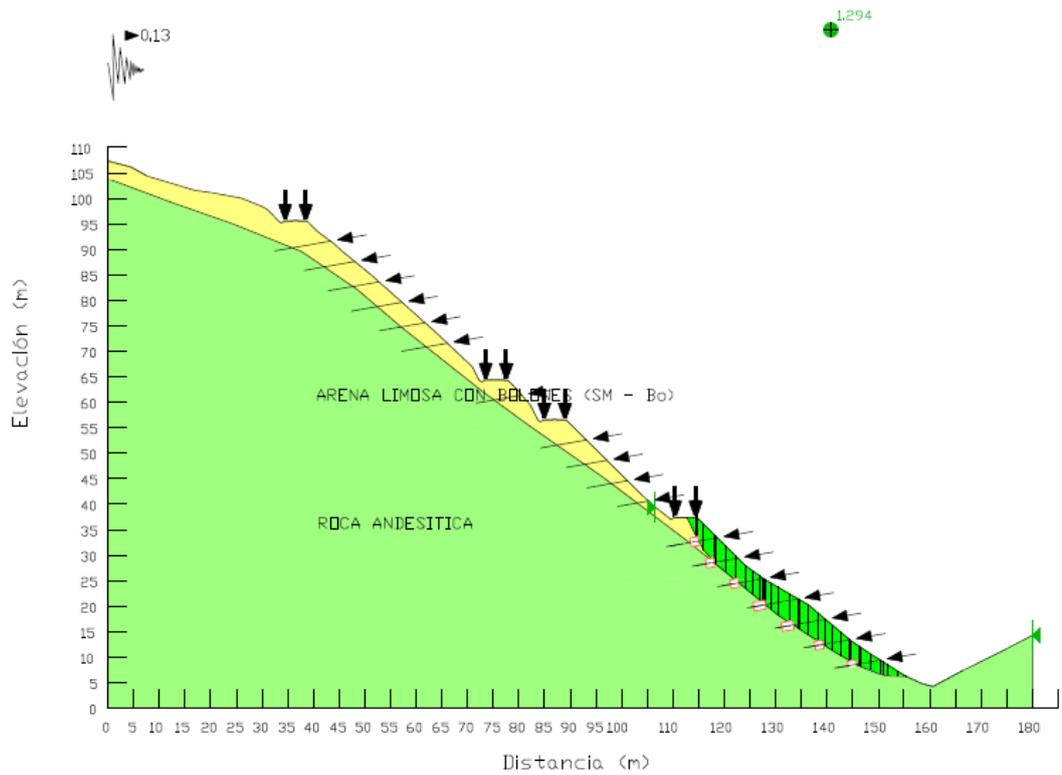


Figura 48. Análisis pseudoestático eje “C-C” - Zona 01 – Estabilizado con Anclajes.

Finalmente, los factores de seguridad de los ejes “A” y “C” de la zona 01, estabilizado con la metodología de muros o pantallas ancladas, se muestran en la tabla 41.

Tabla 41.

Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, estabilizado con pantallas ancladas - Zona 01.

Eje	Análisis Estático	Análisis Pseudo Estático
	Morgenstern - Price	Morgenstern - Price
A-A	1.695	1.330
C-C	1.706	1.294

Además de los FS obtenido en la modelación a través del software SLOPE/W, se ha verificado diversas condiciones de estabilidad de acuerdo a lo establecido en la metodología (Ver anexo 1).

ZONA DE DESLIZAMIENTO 02

El resumen de los factores de seguridad del talud sin estabilizar de la zona 02 se encuentra en la tabla 35.

Para estabilizar la zona 02 se ha considerado estabilizar el talud inferior comprendido entre los ejes F y G, usando la metodología de muros o pantallas ancladas, así mismo teniendo el análisis preliminar de estos ejes se ha considerado los parámetros de carga vehicular y efecto sísmico para simular un evento crítico de deslizamiento para este talud.

Siguiendo las recomendaciones indicadas en el marco teórico se ha diseñado las pantallas ancladas teniendo las siguientes consideraciones:

- En base al análisis previo de estabilidad de taludes se ha encontrado la superficie de falla y determinado la profundidad (radio de giro) de la falla, la longitud del bulbo, longitud libre y la longitud total.
- El diámetro del agujero será de 0.15 m, el ángulo de inclinación será de 10°, el espaciamiento propuesto es de 3 metros en la vertical y 3 metros en la horizontal.
- Se han planteado diversas capacidades de carga de los anclajes, compuestas por torones de diámetro de 15 mm.

- Se ha evaluado la distribución del número de torones con la finalidad de obtener el número óptimo de estos que cumplan con la estabilidad del talud, siguiendo la hoja de cálculo presentada en los anexos, cuyos resultados son los siguientes.

Para el talud inferior comprendido en el eje “F”, que forma la zona 02 se obtiene la distribución de anclajes mostrados en la tabla 42.

Tabla 42.
Distribución de anclajes eje “F-F- Zona 02.

Anclajes	Long. Libre (m)	Long. Bulbo (m)	Log. Total (m)	# Cables	Carga Aplicada (KN)
Anclaje N°01	6.00	3.00	9.00	5.00	130.35
Anclaje N°02	6.00	3.00	9.00	5.00	130.35
Anclaje N°03	7.00	3.00	10.00	7.00	182.49

Nota: El diseño de los anclajes se adjunta en los anexos

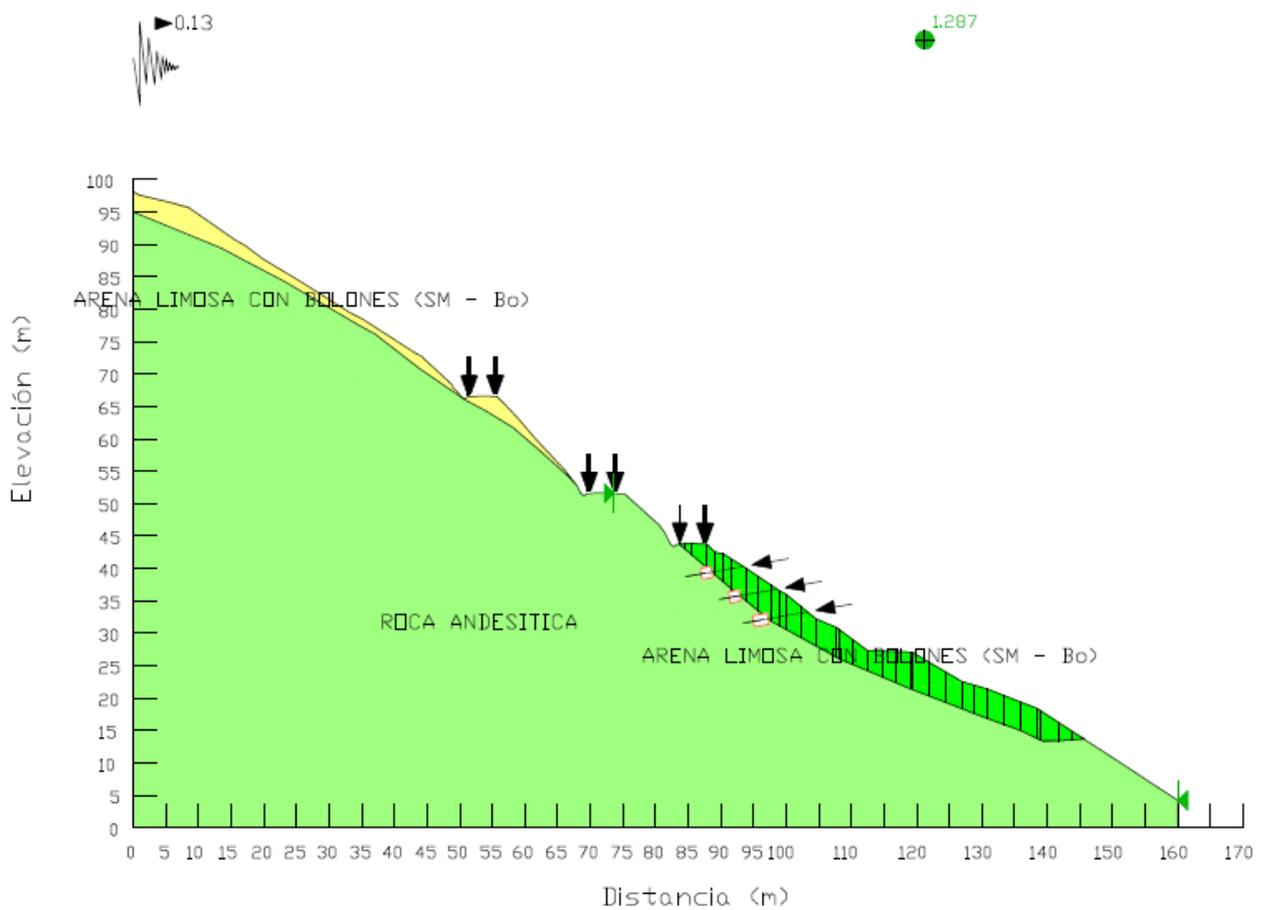


Figura 49. Análisis pseudoestático eje “F-F” - Zona 02 – Estabilizado con Anclajes

Para el talud inferior comprendido en el eje “G”, que forma la Zona 02 se obtiene la distribución de anclajes mostrados en la tabla 43.

Tabla 43.

Distribución de anclajes eje “G-G”- Zona 02.

Anclajes	Long. Libre (m)	Long. Bulbo (m)	Log. Total (m)	# Cables	Carga Aplicada (KN)
Anclaje N°01	3.00	3.00	6.00	5.00	130.35
Anclaje N°02	3.00	3.00	6.00	5.00	130.35
Anclaje N°03	4.50	3.00	7.50	7.00	182.49

Nota: El diseño de los anclajes se adjunta en los anexos

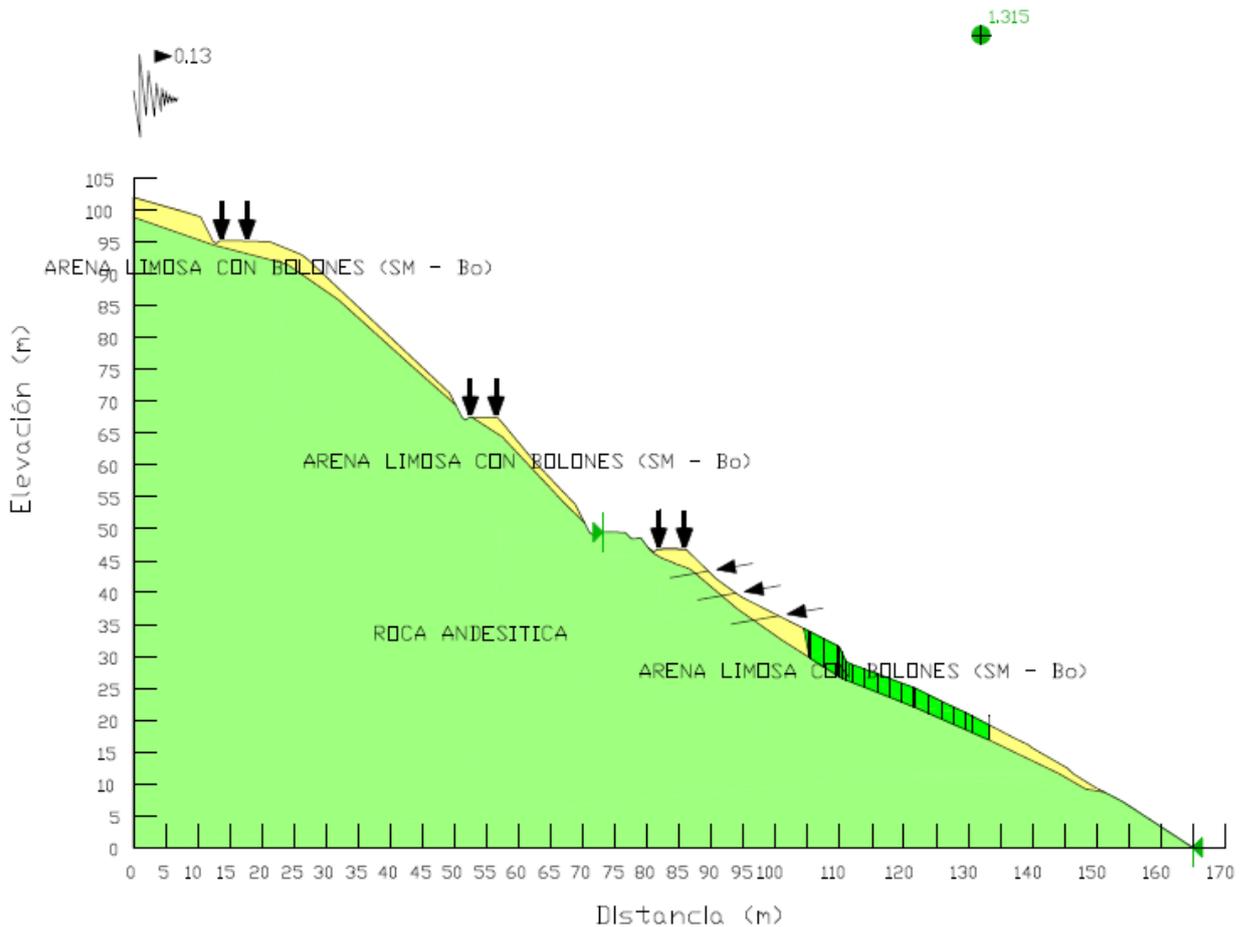


Figura 50. Análisis pseudoestático eje “G-G” - Zona 02 – Estabilizado con Anclajes

Finalmente, los factores de seguridad de los ejes “F-F” y “G-G” de la zona 02, estabilizados con la metodología de muros o pantallas ancladas, se muestran en la tabla 44.

Tabla 44.

Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, estabilizado con pantallas ancladas - Zona 02.

Eje	Análisis Estático	Análisis Pseudo Estático
	Morgenstern - Price	Morgenstern - Price
F-F	1.743	1.287
G-G	1.702	1.315

Además de los FS obtenido en la modelación a través del software SLOPE/W, se ha verificado diversas condiciones de estabilidad de acuerdo a lo establecido en la metodología (Ver anexo 2).

Los factores de seguridad obtenidos con la metodología de pantallas ancladas en las zonas 01 y 02 satisfacen los factores de seguridad mínimos indicados en la Norma CE.020 Estabilización de suelos y taludes del RNE.

4.2.4. ANALISIS Y DISEÑO CON LA METODOLOGÍA DE MURO DE CONTENCIÓN POR GRAVEDAD

Para estabilizar los taludes de las zonas 01 y 02, que son parte de la presente tesis, se plantea como tercera alternativa proyectar un muro de contención por gravedad.

El propósito de una estructura de contención es el resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida, y transmitir esas fuerzas en forma segura a la fundación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento. En el caso de un deslizamiento de tierra el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuerza de la masa susceptible a moverse. Las deformaciones excesivas o movimientos de la estructura de contención y del suelo a su alrededor deben evitarse para garantizar su estabilidad. Deben diferenciarse dos condiciones de diseño de una estructura de contención totalmente diferentes así:

- Condición de talud estable: Este es el caso típico de muro de contención analizado en los textos de mecánica de suelos y fundaciones. Se supone que el suelo es homogéneo y se genera una presión de tierras de acuerdo a las teorías de Rankine o Coulomb y la fuerza activa tiene una distribución de presiones en forma triangular.

- Condición de deslizamiento: En el caso de que exista la posibilidad de ocurrencia de un deslizamiento o se trate de la estabilización de un movimiento activo, la teoría de presión de tierras de Rankine y Coulomb no representa la realidad de las fuerzas que actúan sobre el muro y generalmente el valor de las fuerzas actuantes es muy superior a las fuerzas activas calculadas por teorías tradicionales. El hecho de que exista un deslizamiento o un factor de seguridad bajo, equivale a que se han generado en el talud deformaciones que producen un aumento muy grande de fuerzas sobre la estructura a diseñar. Es común que los muros o estructuras de contención fallen en el caso de deslizamientos a pesar de que fueron diseñados de acuerdo a un procedimiento universalmente aceptado. El costo de construir una estructura de contención es generalmente, mayor que el de conformar un talud, por lo tanto, debe estudiarse con mucho cuidado su efectividad como método de estabilización y durante el diseño debe hacerse todo el esfuerzo por mantener su altura lo más baja posible.

ZONA DE DESLIZAMIENTO 01

El resumen de los factores de seguridad del talud sin estabilizar de la zona 01 se encuentra en la tabla 31.

Para el eje “A”, talud inferior, se plantea proyectar un muro de contención de concreto ciclópeo, a mitad del talud debido a que al pie del talud se ha proyectado un enrocado para proteger el talud de la erosión. En ese sentido teniendo en cuenta la altura del terraplén se ha predimensionado un muro de contención por gravedad de acuerdo a lo indicado en el marco teórico. Para el eje “A”, tendremos la siguiente propuesta:

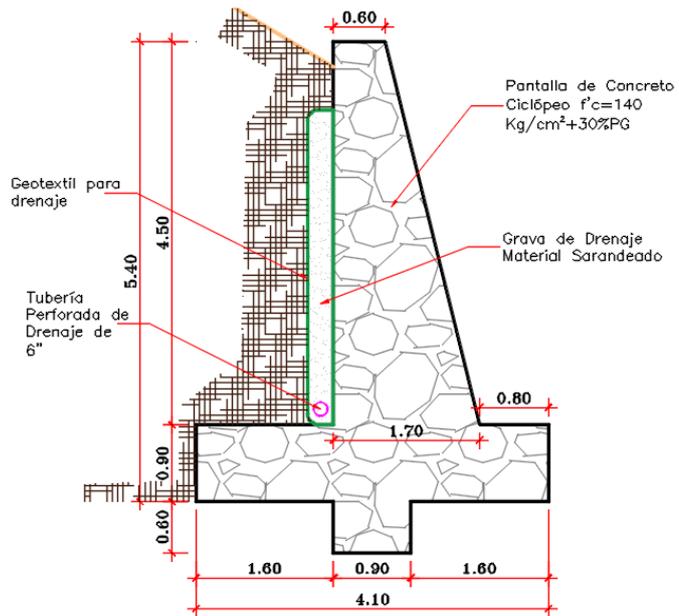


Figura 51. Propuesta muro de contención Eje “A-A”.

Tabla 45.

Dimensiones del muro de contención por gravedad del eje “A-A”.

Descripción	H (m)	d (m)	B (m)	Pie (m)	Ci (m)	Cf (m)
M-01	5.40	0.90	4.10	1.60	0.60	1.70

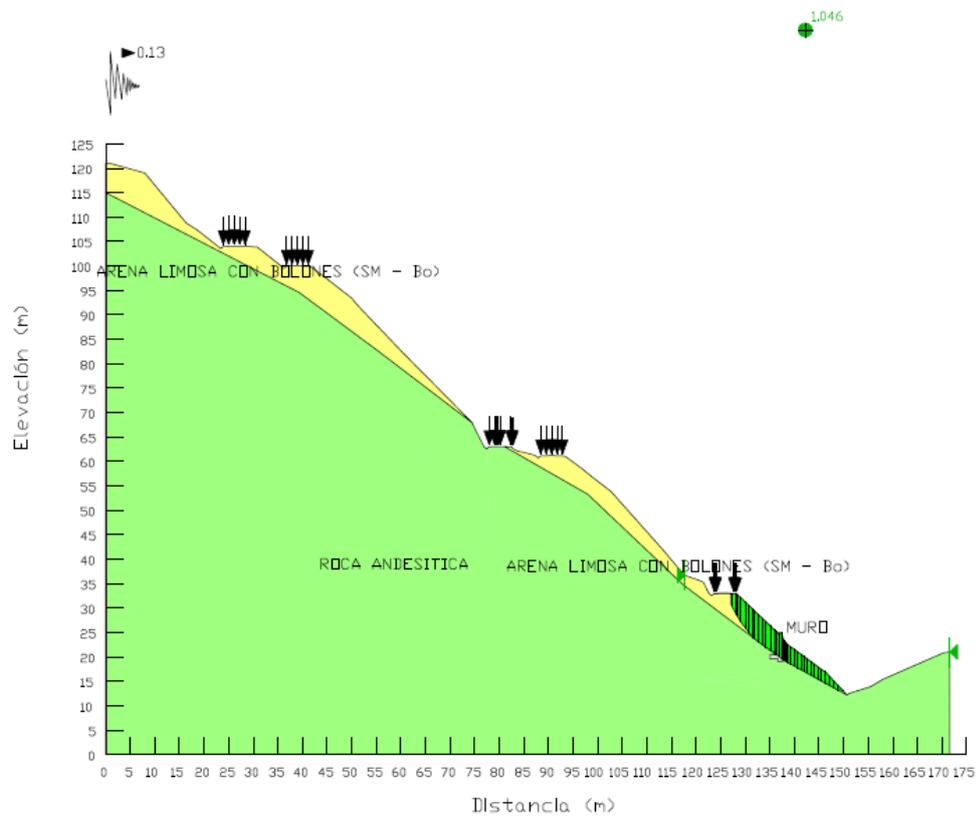


Figura 52. Análisis pseudoestático eje “A-A” - Zona 01 – Estabilizado con Muro de Contención.

Para el eje “C”, talud inferior, se planta proyectar un muro de contención de concreto ciclópeo, a mitad del talud debido a que al pie del talud se ha proyectado un enrocado para proteger el talud de la erosión. En ese sentido teniendo en cuenta la altura del terraplén se ha predimensionado un muro de contención por gravedad de acuerdo a lo indicado en el marco teórico. Para el eje “C”, tendremos la siguiente propuesta:

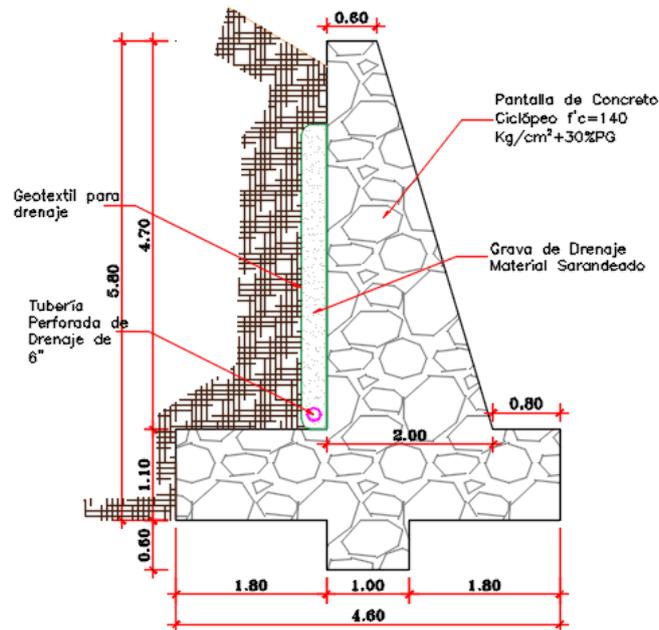


Figura 53. Propuesta muro de contención Eje “C-C”.

Tabla 46.

Dimensiones del muro de contención por gravedad del eje “C-C”.

Descripción	H (m)	d (m)	B (m)	Pie (m)	Ci (m)	Cf (m)
M-02	5.80	1.10	4.60	1.80	0.60	2.00

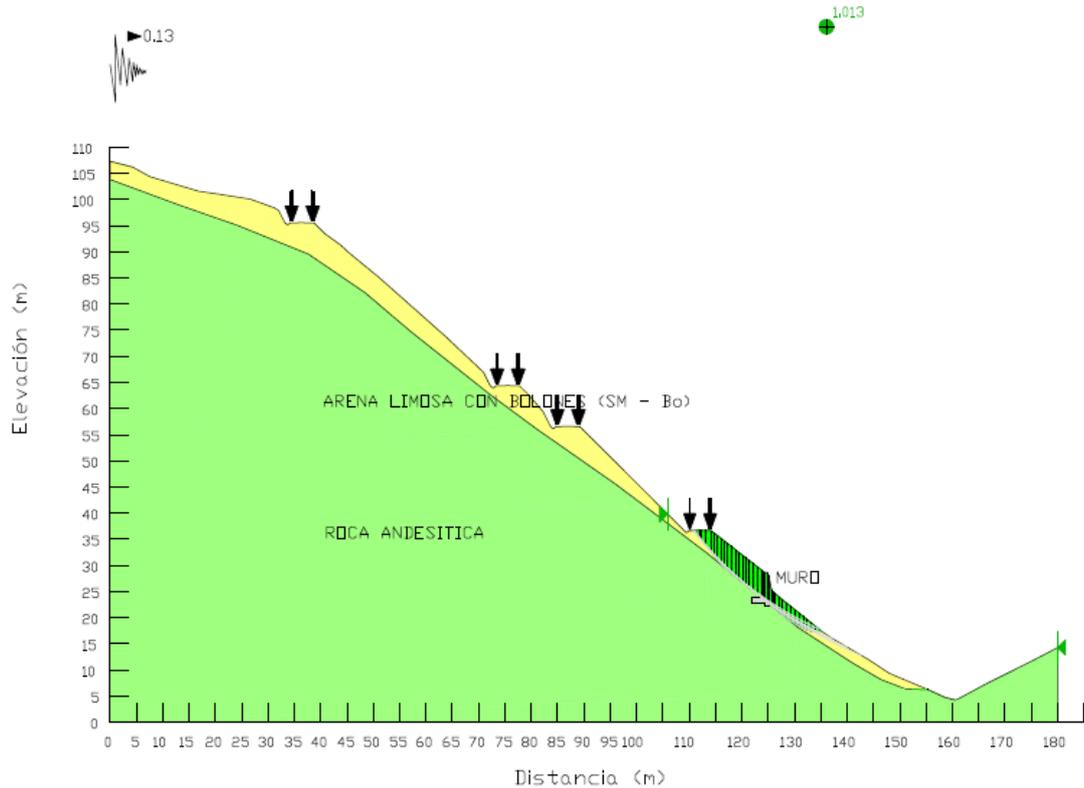


Figura 54. Análisis pseudoestático eje “C-C” - Zona 01 – Estabilizado con Muro de Contención.

Finalmente, los factores de seguridad de los ejes “A” y “C” de la zona 01, estabilizados con la metodología de muro de contención por gravedad, se muestran en la tabla 47.

Tabla 47.

Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconvertida, estabilizado con muro de contención por gravedad - Zona 01.

Eje	Análisis Estático	Análisis Pseudo Estático
	Morgenstern - Price	Morgenstern - Price
A-A	1.260	1.046
C-C	1.222	1.013

Además de los FS obtenido en la modelación a través del software SLOPE/W, se ha verificado la condición de estabilidad al deslizamiento y volteo de acuerdo a lo establecido en la metodología (Ver anexo 1).

ZONA DE DESLIZAMIENTO 02

El resumen de los factores de seguridad del talud sin estabilizar de la zona 02 se encuentra en la tabla 35.

Para el eje “F”, talud inferior, se planta proyectar un muro de contención de concreto ciclópeo, al pie del talud debido a que en una cota inferior del talud se ha proyectado un enrocado para proteger el talud de la erosión. En ese sentido teniendo en cuenta la altura del terraplén se ha predimensionado un muro de contención por gravedad de acuerdo a lo indicado en el marco teórico. Para el eje “F”, tendremos la siguiente propuesta:

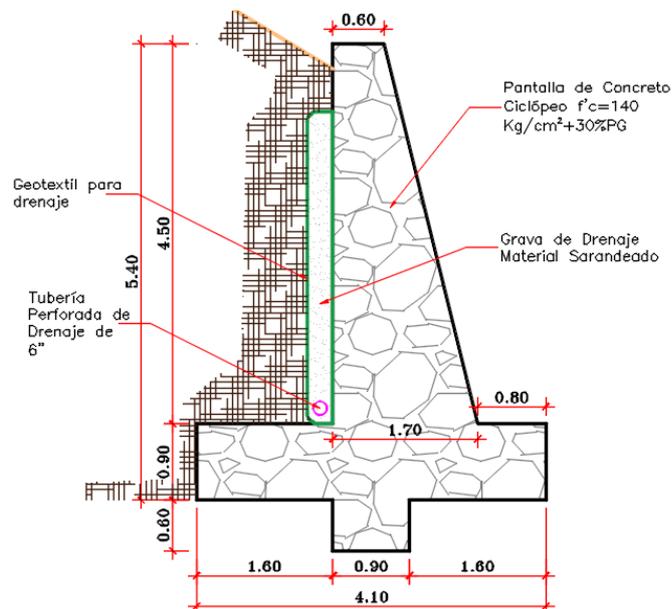


Figura 55. Propuesta muro de contención Eje “F-F”.

Tabla 48.

Dimensiones del muro de contención por gravedad del eje “F-F”.

Descripción	H (m)	d (m)	B (m)	Pie (m)	Ci (m)	Cf (m)
M-02	5.40	0.90	4.10	1.60	0.60	1.70

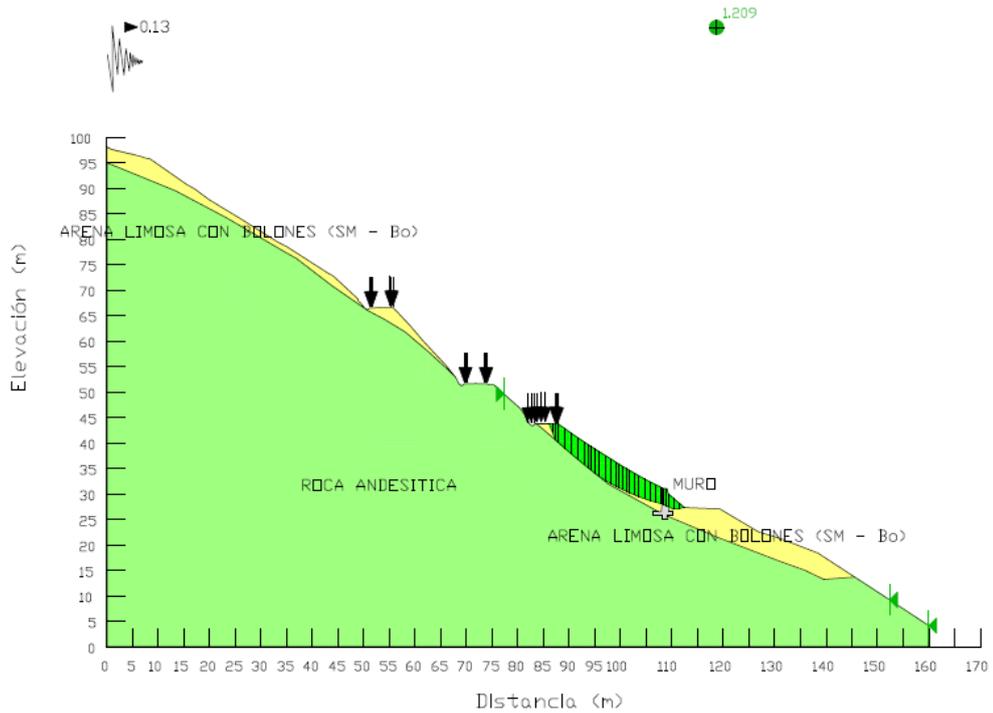


Figura 56. Análisis pseudoestático eje “F-F” - Zona 02 – Estabilizado con Muro de Contención.

Para el eje “G”, talud inferior, se plantea proyectar un muro de contención de concreto ciclópeo, al pie del talud debido a que en una cota inferior del talud se ha proyectado un enrocado para proteger el talud de la erosión. En ese sentido teniendo en cuenta la altura del terraplén se ha predimensionado un muro de contención por gravedad de acuerdo a lo indicado en el marco teórico. Para el eje “G”, tendremos la siguiente propuesta:

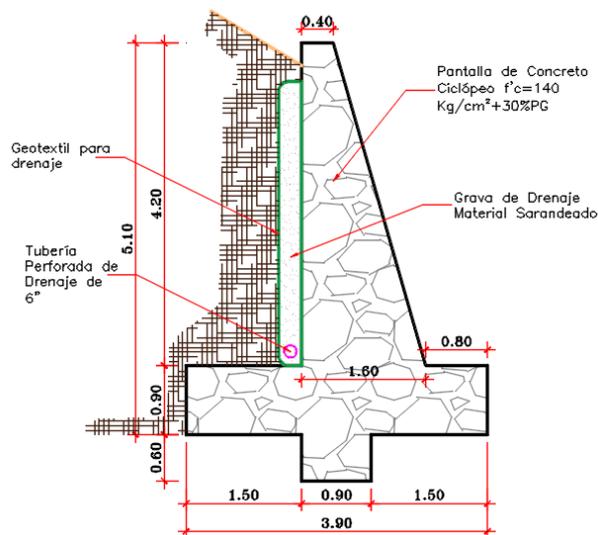


Figura 57. Propuesta muro de contención Eje “G-G”.

Tabla 49.

Dimensiones del muro de contención por gravedad del eje “G-G”.

Descripción	H (m)	d (m)	B (m)	Pie (m)	Ci (m)	Cf (m)
M-03	5.10	0.90	3.90	1.50	0.40	1.60

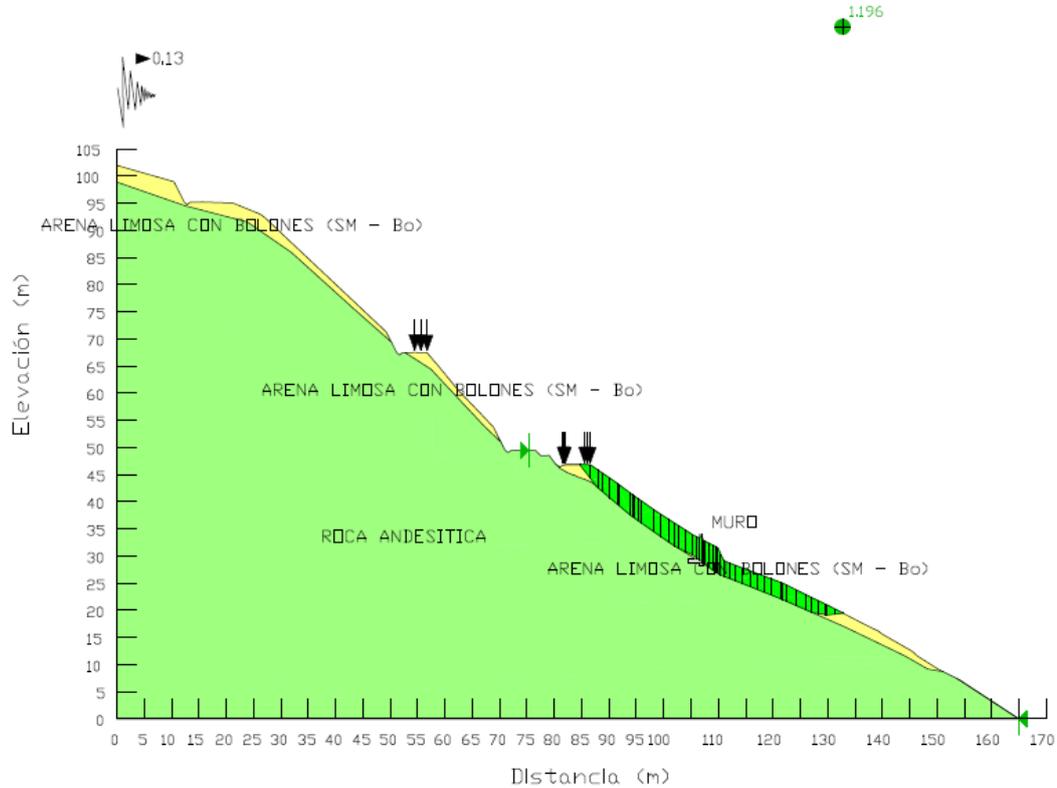


Figura 58. Análisis pseudoestático eje “G-G” - Zona 02 – Estabilizado con Muro de Contención.

Finalmente, los factores de seguridad de los ejes “F” y “G” de la zona 02, estabilizados con la metodología de muro de contención de gravedad, se muestran en la tabla 50.

Tabla 50.

Resumen de factores de seguridad de talud con superficie reconformada, estabilizado con muro de contención de gravedad - Zona 02.

Eje	Análisis Estático	Análisis Pseudo Estático
	Morgenstern - Price	Morgenstern - Price
F-F	1.512	1.209
G-G	1.518	1.196

Además de los FS obtenido en la modelación a través del software SLOPE/W, se ha verificado la condición de estabilidad al deslizamiento y volteo de acuerdo a lo establecido en la metodología (Ver anexo 2).

Los factores de seguridad obtenidos con la metodología de muro de contención de gravedad en las zonas 01 y 02 no satisfacen los factores de seguridad mínimos indicados en la Norma CE.020 Estabilización de suelos y taludes del RNE, del mismo modo no satisfacen los factores de seguridad al deslizamiento y volteo. Podemos indicar que esta metodología no es técnicamente viable.

4.3. PRESUPUESTO DE LAS METODOLOGÍAS DE ESTABILIZACIÓN

En el capítulo 2, se plasmaron los conceptos que componen y rigen el estudio de estabilidad de taludes y los principios de diseño de las 03 metodologías de estabilización objetos de la presente investigación: el reforzamiento de la superficie, pantallas ancladas y el muro de contención de gravedad, en lo que concierne en esta última técnica, se indicó que técnicamente no era viable esta alternativa dado a que los factores de seguridad no superan el mínimo permitido.

Los análisis de estabilidad se desarrollaron en 04 zonas de inestabilidad identificadas, la cuarta y tercera zona no forman parte del talud en estudio, pero es necesario su estabilización para garantizar la estabilidad global del talud, es por ello que técnicamente se ha diseñado de entre las 03 metodologías planteadas en la investigación usar la de pantallas ancladas.

En este capítulo se realizó los presupuestos de las 02 metodologías viables técnicamente, considerando que este presupuesto es estrictamente académico fue elaborado en base a cantidades reales del diseño, y de costos de materiales actualizados al mes de junio del 2018, en cuanto a costo de los agregados estos se hicieron en base a costos del proyectos ejecutado en la zona de Tinyash los cuales fueron proporcionadas por la Asociación Civil Neoandina, en el cual es transporte se encuentra incluido en su precio, los costos y rendimientos asociados a las pantallas ancladas están basados en la información de la empresa CYPE INGENIEROS S.A. con la ayuda de su plataforma de generados de precios en Perú y la Empresa FLESAN

ANCLAJES, la cual es una empresa del ámbito nacional que se dedica a la construcción de soluciones mediante anclajes.

En lo que respecta a los equipos, estos fueron definidos en base a la información indicada en el marco teórico y a presentaciones de la empresa ya mencionada; así mismo la experiencia en la ejecución de obras llevadas a cabo en la localidad. Tomando en cuenta las consideraciones mencionadas se realizó el presupuesto de las metodologías que se muestran a continuación.

4.3.1. PRESUPUESTO

4.3.1.1. METODOLOGÍA DE REFORZAMIENTO DE LA SUPERFICIE CON GEOSINTÉTICOS

Se realizó el presupuesto de la primera metodología de acuerdo a los diseños, en la cual se tiene que efectuar un movimiento de tierras considerable en algunas zonas para poder instalar el geotextil y reconformar el talud, se ha considerado también los sistemas de sub drenaje y para el control de la erosión se planteó la instalación de un geomanto y el sembrado de pastos nativos sobre topsoil.

Se han considerado además las partidas de obras preliminares, seguridad y salud ocupacional, transporte e impacto ambiental. El resumen de los costos se muestra en la tabla 51.

4.3.1.2. METODOLOGÍA DE MUROS O PANTALLAS ANCLADAS

Se realizó el presupuesto de la segunda metodología de acuerdo a los diseños, en la cual se tiene que efectuar un movimiento de tierras mucho menor que en la metodología de reforzamiento de geosintéticos pero si efectuar el perfilado y compactado del talud y la conformación y compactado del relleno en las zonas donde se requiera; la pantalla será de concreto lanzado, y la malla de refuerzo de acuerdo a los diseños, así mismo se ha considerado los sistemas de drenaje como zanjas de coronación y los lloraderos en la pantalla.

Tabla 51.

Presupuesto metodología de reforzamiento de la superficie con geosintéticos.

Ítem	Descripción	Parcial (S/.)
01	OBRAS PRELIMINARES	17,180.47
02	SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL	10,680.00
03	ZONA DE DESLIZAMIENTO 01: REFUERZO CON GEOSINTETICOS Y RECUBRIMIENTO DEL TALUD	1,114,566.45
03.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS	74,780.66
03.02	INSTALACIÓN DE GEOTEXTIL TEJIDO	698,657.40
03.03	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE	56,349.05
03.04	ESTRUCTURAS DE CONTENCION	223,210.82
03.05	CONTROL DE EROSION	61,568.52
04	ZONA DE DESLIZAMIENTO 02: REFUERZO CON GEOSINTETICOS Y RECUBRIMIENTO DEL TALUD	697,838.55
04.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS	61,403.69
04.02	INSTALACIÓN DE GEOTEXTIL TEJIDO	295,879.50
04.03	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE	35,416.98
04.04	ESTRUCTURAS DE CONTENCION	254,521.71
04.05	CONTROL DE EROSION	50,616.67
05	TRANSPORTE	39,465.84
06	IMPACTO AMBIENTAL	6,980.36
	COSTO DIRECTO	1,886,711.67
	GASTOS GENERALES (10%)	188,671.17
	UTILIDAD (8%)	150,936.93
	SUBTOTAL	2,226,319.77
	IGV (18%)	400,737.56
	PRESUPUESTO TOTAL	2,627,057.33

Los metrados, análisis de costos unitarios y relación de insumos se presentarán en los anexos.

Se han considerado además las partidas de obras preliminares, seguridad y salud ocupacional, transporte e impacto ambiental. El resumen de los costos se muestra en la tabla 52:

Tabla 52.

Presupuesto metodología de muros o pantallas ancladas.

Ítem	Descripción	Parcial (S/.)
01	OBRAS PRELIMINARES	22,265.22
02	SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL	10,680.00
03	ZONA DE DESLIZAMIENTO 01: PANTALLAS ANCLADAS	1,368,807.59
03.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS	26,486.02
03.02	PANTALLAS ANCLADAS	1,095,248.56
03.03	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE	23,862.19
03.04	ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	223,210.82
04	ZONA DE DESLIZAMIENTO 02: PANTALLAS ANCLADAS	751,412.57
04.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS	33,212.25
04.02	PANTALLAS ANCLADAS	449,751.21
04.03	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE	13,927.40
04.04	ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	254,521.71
05	TRANSPORTE	53,453.67
06	IMPACTO AMBIENTAL	6,980.36
	COSTO DIRECTO	2,213,599.41
	GASTOS GENERALES (10%)	221,359.94
	UTILIDAD (8%)	177,087.95
	SUBTOTAL	2,612,047.30
	IGV (18%)	470,168.51
	PRESUPUESTO TOTAL	3,082,215.81

Los metrados, análisis de costos unitarios y relación de insumos se presentarán en los anexos.

CAPITULO V: RESULTADOS

Este capítulo tiene como objetivo resumir los resultados obtenidos en el capítulo 4.2. Diseño de las metodologías de estabilización y el capítulo 4.3. Presupuesto de las metodologías de estabilización y adicionalmente estos resultados nos sirvieron para realizar las comparaciones que son objeto de este trabajo.

Para realizar las comparaciones técnicas, en primera instancia se tuvo en cuenta los resultados de los diseños realizados en la presente investigación en base a los FS y posteriormente lo indicado en bibliografías consultadas.

5.1.RESULTADOS DEL ANALISIS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN

5.1.1. REFORZAMIENTO CON GEOSINTETICOS

Una vez realizado el procedimiento de diseño de acuerdo al Capítulo II y desarrollado en el Capítulo IV, los resultados obtenidos para la metodología de reforzamiento con geosintéticos, fueron:

Para la zona 01, tendremos:

Tabla 53.

Resumen de factores de seguridad metodología reforzamiento con geosintéticos - Zona 01.

Ejes	Zona 01	
	Estático	Pseudoestático
Eje A-A	1.934	1.450
Eje C-C	1.862	1.368

Tabla 54.

Detalle de estabilización metodología reforzamiento con geosintéticos - Zona 01.

Elemento	Detalle
Geosintéticos	Geotextil Tejido T1700, empleando un factor de seguridad de 3, instalado en capas de 0.50 m, con un Tadm de 7.33 KN/m, enrocado al pie del talud e instalación de geomanta para control de la erosión.
Drenajes	Sub drenaje en la parte posterior, colchón drenante y tubería de evacuación.

Para la zona 02, tendremos:

Tabla 55.

Resumen de factores de metodología reforzamiento con geosintéticos - Zona 02.

Ejes	Zona 02	
	Estático	Pseudoestático
Eje F-F	1.826	1.364
Eje G-G	1.761	1.366

Tabla 56.

Detalle de estabilización metodología reforzamiento con geosintéticos - Zona 02.

Elemento	Detalle
Geosintéticos	Geotextil Tejido T1700, empleando un factor de seguridad de 3, instalado en capas de 0.50 m, con un Tadm de 7.33 KN/m, enrocado al pie del talud e instalación de geomanta para control de la erosión.
Drenajes	Sub drenaje en la parte posterior, colchón drenante y tubería de evacuación.

En ambas zonas la metodología de reforzamiento de la superficie con geosintéticos satisfacen los factores de seguridad mínimos establecidos para un talud permanente el cual es de 1.50 para un análisis estático y de 1.25 para un análisis pseudoestático, además de cumplir con las condiciones de estabilidad propias de la metodología.

Considerando el costo de materiales, mano de obra, equipos y herramientas, para la metodología de reforzamiento con geosintéticos, así como el procedimiento constructivo, se obtiene el siguiente presupuesto, el cual se presenta de manera resumida en la tabla 57.

Tabla 57.

Resumen de presupuesto metodología de reforzamiento con geosintéticos.

ZONA DE DESLIZAMIENTO 01: REFUERZO CON GEOSINTETICOS	1,114,566.45
ZONA DE DESLIZAMIENTO 02: REFUERZO CON GEOSINTETICOS	697,838.55
OTRAS PARTIDAS COMPLEMENTARIAS	74,306.67
COSTO DIRECTO	1,886,711.67
GASTOS GENERALES (10%)	188,671.17
UTILIDAD (8%)	150,936.93
SUBTOTAL	2,226,319.77
IGV (18%)	400,737.56
PRESUPUESTO TOTAL	2,627,057.33

5.1.2. PANTALLAS ANCLADAS

Una vez realizado el procedimiento de diseño de acuerdo al Capítulo II y desarrollado en el Capítulo IV, los resultados obtenidos para la metodología de pantallas ancladas, fueron:

Para la zona 01, tendremos:

Tabla 58.

Resumen de factores de seguridad metodología pantallas ancladas - Zona 01.

Ejes	Zona 01	
	Estático	Pseudoestático
Eje A-A	1.695	1.330
Eje C-C	1.706	1.294

Tabla 59.

Detalle de estabilización metodología pantallas ancladas - Zona 01.

Elemento	Detalle
Anclajes	131 anclajes de 15 cm de diámetro de perforación, compuesto por cables de 15 mm cada uno en cantidad variable de acero grado 270, espaciados vertical y horizontalmente una distancia de 3.00 m. Todos los anclajes se apoyan en cabezo sobre una placa cuadrada de acero de 0.25x0.25 y 3/4" de espesor.
Pantalla de Concreto	Pantalla de concreto lanzado de 0.25 m de espesor, con una resistencia de 210 kg/cm ² . La distribución de acero en doble malla de varilla #4 y #5 grado 60, espaciadas de acuerdo a lo indicado en los planos.
Drenajes	Filas de drenajes de 2.50 m con un diámetro de 4", separados vertical y horizontalmente cada 3.00 m, con una inclinación de 5° con respecto a la horizontal, estos drenajes están compuesto por un tubo PCV ranurado, envuelto en geotextil de filtro. Se proyecta la construcción de zanjas de coronación de mampostería de piedra en la corona y pie del talud.

Para la zona 02, tendremos:

Tabla 60.

Resumen de factores de seguridad metodología pantallas ancladas - Zona 02.

Ejes	Zona 02	
	Estático	Pseudoestático
Eje F-F	1.743	1.287
Eje G-G	1.702	1.315

Tabla 61.

Detalle de estabilización metodología pantallas ancladas - Zona 02.

Elemento	Detalle
Anclajes	52 anclajes de 15 cm de diámetro de perforación, compuesto por cables de 15 mm cada uno en cantidad variable de acero grado 270, espaciados vertical y horizontalmente una distancia de 3.00 m Todos los anclajes se apoyan en cabezo sobre una placa cuadrada de acero de 0.25x0.25 y 3/4" de espesor.
Pantalla de Concreto	Pantalla de concreto lanzado de 0.25 m de espesor, con una resistencia de 210 kg/cm ² . La distribución de acero en doble malla de varilla #4 y #5 grado 60, espaciadas de acuerdo a lo indicado en los planos.
Drenajes	Filas de drenajes de 2.50 m con un diámetro de 4", separados vertical y horizontalmente cada 3.00 m, con una inclinación de 5° con respecto a la horizontal, estos drenajes están compuesto por un tubo PCV ranurado, envuelto en geotextil de filtro. Se proyecta la construcción de zanjas de coronación de mampostería de piedra en la corona y pie del talud.

En ambas zonas la metodología de reforzamiento de la superficie con geosintéticos satisfacen los factores de seguridad mínimos establecidos para un talud permanente el cual es de 1.50 para un análisis estático y de 1.25 para un análisis pseudoestático, además de cumplir con las condiciones de estabilidad propias de la metodología.

Considerando el costo de materiales, mano de obra, equipos y herramientas, para la metodología de pantallas ancladas, así como el procedimiento constructivo, se obtiene el siguiente presupuesto, el cual se presenta de manera resumida en la tabla 62.

Tabla 62.

Resumen de presupuesto metodología de reforzamiento con geosintéticos.

ZONA DE DESLIZAMIENTO 01: PANTALLAS ANCLADAS	1,368,807.59
ZONA DE DESLIZAMIENTO 02: PANTALLAS ANCLADAS	751,412.57
OTRAS PARTIDAS COMPLEMENTARIAS	93,379.25
COSTO DIRECTO	2,213,599.41
GASTOS GENERALES (10%)	221,359.94
UTILIDAD (8%)	177,087.95
SUBTOTAL	2,612,047.30
IGV (18%)	470,168.51
PRESUPUESTO TOTAL	3,082,215.81

5.1.3. MURO DE CONTENCIÓN POR GRAVEDAD

Una vez realizado el procedimiento de diseño de acuerdo al Capítulo II y desarrollado en el Capítulo IV, los resultados obtenidos para la metodología de muro de contención por gravedad, fueron:

Para la zona 01, tendremos:

Tabla 63.

Resumen de factores de seguridad metodología muro de contención - Zona 01.

Ejes	Zona 01	
	Estático	Pseudoestático
Eje A-A	1.260	1.046
Eje C-C	1.222	1.013

Para la zona 02, tendremos:

Tabla 64.

Resumen de factores de seguridad metodología muro de contención - Zona 02.

Ejes	Zona 02	
	Estático	Pseudoestático
Eje F-F	1.512	1.209
Eje G-G	1.518	1.196

Los factores de seguridad obtenidos con la metodología de muro de contención de gravedad en las zonas 01 y 02 no satisfacen los factores de seguridad mínimos indicados en la Norma CE.020 Estabilización de suelos y

taludes del RNE, del mismo modo no satisfacen los factores de seguridad al deslizamiento y volteo (Ver anexo 01 y 02). Podemos indicar que esta metodología no es técnicamente viable.

5.2. COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE LAS METODOLOGÍAS DE ESTABILIZACIÓN

5.2.1. COMPARACIONES TÉCNICAS

Las comparaciones técnicas se realizaron en cuatro aspectos el primero de ellos es en base a los resultados obtenidos en la presente investigación, los demás aspectos se realizan en base a bibliografía consultada.

Los aspectos son: factores de seguridad, procedimiento constructivo, comportamiento del muro y metodología de diseño, un resumen de las comparaciones más relevantes se muestra en la tabla 65,66,67 y 68.

Tabla 65.

Comparaciones técnicas de acuerdo al factor de seguridad.

Aspecto a comparar	Reforzamiento con Geosintéticos	Pantallas Ancladas	Muro de Contención
	Zona 01: FS Psd.Est. 1.450 – 1.368 FS Estático 1.934 – 1.862	Zona 01: FS Psd.Est. 1.330 – 1.294 FS Estático 1.695 – 1.706	Zona 01: FS Psd.Est. 1.046 – 1.013 FS Estático 1.260 – 1.222
	Zona 02: FS Psd.Est. 1.364 – 1.366 FS Estático 1.826 – 1.761	Zona 02: FS Psd.Est. 1.287 – 1.315 FS Estático 1.743 – 1.702	Zona 02: FS Psd.Est. 1.209 – 1.196 FS Estático 1.512 – 1.518
Factores de Seguridad	Cumple con los factores de seguridad mínimos del talud. Cumple con la metodología de diseño. Tiene factores de seguridad más altos.	Cumple con los factores de seguridad mínimos del talud. Cumple con la metodología de diseño.	No cumple con los factores de seguridad mínimos del talud. No cumple con la metodología de diseño.

Tabla 66.

Comparaciones técnicas de acuerdo al procedimiento constructivo.

Aspecto a comparar	Reforzamiento con Geosintéticos	Pantallas Ancladas	Muro de Contención
Procedimiento Constructivo	<ul style="list-style-type: none"> - Generalmente se construyen mediante el método abajo -arriba. - En el caso de terraplenes o conformación de alguna superficie, esta debe de cimentarse sobre superficies semi planas en suelo o roca con buena capacidad de soporte para resistir el peso del relleno y no ocurran deformaciones excesivas. - Los equipos a emplear no son tan específicos. - Mayor impacto ambiental porque requiere de movimientos de tierras masivos para conformar el terraplén. 	<ul style="list-style-type: none"> - Generalmente se construyen mediante el método arriba -abajo. - Requiere que el material de la superficie del terreno sea dura, para evitar que ocurra asentamientos y perdida de la tensión. - Se deben de emplear equipos apropiados para causar el mínimo de alteraciones en la zona de trabajo. - Menor impacto ambiental ya que no hay necesidad de realizar excavaciones masivas e incluir material granular para filtro. 	<ul style="list-style-type: none"> - Generalmente se construyen mediante el método de abajo- arriba. - Se requiere de una cimentación competente para colocar el enrocado, requiriéndose grandes volúmenes de roca. - Los equipos a emplear no son tan específicos. - Mayor impacto ambiental ya que se requiere excavaciones para cimentar el muro sobre un terreno competente.

Tabla 67.

Comparaciones técnicas de acuerdo a la metodología de diseño.

Aspecto a comparar	Reforzamiento con Geosintéticos	Pantallas Ancladas	Muro de Contención
Metodología del Diseño	<ul style="list-style-type: none"> - Se considera diseño al refuerzo interno el cual consiste en determinar por los métodos clásicos de equilibrio limite el factor de seguridad de la superficie de falla más crítica, los geotextiles al tener la capacidad de asumir esfuerzos a tracción, desarrollan fuerzas resistentes por detrás de la superficie de falla, gracias al esfuerzo por corte que se genera entre el geotextil y el suelo. 	<ul style="list-style-type: none"> - Utiliza distribuciones empíricas de presión de tierras para calcular el esfuerzo actuante en el refuerzo y compararlo con la capacidad del mismo para obtener el factor de seguridad contra la rotura. - La pantalla y la conexión entre la pantalla y el anclaje son revisadas contra posibles modos de falla que pueden ocurrir bajo condiciones de cargas del anclaje. 	<ul style="list-style-type: none"> - Los muros de concreto simple o ciclope actúan como estructuras de peso o gravedad, teniendo en cuenta el empuje activo de tierras Teoría de Rankine y la estabilidad al deslizamiento y volteo, se recomienda no emplear en alturas superiores a 4 m, debido no solo al aumento de costos sino a la presencia de esfuerzos de flexión que no pueden ser resistidos por el concreto y pueden presentar roturas a flexión en la parte inferior del muro o dentro del cimiento.

Tabla 68.

Comparaciones técnicas de acuerdo al comportamiento del muro.

Aspecto a comparar	Reforzamiento con Geosintéticos	Pantallas Ancladas	Muro de Contención
Comportamiento del Muro	<ul style="list-style-type: none">- La flexibilidad de los muros de suelo reforzado con geosintéticos representa una ventaja sobre las estructuras rígidas.- Internamente deben su resistencia principalmente al geotextil empleado ya que el suelo no resiste esfuerzo a tracción y externamente actúan como estructuras masivas de gravedad.- Sobre la cimentación, en la parte posterior y dentro de la estructura del muro deben construirse elementos de subdrenaje que impidan saturar el suelo de relleno.- Se planea emplear una geomanta para control de la erosión y el sembrado de pastos nativos.- Estéticamente permiten el recubrimiento con vegetación, lo cual lo hace muy atractivo desde el punto de vista paisajístico y ambiental.	<ul style="list-style-type: none">- La distribución de esfuerzos en el muro es uniforme.- Las pantallas reciben toda la presión del suelo.- La transferencia de cargas entre el suelo y el refuerzo ocurre únicamente en la zona del bulbo de anclaje, en la longitud libre no hay transferencia de cargas con suelo circundante.- Las fuerzas de tensión e el anclaje resultan del equilibrio entre la fuerza de tensión aplicada en la cabeza del anclaje durante el tensado y el peso propio de la masa de suelo o roca en la zona de anclaje.- La masa de suelo es confinada por la pantalla.- Estéticamente son poco atractivas visualmente.	<ul style="list-style-type: none">- La distribución de los esfuerzos en el muro no es uniforme y depende del ángulo de inclinación del material de relleno.- Los muros de contención rígidos no permiten deformaciones importantes sin romperse.- Los muros rígidos actúan como una masa relativamente concentrada que sirve de elemento contenedor de la masa inestable.- Son muy vulnerables a los movimientos.

5.2.2. COMPARACIONES ECONÓMICAS

Con base en los presupuestos elaborados en el capítulo anterior, se han podido observar varios detalles que diferencian a las dos metodologías viables técnicamente; estos detalles se resumen a continuación.

- Tal y como se puede apreciar en la tabla 57 la metodología de reforzamiento con geosintéticos posee un costo total de S/. 2,627,057.33 de las cuales el 59% del costo directo representa estabilizar la zona de deslizamiento 01 y el 37% del costo directo la zona de deslizamiento 02.

- Tal y como se puede apreciar en la tabla 62 la metodología de pantallas ancladas posee un costo de S/. 3,082,215.81 de las cuales el 62% del costo directo representa estabilizar la zona de deslizamiento 01 y el 34% del costo directo la zona de deslizamiento 02.
- Como se observa en las tablas 57 y 62 la metodología de reforzamiento con geosintéticos posee un costo total de S/. 455,158.48 más económico que la metodología de pantallas ancladas. Esto significa que la solución de acuerdo a la metodología de pantallas ancladas es 14.76% más costoso que la de reforzamiento con geosintéticos.

CONCLUSIONES

1. De acuerdo al análisis técnico de la metodología de reforzamiento de la superficie con geosintéticos se obtuvo un FS promedio de 1.898 en condición estática y de 1.409 en condición pseudo estática para la zona 01, para la zona 02 se obtuvo un FS promedio de 1.794 y 1.365 al analizar el talud en condición estática y pseudo estática respectivamente; se concluye que dicha metodología es viable técnicamente en el aspecto de FS ya que supera los FS mínimos establecidos en la investigación.
2. Con sustento en el análisis técnico de la metodología de muros o pantallas ancladas se concluye que en base a los FS es viable técnicamente ya que se obtuvo para la zona un FS estático promedio de 1.701 y pseudo estático promedio de 1.312, para la zona 02 un FS estático promedio de 1.723 y pseudo estático promedio de 1.301, los cuales superan los FS mínimos establecidos en la investigación.
3. De acuerdo al análisis técnico de la metodología de muro de contención por gravedad, se obtuvo un factor de seguridad estático promedio para la zona 01 de 1.241 y pseudo estático promedio de 1.029, para la zona 02 un FS estático promedio de 1.515 y pseudo estático promedio de 1.202, se concluye que en base a los FS no es técnicamente viable.
4. En base a la comparación técnica realizada, se concluye que la mejor alternativa es aplicando la metodología de reforzamiento de la superficie con geosintéticos para estabilizar el talud ubicado del Km 3+310 al Km 3+490 en la vía Chontayoc – Tinyash.

5. En base a la comparación económica realizada, se concluye que la mejor alternativa es la metodología de reforzamiento de la superficie con geosintéticos la cual posee un costo total de 14.76% más económica que la metodología de muros o pantallas ancladas.

RECOMENDACIONES

1. Realizar otras investigaciones en la zona y correlacionar los perfiles estratigráficos de la presente investigación con ensayos como el de refracción sísmica para conocer como se encuentran dispuestas las capas más profundas del talud y la roca y así disminuir el grado de incertidumbre al momento de elaborar los perfiles estratigráficos.
2. Efectuar investigaciones acerca del comportamiento de las aguas que escurren en las curvas superiores (superficiales) y aguas subterráneas que pueden afectar la estabilidad del talud.
3. Realizar investigaciones acerca del diseño de la pantalla de los muros anclados con otra metodología, puede emplearse el diseño de una losa armada en dos direcciones por el método directo (Art. 13.6 de la norma E.060) y comparar el espesor y la cantidad de refuerzo necesario, se pueden realizar también ensayos de arrancamiento para determinar la capacidad de adherencia real.
4. Dada la importancia económica y social de las carreteras, es muy importante efectuar el mantenimiento vial para poder garantizar la calidad de cualquier alternativa de estabilización que se proponga para zonas inestables y así garantizar la vida útil del proyecto.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- AASHTO (2012). *Design Specifications* American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- Alva, J., y Escalaya, M. (s.f.). *Muros y Taludes Reforzados con Geosintéticos*. Sección de Post Grado, FIC - Universidad Nacional de Ingeniería, 1-83.
- Braja, M. D. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México: Thomson Editores, S.A. de C.V.
- Callupe, W. H. (2011). *Estabilidad de Taludes del Plan de Minado para la Vida de Mina (VDM) 2001 Tajo Abierto Pierina* (tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Cornforth, D. (2005). *Landslides in practice. En Investigation, analysis, and remedial/preventative options in soils*. New Yersy.
- Crespo, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. México: Limusa, S.A.
- Figueroa, G. E., Rodríguez, F. A., y Zelada, E. (2011). *Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en el Salvador* (tesis de pregrado). Universidad de el Salvador, San Salvador, El Salvador.
- Geosistemas PAVCO. (2012). *Manual de Diseño con Geosintéticos*. Bogotá D.C - Colombia: Norte Gráfico.
- González, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson educación.
- Harmsen, T. E. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú - Fondo Editorial.
- Juárez, E., y Rico, A. (1973). *Mecánica de Suelos Tomo II: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*. México: Limusa, S.A.

- Juárez, E., y Rico, A. (2005). *Mecánica de Suelos Tomo I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. México: Limusa, S.A.
- Lozada, G. J. (2012). Expediente Técnico "*Construcción de la trocha carrozable Chontayoc Tinyash, tramo Puente Paccha - Tinyash*". Huaraz, Perú.
- McCormac, J. C., y Brown, R. H. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. México: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.
- Meneses, A., y Ramírez, J. J. (2007). *Guía práctica simplificada para la construcción y seguimiento de obras relacionadas con pantallas atirantadas* (tesis de pregrado). Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela.
- Monroy, R. (2007). *Anclajes en suelos* (tesis de maestría). Universidad Autónoma de México, México.
- Naranjo, A. (2009). *Comparación técnico económica del uso de pantallas de anclaje activos y suelo cosido para la estabilización de taludes* (tesis de pregrado). Universidad de Costa Rica, Costa Rica.
- Norma CE.020. (2006). *Estabilización de suelos y taludes*. Reglamento Nacional de Edificaciones, Título II – Habilitaciones Urbanas. Diario Oficial “El Peruano”.
- Norma E.060. (2006). *Estabilización de suelos y taludes*. Reglamento Nacional de Edificaciones, Título III – Edificaciones. Diario Oficial “El Peruano”.
- Rosero, C. (2015). *Análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos* (tesis de pregrado). Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador.
- Sabatini, P. J., Pass, D. G., & Bachus, R. C. (1999). Ground Anchors and Anchored Systems, *Geotechnical Engineering Circular N° 4*. Publication No. FHWA-IF-99-015. Federal Highway Administration: Washington D.C.
- Sanhueza, C. (2008). *Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid* (tesis doctoral). Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.

- Schuster, R., & Kockelman, W. (1996). Principles of landslide hazard reduction. Landslides investigation and mitigation, Special report 247, Transportation Research Board, 91-105.
- Strom, W. R., & Ebeling, M. R. (2001). *State of the Practice in the Design of Tall, Stiff, and Flexible Tieback Retaining Walls*. Information Technology Laboratory ERDC/ITL TR-01-1. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.
- Suárez, J. (s.f.). *Deslizamientos. Tomo I: Análisis Geotécnico - a*. Recuperado de: <http://www.erosion.com.co/deslizamientos-tomo-i-analisis-geotecnico.html>
- Suárez, J. (s.f.). *Deslizamientos. Tomo II: Técnicas de Remediación - b*. Recuperado de: <http://www.erosion.com.co/deslizamientos-tomo-ii-tecnicas-de-remediacion.html>
- Tamayo, W. M. (2015). Expediente Técnico "*Mejoramiento y rehabilitación de la carretera Chontayoc - Tinyash, Tramo II*". Huaraz, Perú.
- U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute. (1998). Geosynthetic Design and Construction Guidelines. Publication No. FHWA HI-95-038. Washington, D.C.: NHI Course No. 13213.
- Valiente, R., Sobrecases, S., & Díaz, A. (2015). Estabilidad de Taludes: Conceptos Básicos, Parámetros de Diseño y Métodos de Cálculo. *Civilizate*, (Nº7), 50-54.
- Varnes, D. (1978). *Slope movement types and processes*. En *Landslides: Analysis and control* (págs. 11-33). Washington.

ANEXOS

A – ESTUDIO GEOTÉCNICO

B – ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ZONA 01

C – ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ZONA 02

D – ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ZONA 03

E – ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ZONA 04

F – PRESUPUESTO DE LA METODOLOGÍA DE REFORZAMIENTO CON
GEOSINTÉTICOS

G – PRESUPUESTO DE LA METODOLOGÍA DE PANTALLAS ANCLADAS

H – PLANOS

ANEXO A – ESTUDIO GEOTÉCNICO

HOJA RESUMEN - ENSAYOS ESTANDAR - CLASIFICACIÓN SUCS
(NTP 339.134, ASTM D 2487, MTC ANEXO 1)

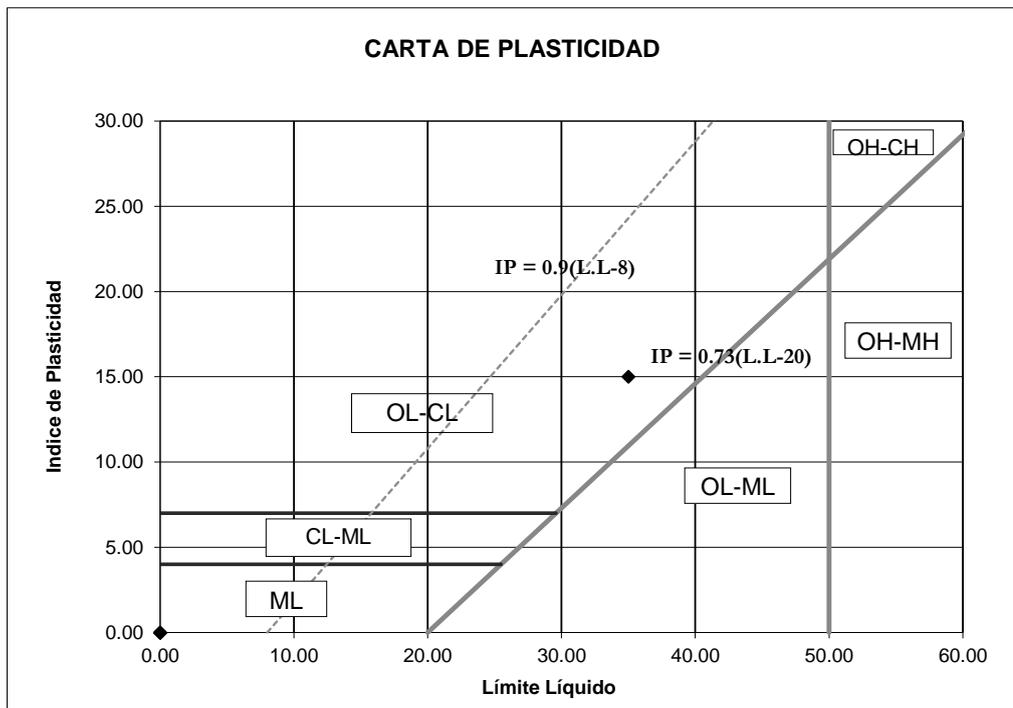
TESIS	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia
TESISTA	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos Fecha : Julio 2017
LUGAR	: Tinyash - Jangas - Huaraz

POZO N°		C-1T			
MUESTRA		mab-1			
PROFUNDIDAD		0.00 - 2.20 m.			
Porcentaje de material que pasa la malla de porción de material < 3"	3"	100.00			
	1 1/2"	100.00			
	3/4"	100.00			
	3/8"	98.23			
	# 4	95.44			
	# 8	91.57			
	# 16	77.73			
	# 30	63.40			
	# 50	52.35			
	# 100	44.31			
	# 200	37.40			
Coef. de Uniformidad Cu		--			
Coef. de Curvatura Cc		--			
Porcentaje de Material	Grava	4.56			
	Arena	58.03			
	Finos	37.40			
Mitad de Fracción Gruesa		31.30			
Limites de	L.L.	35.00			
	L.P.	20.00			
Consistencia	I.P.	15.00			
Humedad Natural (%)		11.09			
Clasificación SUCS		SC			
Descripción		Arena arcillosa			

HOJA RESUMEN - ENSAYOS ESTANDAR - CLASIFICACIÓN SUCS
(NTP 339.134-1999)

UBICACIÓN DE PUNTOS EN LA CARTA DE PLASTICIDAD

TESIS	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia	
TESISTA	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	Fecha : Julio 2017
LUGAR	: Tinyash - Jangas - Huaraz	
CALICATA	: C-1T	Profundidad : 0.00 - 2.20 m.



REGISTRO DE SONDAJE - DESCRIPCIÓN VISUAL MANUAL DE SUELOS
(NTP 339.150, ASTM D-2487)

REGISTRO DE SONDAJE	
Tesis	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia
Tesista	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos
Lugar	: Tinyash - Jangas - Huaraz Fecha : Julio 2017
Calicata	: C-1T
Tipo de Sondaje	: Cielo Abierto Prof. N.F. : N.E.

PROFUND. (m)	ESPESOR ESTRATO (m)	MUESTRAS OBTENIDAS	SIMBOLO GRAFICO	CLASIFIC. SUCS	DESCRIPCION DEL MATERIAL
2.20	2.20	mab-1		SC	Arena arcillosa, 5% de bolones y rocas de TM = 200 mm, con grava fina subangulosa en 5%, arena media subangulosa en 60% y finos de media plasticidad en 35%, baja resistencia en estado seco, dilatancia lenta, tenacidad media, color verdoso, ningún olor, humedad baja, consistencia suave, estructura homogénea, cementación moderada.
OBSERVACIONES:					

CORTE DIRECTO DE SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS
(NTP 339.171-2002)

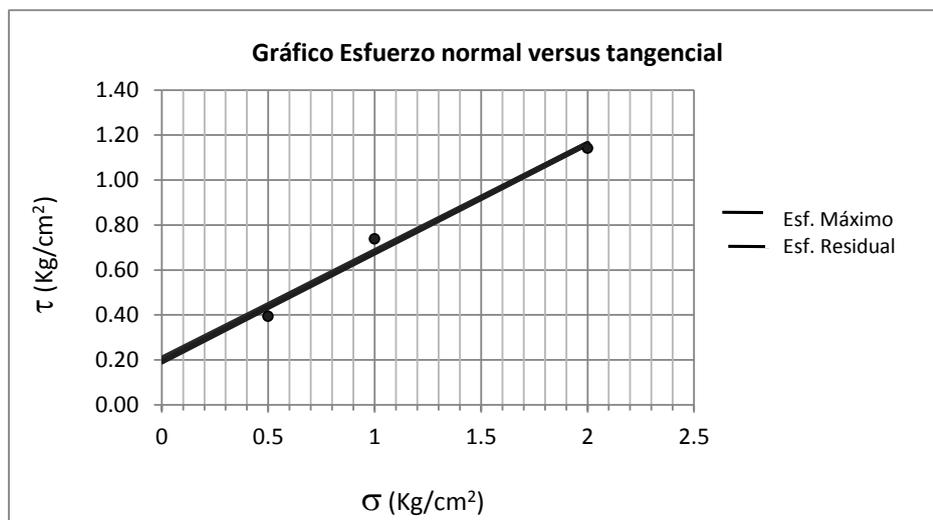
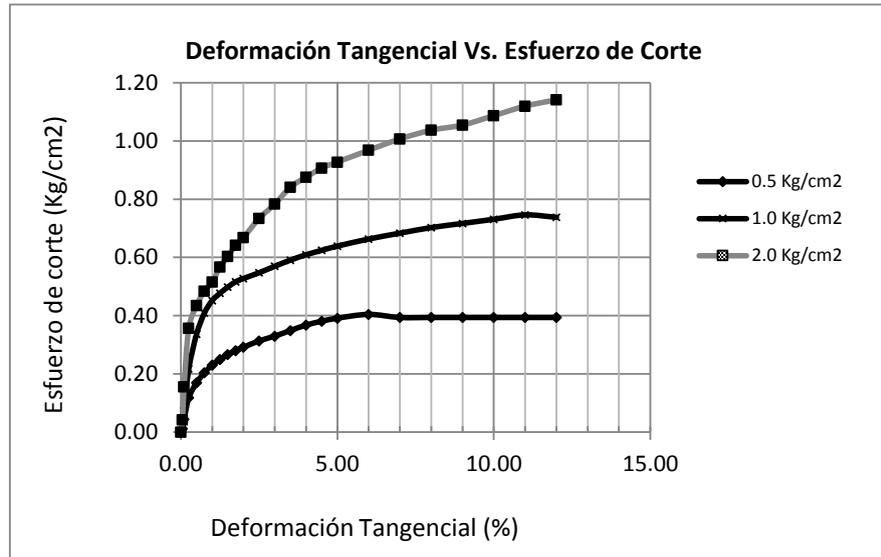
Tesis	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia		
Tesista	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	Fecha : Julio 2017	
Lugar	: Tinyash - Jangas - Huaraz		
Calicata	: C-1T	Muestra : mab-1	Profundidad : 0.00 - 2.20 m.

Esfuerzo Normal	Kg/cm ²	0.50	1.00	2.00
-----------------	--------------------	------	------	------

ESPECIMEN 01			ESPECIMEN 02			ESPECIMEN 03		
Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)
0.00	0.000	0.00000	0.00	0.000	0.00000	0.00	0.000	0.00000
0.05	0.418	0.01160	0.05	0.682	0.01893	0.05	1.529	0.04247
0.10	1.579	0.04387	0.10	2.614	0.07260	0.10	5.606	0.15573
0.25	4.226	0.11740	0.25	7.795	0.21653	0.25	12.828	0.35633
0.50	6.104	0.16957	0.50	12.106	0.33627	0.50	15.656	0.43490
0.75	7.334	0.20373	0.75	14.719	0.40887	0.75	17.417	0.48380
1.00	8.276	0.22990	1.00	16.272	0.45200	1.00	18.553	0.51537
1.25	8.977	0.24937	1.25	17.171	0.47697	1.25	20.417	0.56713
1.50	9.594	0.26650	1.50	17.932	0.49810	1.50	21.720	0.60333
1.75	10.075	0.27987	1.75	18.589	0.51637	1.75	23.093	0.64147
2.00	10.493	0.29147	2.00	18.996	0.52767	2.00	24.062	0.66840
2.50	11.275	0.31320	2.50	19.704	0.54733	2.50	26.430	0.73417
3.00	11.868	0.32967	3.00	20.507	0.56963	3.00	28.189	0.78303
3.50	12.558	0.34883	3.50	21.266	0.59073	3.50	30.290	0.84140
4.00	13.237	0.36770	4.00	21.924	0.60900	4.00	31.520	0.87557
4.50	13.698	0.38050	4.50	22.478	0.62440	4.50	32.662	0.90727
5.00	14.086	0.39127	5.00	22.997	0.63880	5.00	33.392	0.92757
6.00	14.552	0.40423	6.00	23.874	0.66317	6.00	34.858	0.96827
7.00	14.171	0.39363	7.00	24.600	0.68333	7.00	36.263	1.00730
8.00	14.171	0.39363	8.00	25.291	0.70253	8.00	37.334	1.03707
9.00	14.171	0.39363	9.00	25.802	0.71673	9.00	37.970	1.05473
10.00	14.171	0.39363	10.00	26.320	0.73110	10.00	39.134	1.08707
11.00	14.171	0.39363	11.00	26.861	0.74613	11.00	40.310	1.11973
12.00	14.171	0.39363	12.00	26.562	0.73783	12.00	41.098	1.14160

CORTE DIRECTO DE SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS
(NTP 339.171-2002)

Tesis	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia		
Tesista	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	Fecha : Julio 2017	
Lugar	: Tinyash - Jangas - Huaraz		
Calicata	: C-1T	Muestra : mab-1	Profundidad : 0.00 - 2.20 m.



Resistencia Máxima:

C	=	0.21 Kg/cm²
ϕ (°)	=	25.54 °

Resistencia Residual:

C	=	0.19 Kg/cm²
ϕ (°)	=	25.88 °

HOJA RESUMEN - ENSAYOS ESTANDAR - CLASIFICACIÓN SUCS
(NTP 339.134, ASTM D 2487, MTC ANEXO 1)

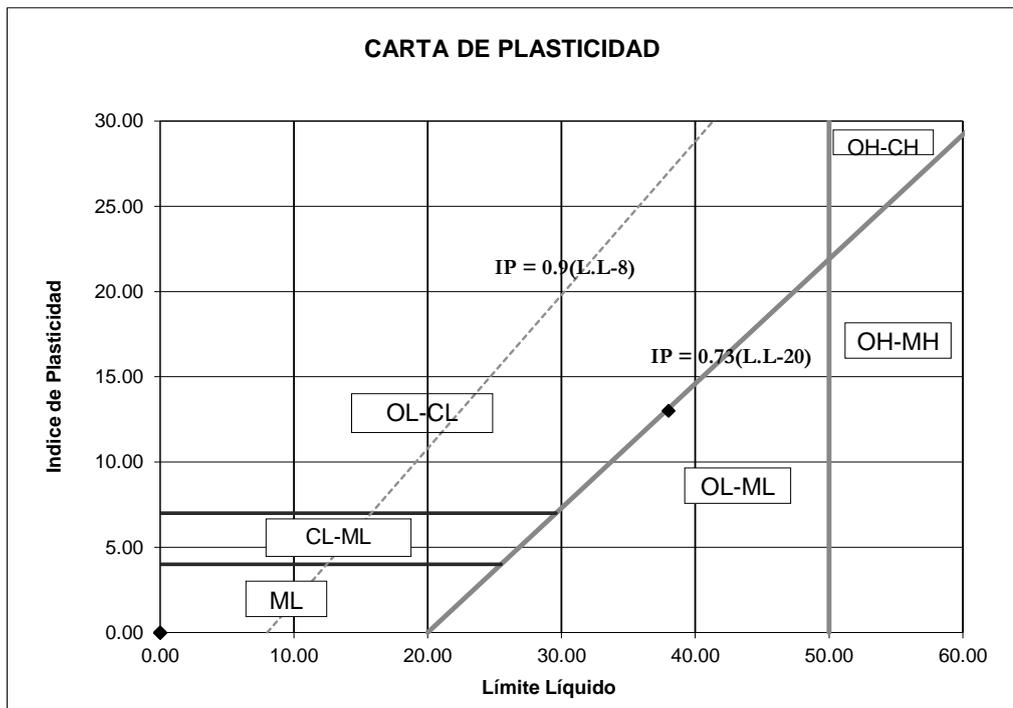
TESIS	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia
TESISTA	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos Fecha : Julio 2017
LUGAR	: Tinyash - Jangas - Huaraz

POZO N°		C-2T			
MUESTRA		mab-1			
PROFUNDIDAD		0.00 - 2.80 m.			
Porcentaje de material que pasa la malla de porción de material < 3"	3"	100.00			
	1 1/2"	100.00			
	3/4"	94.30			
	3/8"	86.79			
	# 4	80.53			
	# 8	75.74			
	# 16	68.65			
	# 30	60.79			
	# 50	53.11			
	# 100	47.74			
	# 200	44.33			
Coef. de Uniformidad Cu		--			
Coef. de Curvatura Cc		--			
Porcentaje de Material	Grava	19.47			
	Arena	36.21			
	Finos	44.33			
Mitad de Fracción Gruesa		27.84			
Limites de	L.L.	38.00			
	L.P.	25.00			
Consistencia	I.P.	13.00			
Humedad Natural (%)		20.47			
Clasificación SUCS		SM			
Descripción		Arena limosa con grava			

HOJA RESUMEN - ENSAYOS ESTANDAR - CLASIFICACIÓN SUCS
(NTP 339.134-1999)

UBICACIÓN DE PUNTOS EN LA CARTA DE PLASTICIDAD

TESIS	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia	
TESISTA	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	Fecha : Julio 2017
LUGAR	: Tinyash - Jangas - Huaraz	
CALICATA	: C-2T	Profundidad : 0.00 - 2.80 m.



REGISTRO DE SONDAJE - DESCRIPCIÓN VISUAL MANUAL DE SUELOS
(NTP 339.150, ASTM D-2487)

REGISTRO DE SONDAJE	
Tesis	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia
Tesista	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos
Lugar	: Tinyash - Jangas - Huaraz Fecha : Julio 2017
Calicata	: C-2T
Tipo de Sondaje	: Cielo Abierto Prof. N.F. : N.E.

PROFUND. (m)	ESPESOR ESTRATO (m)	MUESTRAS OBTENIDAS	SIMBOLO GRAFICO	CLASIFIC. SUCS	DESCRIPCION DEL MATERIAL
2.80	2.80	mab-1		SM	Arena limosa con grava, 10% de bolones y rocas de TM = 500 mm, con grava fina subangulosa en 20%, arena media subangulosa en 35% y finos de media plasticidad en 45%, baja resistencia en estado seco, dilatancia lenta, tenacidad media, color crema amarillento, ningún olor, humedad baja, consistencia suave, estructura homogénea, cementación moderada.

OBSERVACIONES:

CORTE DIRECTO DE SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS
(NTP 339.171-2002)

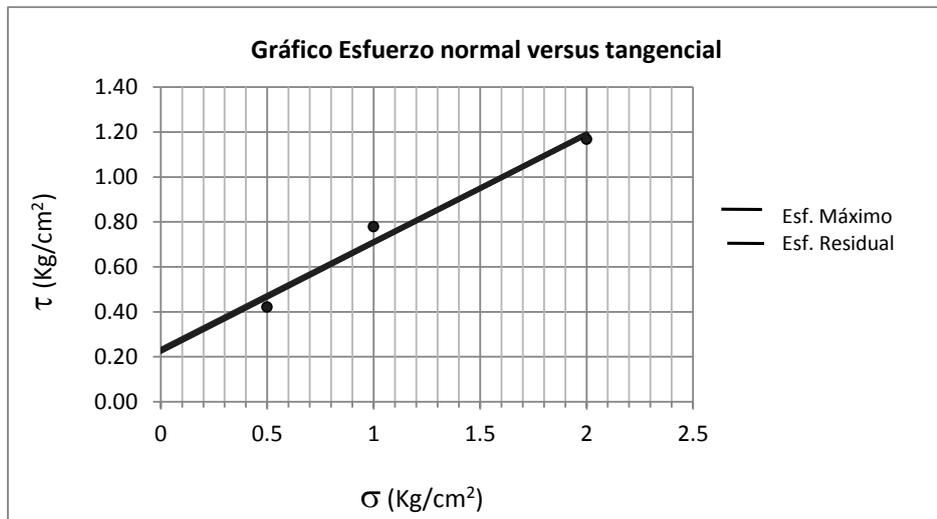
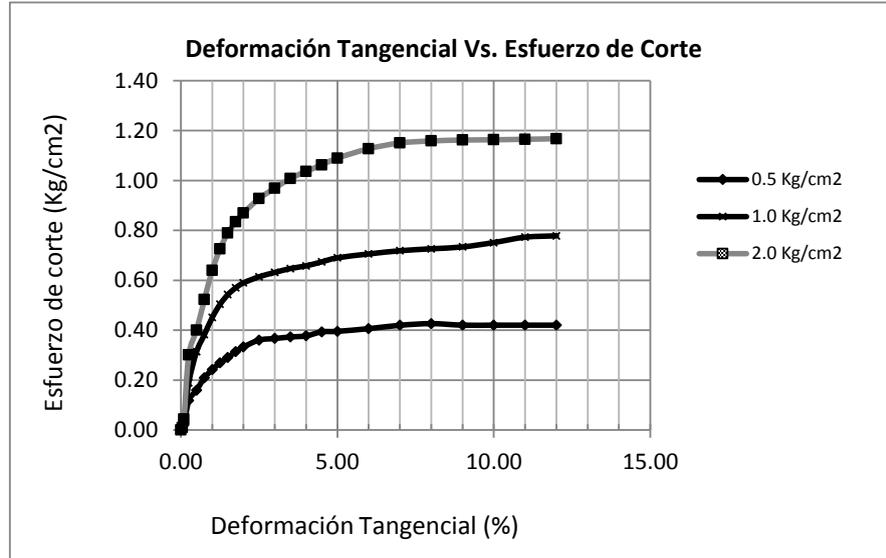
Tesis	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia		
Tesista	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	Fecha : Julio 2017	
Lugar	: Tinyash - Jangas - Huaraz		
Calicata	: C-2T	Muestra : mab-1	Profundidad : 0.00 - 2.80 m.

Esfuerzo Normal	Kg/cm ²	0.50	1.00	2.00
-----------------	--------------------	------	------	------

ESPECIMEN 01			ESPECIMEN 02			ESPECIMEN 03		
Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)
0.00	0.000	0.00000	0.00	0.000	0.00000	0.00	0.000	0.00000
0.05	0.131	0.00363	0.05	0.463	0.01287	0.05	0.355	0.00987
0.10	0.704	0.01957	0.10	1.428	0.03967	0.10	1.558	0.04327
0.25	4.236	0.11767	0.25	6.816	0.18933	0.25	10.822	0.30060
0.50	5.756	0.15990	0.50	11.294	0.31373	0.50	14.414	0.40040
0.75	7.537	0.20937	0.75	13.746	0.38183	0.75	18.806	0.52240
1.00	8.693	0.24147	1.00	16.220	0.45057	1.00	23.018	0.63940
1.25	9.679	0.26887	1.25	18.127	0.50353	1.25	26.126	0.72573
1.50	10.444	0.29010	1.50	19.529	0.54247	1.50	28.423	0.78953
1.75	11.306	0.31407	1.75	20.509	0.56970	1.75	30.017	0.83380
2.00	11.988	0.33300	2.00	21.226	0.58960	2.00	31.330	0.87027
2.50	12.973	0.36037	2.50	22.105	0.61403	2.50	33.386	0.92740
3.00	13.196	0.36657	3.00	22.726	0.63127	3.00	34.892	0.96923
3.50	13.418	0.37273	3.50	23.296	0.64710	3.50	36.282	1.00783
4.00	13.577	0.37713	4.00	23.678	0.65773	4.00	37.306	1.03627
4.50	14.153	0.39313	4.50	24.259	0.67387	4.50	38.252	1.06257
5.00	14.234	0.39540	5.00	24.840	0.69000	5.00	39.228	1.08967
6.00	14.620	0.40610	6.00	25.396	0.70543	6.00	40.583	1.12730
7.00	15.108	0.41967	7.00	25.861	0.71837	7.00	41.411	1.15030
8.00	15.344	0.42623	8.00	26.143	0.72620	8.00	41.707	1.15853
9.00	15.124	0.42010	9.00	26.407	0.73353	9.00	41.834	1.16207
10.00	15.124	0.42010	10.00	27.042	0.75117	10.00	41.873	1.16313
11.00	15.124	0.42010	11.00	27.816	0.77267	11.00	41.946	1.16517
12.00	15.124	0.42010	12.00	28.016	0.77823	12.00	42.025	1.16737

CORTE DIRECTO DE SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS
(NTP 339.171-2002)

Tesis	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia		
Tesista	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	Fecha : Julio 2017	
Lugar	: Tinyash - Jangas - Huaraz		
Calicata	: C-2T	Muestra : mab-1	Profundidad : 0.00 - 2.80 m.



Resistencia Máxima:

C	=	0.23 Kg/cm²
ϕ (°)	=	25.60 °

Resistencia Residual:

C	=	0.23 Kg/cm²
ϕ (°)	=	25.76 °

HOJA RESUMEN - ENSAYOS ESTANDAR - CLASIFICACIÓN SUCS
(NTP 339.134, ASTM D 2487, MTC ANEXO 1)

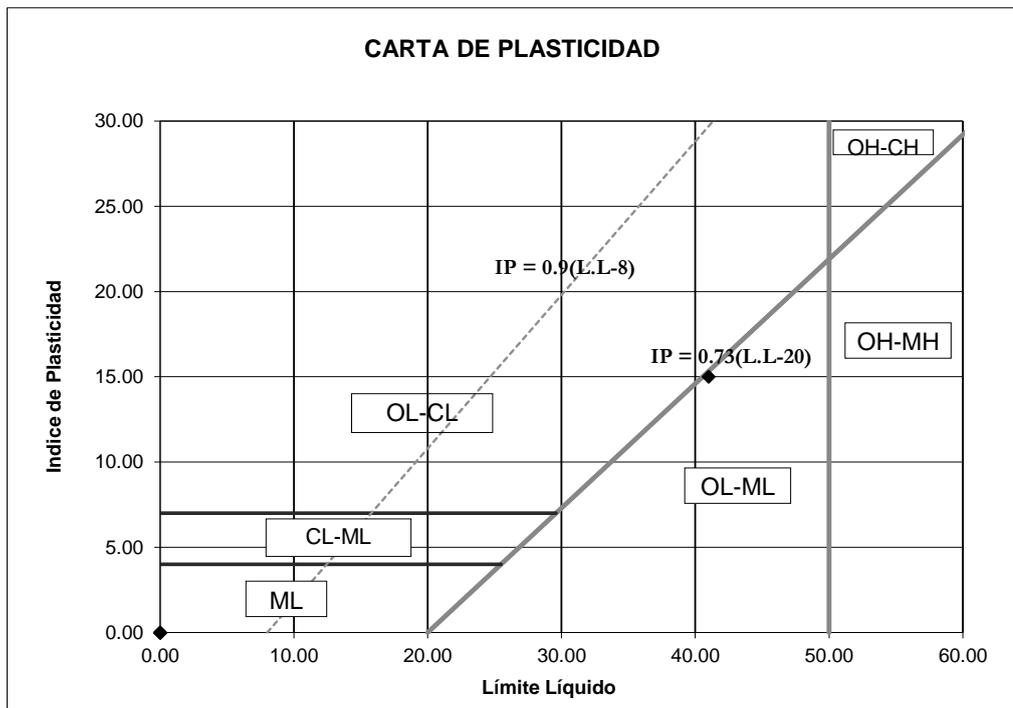
TESIS	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia
TESISTA	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos Fecha : Julio 2017
LUGAR	: Tinyash - Jangas - Huaraz

POZO N°		C-3T			
MUESTRA		mab-1			
PROFUNDIDAD		0.00 - 3.00 m.			
Porcentaje de material que pasa la malla de porción de material < 3"	3"	100.00			
	1 1/2"	93.06			
	3/4"	86.90			
	3/8"	84.79			
	# 4	81.56			
	# 8	77.95			
	# 16	71.89			
	# 30	64.36			
	# 50	53.48			
	# 100	47.77			
# 200	44.26				
Coef. de Uniformidad Cu		--			
Coef. de Curvatura Cc		--			
Porcentaje de Material	Grava	18.44			
	Arena	37.30			
	Finos	44.26			
Mitad de Fracción Gruesa		27.87			
Limites de	L.L.	41.00			
	L.P.	26.00			
Consistencia	I.P.	15.00			
Humedad Natural (%)		13.64			
Clasificación SUCS		SM			
Descripción		Arena limosa con grava			

HOJA RESUMEN - ENSAYOS ESTANDAR - CLASIFICACIÓN SUCS
(NTP 339.134-1999)

UBICACIÓN DE PUNTOS EN LA CARTA DE PLASTICIDAD

TESIS	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia	
TESISTA	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	Fecha : Julio 2017
LUGAR	: Tinyash - Jangas - Huaraz	
CALICATA	: C-3T	Profundidad : 0.00 - 3.00 m.



REGISTRO DE SONDAJE - DESCRIPCIÓN VISUAL MANUAL DE SUELOS
(NTP 339.150, ASTM D-2487)

REGISTRO DE SONDAJE	
Tesis	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia
Tesista	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos
Lugar	: Tinyash - Jangas - Huaraz Fecha : Julio 2017
Calicata	: C-3T
Tipo de Sondaje:	Cielo Abierto Prof. N.F. : N.E.

PROFUND. (m)	ESPESOR ESTRATO (m)	MUESTRAS OBTENIDAS	SIMBOLO GRAFICO	CLASIFIC. SUCS	DESCRIPCION DEL MATERIAL
3.00	3.00	mab-1		SM	Arena limosa con grava, 20% de bolones y rocas de TM = 1000 mm, con grava gruesa subangulosa en 20%, arena media subangulosa en 35% y finos de media plasticidad en 45%, baja resistencia en estado seco, dilatancia lenta, tenacidad media, color crema amarillento, ningún olor, humedad baja, consistencia suave, estructura homogénea, cementación moderada.
OBSERVACIONES:					

CORTE DIRECTO DE SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS
(NTP 339.171-2002)

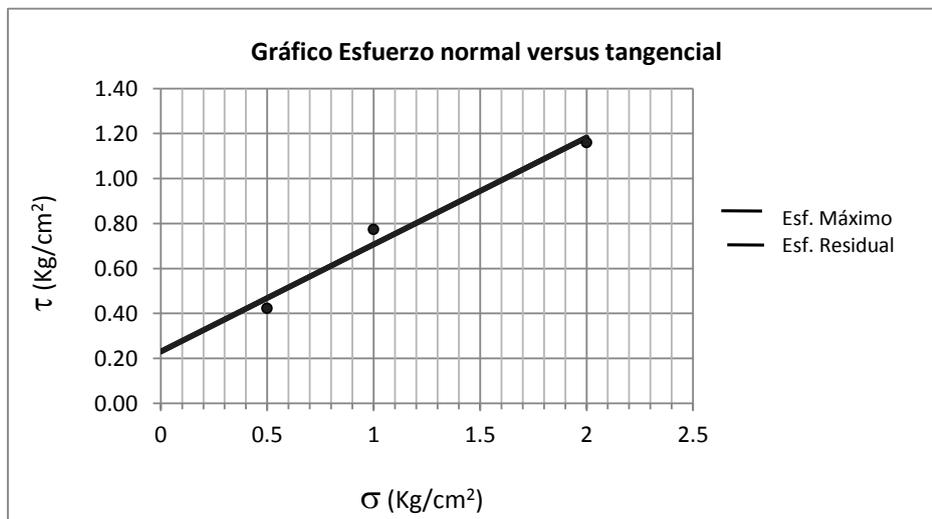
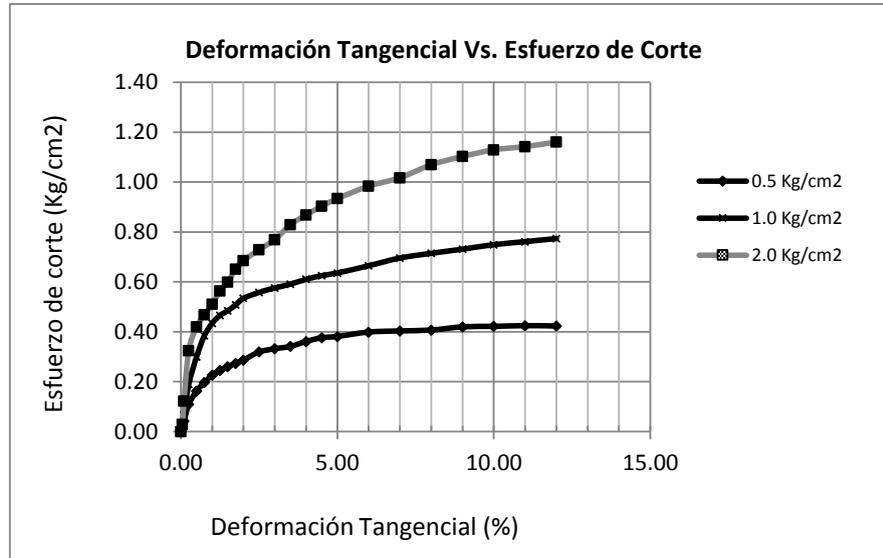
Tesis	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia		
Tesista	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	Fecha : Julio 2017	
Lugar	: Tinyash - Jangas - Huaraz		
Calicata	: C-3T	Muestra : mab-1	Profundidad : 0.00 - 3.00 m.

Esfuerzo Normal	Kg/cm ²	0.50	1.00	2.00
-----------------	--------------------	------	------	------

ESPECIMEN 01			ESPECIMEN 02			ESPECIMEN 03		
Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)
0.00	0.000	0.00000	0.00	0.000	0.00000	0.00	0.000	0.00000
0.05	0.422	0.01173	0.05	0.558	0.01550	0.05	1.025	0.02847
0.10	1.518	0.04217	0.10	2.413	0.06703	0.10	4.385	0.12180
0.25	3.920	0.10890	0.25	6.839	0.18997	0.25	11.682	0.32450
0.50	5.845	0.16237	0.50	10.772	0.29923	0.50	15.085	0.41903
0.75	7.075	0.19653	0.75	13.843	0.38453	0.75	16.838	0.46773
1.00	8.146	0.22627	1.00	15.625	0.43403	1.00	18.373	0.51037
1.25	8.838	0.24550	1.25	16.759	0.46553	1.25	20.276	0.56323
1.50	9.374	0.26040	1.50	17.435	0.48430	1.50	21.557	0.59880
1.75	9.844	0.27343	1.75	18.278	0.50773	1.75	23.449	0.65137
2.00	10.325	0.28680	2.00	19.225	0.53403	2.00	24.653	0.68480
2.50	11.479	0.31887	2.50	20.078	0.55773	2.50	26.239	0.72887
3.00	11.945	0.33180	3.00	20.717	0.57547	3.00	27.692	0.76923
3.50	12.283	0.34120	3.50	21.265	0.59070	3.50	29.854	0.82927
4.00	13.003	0.36120	4.00	21.967	0.61020	4.00	31.242	0.86783
4.50	13.535	0.37597	4.50	22.494	0.62483	4.50	32.519	0.90330
5.00	13.720	0.38110	5.00	22.878	0.63550	5.00	33.617	0.93380
6.00	14.356	0.39877	6.00	23.923	0.66453	6.00	35.408	0.98357
7.00	14.518	0.40327	7.00	25.040	0.69557	7.00	36.618	1.01717
8.00	14.647	0.40687	8.00	25.718	0.71440	8.00	38.494	1.06927
9.00	15.108	0.41967	9.00	26.317	0.73103	9.00	39.689	1.10247
10.00	15.176	0.42157	10.00	26.965	0.74903	10.00	40.649	1.12913
11.00	15.278	0.42440	11.00	27.401	0.76113	11.00	41.118	1.14217
12.00	15.224	0.42290	12.00	27.852	0.77367	12.00	41.773	1.16037

CORTE DIRECTO DE SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS
(NTP 339.171-2002)

Tesis	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia		
Tesista	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	Fecha : Julio 2017	
Lugar	: Tinyash - Jangas - Huaraz		
Calicata	: C-3T	Muestra : mab-1	Profundidad : 0.00 - 3.00 m.



Resistencia Máxima:

C	=	0.23 Kg/cm²
φ (°)	=	25.44 °

Resistencia Residual:

C	=	0.23 Kg/cm²
φ (°)	=	25.48 °

HOJA RESUMEN - ENSAYOS ESTANDAR - CLASIFICACIÓN SUCS
(NTP 339.134, ASTM D 2487, MTC ANEXO 1)

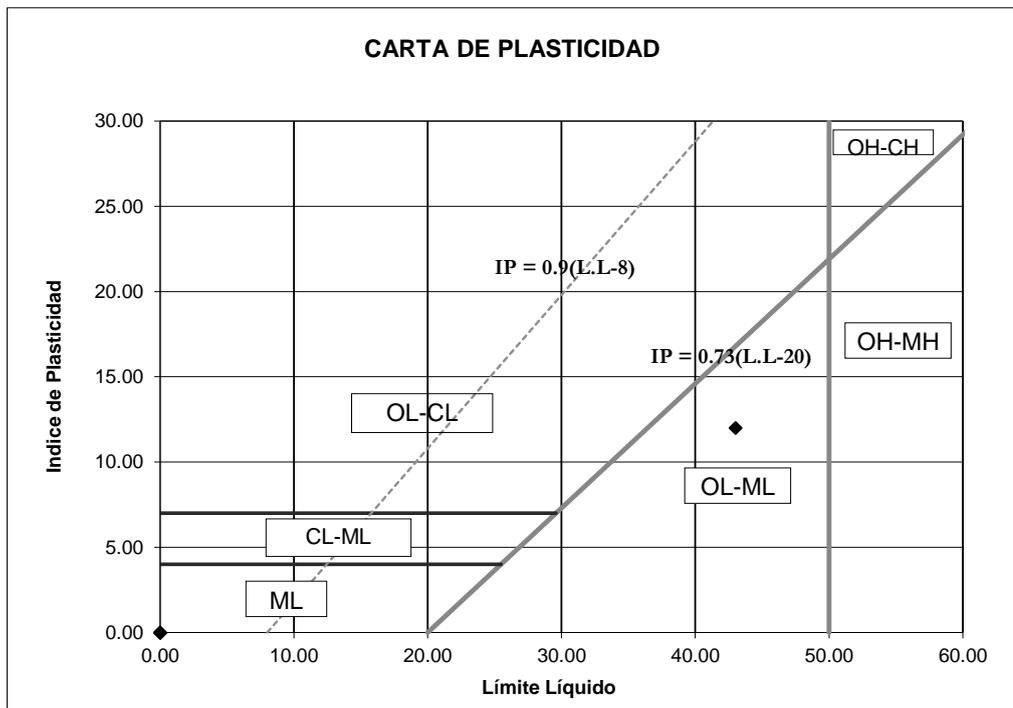
TESIS	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia
TESISTA	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos Fecha : Julio 2017
LUGAR	: Tinyash - Jangas - Huaraz

POZO N°		C-4T			
MUESTRA		mab-1			
PROFUNDIDAD		0.00 - 2.50 m.			
Porcentaje de material que pasa la malla de porción de material < 3"	3"	100.00			
	1 1/2"	100.00			
	3/4"	100.00			
	3/8"	97.16			
	# 4	88.51			
	# 8	79.95			
	# 16	70.44			
	# 30	63.07			
	# 50	57.49			
	# 100	50.21			
# 200	47.40				
Coef. de Uniformidad Cu		--			
Coef. de Curvatura Cc		--			
Porcentaje de Material	Grava	11.49			
	Arena	41.11			
	Finos	47.40			
Mitad de Fracción Gruesa		26.30			
Limites de	L.L.	43.00			
	L.P.	31.00			
Consistencia	I.P.	12.00			
Humedad Natural (%)		17.51			
Clasificación SUCS		SM			
Descripción		Arena limosa			

HOJA RESUMEN - ENSAYOS ESTANDAR - CLASIFICACIÓN SUCS
(NTP 339.134-1999)

UBICACIÓN DE PUNTOS EN LA CARTA DE PLASTICIDAD

TESIS	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia	
TESISTA	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	Fecha : Julio 2017
LUGAR	: Tinyash - Jangas - Huaraz	
CALICATA	: C-4T	Profundidad : 0.00 - 2.50 m.



REGISTRO DE SONDAJE - DESCRIPCIÓN VISUAL MANUAL DE SUELOS
(NTP 339.150, ASTM D-2487)

REGISTRO DE SONDAJE	
Tesis	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia
Tesista	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos
Lugar	: Tinyash - Jangas - Huaraz Fecha : Julio 2017
Calicata	: C-4T
Tipo de Sondaje:	Cielo Abierto Prof. N.F. : N.E.

PROFUND. (m)	ESPESOR ESTRATO (m)	MUESTRAS OBTENIDAS	SIMBOLO GRAFICO	CLASIFIC. SUCS	DESCRIPCION DEL MATERIAL
2.50	2.50	mab-1		SM	Arena limosa, 20% de bolones y rocas de TM = 1200 mm, con grava fina subangulosa en 10%, arena media subangulosa en 40% y finos de media plasticidad en 50%, media resistencia en estado seco, dilatancia lenta, tenacidad media, color crema amarillento, ningún olor, humedad baja, consistencia suave, estructura homogénea, cementación moderada.
OBSERVACIONES:					

CORTE DIRECTO DE SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS
(NTP 339.171-2002)

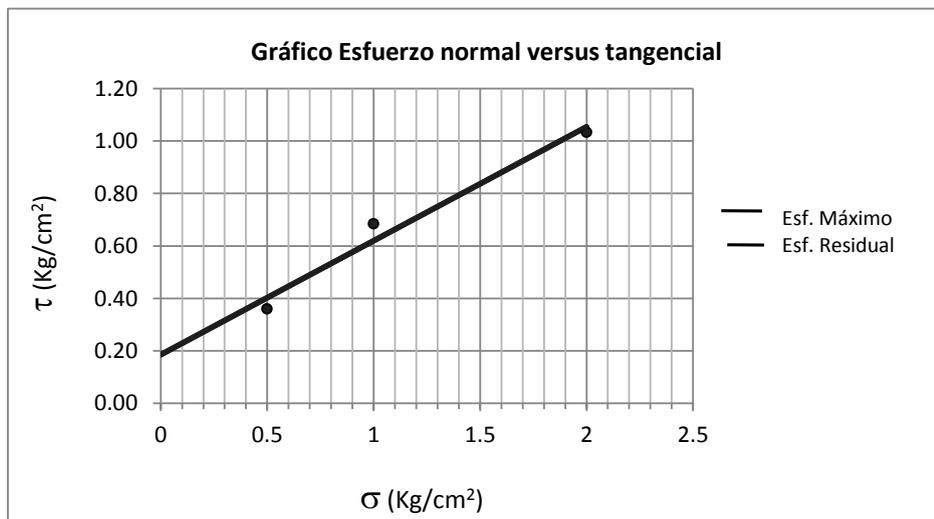
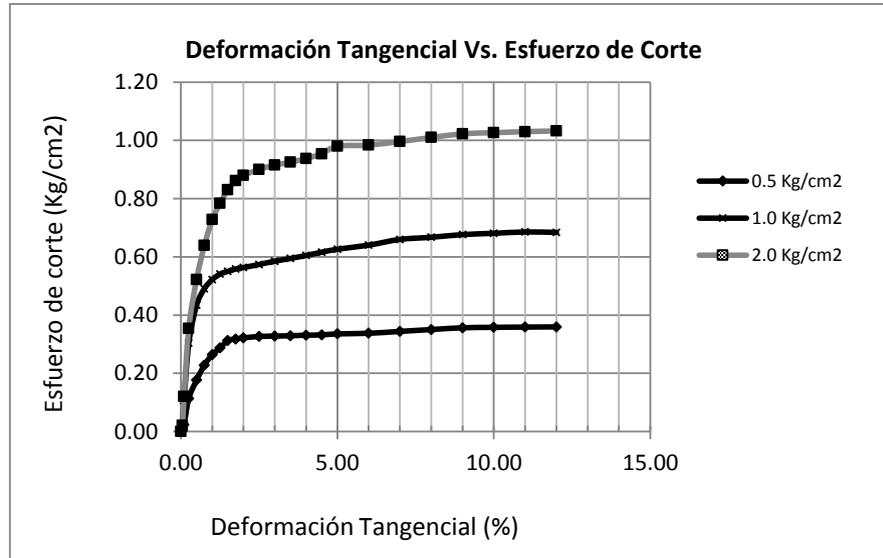
Tesis	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia		
Tesista	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	Fecha : Julio 2017	
Lugar	: Tinyash - Jangas - Huaraz		
Calicata	: C-4T	Muestra : mab-1	Profundidad : 0.00 - 2.50 m.

Esfuerzo Normal	Kg/cm ²	0.50	1.00	2.00
-----------------	--------------------	------	------	------

ESPECIMEN 01			ESPECIMEN 02			ESPECIMEN 03		
Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)
0.00	0.000	0.00000	0.00	0.000	0.00000	0.00	0.000	0.00000
0.05	0.102	0.00283	0.05	0.530	0.01473	0.05	0.772	0.02143
0.10	0.828	0.02300	0.10	3.830	0.10640	0.10	4.339	0.12053
0.25	4.074	0.11317	0.25	10.910	0.30307	0.25	12.751	0.35420
0.50	6.356	0.17657	0.50	15.619	0.43387	0.50	18.798	0.52217
0.75	8.194	0.22760	0.75	17.665	0.49070	0.75	23.008	0.63910
1.00	9.499	0.26387	1.00	18.790	0.52193	1.00	26.210	0.72807
1.25	10.326	0.28683	1.25	19.464	0.54067	1.25	28.214	0.78373
1.50	11.246	0.31240	1.50	19.807	0.55020	1.50	29.887	0.83020
1.75	11.434	0.31760	1.75	20.094	0.55817	1.75	31.033	0.86203
2.00	11.579	0.32163	2.00	20.275	0.56320	2.00	31.668	0.87967
2.50	11.748	0.32633	2.50	20.660	0.57390	2.50	32.425	0.90070
3.00	11.798	0.32773	3.00	21.061	0.58503	3.00	32.940	0.91500
3.50	11.843	0.32897	3.50	21.396	0.59433	3.50	33.308	0.92523
4.00	11.909	0.33080	4.00	21.773	0.60480	4.00	33.763	0.93787
4.50	11.947	0.33187	4.50	22.170	0.61583	4.50	34.356	0.95433
5.00	12.076	0.33543	5.00	22.543	0.62620	5.00	35.276	0.97990
6.00	12.145	0.33737	6.00	23.046	0.64017	6.00	35.419	0.98387
7.00	12.379	0.34387	7.00	23.758	0.65993	7.00	35.868	0.99633
8.00	12.610	0.35027	8.00	24.022	0.66727	8.00	36.360	1.01000
9.00	12.829	0.35637	9.00	24.353	0.67647	9.00	36.817	1.02270
10.00	12.880	0.35777	10.00	24.511	0.68087	10.00	36.956	1.02657
11.00	12.912	0.35867	11.00	24.677	0.68547	11.00	37.087	1.03020
12.00	12.936	0.35933	12.00	24.624	0.68400	12.00	37.174	1.03260

CORTE DIRECTO DE SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS
(NTP 339.171-2002)

Tesis	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia		
Tesista	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	Fecha : Julio 2017	
Lugar	: Tinyash - Jangas - Huaraz		
Calicata	: C-4T	Muestra : mab-1	Profundidad : 0.00 - 2.50 m.



Resistencia Máxima:

C	=	0.19 Kg/cm²
φ (°)	=	23.48 °

Resistencia Residual:

C	=	0.19 Kg/cm²
φ (°)	=	23.49 °

HOJA RESUMEN - ENSAYOS ESTANDAR - CLASIFICACIÓN SUCS
(NTP 339.134, ASTM D 2487, MTC ANEXO 1)

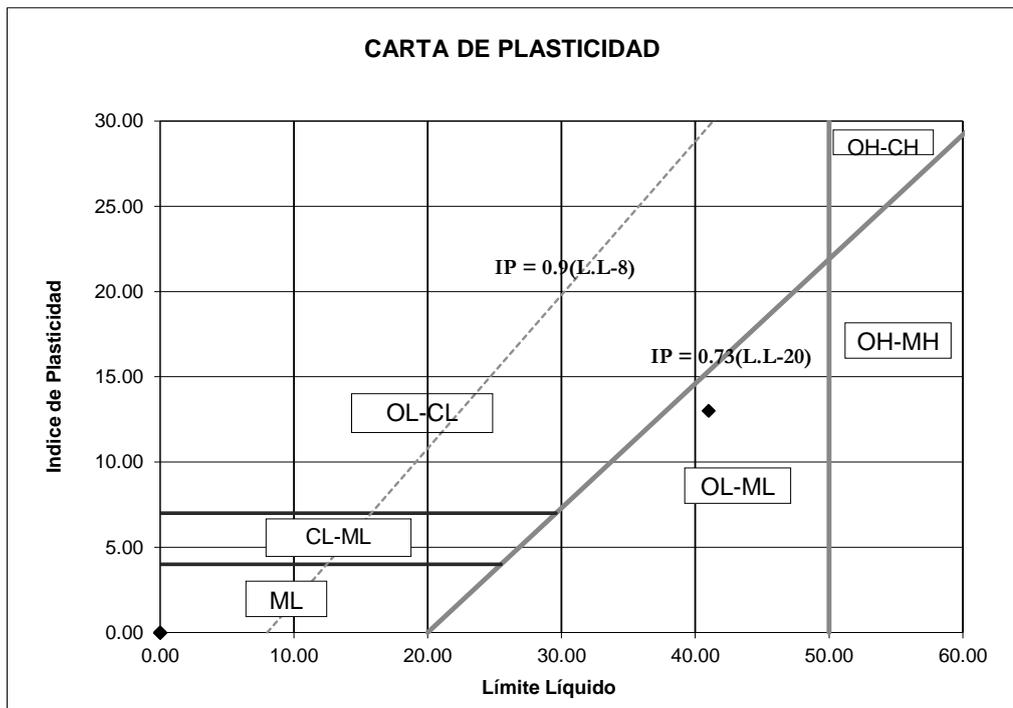
TESIS	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia
TESISTA	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos Fecha : Julio 2017
LUGAR	: Tinyash - Jangas - Huaraz

POZO N°		C-5T			
MUESTRA		mab-1			
PROFUNDIDAD		0.00 - 2.30 m.			
Porcentaje de material que pasa la malla de porción de material < 3"	3"	100.00			
	1 1/2"	100.00			
	3/4"	100.00			
	3/8"	95.19			
	# 4	80.13			
	# 8	72.89			
	# 16	64.10			
	# 30	56.42			
	# 50	51.09			
	# 100	46.26			
# 200	42.49				
Coef. de Uniformidad Cu		--			
Coef. de Curvatura Cc		--			
Porcentaje de Material	Grava	19.87			
	Arena	37.63			
	Finos	42.49			
Mitad de Fracción Gruesa		28.75			
Limites de	L.L.	41.00			
	L.P.	28.00			
Consistencia	I.P.	13.00			
Humedad Natural (%)		17.45			
Clasificación SUCS		SM			
Descripción		Arena limosa con grava			

HOJA RESUMEN - ENSAYOS ESTANDAR - CLASIFICACIÓN SUCS
(NTP 339.134-1999)

UBICACIÓN DE PUNTOS EN LA CARTA DE PLASTICIDAD

TESIS	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia	
TESISTA	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	Fecha : Julio 2017
LUGAR	: Tinyash - Jangas - Huaraz	
CALICATA	: C-5T	Profundidad : 0.00 - 2.30 m.



REGISTRO DE SONDAJE - DESCRIPCIÓN VISUAL MANUAL DE SUELOS
(NTP 339.150, ASTM D-2487)

REGISTRO DE SONDAJE	
Tesis	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia
Tesista	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos
Lugar	: Tinyash - Jangas - Huaraz Fecha : Julio 2017
Calicata	: C-5T
Tipo de Sondaje:	Cielo Abierto Prof. N.F. : N.E.

PROFUND. (m)	ESPESOR ESTRATO (m)	MUESTRAS OBTENIDAS	SIMBOLO GRAFICO	CLASIFIC. SUCS	DESCRIPCION DEL MATERIAL
2.30	2.30	mab-1		SM	Arena limosa con grava, 20% de bolones y rocas de TM = 600 mm, con grava fina subangulosa en 20%, arena media subangulosa en 40% y finos de media plasticidad en 40%, media resistencia en estado seco, dilatancia lenta, tenacidad media, color crema claro, ningún olor, humedad baja, consistencia suave, estructura homogénea, cementación moderada.

OBSERVACIONES:

CORTE DIRECTO DE SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS
(NTP 339.171-2002)

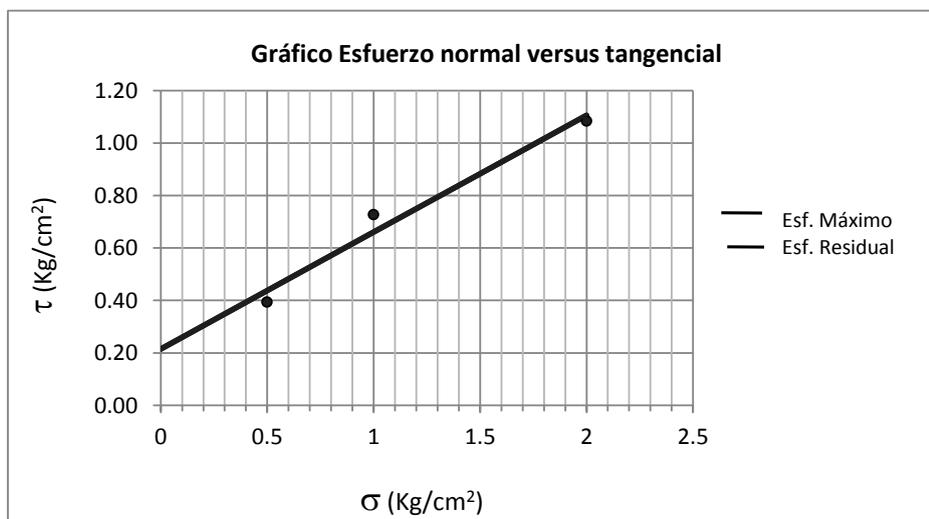
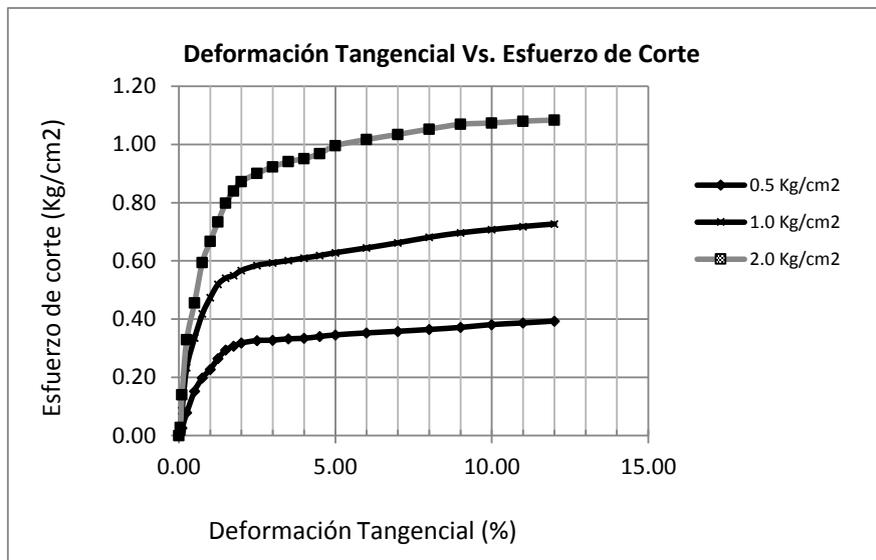
Tesis	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia		
Tesista	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	Fecha : Julio 2017	
Lugar	: Tinyash - Jangas - Huaraz		
Calicata	: C-5T	Muestra : mab-1	Profundidad : 0.00 - 2.30 m.

Esfuerzo Normal	Kg/cm ²	0.50	1.00	2.00
-----------------	--------------------	------	------	------

ESPECIMEN 01			ESPECIMEN 02			ESPECIMEN 03		
Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)
0.00	0.000	0.00000	0.00	0.000	0.00000	0.00	0.000	0.00000
0.05	0.170	0.00473	0.05	0.498	0.01383	0.05	1.014	0.02817
0.10	0.918	0.02550	0.10	3.076	0.08543	0.10	5.059	0.14053
0.25	2.827	0.07853	0.25	8.414	0.23373	0.25	11.849	0.32913
0.50	5.494	0.15260	0.50	12.056	0.33490	0.50	16.410	0.45583
0.75	7.136	0.19823	0.75	15.044	0.41790	0.75	21.413	0.59480
1.00	8.177	0.22713	1.00	17.048	0.47357	1.00	24.010	0.66693
1.25	9.534	0.26483	1.25	18.707	0.51963	1.25	26.423	0.73397
1.50	10.591	0.29420	1.50	19.482	0.54117	1.50	28.736	0.79823
1.75	11.054	0.30707	1.75	19.801	0.55003	1.75	30.256	0.84043
2.00	11.444	0.31790	2.00	20.426	0.56740	2.00	31.409	0.87247
2.50	11.748	0.32633	2.50	21.049	0.58470	2.50	32.425	0.90070
3.00	11.798	0.32773	3.00	21.371	0.59363	3.00	33.229	0.92303
3.50	11.969	0.33247	3.50	21.638	0.60107	3.50	33.881	0.94113
4.00	12.022	0.33393	4.00	21.956	0.60990	4.00	34.255	0.95153
4.50	12.245	0.34013	4.50	22.255	0.61820	4.50	34.861	0.96837
5.00	12.449	0.34580	5.00	22.615	0.62820	5.00	35.849	0.99580
6.00	12.694	0.35260	6.00	23.204	0.64457	6.00	36.613	1.01703
7.00	12.892	0.35810	7.00	23.840	0.66223	7.00	37.243	1.03453
8.00	13.118	0.36440	8.00	24.523	0.68120	8.00	37.903	1.05287
9.00	13.374	0.37150	9.00	25.073	0.69647	9.00	38.492	1.06923
10.00	13.723	0.38120	10.00	25.480	0.70777	10.00	38.659	1.07387
11.00	13.926	0.38683	11.00	25.855	0.71820	11.00	38.885	1.08013
12.00	14.161	0.39337	12.00	26.164	0.72677	12.00	39.014	1.08373

CORTE DIRECTO DE SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS
(NTP 339.171-2002)

Tesis	: Análisis de Alternativas Técnico-Económicas para estabilizar el talud ubicado en el Km. 3+310 al 3+490 de la vía Chontayoc - Tinyash, distrito de Independencia		
Tesista	: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	Fecha : Julio 2017	
Lugar	: Tinyash - Jangas - Huaraz		
Calicata	: C-5T	Muestra : mab-1	Profundidad : 0.00 - 2.30 m.



Resistencia Máxima:

C	=	0.21 Kg/cm²
φ (°)	=	24.01 °

Resistencia Residual:

C	=	0.21 Kg/cm²
φ (°)	=	24.01 °

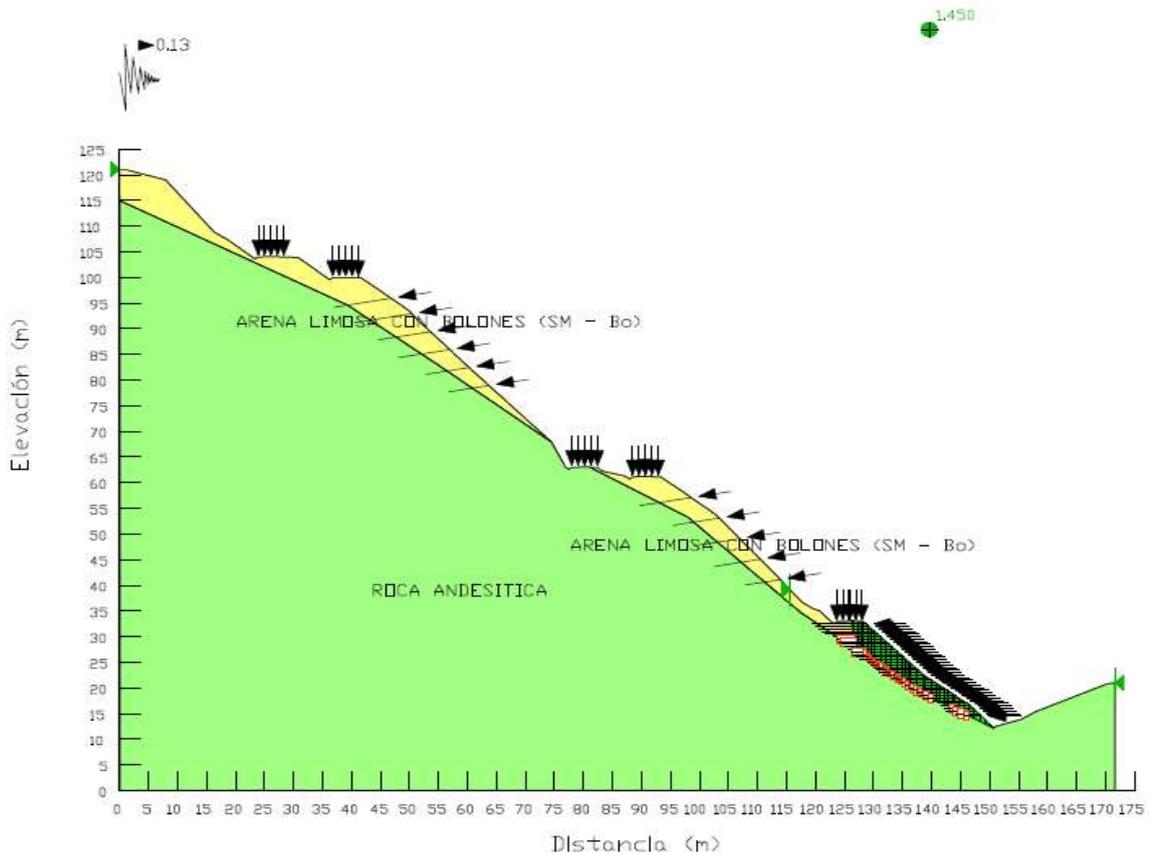
ANEXO B – ANALISIS Y DISEÑO DE LA ZONA 01

ANEXO B.1 – METODOLOGÍA DE
REFORZAMIENTO CON
GEOSINTETICOS ZONA 01

DISEÑO DE GEOSINTETICOS - ZONA 01 - EJE "A-A"

1.0. CONDICIONES GEOMÉTRICAS DEL TALUD Y SUPERFICIE DE FALLA

Eje	:	A-A	
Talud	:	Inferior	
Análisis	:	Pseudoestático	
F.S.	:	0.892	Morgenstern - Price
Longitud de la Línea de Falla	:	29.17	m
Longitud de la Superficie de Falla	:	30.78	m
Altura de la Superficie de Falla	:	18.75	m
Profundida de la Superficie de Falla	:	3.95	m
Área de la Superficie de Falla	:	80.78	m ²



2.0. PARÁMETROS DE DISEÑO DEL REFUERZO

2.1. Resistencia a la tracción disponible del geotextil

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS}$$

$$FS = FR_{ID} \times FR_{FL} \times FR_{DQB}$$

Donde:

T_{ult} = Resistencia última del geotextil por el método de la tira ancha (ASTM D4595).

T_{adm} = Resistencia a la tracción disponible del geotextil.

FR_{ID} = Factor de reducción por daños en la instalación.

FR_{FL} = Factor de reducción por fluencia o creep.

FR_{DQB} = Factor de reducción por degradación química y biológica.

Tabla 1

Factores de Reducción para Geotextiles en aplicaciones de separación y refuerzo.

Área	Daños por Instalación	Por Fluencia o Creep	Degradación Química y Biológica
Separación	1.1 a 2.5	1.5 a 2.5	1.0 a 1.5
Caminos No Pavimentados	1.1 a 2.0	1.5 a 2.5	1.0 a 1.6
Muros de Contención	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.0 a 1.7
Terraplenes sobre Suelos Blandos	1.1 a 2.0	2.0 a 3.5	1.0 a 1.8
Fundaciones	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.0 a 1.9
Estabilidad de Taludes	1.1 a 1.5	2.0 a 3.0	1.0 a 1.10
Ferrocarriles	1.5 a 3.0	1.0 a 1.5	1.5 a 2.0

Los geotextiles que podrían utilizarse como alternativas de refuerzo son T1700, T2100, T2400, TR4000 Y TR6000.

$$FS = 1.2 \times 2.5 \times 1$$

$$FS = 3$$

* Geotextil Tejido 1700:

$$T_{ult} = 22 \text{ kN/m (Ver Apéndice A: Especificaciones de Productos)}$$

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS}$$

$$T_{adm} = \frac{22}{3}$$

$$T_{adm} = 7.3333 \text{ kN/m}$$

Ancho del rollo: 3.85 m

Ancho neto: 2.85 m

$$T_{adm} = 20.9 \text{ kN}$$

* Geotextil Tejido 2100:

$$T_{ult} = 33 \text{ kN/m (Ver Apéndice A: Especificaciones de Productos)}$$

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS}$$
$$T_{adm} = \frac{33}{3}$$

$$T_{adm} = 11 \text{ kN/m}$$

Ancho del rollo: 3.85 m

Ancho neto: 2.85 m

$$T_{adm} = 31.35 \text{ kN}$$

5. Análisis de estabilidad del talud sin refuerzo. Es más preciso y más fácil utilizar algún programa de estabilidad, en este caso se utilizó el GeoStudio 2007 version 7.10 build 4143 - SLOPE/W (Student License)

- Es importante tener en cuenta que cuando se realice el análisis de estabilidad se deben utilizar las propiedades geométricas de los suelos, las del suelo de fundación y las del material que se utilizará para construir los terraplenes, con el objetivo de analizar las diferentes superficies de falla.

- No solo se debe tener en cuenta la superficie de falla crítica si no también todas aquellas superficies de falla que su FS se menor a 1.25 en un análisis pseudoestático.

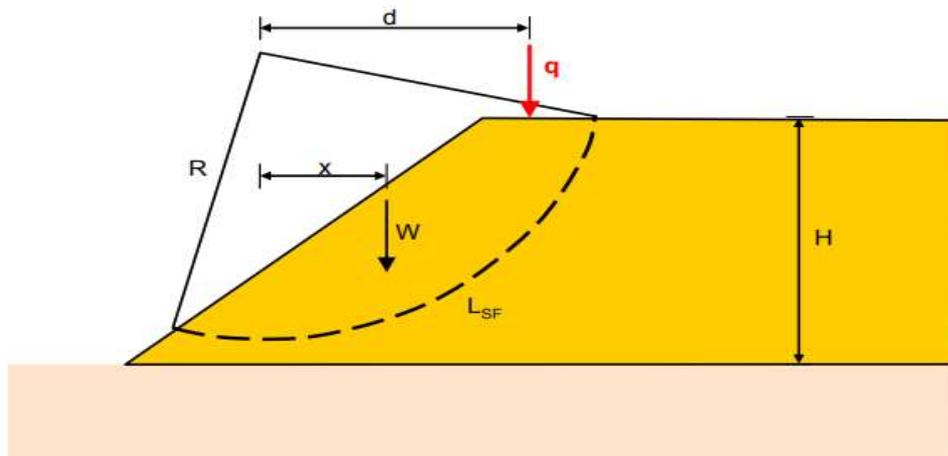
Propiedades Geomecánicas del Relleno

$$\delta_t = 22.1 \text{ KN/m}^3$$

$$w_{\%} = 11.09 \%$$

$$\phi' = 23.49^\circ$$

$$IP = 15 \%$$



6. Diseño del refuerzo necesario para la estabilidad del talud

* Cálculo de momentos M_D M_R

$$M_D = WxX + qxd$$

$$M_R = M_D \times FS_U$$

$$M_R = (WxX + qxd) \times FS_U$$

$$W = 80.78 \quad x \quad 22.1 = 1785.238 \quad \text{kN/m}$$

$$X = 8.99 \quad \text{m}$$

$$d = 17.604 \quad \text{m}$$

$$q = 10 \quad \text{kN/m}$$

$$M_D = 16225.33 \quad \text{kN-m/m}$$

$$FS_U = 0.892$$

FS_U = Factor de seguridad del talud sin refuerzo

FS_R = Factor de seguridad requerido

R = Radio de falla

$$M_R = 14472.994 \quad \text{kN-m/m}$$

$$R = 23.38 \quad \text{m}$$

$$T_{TOTAL} = \frac{(FS_R - FS_U)M_D}{R}$$

$$T_{TOTAL} = 248.44964 \quad \text{kN/m} \quad \text{Fuerza total a la tensión que suministra el refuerzo}$$

* Determinación de la distribución de esfuerzos

Se recomienda por aspectos constructivos espesores de capa entre 25 y 50 cm y también una distribución uniforme.

$$T_g = \frac{T_{TOTAL}}{\text{Espaciamientos requeridos}} \quad \text{Fuerza necesaria de cada geotextil}$$

$$T_g = 6.6253 \quad \text{kN/m}$$

El geotextil tejido T1700 presenta un T_{Ult} de 7.33 kN/m

Capas teniendo en cuenta la recomendación constructiva de un espesor máximo de 50 cm se recomienda capas espaciadas 50 cm.

* Determinación de la longitud de empotramiento L_e :

$$L_e = \frac{T_{adm} \times FS}{F \alpha x \sigma' x 2}$$

$$FS = 1.5$$

$$T_{adm} = 7.3333 \quad \text{KN/m}$$

$$F = 2/3 \tan \emptyset = 0.2897366$$

$$\alpha = 0.9 \quad (\text{Factor de transferencia de 0.8 a 1.0})$$

$$\sigma' = \text{Esfuerzo vertical, es función de la profundidad}$$

F = Factor de resistencia de ensayo Pullout,
 si no se tiene disponible el ensayo de Pullout
 use para geotextiles $F=2/3 \tan\phi$, donde ϕ
 es el ángulo de fricción interna.

* La longitud total de las capas de refuerzo deben ser aproximadas a un múltiplo de 0.50 m para facilitar su proceso constructivo. Estas longitudes deben ser revisadas una vez evaluada la estabilidad externa y global del talud.

Donde:

S_v = Espesor de la capa

L_0 = Longitud de dobléz use 1.00 m

L_g = Longitud geométrica que va desde la cara del terraplen hasta la falla

L_e = Longitud de empotramiento detrás de la superficie de falla

L_T = Longitud Total, suma de $S_v + L_0 + L_g + L_e$

Realizamos la siguiente tabla:

Nº Capa	Z (m)	Sv (m)	Lo (m)	Lg (m)	Le (m)	Le min (m)	LT (m)	Lt usar (m)
1	0.5	0.5	1	5.3	1.9088	1	8.709	9.000
2	1	0.5	1	6.15	0.9544	1	8.650	9.000
3	1.5	0.5	1	6.2	0.6363	1	8.700	9.000
4	2	0.5	1	6.2	0.4772	1	8.700	9.000
5	2.5	0.5	1	6.2	0.3818	1	8.700	9.000
6	3	0.5	1	5.4	0.3181	1	7.900	8.000
7	3.5	0.5	1	5.4	0.2727	1	7.900	8.000
8	4	0.5	1	5.3	0.2386	1	7.800	8.000
9	4.5	0.5	1	5.35	0.2121	1	7.850	8.000
10	5	0.5	1	5.3	0.1909	1	7.800	8.000
11	5.5	0.5	1	5.3	0.1735	1	7.800	8.000
12	6	0.5	1	5.2	0.1591	1	7.700	8.000
13	6.5	0.5	1	5.2	0.1468	1	7.700	8.000
14	7	0.5	1	5.15	0.1363	1	7.650	8.000
15	7.5	0.5	1	5.1	0.1273	1	7.600	8.000
16	8	0.5	1	4.5	0.1193	1	7.000	7.000
17	8.5	0.5	1	4.4	0.1123	1	6.900	7.000
18	9	0.5	1	4.4	0.106	1	6.900	7.000
19	9.5	0.5	1	4.35	0.1005	1	6.850	7.000
20	10	0.5	1	4.2	0.0954	1	6.700	7.000
21	10.5	0.5	1	3.9	0.0909	1	6.400	7.000
22	11	0.5	1	3.5	0.0868	1	6.000	6.000
23	11.5	0.5	1	3.4	0.083	1	5.900	6.000
24	12	0.5	1	3.4	0.0795	1	5.900	6.000
25	12.5	0.5	1	3.4	0.0764	1	5.900	6.000
26	13	0.5	1	3.3	0.0734	1	5.800	6.000

27	13.5	0.5	1	3.3	0.0707	1	5.800	6.000
28	14	0.5	1	3.1	0.0682	1	5.600	6.000
29	14.5	0.5	1	3	0.0658	1	5.500	6.000
30	15	0.5	1	2.8	0.0636	1	5.300	6.000
31	15.5	0.5	1	2.5	0.0616	1	5.000	5.000
32	16	0.5	1	2.5	0.0596	1	5.000	5.000
33	16.5	0.5	1	2.4	0.0578	1	4.900	5.000
34	17	0.5	1	2.4	0.0561	1	4.900	5.000
35	17.5	0.5	1	2.3	0.0545	1	4.800	5.000
36	18	0.5	1	1.5	0.053	1	4.000	4.000
37	18.5	0.5	1	0.8	0.0516	1	3.300	3.000

7. Chequeo al deslizamiento

Una vez realizado el diseño de las capas de refuerzo del talud se revisa la estabilidad al deslizamiento del talud reforzado teniendo en cuenta la longitud de la capa inferior del refuerzo, así:

$$FS_D = \frac{\sum \text{Fuerzas Horizontales Resistentes}}{\sum \text{Fuerzas Horizontales Desestabilizantes}}$$

$$FS_D = \frac{(W + P_a \times \text{Sen}\phi) \times \text{Tan}(\delta)}{P_a \times \text{Cos}\phi}$$

$$W = \frac{1}{2} \cdot L^2 \cdot \gamma \cdot \text{Tan}\beta \quad ; \quad \text{para } L < H$$

$$W = \left(L \cdot H - \frac{H^2}{2 \cdot \text{Tan}\beta} \right) \cdot \gamma \quad ; \quad \text{para } L > H$$

FS_D = Factor de seguridad al deslizamiento.

L = Longitud del refuerzo en la capa inferior.

H = Altura del talud.

P_a = Presión activa de tierra.

δ_{sg} = Ángulo de fricción entre el suelo de fundación y el geotextil.

β = Ángulo del talud

$$W = 895.05 \text{ kN/m}$$

El empuje generado por el espaldon del talud es:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \delta_t \cdot H^2$$

$$P_a = 514.63 \text{ kN/m}$$

El factor de seguridad al deslizamiento sera:

$$FS_D = 2.0728 \text{ Mayor que } 1.5 \text{ Ok!}$$

8. Verificación a la estabilidad Global

Análisis	Método	Fs Estatico	Fs Pseudo	Fs Estatico	Fs Pseudo	Check Est	Check Psd
Inicial	Bishop	1.147	0.954	1.5	1.25	Error	Error
	Janbu	1.052	0.859	1.5	1.25	Error	Error
	Mor- Pric	1.095	0.892	1.5	1.25	Error	Error
Estabilizado	Bishop	2.048	1.569	1.5	1.25	Ok	Ok
	Janbu	1.887	1.415	1.5	1.25	Ok	Ok
	Mor- Pric	1.934	1.450	1.5	1.25	Ok	Ok

SLOPE/W Analysis

Report generated using GeoStudio 2007, version 7.10. Copyright © 1991-2008 GEO-SLOPE International Ltd.

File Information

Title: TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"

Comments: ZONA DE DESLIZAMIENTO 01 - EJE "A-A" - PARTE INFERIOR ESTABILIZADO METODOLOGÍA DE REFORZAMIENTO CON GEOSINTÉTICOS - ANALISIS PSEUDOESTÁTICO

Created By: BACHILLER INGENIERÍA CIVIL: PACCINI SÁNCHEZ, JEAN CARLOS

Revision Number: 94

Date: 23/07/2018

Time: 09:39:59 p.m.

File Name: EJE A-A ESTABILIZADO REFORZAMIENTO CON GEOSINTETICOS Z-01 PSEUDOESTÁTICO.gsz

Directory: H:\TESIS INGENIERÍA CIVIL\A-A\EJE A-A INFERIOR\

Last Solved Date: 24/07/2018

Last Solved Time: 05:58:15 a.m.

Project Settings

Length(L) Units: meters

Time(t) Units: Seconds

Force(F) Units: kN

Pressure(p) Units: kPa

Strength Units: kPa

Unit Weight of Water: 9.807 kN/m³

View: 2D

Analysis Settings

SLOPE/W Analysis

Kind: SLOPE/W

Method: Morgenstern-Price

Settings

Side Function

Interslice force function option: Half-Sine

PWP Conditions Source: (none)

SlipSurface

Direction of movement: Left to Right

Allow Passive Mode: No

Slip Surface Option: Auto-Search

Critical slip surfaces saved: 1

Optimize Critical Slip Surface Location: Yes

Tension Crack

Tension Crack Option: (none)

FOS Distribution

FOS Calculation Option: Constant

Advanced

Number of Slices: 30

Optimization Tolerance: 0.01

Minimum Slip Surface Depth: 0.1 m

Minimum Slice Width: 0.1 m

Optimization Maximum Iterations: 2000

Optimization Convergence Tolerance: 1e-007

Starting Optimization Points: 8

Ending Optimization Points: 16

Complete Passes per Insertion: 1

Materials

ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)

Model: **Mohr-Coulomb**
Unit Weight: **22.1 kN/m³**
Cohesion: **19 kPa**
Phi: **23.49 °**
Phi-B: **0 °**

ROCA ANDESITICA

Model: **Bedrock (Impenetrable)**

Slip Surface Limits

Left Coordinate: **(115.6237, 39.095377) m**
Right Coordinate: **(171.61178, 21.010671) m**

Surcharge Loads

Surcharge Load 1

Surcharge (Unit Weight): **10 kN/m³**
Direction: **Vertical**

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	123.69085	32.964579
	125.903	33.024312
	128.18695	32.950591

Seismic Loads

Horz Seismic Load: **0.13**
Ignore seismic load in strength: **No**

Reinforcements

Reinforcement 1

Type: **Anchor**
Outside Point: **(63.6732, 78.9315) m**
Inside Point: **(56.779477, 77.715951) m**
Slip Surface Intersection: **(0, 0) m**
Total Length: **7.0000693 m**
Reinforcement Direction: **10 °**
Applied Load Option: **Variable**
F of S Dependent: **No**
Bond Length: **3 m**
Bond Diameter: **0.3 m**
Bond Safety Factor: **1.5**
Bond Skin Friction: **750 kPa**
Bond Resistance: **157.07963 kN/m**
Anchor Spacing: **3 m**
Bar Capacity: **1407.78 kN**
Bar Safety Factor: **2**
Bar Load: **234.63 kN**
Load Distribution: **Conc. in 1 slice**
Shear Capacity: **0 kN**
Shear Safety Factor: **1**
Shear Option: **Parallel to Slip**
Shear Load: **0 kN**

Applied Load: 234.63 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 2

Type: Anchor
Outside Point: (60.2515, 82.4315) m
Inside Point: (52.865473, 81.129144) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 7.4999681 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.3 m
Bond Safety Factor: 1.5
Bond Skin Friction: 750 kPa
Bond Resistance: 157.07963 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1407.78 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 234.63 kN
Load Distribution: Conc. in 1 slice
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 234.63 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 3

Type: Anchor
Outside Point: (56.9214, 85.9315) m
Inside Point: (48.058065, 84.368655) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 9.0000664 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.3 m
Bond Safety Factor: 1.5
Bond Skin Friction: 750 kPa
Bond Resistance: 157.07963 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1407.78 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 234.63 kN
Load Distribution: Conc. in 1 slice
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 234.63 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m

Governing Component: **Bond**

Reinforcement 4

Type: **Anchor**
Outside Point: (53.5912, 89.4315) m
Inside Point: (44.727925, 87.868665) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 9.0000057 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: **Variable**
F of S Dependent: **No**
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.3 m
Bond Safety Factor: 1.5
Bond Skin Friction: 750 kPa
Bond Resistance: 157.07963 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1407.78 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 234.63 kN
Load Distribution: **Conc. in 1 slice**
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: **Parallel to Slip**
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 234.63 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: **Bond**

Reinforcement 5

Type: **Anchor**
Outside Point: (50.4217, 92.9315) m
Inside Point: (40.573559, 91.195007) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 10.000065 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: **Variable**
F of S Dependent: **No**
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.3 m
Bond Safety Factor: 1.5
Bond Skin Friction: 750 kPa
Bond Resistance: 157.07963 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1407.78 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 234.63 kN
Load Distribution: **Conc. in 1 slice**
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: **Parallel to Slip**
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 234.63 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: **Bond**

Reinforcement 6

Type: **Anchor**
Outside Point: (46.8154, 95.9315) m

Inside Point: (36.967318, 94.195017) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 10.000004 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.3 m
Bond Safety Factor: 1.5
Bond Skin Friction: 750 kPa
Bond Resistance: 157.07963 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1407.78 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 234.63 kN
Load Distribution: Conc. in 1 slice
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 234.63 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 7

Type: Anchor
Outside Point: (113.9184, 41.1307) m
Inside Point: (108.00955, 40.088811) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 6 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.3 m
Bond Safety Factor: 1.5
Bond Skin Friction: 750 kPa
Bond Resistance: 157.07963 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1407.78 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 234.63 kN
Load Distribution: Conc. in 1 slice
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 234.63 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 8

Type: Anchor
Outside Point: (110.4479, 45.1046) m
Inside Point: (102.56944, 43.715415) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable

F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.3 m
Bond Safety Factor: 1.5
Bond Skin Friction: 750 kPa
Bond Resistance: 157.07963 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1407.78 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 234.63 kN
Load Distribution: Conc. in 1 slice
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 234.63 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 9

Type: Anchor
Outside Point: (106.9218, 49.1046) m
Inside Point: (99.043338, 47.715415) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.3 m
Bond Safety Factor: 1.5
Bond Skin Friction: 750 kPa
Bond Resistance: 157.07963 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1407.78 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 234.63 kN
Load Distribution: Conc. in 1 slice
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 234.63 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 10

Type: Anchor
Outside Point: (103.3964, 53.1046) m
Inside Point: (95.517938, 51.715415) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.3 m
Bond Safety Factor: 1.5
Bond Skin Friction: 750 kPa

Bond Resistance: 157.07963 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1407.78 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 234.63 kN
Load Distribution: Conc. in 1 slice
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 234.63 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 11

Type: Anchor
Outside Point: (98.5512, 57.1046) m
Inside Point: (89.68793, 55.541766) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 9 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.3 m
Bond Safety Factor: 1.5
Bond Skin Friction: 750 kPa
Bond Resistance: 157.07963 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1407.78 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 234.63 kN
Load Distribution: Conc. in 1 slice
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 234.63 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 12

Type: Fabric
Outside Point: (129.1132, 32.0243) m
Inside Point: (120.1132, 32.0243) m
Slip Surface Intersection: (126.34, 32.024) m
Total Length: 9 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0

Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 6.2236 m
Required Bond Length: -1 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 13

Type: Fabric
Outside Point: (129.6132, 31.5243) m
Inside Point: (120.6132, 31.5243) m
Slip Surface Intersection: (126.41, 31.524) m
Total Length: 9 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 5.7938 m
Required Bond Length: -1 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 14

Type: Fabric
Outside Point: (130.1132, 31.0243) m
Inside Point: (121.1132, 31.0243) m
Slip Surface Intersection: (126.48, 31.024) m
Total Length: 9 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 5.364 m
Required Bond Length: -1 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 15

Type: Fabric
Outside Point: (130.6132, 30.5243) m
Inside Point: (121.6132, 30.5243) m
Slip Surface Intersection: (126.55, 30.524) m
Total Length: 9 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable

F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 4.9342 m
Required Bond Length: -1 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 16

Type: Fabric
Outside Point: (131.1132, 30.0243) m
Inside Point: (123.1132, 30.0243) m
Slip Surface Intersection: (126.62, 30.024) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 3.5044 m
Required Bond Length: -1 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 17

Type: Fabric
Outside Point: (131.6132, 29.5243) m
Inside Point: (123.6132, 29.5243) m
Slip Surface Intersection: (126.84, 29.524) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: -9.2731e-014 kN
Resisting Force Used: -2.8708e-014 kN/m
Available Bond Length: 3.2302 m
Required Bond Length: 3.2302 m

Governing Component: **Bond**

Reinforcement 18

Type: **Fabric**
Outside Point: (132.1132, 29.0243) m
Inside Point: (124.1132, 29.0243) m
Slip Surface Intersection: (127.08, 29.024) m
Total Length: **8 m**
Reinforcement Direction: **0 °**
Applied Load Option: **Variable**
F of S Dependent: **No**
Contact Cohesion: **0 kPa**
Contact Phi: **22 °**
Interface Factor: **1**
Bond Safety Factor: **1**
Fabric Capacity: **20.9 kN**
Fabric Safety Factor: **1**
Fabric Load: **20.9 kN**
Load Distribution: **Even along reinf.**
Load Orientation: **0**
Applied Load: **20.9 kN**
Fabric Load Used: **-8.5031e-014 kN**
Resisting Force Used: **-2.8708e-014 kN/m**
Available Bond Length: **2.9619 m**
Required Bond Length: **2.9619 m**
Governing Component: **Bond**

Reinforcement 19

Type: **Fabric**
Outside Point: (132.6132, 28.5243) m
Inside Point: (124.6132, 28.5243) m
Slip Surface Intersection: (127.31, 28.524) m
Total Length: **8 m**
Reinforcement Direction: **0 °**
Applied Load Option: **Variable**
F of S Dependent: **No**
Contact Cohesion: **0 kPa**
Contact Phi: **22 °**
Interface Factor: **1**
Bond Safety Factor: **1**
Fabric Capacity: **20.9 kN**
Fabric Safety Factor: **1**
Fabric Load: **20.9 kN**
Load Distribution: **Even along reinf.**
Load Orientation: **0**
Applied Load: **20.9 kN**
Fabric Load Used: **0 kN**
Resisting Force Used: **0 kN/m**
Available Bond Length: **2.6937 m**
Required Bond Length: **-1 m**
Governing Component: **Bond**

Reinforcement 20

Type: **Fabric**
Outside Point: (133.1132, 28.0243) m
Inside Point: (125.1132, 28.0243) m
Slip Surface Intersection: (127.54, 28.024) m
Total Length: **8 m**
Reinforcement Direction: **0 °**
Applied Load Option: **Variable**
F of S Dependent: **No**
Contact Cohesion: **0 kPa**
Contact Phi: **22 °**
Interface Factor: **1**
Bond Safety Factor: **1**

Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 2.4255 m
Required Bond Length: -1 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 21

Type: Fabric
Outside Point: (133.6132, 27.5243) m
Inside Point: (125.6132, 27.5243) m
Slip Surface Intersection: (127.77, 27.524) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 2.1572 m
Required Bond Length: -1 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 22

Type: Fabric
Outside Point: (134.1132, 27.0243) m
Inside Point: (126.1132, 27.0243) m
Slip Surface Intersection: (128.17, 27.024) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: -5.9169e-014 kN
Resisting Force Used: -2.8708e-014 kN/m
Available Bond Length: 2.0611 m
Required Bond Length: 2.0611 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 23

Type: Fabric
Outside Point: (134.6132, 26.5243) m

Inside Point: (126.6132, 26.5243) m
Slip Surface Intersection: (128.65, 26.524) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 53.186 kN/m
Available Bond Length: 2.0377 m
Required Bond Length: 0.39296 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 24

Type: Fabric
Outside Point: (135.1132, 26.0243) m
Inside Point: (127.1132, 26.0243) m
Slip Surface Intersection: (129.13, 26.024) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 53.489 kN/m
Available Bond Length: 2.0143 m
Required Bond Length: 0.39073 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 25

Type: Fabric
Outside Point: (135.6132, 25.5243) m
Inside Point: (127.6132, 25.5243) m
Slip Surface Intersection: (129.61, 25.524) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0

Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 53.506 kN/m
Available Bond Length: 1.9949 m
Required Bond Length: 0.39061 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 26

Type: Fabric
Outside Point: (136.1132, 25.0243) m
Inside Point: (129.1132, 25.0243) m
Slip Surface Intersection: (130.17, 25.024) m
Total Length: 7 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 52.106 kN/m
Available Bond Length: 1.0585 m
Required Bond Length: 0.40111 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 27

Type: Fabric
Outside Point: (136.6132, 24.5243) m
Inside Point: (129.6132, 24.5243) m
Slip Surface Intersection: (130.83, 24.524) m
Total Length: 7 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 52.106 kN/m
Available Bond Length: 1.2158 m
Required Bond Length: 0.40111 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 28

Type: Fabric
Outside Point: (137.1132, 24.0243) m
Inside Point: (130.1132, 24.0243) m
Slip Surface Intersection: (131.49, 24.024) m
Total Length: 7 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable

F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 49.893 kN/m
Available Bond Length: 1.3731 m
Required Bond Length: 0.4189 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 29

Type: Fabric
Outside Point: (137.6132, 23.5243) m
Inside Point: (130.6132, 23.5243) m
Slip Surface Intersection: (132.14, 23.524) m
Total Length: 7 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 47.998 kN/m
Available Bond Length: 1.5304 m
Required Bond Length: 0.43543 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 30

Type: Fabric
Outside Point: (138.1132, 23.0243) m
Inside Point: (131.1132, 23.0243) m
Slip Surface Intersection: (132.8, 23.024) m
Total Length: 7 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 47.998 kN/m
Available Bond Length: 1.6877 m
Required Bond Length: 0.43543 m

Governing Component: Fabric

Reinforcement 31

Type: Fabric
Outside Point: (138.6132, 22.5243) m
Inside Point: (131.6132, 22.5243) m
Slip Surface Intersection: (133.46, 22.524) m
Total Length: 7 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 46.041 kN/m
Available Bond Length: 1.845 m
Required Bond Length: 0.45394 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 32

Type: Fabric
Outside Point: (139.2745, 22.0243) m
Inside Point: (133.2745, 22.0243) m
Slip Surface Intersection: (134.12, 22.024) m
Total Length: 6 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 44.022 kN/m
Available Bond Length: 0.84105 m
Required Bond Length: 0.47476 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 33

Type: Fabric
Outside Point: (139.957, 21.5243) m
Inside Point: (133.957, 21.5243) m
Slip Surface Intersection: (134.77, 21.524) m
Total Length: 6 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1

Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 44.022 kN/m
Available Bond Length: 0.81586 m
Required Bond Length: 0.47476 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 34

Type: Fabric
Outside Point: (140.6394, 21.0243) m
Inside Point: (134.6394, 21.0243) m
Slip Surface Intersection: (135.43, 21.024) m
Total Length: 6 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 42.349 kN/m
Available Bond Length: 0.79077 m
Required Bond Length: 0.49352 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 35

Type: Fabric
Outside Point: (141.3371, 20.5243) m
Inside Point: (135.3371, 20.5243) m
Slip Surface Intersection: (136.09, 20.524) m
Total Length: 6 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 41.022 kN/m
Available Bond Length: 0.75038 m
Required Bond Length: 0.50949 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 36

Type: Fabric
Outside Point: (142.0044, 20.0243) m

Inside Point: (136.0044, 20.0243) m
Slip Surface Intersection: (136.81, 20.024) m
Total Length: 6 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 38.321 kN/m
Available Bond Length: 0.80776 m
Required Bond Length: 0.5454 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 37

Type: Fabric
Outside Point: (142.687, 19.5243) m
Inside Point: (136.687, 19.5243) m
Slip Surface Intersection: (137.53, 19.524) m
Total Length: 6 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 34.267 kN/m
Available Bond Length: 0.84539 m
Required Bond Length: 0.60991 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 38

Type: Fabric
Outside Point: (143.3696, 19.0243) m
Inside Point: (137.3696, 19.0243) m
Slip Surface Intersection: (138.43, 19.024) m
Total Length: 6 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0

Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 34.267 kN/m
Available Bond Length: 1.0601 m
Required Bond Length: 0.60991 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 39

Type: Fabric
Outside Point: (144.049, 18.5243) m
Inside Point: (138.049, 18.5243) m
Slip Surface Intersection: (139.33, 18.524) m
Total Length: 6 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 30.731 kN/m
Available Bond Length: 1.278 m
Required Bond Length: 0.6801 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 40

Type: Fabric
Outside Point: (144.693, 18.0243) m
Inside Point: (138.693, 18.0243) m
Slip Surface Intersection: (140.22, 18.024) m
Total Length: 6 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 29.302 kN/m
Available Bond Length: 1.5314 m
Required Bond Length: 0.71325 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 41

Type: Fabric
Outside Point: (145.3366, 17.5243) m
Inside Point: (140.3366, 17.5243) m
Slip Surface Intersection: (141.12, 17.524) m
Total Length: 5 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable

F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 0 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 0 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 0 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 28.04 kN/m
Available Bond Length: 0.78508 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 42

Type: Fabric
Outside Point: (146.0642, 17.0243) m
Inside Point: (141.0642, 17.0243) m
Slip Surface Intersection: (142.02, 17.024) m
Total Length: 5 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 0 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 0 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 0 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 26.943 kN/m
Available Bond Length: 0.95481 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 43

Type: Fabric
Outside Point: (146.6521, 16.5243) m
Inside Point: (141.6521, 16.5243) m
Slip Surface Intersection: (142.92, 16.524) m
Total Length: 5 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 0 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 0 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 0 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 24.75 kN/m
Available Bond Length: 1.2642 m
Required Bond Length: 0 m

Governing Component: Fabric

Reinforcement 44

Type: Fabric
Outside Point: (128.6133, 32.5243) m
Inside Point: (119.6133, 32.5243) m
Slip Surface Intersection: (126.27, 32.524) m
Total Length: 9 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 6.6533 m
Required Bond Length: -1 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 45

Type: Fabric
Outside Point: (147.1188, 16.0243) m
Inside Point: (142.1188, 16.0243) m
Slip Surface Intersection: (143.81, 16.024) m
Total Length: 5 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 23.893 kN/m
Available Bond Length: 1.6949 m
Required Bond Length: 0.87474 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 46

Type: Fabric
Outside Point: (147.5855, 15.5243) m
Inside Point: (142.5855, 15.5243) m
Slip Surface Intersection: (144.71, 15.524) m
Total Length: 5 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1

Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 21.498 kN/m
Available Bond Length: 2.1255 m
Required Bond Length: 0.97216 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 47

Type: Fabric
Outside Point: (148.052, 15.0243) m
Inside Point: (144.052, 15.0243) m
Slip Surface Intersection: (145.61, 15.024) m
Total Length: 4 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 20.9 kN
Resisting Force Used: 20.247 kN/m
Available Bond Length: 1.5563 m
Required Bond Length: 1.0322 m
Governing Component: Fabric

Reinforcement 48

Type: Fabric
Outside Point: (148.5186, 14.5243) m
Inside Point: (145.5186, 14.5243) m
Slip Surface Intersection: (146.51, 14.524) m
Total Length: 3 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 17.373 kN
Resisting Force Used: 17.601 kN/m
Available Bond Length: 0.98703 m
Required Bond Length: 0.98703 m
Governing Component: Bond

Regions

	Material	Points	Area (m ²)
Region 1	ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,13,14,15,16,17,18,19,20,21,22	321.70588
Region 2	ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)	23,24,25,26,27,28,29,30,31,32,33,34,35,36,37,38,39,40,41,42,43,44,45,46,47,48,49,50,51,52,53	243.10014
Region 3	ROCA ANDESITICA	5,4,3,2,54,55,56,57,58,59,60,23,53,52,51,50,61,62,63,64	10344.269

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	0	121.07617
Point 2	0	115
Point 3	39.36	94.553
Point 4	55.397	82.606
Point 5	74.420057	67.963982
Point 6	74.391427	68.021241
Point 7	60.765459	81.891329
Point 8	51.186228	91.9592
Point 9	50.032506	93.426393
Point 10	44.71838	97.564411
Point 11	41.61932	99.931467
Point 12	38.984677	100.01651
Point 13	36.772528	99.956774
Point 14	36.232149	99.545653
Point 15	30.757142	103.90986
Point 16	26.113755	104.05973
Point 17	23.901606	104
Point 18	23.361227	103.58888
Point 19	18.662396	107.33438
Point 20	16.335514	108.83389
Point 21	7.9334412	119.03466
Point 22	1.3535764	120.90554
Point 23	150.70045	12.186895
Point 24	146.38295	16.812672
Point 25	145.48771	17.406661
Point 26	144.00273	18.560253
Point 27	138.6714	22.466142
Point 28	128.18695	32.950591
Point 29	125.903	33.024312
Point 30	123.69085	32.964579
Point 31	123.15048	32.553458
Point 32	122.63471	32.964579
Point 33	120.72393	35.02515
Point 34	119.5231	35.472984
Point 35	117.73112	36.674458
Point 36	116.43743	38.1242
Point 37	113.29992	41.868765
Point 38	102.75058	53.83682
Point 39	98.852177	56.864209
Point 40	96.56654	58.689533
Point 41	93.354292	61.104561

Point 42	90.654228	61.191713
Point 43	88.442079	61.13198
Point 44	87.9017	60.720859
Point 45	87.214282	61.268809
Point 46	84.768812	61.916579
Point 47	84.078674	62.005042
Point 48	83.038783	62.404192
Point 49	82.451601	62.991374
Point 50	81.057241	63.036381
Point 51	97.978	53.296
Point 52	117.40705	34.734028
Point 53	137.0453	19.795709
Point 54	0	0
Point 55	171.61178	0
Point 56	171.61178	21.010671
Point 57	170.31215	20.843252
Point 58	157.95895	15.400771
Point 59	155.45978	13.877754
Point 60	151.03425	12.513164
Point 61	80.167657	63.065094
Point 62	77.955507	63.005361
Point 63	77.415129	62.594241
Point 64	76.899367	63.005361

Critical Slip Surfaces

	Number	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)
1	Optimized	1.450	(150.61, 38.416)	24.26459	(126.198, 33.0148)	(149.945, 12.9969)
2	598	1.473	(150.61, 38.416)	25.22	(125.973, 33.022)	(149.744, 13.2112)

Slices of Slip Surface: Optimized

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	Optimized	126.40895	31.51029	0	0	0	0
2	Optimized	126.92495	29.348265	0	-3.1533775e-015	-1.3704732e-015	0
3	Optimized	127.5345	28.033235	0	-5.9309522e-015	-2.5776206e-015	0
4	Optimized	128.0131	27.193365	0	-1.6783295e-014	-7.2941017e-015	0

5	Optimized	128.53335	26.647595	0	78.636792	34.175932	19
6	Optimized	129.22625	25.920765	0	75.390301	32.764991	19
7	Optimized	129.7976	25.34758	0	79.58019	34.585937	19
8	Optimized	130.61465	24.68737	0	80.778538	35.106745	19
9	Optimized	131.6501	23.89972	0	77.471642	33.669552	19
10	Optimized	132.5367	23.225305	0	76.000309	33.030104	19
11	Optimized	133.45245	22.5287	0	73.761406	32.057066	19
12	Optimized	134.3974	21.809895	0	72.199004	31.378038	19
13	Optimized	135.1804	21.214305	0	76.939581	33.438316	19
14	Optimized	135.8014	20.741935	0	75.707902	32.903022	19
15	Optimized	136.2008	20.43811	0	116.17582	50.490578	19
16	Optimized	136.8399	20.005905	0	67.570567	29.366497	19
17	Optimized	137.4408	19.594225	0	132.55175	57.607635	19
18	Optimized	138.08145	19.21837	0	67.331233	29.262481	19
19	Optimized	138.8277	18.80255	0	88.218862	38.340346	19
20	Optimized	139.43995	18.461385	0	65.59566	28.508193	19
21	Optimized	140.3519	17.95322	0	62.764248	27.277647	19
22	Optimized	141.158	17.504055	0	62.139797	27.006258	19
23	Optimized	141.8582	17.113885	0	58.403425	25.382412	19
24	Optimized	142.55845	16.723715	0	54.452477	23.665311	19
25	Optimized	143.2587	16.33355	0	51.025494	22.175928	19
26	Optimized	143.80575	16.02871	0	57.573492	25.021719	19
27	Optimized	144.3238	15.740025	0	49.49821	21.512163	19
28	Optimized	145.0663	15.3263	0	47.187779	20.508038	19
29	Optimized	145.9353	14.84208	0	47.016441	20.433574	19
30	Optimized	146.8667	14.3231	0	39.864644	17.325368	19
31	Optimized	147.8025	13.801675	0	25.719691	11.177903	19
32	Optimized	148.70255	13.30015	0	14.951766	6.4981102	19
33	Optimized	149.54755	13.02368	0	8.7954536	3.8225469	19

Slices of Slip Surface: 598

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	598	126.34225	31.69081	0	1.3204277e-014	5.7386428e-015	0
2	598	127.08015	29.39709	0	3.3848754e-014	1.4710833e-014	0
3	598	127.818	27.65334	0	5.0226334e-014	2.1828609e-014	0
4	598	128.3375	26.588505	0	59.04221	25.660031	19
5	598	128.8771	26.009055	0	92.616181	40.251442	19
6	598	129.65505	25.417305	0	86.900055	37.767186	19
7	598	130.43295	24.825555	0	82.531367	35.868533	19
8	598	131.21085	24.23381	0	80.406364	34.944996	19
9	598	131.9888	23.642065	0	78.315123	34.036133	19
10	598	132.76675	23.050315	0	76.995309	33.462535	19
11	598	133.54465	22.45857	0	76.563555	33.274893	19
12	598	134.32255	21.866825	0	75.197701	32.681286	19
13	598	135.1005	21.275075	0	75.755297	32.92362	19
14	598	135.87845	20.68333	0	72.790319	31.635026	19
15	598	136.65635	20.091585	0	71.313968	30.993397	19
16	598	137.45185	19.56919	0	78.629392	34.172716	19
17	598	138.2649	19.11615	0	72.011046	31.29635	19
18	598	139.0522	18.67744	0	69.722262	30.301634	19
19	598	139.8138	18.253055	0	65.887991	28.635241	19
20	598	140.57545	17.82867	0	65.049567	28.270858	19
21	598	141.3371	17.40429	0	61.284113	26.634373	19
22	598	142.0987	16.979905	0	57.53701	25.005864	19
23	598	142.8603	16.55552	0	53.888545	23.420224	19
24	598	143.6219	16.13114	0	53.040945	23.051853	19

25	598	144.37395	15.712085	0	49.639939	21.573759	19
26	598	145.11645	15.29836	0	46.662225	20.27963	19
27	598	145.9353	14.84208	0	45.237614	19.660487	19
28	598	146.7804	14.37117	0	40.757606	17.713454	19
29	598	147.5754	13.928185	0	29.914696	13.001072	19
30	598	148.3704	13.4852	0	18.359767	7.979244	19
31	598	149.25615	13.23747	0	11.428199	4.9667507	19

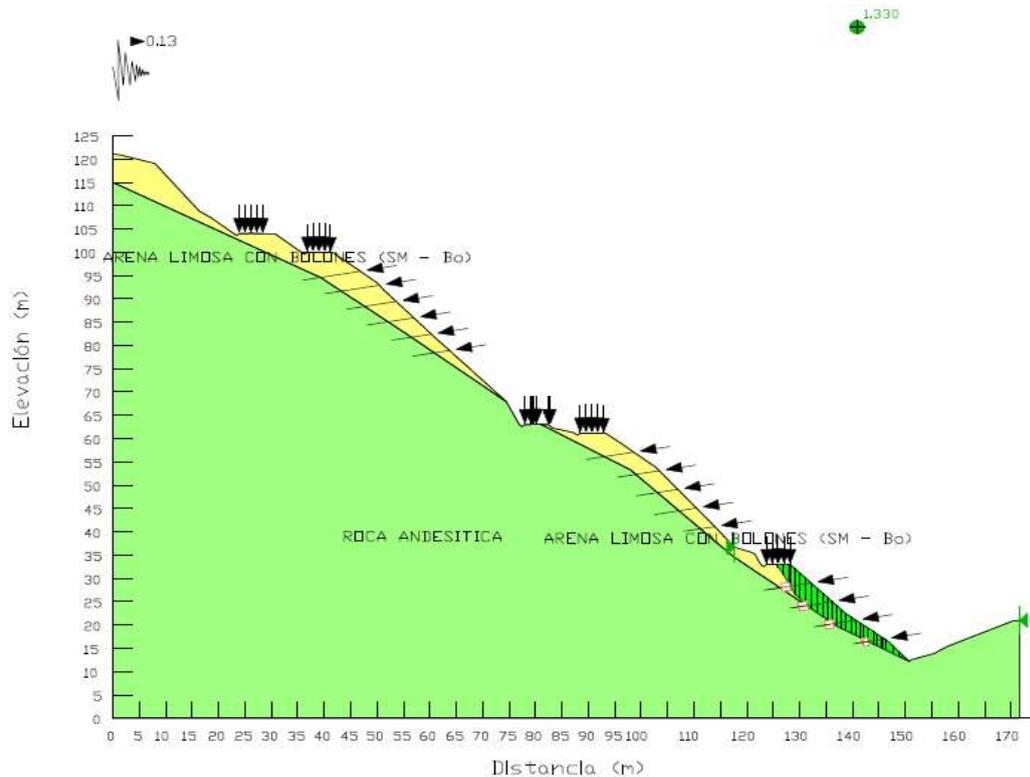
ANEXO B.2 – METODOLOGÍA DE
PANTALLAS ANCLADAS ZONA 01

DISEÑO DE MUROS ANCLADOS - ZONA 01 - EJE "A-A"

1. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LOS ANCLAJES

1.0. CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE DE FALLA

Eje	:	A-A
Talud	:	Inferior
Análisis	:	Pseudoestático
F.S.	:	0.892 Morgenstern - Price
Longitud de la Línea de Falla	:	29.17 m
Longitud de la Superficie de Falla	:	30.78 m
Altura de la Superficie de Falla	:	18.75 m
Profundidad de la Superficie de Falla	:	3.95 m



MATERIAL NAME	COLOR	UNIT WEIGHT (KN/m ³)	STRENGTH TYPE	COHESION (KN/m ²)	PHI	WATER SURFACE
ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)	■	22.10	Mohr - Coulomb	19.00	23.49	None
ROCA ANDESITICA	■			-	-	None

Consideraciones:

- Los cálculos de las presiones de tierras aparentes, y en análisis de la estabilidad global del talud se efectuará con el software GeoStudio 2007 version 7.10 build 4143 - SLOPE/W (Student License)

1.1. LONGITUD DE LOS ANCLAJES

Criterios:

- Se recomienda que la longitud total no sea inferior a 6 m y superior a 45 m.

- Cálculo de la Longitud Total de las Anclas

$$L_T = L_L + L_B$$

Donde:

L_T = Longitud Total

L_L = Longitud Libre

L_B = Longitud del Bulbo

- Cálculo de la Longitud Libre de las Anclas

$$L_L = L_{L1} + X$$

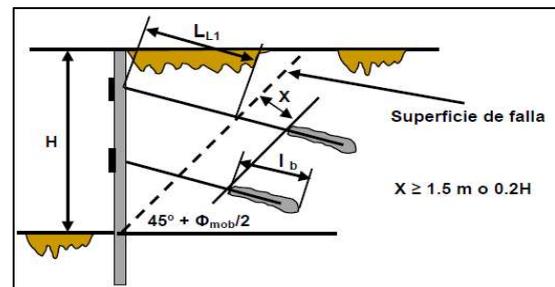
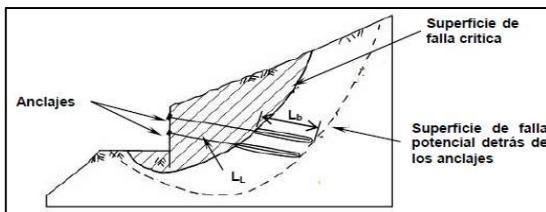
Donde:

L_{L1} = Longitud Libre Preliminar

X = Medida de Seguridad recomendada por Peck

- Cálculo de "X"

$$X \geq 1.50 \text{ m} \quad \text{o} \quad \frac{H}{5}$$



1.2. CALCULO DE LA LONGITUD DEL BULBO DE INYECCIÓN

Criterios:

- La longitud máxima de bulbos es de 12 m en suelos y de 10 m en roca.

- La longitud del bulbo en suelos varía de 4.50 m a 12 m.

- La longitud del bulbo en rocas varía de 3 m a 10 m.

- Se asume un espaciamiento vertical para plantear la longitud de los anclajes.

* Longitud libre preliminar	L_{L1}	: 4.50	m
* Med. Seguridad por Peck	X	: 1.50	m
* Longitud Libre	L_L	: 6.00	m
* Longitud del Bulbo	L_B	: 3.00	m
* Longitud Total	L_T	: 9.00	m
Anclaje N°01	L_{T1}	: 9.00	m
Anclaje N°02	L_{T2}	: 8.00	m
Anclaje N°03	L_{T3}	: 8.00	m
Anclaje N°04	L_{T4}	: 6.00	m

1.3. ÁNGULO DE INCLINACIÓN DE LOS ANCLAJES

Criterios:

- Es deseable que por encima del bulbo haya como mínimo:
 - De 4.5 a 5 m de sobre carga de suelos para cables.
 - De 3 a 4 m de sobre carga de suelos para barras.
- No es recomendable utilizar anclajes con ángulos superiores a 45° con la horizontal, ya que se da una ligera disminución en la componente de la capacidad de carga.
- Se recomienda que los ángulos de inclinación de las anclas con la horizontal varíen de 10° a 30°.

- * Sobre carga de suelos para cables : 5.50 m (Propuesto)
- * Ángulo de inclinación : 10.00 ° (De acuerdo al Software)

1.4. ESPACIAMIENTO MÍNIMO DE LOS ANCLAJES

Criterios:

- El bulbo de inyección deben de separarse una distancia superior a 4 db o a 1.20 m.

- * Espaciamiento Vertical : 4.00 m (Propuesto)
- * Espaciamiento Horizontal : 4.00 m (Propuesto)

1.5. DIAMETRO DEL AGUJERO DE LOS ANCLAJES

Criterios:

- Un rango común para diámetros de agujeros perforados es de 75 mm - 150 mm.

- * Diámetro de perforación : 0.15 m (Propuesto)

1.6. CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE TRANSFERENCIA ENTRE EL BULBO Y LA ROCA

Criterios:

- El esfuerzo al cortante en el anclaje se puede calcular con:

$$\tau_a = \frac{T}{\pi \cdot D_h \cdot L_B}$$

Donde:

τ_a = Esfuerzo Cortante Permitido.

T = Fuerza de Tensión de Diseño.

D_h = Diámetro del hueco.

L_B = Longitud del Bulbo.

- La carga máxima de diseño permisible para el anclaje en un suelo puede determinarse multiplicando la longitud del bulbo por la capacidad de carga última de transferencia y luego dividirlo por un factor de seguridad de 2.00 o mayor.

$$T_{max} = \frac{L_B \cdot Q_u}{FS}$$

Donde:

Q_u = Capacidad de carga última de transferencia del bulbo del anclaje (KN/m).

T_{max} = Carga máxima de diseño (KN).

FS = Factor de Seguridad.

L_B = Longitud del Bulbo.

$$L_B = 3.00 \text{ m}$$

$$Q_u = 580.00 \text{ KN/m}$$

$$FS = 2.00$$

$$\tau_a = 1000 \text{ KPa}$$

$$D_h = 0.15 \text{ m}$$

$$S_h = 3.00 \text{ m}$$

$$T = 235.62 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 290.00 \text{ KN}$$

$$\text{Resistencia de Enlace} = 78.54 \text{ KPa}$$

2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ANCLAJES

2.0. DISEÑO DE BARRAS, CABLES O TORONES

- Se diseñan considerando que soportan la totalidad de la fuerza de tensión.

- El área de acero se obtiene con:

$$T_D \leq 0.60 * f_{pu} * A_S * 100$$

Donde:

A_S = Área de acero de la sección transversal de la barra de anclaje (m²)

T_D = Carga de diseño del anclaje (KN)

f_{pu} = Resistencia mínima a la tensión especificada de preesfuerzo del acero (MPa)

- En la ecuación anterior, la carga de diseño no excederá 60 por ciento de la resistencia mínima a la tensión, f_{pu} , especificada de preesfuerzo del acero. En estos cálculos debe tenerse en cuenta la acción de los agentes corrosivos que atacan el acero.

Tabla 1
Propiedades de cables de acero de diámetro 15 mm (ASTM A416, Grado 270)

N°	AREA NOMINAL		RESISTENCIA		FUERZA DE PRESFUERZO					
	(in ²)	(mm ²)	(Kips)	(KN)	0.80 $f_{pu} A_{ps}$	0.70 $f_{pu} A_{pa}$	0.60 $f_{pu} A_{pa}$	(Kips)	(KN)	(Kips)
1	0.217	140	58.6	260.7	46.9	209	41	182	35.20	156.42
3	0.651	420	175.8	782.1	140.6	626	123.1	547	105.5	469.26
4	0.868	560	234.4	1043	187.5	834	164.1	730	140.6	625.68
5	1.085	700	293.0	1304	234.4	1043	205.1	912	175.8	782.10
7	1.519	980	410.2	1825	328.2	1460	287.1	1277	246.1	1094.94
9	1.953	1260	527.4	2346	421.9	1877	369.2	1642	316.4	1407.78
12	2.604	1680	703.2	3128	562.6	2503	492.2	2190	421.9	1877.04
15	3.255	2100	879.0	3911	703.2	3128	615.3	2737	527.4	2346.30
19	4.123	2660	1113.4	4953	890.7	3963	779.4	3467	668.0	2971.98

(Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4
—FHWA, 1999, p. 99)

Carga de Diseño del Anclaje

Primer Anclaje	L=	9.00	m
<i>Numero de Cables</i>	=	5.00	
<i>Fuerza de Presfuerzo</i>	=	156.42	KN
<i>Capacidad del Cable</i>	=	782.10	KN
<i>FS</i>	=	2.00	
<i>S_h</i>	=	3.00	m
<i>Carga Aplicada</i>	=	130.35	KN

Segundo Anclaje	L=	8	m
<i>Numero de Cables</i>	=	5.00	
<i>Fuerza de Presfuerzo</i>	=	156.42	KN
<i>Capacidad del Cable</i>	=	782.10	KN
<i>FS</i>	=	2.00	
<i>S_h</i>	=	3.00	m
<i>Carga Aplicada</i>	=	130.35	KN

Tercer Anclaje	L=	8	m
<i>Numero de Cables</i>	=	5.00	
<i>Fuerza de Presfuerzo</i>	=	156.42	KN
<i>Capacidad del Cable</i>	=	782.10	KN
<i>FS</i>	=	2.00	
<i>S_h</i>	=	3.00	m
<i>Carga Aplicada</i>	=	130.35	KN

Cuarto Anclaje	L=	6	m
<i>Numero de Cables</i>	=	3.00	
<i>Fuerza de Presfuerzo</i>	=	156.42	KN
<i>Capacidad del Cable</i>	=	469.26	KN
<i>FS</i>	=	2.00	
<i>S_h</i>	=	3.00	m
<i>Carga Aplicada</i>	=	78.21	KN

FACTOR DE SEGURIDAD = 1.33 Análisis Pseudoestático

Estimación de Presfuerzo Inicial en Anclajes

- La fuerza de presfuerzo inicial es la fuerza que existe inmediatamente después de la transmisión de la carga desde los gatos hidráulicos al concreto del bulbo de anclaje, y es inferior a la fuerza ejercida por los gatos debido a las pérdidas por rozamiento y al deslizamiento del cable en el anclaje.

- La fuerza de presfuerzo final (representada por el 100 % de la fuerza de diseño) es la que se obtiene una vez que han ocurrido todas las pérdidas, incluidas las que dependen del tiempo, como flujo plástico en el suelo, flujo plástico en los componentes del anclaje y la relajación del acero.

Primer Nivel de Anclajes: $L_L = 9 \text{ m}$ $N^\circ \text{ Cables} = 5.00$

$$\Delta L = \frac{T_D \times L_L}{A_S \times E_e} = 15.14696 \text{ mm}$$

Segundo Nivel de Anclajes: $L_L = 8 \text{ m}$ $N^\circ \text{ Cables} = 5.00$

$$\Delta L = \frac{T_D \times L_L}{A_S \times E_e} = 13.463969 \text{ mm}$$

Tercer Nivel de Anclajes: $L_L = 8 \text{ m}$ $N^\circ \text{ Cables} = 5.00$

$$\Delta L = \frac{T_D \times L_L}{A_S \times E_e} = 13.463969 \text{ mm}$$

Cuarto Nivel de Anclajes: $L_L = 6 \text{ m}$ $N^\circ \text{ Cables} = 3.00$

$$\Delta L = \frac{T_D \times L_L}{A_S \times E_e} = 16.829961 \text{ mm}$$

- Considerando 6.35 mm (1/4") de pérdidas de presfuerzo de manera instantánea (perdida por deslizamiento del anclaje) y un 8% de pérdidas en la carga de diseño, producidas a largo plazo en el anclaje, tenemos:

Primer Nivel de Anclajes: $L_L = 9 \text{ m}$ $N^\circ \text{ Cables} = 5.00$

$$\Delta L_T = 1.08 * \Delta L + 6.35 = 22.708722 \text{ mm}$$

Segundo Nivel de Anclajes: $L_L = 8 \text{ m}$ $N^\circ \text{ Cables} = 5.00$

$$\Delta L_T = 1.08 * \Delta L + 6.35 = 20.891086 \text{ mm}$$

Tecer Nivel de Anclajes: $L_L = 8 \text{ m}$ $N^\circ \text{ Cables} = 5.00$

$$\Delta L_T = 1.08 * \Delta L + 6.35 = 20.891086 \text{ mm}$$

Cuarto Nivel de Anclajes: $L_L = 6 \text{ m}$ $N^\circ \text{ Cables} = 3.00$

$$\Delta L_T = 1.08 * \Delta L + 6.35 = 24.526357 \text{ mm}$$

- Entonces con la elongación total se procede a calcular la carga inicial de presfuerzo (Carga de Lock-Off), la cual debe ser comparada con la carga máxima de Lock - Off de la tabla anterior: $* A_{ps}$

Primer Nivel de Anclajes: $L_L = 9$ m N° Cables = 5.00

$$T = \frac{A_s \times E_e (\Delta L_T)}{L_L} = 353.24678 < 1642 \text{ KN} \quad \text{''OK''}$$

Segundo Nivel de Anclajes: $L_L = 8$ m N° Cables = 5.00

$$T = \frac{A_s \times E_e (\Delta L_T)}{L_L} = 365.594 < 1642 \text{ KN} \quad \text{''OK''}$$

Tercer Nivel de Anclajes: $L_L = 8$ m N° Cables = 5.00

$$T = \frac{A_s \times E_e (\Delta L_T)}{L_L} = 365.594 < 1277 \text{ KN} \quad \text{''OK''}$$

Cuarto Nivel de Anclajes: $L_L = 6$ m N° Cables = 3.00

$$T = \frac{A_s \times E_e (\Delta L_T)}{L_L} = 343.369 < 1277 \text{ KN} \quad \text{''OK''}$$

- Encontrando el nivel de esfuerzo real en el cable que debe producir el Jack para garantizar la carga de diseño considerando todas las pérdidas de presfuerzo, con la siguiente ecuación:

Primer Nivel de Anclajes: N° Cables = 5.00

$$f_j = \frac{T}{T_{pu}} (f_{pu}) = 73.141588 \text{ Ksi}$$

Segundo Nivel de Anclajes: N° Cables = 5.00

$$f_j = \frac{T}{T_{pu}} (f_{pu}) = 75.698145 \text{ Ksi}$$

Tercer Nivel de Anclajes: N° Cables = 5.00

$$f_j = \frac{T}{T_{pu}} (f_{pu}) = 75.698145 \text{ Ksi}$$

Cuarto Nivel de Anclajes: N° Cables = 3.00

$$f_j = \frac{T}{T_{pu}} (f_{pu}) = 118.53936 \text{ Ksi}$$

2.1. DISEÑO DE LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO

- Las pantallas de revestimiento de los muros anclados están diseñadas para resistir cargas laterales, como resultado de las envolventes de presión aparentes de tierras, incluyendo las fuerzas de sobrecarga, de agua y las fuerzas sísmicas.
- Además de las fuerzas antes mencionadas, se encuentran las fuerzas de reacción de los anclajes, por lo que deben ser diseñadas para resistir momentos flexionantes y fuerzas de punzonamiento.

$$M_u = \phi_f \cdot w \cdot f'_c (1 - 0.59w) \cdot b \cdot d_e^2 \quad \rightarrow \quad w = \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c}$$

Donde:

ρ = Porcentaje de área de acero de refuerzo

f'_c = Resistencia a la compresión simple del concreto (MPa)

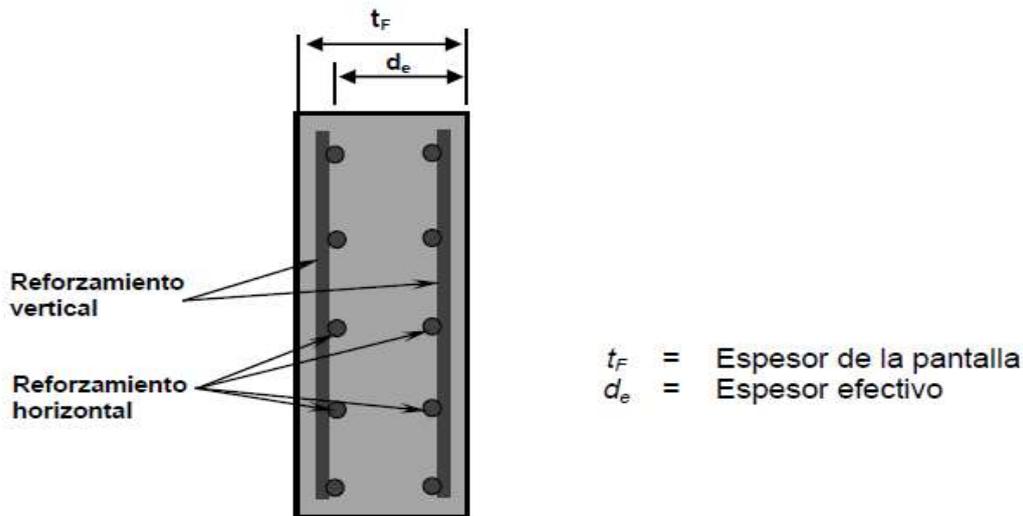
f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (MPa)

d_e = Peralte efectivo (m)

b = Ancho de la franja de análisis (1m)

w = Cuantía de acero de refuerzo

- El peralte efectivo se considera como la diferencia del espesor total menos el recubrimiento de concreto recomendado, que puede ser 7.5 cm ó 5 cm, si esta en contacto con el suelo o no, respetivamente.



Cálculo del acero requerido por metro de muro

$$A_{s_{req}} = \rho \cdot b \cdot d_e \quad \rightarrow \quad S = \frac{A_v(b)}{A_{s_{req}}}$$

Donde:

A_v = Área de barras de refuerzo corrugadas en cm^2 (Ver Tabla)

b = Ancho de la franja de análisis (100 cm)

Tabla 2
Propiedades de barras de refuerzo (ASTM A-615, Grado 60 (420 MPa))

Designación de la Barra		Diámetro Nominal		Área Nominal	
Sistema Ingles	Sistema Métrico	in	mm	in ²	mm ²
# 2.5	5/16"	0.31	7.90	0.08	49.00
# 3	N°10 3/8"	0.38	9.60	0.11	71.00
# 4	N°13 1/2"	0.50	12.70	0.20	129.00
# 5	N°16 5/8"	0.63	15.90	0.31	199.00
# 6	N°19 3/4"	0.75	19.10	0.44	284.00
# 7	N°22	0.88	22.20	0.60	387.00
# 8	N°25 1"	1.00	25.40	0.79	510.00
# 9	N°29	1.13	28.70	1.00	645.00
# 10	N°32 1 1/4"	1.27	32.30	1.27	819.00
# 11	N°36	1.41	35.80	1.56	1006.00
# 12	N°40 1 1/2"	1.50	38.10	1.77	1140.00

- Separación libre entre varillas paralelas de un lecho no debe:

- * Menor de 2.50 cm
- * Menor que el diámetro nominal de a varilla
- * O 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

- Separación máxima del refuerzo principal por flexión no debe ser:

- * Mayor de 3 veces el espesor de la losa.
- * Mayor de 30 cm.

- Acero Mínimo

$$\rho_{min} = \frac{0.25 * \sqrt{f'c}}{f_y} \quad \text{ó} \quad \rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \quad (\text{Resistencia en MPa})$$

Además: (ACI 318S – 14, Art. 10.5)

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b \quad \rightarrow \quad \rho_b = \left(\frac{0.85 * \beta_1 * f'c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

El factor β_1 debe tomarse como 0.85 para resistencias a la compresión del concreto, $f'c$ hasta de 28 MPa (280 Kg/cm²)

Para resistencias superiores a 28 MPa, β_1 se disminuirá a razón de 0.05 por cada 7 MPa (70 Kg/cm²) por arriba de 28 Mpa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65.

Diagramas aparentes de presión de tierras

Las presiones de tierras se desarrollan sobre un muro anclado depende de la magnitud y distribución lateral de las deformaciones del muro, los diagramas de presiones desarrollados por Terzaghi y Peck generan diagramas de presión conservadores pudiendo ser rectangulares o trapezoidales dependiendo del tipo de suelo (Suárez Díaz, s.f. - b).

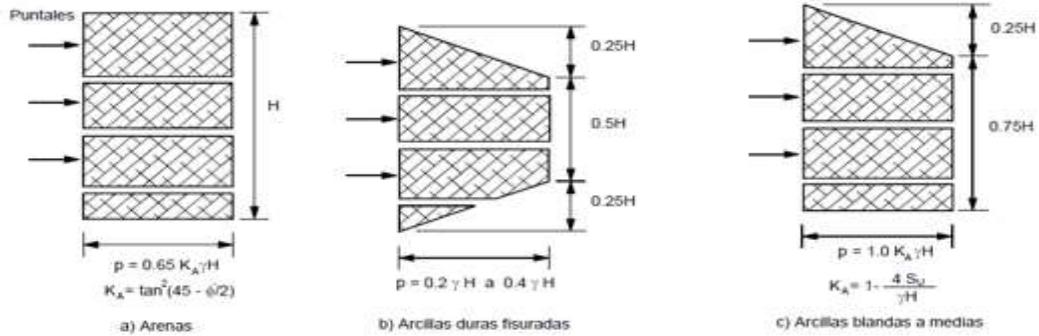


Figura 13. Diagrama de presiones de tierra de Terzaghi y Peck (1967).
Fuente: Suárez Díaz (s.f. - b, pág. 166)

$$T_L = 0.65 * K_A * \gamma * H^2 \quad \text{Máxima carga total de presión de suelos arenosos}$$

Transformación de carga de presión total de tierra para arenas en diagramas aparentes de presión para muros con anclajes

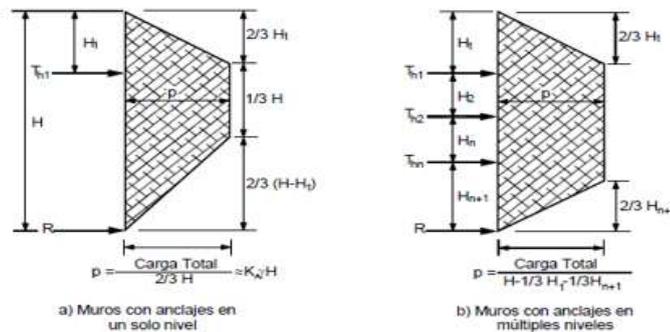


Figura 14. Presiones de tierra sobre muros anclados en arenas (Sabatini y otros, 1999).
Fuente: Suárez Díaz (s.f. - b, pág. 168)

Momentos en un muro con varios anclajes

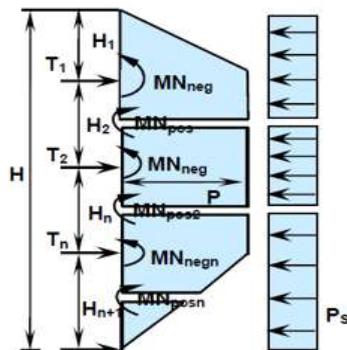


Figura 23. Momentos en muro con varios niveles de anclajes.
Fuente: Figueroa Díaz, Rodríguez Aguilar, y Zelada Segundo (2011, pág. 145).

$$Mu_{pos} = \frac{1}{10} * H_2^2 * (\Gamma_{EH} \cdot P + \Gamma_S \cdot P_S)$$

$$Mu_{pos-s} = \frac{1}{10} * H_2^2 * (\Gamma_{EH} \cdot P_A + \Gamma_S \cdot P_S + \Gamma_{EQ} \cdot P_{E2} + \Gamma_{EQ} \cdot P_S \text{ sismo})$$

$$Mu_{neg} = \frac{13}{54} * H_1^2 * (\Gamma_{EH} \cdot P) + \Gamma_S \cdot P_S * \frac{H_1^2}{2}$$

$$Mu_{neg-sis} = \frac{13}{54} * H_1^2 * (\Gamma_{EH} \cdot P_A) + \Gamma_S \cdot P_{ST} * H_1^2 * 0.5 + \frac{P_E * \Gamma_{EH} (3H - H_1) * H_1^2}{6H} * 0.5$$

Cálculo del Momento Positivo en la Dirección Vertical

Según el AASHTO, se aplica el factor de amplificación de cargas, debido a la presión de tierras y por sobrecarga

$$\begin{array}{ll} \Gamma_{EH} = 1.35 & \Gamma_{EH} = 1.5 \\ \Gamma_S = 1.50 & \Gamma_S = 1.00 \\ K_0 = 0.43 & K_0 = 0.43 \\ T_L = 620.47085 \text{ KN/m} & T_L = 620.47085 \\ P = 37.042992 \text{ KN/m}^2 & P = 37.042992 \\ P_s = 4.30 \text{ KN/m}^2 & P_s = 4.30 \end{array}$$

Cálculo en la condición estática

$$\begin{aligned} Mu_{pos} &= \frac{1}{10} * H_2^2 * (\Gamma_{EH} \cdot P + \Gamma_S \cdot P_s) \\ Mu_{pos} &= 50.812406 \end{aligned}$$

Cálculo en la condición sísmica

$$\begin{aligned} Mu_{pos-sis} &= \frac{1}{10} * H_2^2 * (\Gamma_{EH} \cdot P_A + \Gamma_S \cdot P_s + \Gamma_{EQ} \cdot P_{E2} + \Gamma_{EQ} \cdot P_s \text{ sismo}) \\ Mu_{pos-sis} &= 49.145471 \end{aligned}$$

Cálculo del Momento Negativo en la Dirección Vertical

Según el AASHTO, se aplica el factor de amplificación de cargas, debido a la presión de tierras y por sobrecarga

$$\begin{array}{ll} \Gamma_{EH} = 1.35 & \Gamma_{EH} = 1.5 \\ \Gamma_S = 1.50 & \Gamma_S = 1.00 \\ K_0 = 0.43 & K_0 = 0.43 \\ T_L = 620.47085 \text{ KN/m} & T_L = 620.47085 \\ P = 37.042992 \text{ KN/m}^2 & P = 37.042992 \\ P_s = 4.30 \text{ KN/m}^2 & P_s = 4.30 \end{array}$$

Cálculo en la condición estática

$$\begin{aligned} Mu_{neg} &= \frac{13}{54} * H_1^2 * (\Gamma_{EH} \cdot P) + \Gamma_S \cdot P_s * \frac{H_1^2}{2} \\ Mu_{neg} &= 50.696005 \end{aligned}$$

Cálculo en la condición sísmica

$$\begin{aligned} Mu_{neg-sis} &= \frac{13}{54} * H_1^2 * (\Gamma_{EH} \cdot P_A) + \Gamma_S \cdot P_{ST} * H_1^2 * 0.5 + \frac{P_E * \Gamma_{EH} (3H - H_1) * H_1^2}{6H} * 0.5 \\ Mu_{neg-sis} &= 55.467487 \end{aligned}$$

El cálculo de los momentos también puede realizarse analizando un modelo de losa en dos direcciones, mediante el método directo según lo establecido en el código ACI 13.6, empleando el momento estático mayorado.

Cálculo de área de acero requerido para la pantalla por flexión positiva

Datos:

$$\begin{aligned}t_f &= 0.25 \text{ m} \\r &= 0.05 \text{ m} \\d_e &= 0.2 \text{ m} \\b &= 1 \text{ m} \\M_{u(Pos)} &= 50.812 \text{ KN-m/m} \\f'_c &= 21 \text{ MPa} \\f_y &= 420 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.85\end{aligned}$$

$$M_{u(Pos)} = \phi_f \cdot w \cdot f'_c (1 - 0.59w) \cdot b \cdot d_e^2 \quad \rightarrow \quad \phi_f = 0.90 \text{ (AASHTO)}$$

$$0.59 w^2 - w + 0.0672122 = 0$$

$$w_1 = 1.6248028$$

$$w_2 = 0.0701125$$

Como:

$$\rho = \frac{w * f'_c}{f_y} = 0.0035056$$

Cálculo del porcentaje mínimo de refuerzo

$$\rho_{min} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \text{ó} \quad \rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \text{ (Resistencia en MPa)}$$

$$\rho_{min} = 0.0027277$$

$$\rho_{min} = 0.0033333$$

Cálculo del porcentaje máximo de refuerzo

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b \quad \rightarrow \quad \rho_b = \left(\frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{max} = 0.0159375$$

Comparando, tendremos:

$$0.0027277 < 0.0035056 < 0.0159375 \quad \text{OK!!!}$$

Cálculo del área de acero requerida

$$A_{s_{req}} = \rho \cdot b \cdot d_e \quad \rightarrow \quad S = \frac{A_v(b)}{A_{s_{req}}}$$

$$A_{s_{req}} = 701.12475 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Propuesta de acero positivo:

- Usar acero: # 4

$$A_v = 129 \text{ mm}^2 = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v(b)}{As_{req}} = 0.184 \text{ m} < 0.3 \text{ m} \quad \text{Ok!!!} \quad \text{Usar} \quad 0.18$$

Cálculo de área de acero requerido para el voladizo por flexión negativa

Datos:

$$t_f = 0.25 \text{ m}$$

$$r = 0.075 \text{ m}$$

$$d_e = 0.175 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$M_{u(Neg)} = 55.467 \text{ KN-m/m}$$

$$f'_c = 21 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.85$$

$$M_{u(Neg)} = \phi_f \cdot w \cdot f'_c (1 - 0.59w) \cdot b \cdot d_e^2 \quad \rightarrow \quad \phi_f = 0.90 \text{ (AASHTO)}$$

$$0.59 w^2 - w + 0.0958298 = 0$$

$$w_1 = 1.5929514$$

$$w_2 = 0.1019638$$

Como:

$$\rho = \frac{w \cdot f'_c}{f_y} = 0.0050982$$

Cálculo del porcentaje mínimo de refuerzo

$$\rho_{min} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \text{ó} \quad \rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \text{ (Resistencia en MPa)}$$

$$\rho_{min} = 0.0027277$$

$$\rho_{min} = 0.0033333$$

Cálculo del porcentaje máximo de refuerzo

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_b \quad \rightarrow \quad \rho_b = \left(\frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{max} = 0.0159375$$

Comparando, tendremos:

$$0.0027277 < 0.0050982 < 0.0159375 \quad \text{OK!!!}$$

Cálculo del área de acero requerida

$$A_{s_{req}} = \rho \cdot b \cdot d_e \quad \rightarrow \quad S = \frac{A_v(b)}{A_{s_{req}}}$$
$$A_{s_{req}} = 742.1833 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Propuesta de acero negativo:

- Usar acero: # 4

$$A_v = 129 \text{ mm}^2 = 1.29 \text{ cm}^2$$
$$S = \frac{A_v(b)}{A_{s_{req}}} = 0.1738 \text{ m} < 0.3 \text{ m} \quad \text{Ok!!!} \quad \text{Usar} \quad 0.15$$

2.2. DISEÑO DE LA PLACA DE APOYO

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$
$$f'_c = 21 \text{ MPa}$$
$$T_D = 235.62 \text{ KN}$$

$$A_{crit} = \left(\frac{T_D}{350 * f'_c} \right) = 0.0320571 \text{ m}^2$$

$D = 13.2 \text{ cm}$ \emptyset de la cabeza del anclaje en función del # de cables utilizados

$$A_{crit} = (D + 2m) \times (D + 2m)$$

$$m = 0.0235224 \text{ m}$$

$$m = 5 \text{ cm Redondeo}$$

Si se plantea una placa de apoyo de: $0.232 \text{ x } 0.232 \text{ cm}$

$$A_p = (D + 2m) \times (D + 2m) = 0.053824 > 0.0320571 \text{ m}^2$$

Considerando que los lados de la placa nunca deben ser mayores que dos veces el diámetro de perforación y nunca menores de 20 cm, tendremos:

$$\begin{aligned} \text{Diámetro de perforación} &= 4" = 15 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \\ 2\emptyset &= 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

Cálculo del espesor de la placa

$$M = \left(\frac{T_D}{A_p}\right) (m) \left(\frac{m}{2}\right) = 0.005472 \text{ MN.m}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = 0.0132327 \text{ m} = 13.233 \text{ mm}$$

$$\text{Usar } t_p = 0.5293 \text{ in}$$

$$t_p = 3/4 \text{ in}$$

Cálculo de capacidad a punzonamiento de la pantalla

La resistencia que la sección de concreto proporciona puede calcularse:

$$D'c = L_p + t_f \Rightarrow L_p = E = F$$

$$D'c = L_p + t_f = 0.5 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior tendremos:

$$\phi_p * V_c = \phi_p * 330 * \sqrt{f'c} * \pi * D'c * t_f = 534.47 \text{ KN}$$

Para muros anclados permanentes FS=1.50 y anclajes temporales FS= 1.35

$$FS = 1.5 * T_D = 353.43 \text{ KN} < \phi_p * V_c = 534.47 \text{ KN}$$

$$FS = 1.35 * T_D = 318.09 \text{ KN} < \phi_p * V_c = 534.47 \text{ KN}$$

3. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL

Análisis	Método	Fs Estatico	Fs Pseudo	Fs Estatico	Fs Pseudo	Check Est	Check Psd
Inicial	Bishop	1.147	0.954	1.50	1.25	Error	Error
	Janbu	1.052	0.859	1.50	1.25	Error	Error
	Mor- Pric	1.095	0.892	1.50	1.25	Error	Error
Estabilizado	Bishop	1.726	1.379	1.50	1.25	Ok	Ok
	Janbu	1.666	1.305	1.50	1.25	Ok	Ok
	Mor- Pric	1.695	1.330	1.50	1.25	Ok	Ok

SLOPE/W Analysis

Report generated using GeoStudio 2007, version 7.10. Copyright © 1991-2008 GEO-SLOPE International Ltd.

File Information

Title: TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"
Comments: ZONA DE DESLIZAMIENTO 01 - EJE "A-A" - PARTE INFERIOR ESTABILIZADO METODOLOGÍA DE PANTALLAS ANCLADAS - ANALISIS PSEUDOESTÁTICO
Created By: BACHILLER INGENIERÍA CIVIL: PACCINI SÁNCHEZ, JEAN CARLOS
Revision Number: 112
Date: 24/07/2018
Time: 05:20:52 a.m.
File Name: EJE A-A ESTABILIZADO PANTALLAS ANCLADAS Z-01 PSEUDOESTÁTICO.gsz
Directory: H:\TESIS INGENIERÍA CIVIL\A-A\EJE A-A INFERIOR\
Last Solved Date: 24/07/2018
Last Solved Time: 05:57:25 a.m.

Project Settings

Length(L) Units: meters
Time(t) Units: Seconds
Force(F) Units: kN
Pressure(p) Units: kPa
Strength Units: kPa
Unit Weight of Water: 9.807 kN/m³
View: 2D

Analysis Settings

SLOPE/W Analysis

Kind: SLOPE/W
Method: Morgenstern-Price
Settings
Side Function
Interslice force function option: Half-Sine
PWP Conditions Source: (none)
SlipSurface
Direction of movement: Left to Right
Allow Passive Mode: No
Slip Surface Option: Auto-Search
Critical slip surfaces saved: 1
Optimize Critical Slip Surface Location: Yes
Tension Crack
Tension Crack Option: (none)
FOS Distribution
FOS Calculation Option: Constant
Advanced
Number of Slices: 30
Optimization Tolerance: 0.01
Minimum Slip Surface Depth: 0.1 m
Minimum Slice Width: 0.1 m
Optimization Maximum Iterations: 2000
Optimization Convergence Tolerance: 1e-007
Starting Optimization Points: 8
Ending Optimization Points: 16
Complete Passes per Insertion: 1

Materials

ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM - Bo)

Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 22.1 kN/m³
Cohesion: 19 kPa
Phi: 23.49 °
Phi-B: 0 °

ROCA ANDESITICA

Model: Bedrock (Impenetrable)

Slip Surface Limits

Left Coordinate: (117.73112, 36.674458) m
Right Coordinate: (171.61178, 21.010671) m

Surcharge Loads

Surcharge Load 1

Surcharge (Unit Weight): 10 kN/m³
Direction: Vertical

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	23.901606	104
	26.113755	104.06

Surcharge Load 2

Surcharge (Unit Weight): 10 kN/m³
Direction: Vertical

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	26.1138	104.06
	28.3355	103.9883

Surcharge Load 3

Surcharge (Unit Weight): 10 kN/m³
Direction: Vertical

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	36.772528	99.956774
	38.984677	100.01651

Surcharge Load 4

Surcharge (Unit Weight): 10 kN/m³
Direction: Vertical

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	38.985	100.01751
	41.1965	99.9551

Surcharge Load 5

Surcharge (Unit Weight): 10 kN/m³
Direction: Vertical

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	77.955507	63.005361
	80.167657	63.065094

Surcharge Load 6

Surcharge (Unit Weight): 10 kN/m³

Direction: Vertical

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	80.17	63.066
	82.379	63

Surcharge Load 7

Surcharge (Unit Weight): 10 kN/m³

Direction: Vertical

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	88.442079	61.13198
	90.654228	61.191713

Surcharge Load 8

Surcharge (Unit Weight): 10 kN/m³

Direction: Vertical

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	90.675	61.1917
	92.876	61.1303

Surcharge Load 9

Surcharge (Unit Weight): 10 kN/m³

Direction: Vertical

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	123.69085	32.964579
	125.903	33.024312

Surcharge Load 10

Surcharge (Unit Weight): 10 kN/m³

Direction: Vertical

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	125.903	33.024312
	128.18695	32.9506

Seismic Loads

Horz Seismic Load: 0.13

Ignore seismic load in strength: No

Reinforcements

Reinforcement 1

Type: **Anchor**
Outside Point: (63.6732, 78.9315) m
Inside Point: (56.779477, 77.715951) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 7.0000693 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: **Variable**
F of S Dependent: **No**
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2
Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 782.1 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 130.35 kN
Load Distribution: **Even along reinf.**
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: **Parallel to Slip**
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 130.35 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: **Bond**

Reinforcement 2

Type: **Anchor**
Outside Point: (60.2515, 82.4315) m
Inside Point: (52.865473, 81.129144) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 7.4999681 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: **Variable**
F of S Dependent: **No**
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2
Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 782.1 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 130.35 kN
Load Distribution: **Even along reinf.**
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: **Parallel to Slip**
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 130.35 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: **Bond**

Reinforcement 3

Type: **Anchor**

Outside Point: (56.9214, 85.9315) m
Inside Point: (48.058065, 84.368655) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 9.0000664 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2
Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1094.94 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 182.49 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 182.49 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 4

Type: Anchor
Outside Point: (53.5912, 89.4315) m
Inside Point: (44.235521, 87.781841) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 9.5000057 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2
Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1094.94 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 182.49 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 182.49 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 5

Type: Anchor
Outside Point: (50.4217, 92.9315) m
Inside Point: (40.081155, 91.108183) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 10.500065 m
Reinforcement Direction: 10 °

Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2
Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1407.78 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 234.63 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 234.63 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 6

Type: Anchor
Outside Point: (46.8154, 95.9315) m
Inside Point: (35.982511, 94.021369) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 11.000004 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2
Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1407.78 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 234.63 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 234.63 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 7

Type: Anchor
Outside Point: (113.9184, 41.1307) m
Inside Point: (108.00955, 40.088811) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 6 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2

Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 782.1 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 130.35 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 130.35 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 8

Type: Anchor
Outside Point: (110.4479, 45.1046) m
Inside Point: (102.56944, 43.715415) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2
Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 782.1 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 130.35 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 130.35 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 9

Type: Anchor
Outside Point: (106.9218, 49.1046) m
Inside Point: (99.043338, 47.715415) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2
Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1094.94 kN
Bar Safety Factor: 2

Bar Load: 182.49 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 182.49 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 10

Type: Anchor
Outside Point: (103.3964, 53.1046) m
Inside Point: (95.517938, 51.715415) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2
Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1094.94 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 182.49 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 182.49 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 11

Type: Anchor
Outside Point: (98.5512, 57.1046) m
Inside Point: (89.68793, 55.541766) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 9 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2
Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 1407.78 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 234.63 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip

Shear Load: 0 kN
Applied Load: 234.63 kN
Anchor Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 12

Type: Anchor
Outside Point: (146.0642, 17.0243) m
Inside Point: (140.15535, 15.982411) m
Slip Surface Intersection: (142.99, 16.482) m
Total Length: 6 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2
Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 469.26 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 78.21 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 78.21 kN
Anchor Load Used: 78.21 kN
Resisting Force Used: 78.54 kN/m
Available Bond Length: 2.8798 m
Required Bond Length: 0.9958 m
Governing Component: Bar

Reinforcement 13

Type: Anchor
Outside Point: (140.6394, 21.0243) m
Inside Point: (132.76094, 19.635115) m
Slip Surface Intersection: (136.41, 20.279) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2
Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 782.1 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 130.35 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 130.35 kN
Anchor Load Used: 130.35 kN
Resisting Force Used: 78.54 kN/m
Available Bond Length: 3 m

Required Bond Length: 1.6597 m
Governing Component: Bar

Reinforcement 14

Type: Anchor
Outside Point: (136.1132, 25.0243) m
Inside Point: (128.23474, 23.635115) m
Slip Surface Intersection: (131.47, 24.206) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2
Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 782.1 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 130.35 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 130.35 kN
Anchor Load Used: 130.35 kN
Resisting Force Used: 78.54 kN/m
Available Bond Length: 3 m
Required Bond Length: 1.6597 m
Governing Component: Bar

Reinforcement 15

Type: Anchor
Outside Point: (132.1131, 29.0243) m
Inside Point: (123.24983, 27.461466) m
Slip Surface Intersection: (128.18, 28.331) m
Total Length: 9 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2
Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 782.1 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 130.35 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 130.35 kN
Anchor Load Used: 130.35 kN
Resisting Force Used: 78.54 kN/m
Available Bond Length: 3 m
Required Bond Length: 1.6597 m
Governing Component: Bar

Regions

	Material	Points	Area (m ²)
Region 1	ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM - Bo)	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,13,14,15,16,17,18,19,20,21,22	321.70588
Region 2	ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM - Bo)	23,24,25,26,27,28,29,30,31,32,33,34,35,36,37,38,39,40,41,42,43,44,45,46,47,48,49,50,51,52,53	245.5928
Region 3	ROCA ANDESITICA	5,4,3,2,54,55,56,57,58,59,60,23,53,52,51,50,61,62,63,64	10344.269

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	0	121.07617
Point 2	0	115
Point 3	39.36	94.553
Point 4	55.397	82.606
Point 5	74.420057	67.963982
Point 6	74.391427	68.021241
Point 7	60.765459	81.891329
Point 8	51.186228	91.9592
Point 9	50.032506	93.426393
Point 10	44.71838	97.564411
Point 11	41.61932	99.931467
Point 12	38.984677	100.01651
Point 13	36.772528	99.956774
Point 14	36.232149	99.545653
Point 15	30.757142	103.90986
Point 16	26.113755	104.05973
Point 17	23.901606	104
Point 18	23.361227	103.58888
Point 19	18.662396	107.33438
Point 20	16.335514	108.83389
Point 21	7.9334412	119.03466
Point 22	1.3535764	120.90554
Point 23	150.70045	12.186895
Point 24	146.38295	16.812672
Point 25	145.48771	17.406661
Point 26	144.00273	18.560253
Point 27	138.6714	22.466142
Point 28	128.18695	32.950591
Point 29	125.903	33.024312
Point 30	123.69085	32.964579
Point 31	123.15048	32.553458
Point 32	122.63471	32.964579
Point 33	121.48048	35.27304
Point 34	120.59161	35.691373
Point 35	117.73112	36.674458
Point 36	116.43743	38.1242
Point 37	113.29992	41.868765
Point 38	102.75058	53.83682
Point 39	98.852177	56.864209

Point 40	96.56654	58.689533
Point 41	93.354292	61.104561
Point 42	90.654228	61.191713
Point 43	88.442079	61.13198
Point 44	87.9017	60.720859
Point 45	87.214282	61.268809
Point 46	84.768812	61.916579
Point 47	84.078674	62.005042
Point 48	83.038783	62.404192
Point 49	82.451601	62.991374
Point 50	81.057241	63.036381
Point 51	97.978	53.296
Point 52	117.40705	34.734028
Point 53	137.0453	19.795709
Point 54	0	0
Point 55	171.61178	0
Point 56	171.61178	21.010671
Point 57	170.31215	20.843252
Point 58	157.95895	15.400771
Point 59	155.45978	13.877754
Point 60	151.03425	12.513164
Point 61	80.167657	63.065094
Point 62	77.955507	63.005361
Point 63	77.415129	62.594241
Point 64	76.899367	63.005361

Critical Slip Surfaces

	Number	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)
1	Optimized	1.330	(156.069, 45.433)	23.92554	(125.613, 33.0165)	(149.772, 13.1814)
2	486	1.342	(156.069, 45.433)	32.723	(125.792, 33.0213)	(149.611, 13.3543)

Slices of Slip Surface: Optimized

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	Optimized	125.7579	32.775715	0	0	0	0

2	Optimized	126.4095	31.69447	0	0	0	0
3	Optimized	127.45415	29.76035	0	0	0	0
4	Optimized	128.0896	28.49176	0	44.79926	19.469976	0
5	Optimized	128.6474	27.489165	0	51.704969	22.471231	19
6	Optimized	129.59565	26.14573	0	75.456575	32.793794	19
7	Optimized	130.5711	25.114155	0	74.604316	32.423398	19
8	Optimized	131.6385	24.050745	0	72.662453	31.579455	19
9	Optimized	132.2706	23.445495	0	131.64172	57.212133	19
10	Optimized	132.87435	22.96845	0	78.878538	34.280996	19
11	Optimized	133.88455	22.20002	0	77.033363	33.479074	19
12	Optimized	134.8022	21.502	0	74.195406	32.245684	19
13	Optimized	135.68065	20.83376	0	72.768186	31.625407	19
14	Optimized	136.52	20.1953	0	70.579612	30.674242	19
15	Optimized	136.9925	19.83589	0	156.4494	67.993671	19
16	Optimized	137.45185	19.56919	0	79.01403	34.339881	19
17	Optimized	138.2649	19.11615	0	73.966466	32.146186	19
18	Optimized	139.1749	18.60908	0	67.405135	29.294599	19
19	Optimized	140.1485	18.06657	0	65.801722	28.597748	19
20	Optimized	141.0093	17.58692	0	51.626472	22.437116	19
21	Optimized	141.79065	17.15154	0	50.07694	21.763681	19
22	Optimized	142.572	16.716165	0	48.518464	21.08636	19
23	Optimized	143.4827	16.208715	0	54.756851	23.797594	19
24	Optimized	144.37395	15.712085	0	54.307103	23.602131	19
25	Optimized	145.11645	15.29836	0	50.331719	21.87441	19
26	Optimized	145.5533	15.054955	0	92.750588	40.309857	19
27	Optimized	146.0009	14.805535	0	36.76281	15.977296	19
28	Optimized	147.01695	14.23937	0	30.373568	13.2005	19
29	Optimized	148.2499	13.55236	0	18.550539	8.0621544	19
30	Optimized	149.3105	13.200035	0	10.874231	4.7259938	19

Slices of Slip Surface: 486

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	486	125.8475	32.88766	0	0	0	0
2	486	126.28365	31.91526	0	0	0	0
3	486	127.04495	30.34431	0	0	0	0
4	486	127.80625	28.95905	0	7.5744847	3.2919079	0
5	486	128.5409	27.754765	0	55.102665	23.947886	19
6	486	129.2489	26.6968	0	60.684057	26.373586	19
7	486	129.9569	25.721135	0	65.277738	28.370022	19
8	486	130.6649	24.816005	0	69.140182	30.048659	19
9	486	131.39555	24.093305	0	99.192153	43.109392	19
10	486	132.14885	23.52029	0	85.520241	37.167512	19
11	486	132.90215	22.947275	0	82.789028	35.980514	19
12	486	133.65545	22.374265	0	80.278637	34.889486	19
13	486	134.40875	21.801255	0	77.9542	33.879274	19
14	486	135.16205	21.22824	0	75.779796	32.934267	19
15	486	135.91535	20.655225	0	59.953554	26.056106	19
16	486	136.66865	20.082215	0	74.403095	32.335947	19
17	486	137.45185	19.56919	0	81.842943	35.569341	19
18	486	138.2649	19.11615	0	76.846951	33.398058	19
19	486	139.0522	18.67744	0	74.515388	32.38475	19
20	486	139.8138	18.253055	0	72.470367	31.495974	19
21	486	140.57545	17.82867	0	52.533991	22.831528	19
22	486	141.3371	17.40429	0	51.028039	22.177034	19
23	486	142.0987	16.979905	0	49.533556	21.527524	19
24	486	142.8603	16.55552	0	59.634791	25.91757	19

25	486	143.6219	16.13114	0	56.697439	24.640982	19
26	486	144.37395	15.712085	0	53.489437	23.246769	19
27	486	145.11645	15.29836	0	49.434052	21.484279	19
28	486	145.9353	14.84208	0	36.982611	16.072822	19
29	486	146.76265	14.38108	0	32.834722	14.27013	19
30	486	147.5221	13.957925	0	25.790412	11.208638	19
31	486	148.32905	13.64232	0	21.280929	9.248795	19
32	486	149.18355	13.446315	0	5.5054149	2.3926801	19

ANEXO B.1 – METODOLOGÍA DE
MURO DE GRAVEDAD ZONA 01

DISEÑO DE MURO POR GRAVEDAD - ZONA 01 - EJE "A-A"

1.0. PREDIMENSIONAMIENTO

$H = 5.40$
 $d = 0.648 - 0.864$
 $b = 2.7 - 4.05$
 $ci = 0.3 \text{ min} - 0.432$
 $cf = 0.648 - 1.62$
 $pie = 0.45 - 0.9$

$d = 0.9 \text{ Redondeado}$
 $pie = 1.6 \text{ Redondeado}$
 $ci = 0.6 \text{ Redondeado}$
 $b = 4.1 \text{ Redondeado}$
 $cf = 1.7 \text{ Redondeado}$

	X	Y
P1	0.00	0.00
P2	0.00	0.90
P3	1.60	0.90
P4	1.60	5.40
P5	2.20	5.40
P6	3.30	0.90
P7	4.10	0.90
P8	4.10	0.00

$X_g = 2.12$
 $Y_g = 2.03$

$E_a =$ →

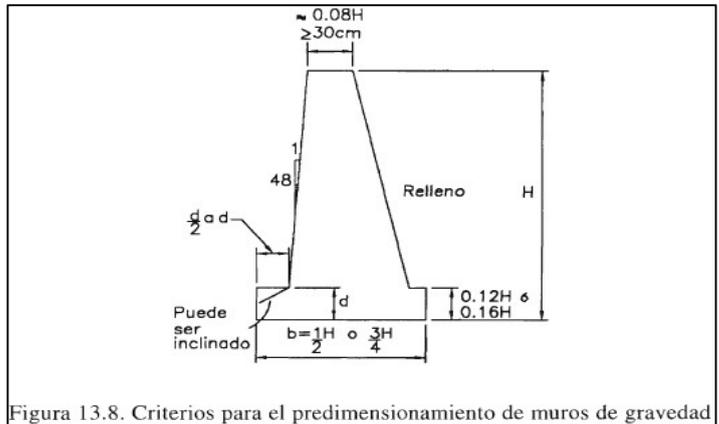
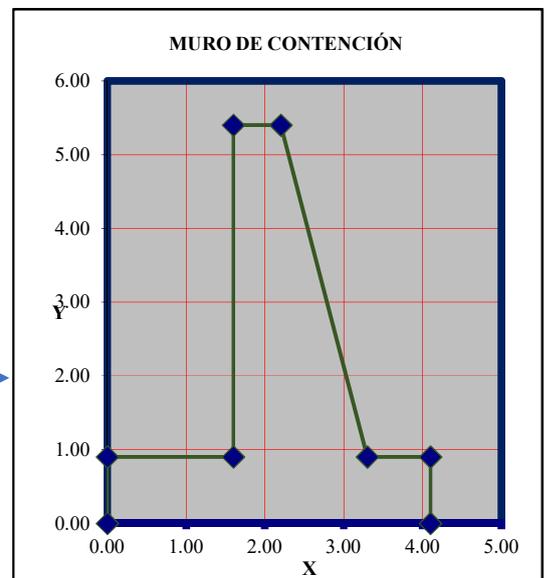


Figura 13.8. Criterios para el predimensionamiento de muros de gravedad



2.0. DATOS PARA EL ANÁLISIS

Peso esp suelo $g_s = 2.25 \text{ Tn/m}^3$
 Peso esp mampostería de piedra $g_c = 2.20 \text{ Tn/m}^3$
 Peso específico del agua $g_w = 1.00 \text{ Tn/m}^3$
 Ángulo fricción interna del relleno $f = 23.49$
 Coeficiente de fricción en la base $f = 0.435$
 Resistencia del suelo = 2.20 Kg/cm^2
 Concreto pantalla y zapatas = 140.0 Kg/cm^2
 Corona Inicial = 0.60 m
 Espesor parcial pantalla = 1.10 m
 Corona Final = 1.70 m
 Profundidad de Estribo = 5.00 m
 Altura de Zapata = 0.90 m

Corona Final = 1.70 m
 Altura del Empuje Pasivo = 0.00 m
 Altura del la pantalla = 4.50 m
 Largo de Zapata = 4.10 m
 Pie de Zapata = 1.60 m
 Talón de Zapata = 0.8 m
 Ángulo del Relleno Activo = 23.4
 Ángulo del Relleno Pasivo = 0.0

3.0. CALCULO DE LAS FUERZAS HORIZONTALES Y VERTICALES

Empuje de Tierras

Empuje Activo:

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H^2$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi}$$

$$K_a = \cos \delta \left(\frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}} \right), \quad \delta = \text{Pendiente del Relleno}$$

$$K_a = 0.4300127$$

$$K_a = 0.8524374 \text{ Con angulo de reposo}$$

Empuje Pasivo:

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma_s * H^2$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \text{Sen}\phi}{1 - \text{Sen}\phi}$$

$$K_p = \cos \delta \left(\frac{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}} \right), \quad \delta = \text{Pendiente del Relleno}$$

$$K_p = 2.3255129$$

$$K_p = 0.4300127 \text{ Con angulo de reposo}$$

Descripcion	FV (Tn)	Xi	Mr	FH (Tn)	Yi	Mv
Relleno	16.22572	0.8	12.980579			
Pantalla	11.385	2.750	31.30875			
Zapata	8.118	2.05	16.6419			
E. Activo				19.450	2.400	46.681
Sub Total	35.72872	5.6	60.931229	19.450	2.400	46.681

4.0. CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD - ESTABILIDAD CONTRA EL VOLTEO

$$e = \frac{B}{2} - \frac{Mr - Mv}{\sum FV} \quad e = 1.0361554$$

$$e \leq \frac{B}{6} \quad \frac{B}{6} = 0.6833333$$

$$1.036155 \leq 0.6833333 \quad \text{ERROR!!!}$$

5.0. ESTABILIDAD PARA CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

$$q_1 = \frac{\sum FV}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad q_1 = 2.19280691 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{\sum FV}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad q_2 = 0.449942309 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_1 * q_2 \leq q_a = \frac{q_u}{FS} \quad 0.98664 \leq 2.20 \quad \text{OK!!!}$$

q_a = Capacidad portante admisible del terreno

q_u = Capacidad portante ultima del terreno

FS = Factor de Seguridad para capacidad portante del terreno

6.0. CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO Y AL DESLIZAMIENTO

Factor de Seguridad al Volteo

$$FSV = \frac{Mr}{Mv}$$

$$FSV = 1.305268 \geq 2.0 \quad \text{ERROR!!!}$$

Factor de Seguridad al Deslizamiento

$$FSD = \frac{\sum FV * f}{\sum FH}$$

$$FSD = 0.798331 \geq 1.5 \quad \text{ERROR!!!}$$

SLOPE/W Analysis

Report generated using GeoStudio 2007, version 7.10. Copyright © 1991-2008 GEO-SLOPE International Ltd.

File Information

Title: TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"
Comments: ZONA DE DESLIZAMIENTO 01 - EJE "A-A" - PARTE INFERIOR ESTABILIZADO METODOLOGÍA MURO DE GRAVEDAD - ANALISIS PSEUDOESTÁTICO
Created By: BACHILLER INGENIERÍA CIVIL: PACCINI SÁNCHEZ, JEAN CARLOS
Revision Number: 27
Date: 24/07/2018
Time: 06:00:12 a.m.
File Name: EJE A-A ESTABILIZADO MURO DE GRAVEDAD Z-01 PSEUDOESTÁTICO.gsz
Directory: H:\TESIS INGENIERÍA CIVIL\A-A\EJE A-A INFERIOR\
Last Solved Date: 24/07/2018
Last Solved Time: 06:00:25 a.m.

Project Settings

Length(L) Units: meters
Time(t) Units: Seconds
Force(F) Units: kN
Pressure(p) Units: kPa
Strength Units: kPa
Unit Weight of Water: 9.807 kN/m³
View: 2D

Analysis Settings

SLOPE/W Analysis

Kind: SLOPE/W
Method: Morgenstern-Price
Settings
Side Function
Interslice force function option: Half-Sine
PWP Conditions Source: (none)
SlipSurface
Direction of movement: Left to Right
Allow Passive Mode: No
Slip Surface Option: Auto-Search
Critical slip surfaces saved: 1
Optimize Critical Slip Surface Location: Yes
Tension Crack
Tension Crack Option: (none)
FOS Distribution
FOS Calculation Option: Constant
Advanced
Number of Slices: 30
Optimization Tolerance: 0.01
Minimum Slip Surface Depth: 0.1 m
Minimum Slice Width: 0.1 m
Optimization Maximum Iterations: 2000
Optimization Convergence Tolerance: 1e-007
Starting Optimization Points: 8
Ending Optimization Points: 16
Complete Passes per Insertion: 1

Materials

ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)

Model: [Mohr-Coulomb](#)
 Unit Weight: [22.1 kN/m³](#)
 Cohesion: [19 kPa](#)
 Phi: [23.49 °](#)
 Phi-B: [0 °](#)

ROCA ANDESITICA

Model: [Bedrock \(Impenetrable\)](#)

MURO DE GRAVEDAD

Model: [Mohr-Coulomb](#)
 Unit Weight: [21.57 kN/m³](#)
 Cohesion: [110 kPa](#)
 Phi: [42 °](#)
 Phi-B: [0 °](#)

Slip Surface Limits

Left Coordinate: [\(117.73112, 36.674458\) m](#)
 Right Coordinate: [\(171.61178, 21.010671\) m](#)

Surcharge Loads

Surcharge Load 1

Surcharge (Unit Weight): [10 kN/m³](#)
 Direction: [Vertical](#)

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	123.69085	32.964579
	125.903	33.024312
	128.18695	32.950591

Seismic Loads

Horz Seismic Load: [0.13](#)
 Ignore seismic load in strength: [No](#)

Regions

	Material	Points	Area (m ²)
Region 1	ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,13,14,15,16,17,18,19,20,21,22	321.70588
Region 2	ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)	35,31,32,33,34,52,53,54,55,56,50,51	29.648615
Region 3	ARENA LIMOSA	36,37,38,39,57,58,59,60,61,62,63,64,65,66,67,68,69,70,71,72,73,74,75,76,77,78,79,25	211.50734

	CON BOLONOS (SM-Bo)		
Region 4	ROCA ANDESITICA	36,26,27,28,29,30,35,51,50,49,48,47,46,45,44,43,2,3,4,5,42,41,40,39,38,37	10342.169
Region 5	MURO DE GRAVEDAD	24,79,25,36,26,27,28,29,30,35,31,32,33,34,52,23	8.8778685

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	0	121.07617
Point 2	0	115
Point 3	39.36	94.553
Point 4	55.397	82.606
Point 5	74.420057	67.963982
Point 6	74.391427	68.021241
Point 7	60.765459	81.891329
Point 8	51.186228	91.9592
Point 9	50.032506	93.426393
Point 10	44.71838	97.564411
Point 11	41.61932	99.931467
Point 12	38.984677	100.01651
Point 13	36.772528	99.956774
Point 14	36.232149	99.545653
Point 15	30.757142	103.90986
Point 16	26.113755	104.05973
Point 17	23.901606	104
Point 18	23.361227	103.58888
Point 19	18.662396	107.33438
Point 20	16.335514	108.83389
Point 21	7.9334412	119.03466
Point 22	1.3535764	120.90554
Point 23	137.4453	24.995709
Point 24	136.8453	24.995709
Point 25	136.3453	20.445709
Point 26	135.0453	20.445709
Point 27	135.0453	19.595709
Point 28	136.6453	19.595709
Point 29	136.6453	18.995709
Point 30	137.6453	18.995709
Point 31	137.6453	19.595709
Point 32	138.5453	19.595709
Point 33	138.5453	20.445709
Point 34	138.0453	20.445709
Point 35	137.6453	19.461381
Point 36	136.1908	20.445709
Point 37	117.40705	34.734028
Point 38	97.978	53.296
Point 39	81.057241	63.036381
Point 40	77.955507	63.005361
Point 41	77.415129	62.594241
Point 42	76.899367	63.005361

Point 43	0	-2.84e-014
Point 44	171.61178	-2.370655e-010
Point 45	171.61178	21.010671
Point 46	170.31215	20.843252
Point 47	157.95895	15.400771
Point 48	155.45978	13.877754
Point 49	151.03425	12.513164
Point 50	150.70045	12.186895
Point 51	138.48846	18.991565
Point 52	137.64848	23.639055
Point 53	138.6714	22.466142
Point 54	144.00273	18.560253
Point 55	145.48771	17.406661
Point 56	146.38295	16.812672
Point 57	82.451601	62.991374
Point 58	83.038783	62.404192
Point 59	84.078674	62.005042
Point 60	84.768812	61.916579
Point 61	87.214282	61.268809
Point 62	87.9017	60.720859
Point 63	88.442079	61.13198
Point 64	90.654228	61.191713
Point 65	93.354292	61.104561
Point 66	96.56654	58.689533
Point 67	98.852177	56.864209
Point 68	102.75058	53.83682
Point 69	113.29992	41.868765
Point 70	116.43743	38.1242
Point 71	117.73112	36.674458

Point 72	120.59161	35.691373
Point 73	121.48048	35.27304
Point 74	122.63471	32.964579
Point 75	123.15048	32.553458
Point 76	123.69085	32.964579
Point 77	125.903	33.024312
Point 78	128.18695	32.950591
Point 79	136.8053	24.692234

Critical Slip Surfaces

	Number	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)
1	Optimized	1.046	(161.06, 49.926)	24.25961	(127.083, 32.9862)	(149.822, 13.1275)
2	465	1.088	(161.06, 49.926)	38.48	(126.5, 33.005)	(149.827, 13.1225)

Slices of Slip Surface: Optimized

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	Optimized	127.1119	31.797955	0	0	0	0
2	Optimized	127.66375	29.646985	0	0	0	0
3	Optimized	128.2869	28.500285	0	30.911111	13.434119	19
4	Optimized	128.75085	27.71775	0	35.40185	15.385816	19
5	Optimized	129.5754	26.52042	0	43.321866	18.827893	19
6	Optimized	130.424	25.427975	0	42.671899	18.545415	19
7	Optimized	131.19995	24.44067	0	41.64699	18.099984	19
8	Optimized	131.64705	23.90203	0	62.508031	27.166294	19
9	Optimized	132.17745	23.498555	0	60.133183	26.134173	19
10	Optimized	133.12	22.78159	0	56.660908	24.625106	19
11	Optimized	133.8783	22.204775	0	54.548248	23.706934	19
12	Optimized	134.6225	21.70808	0	62.450492	27.141287	19
13	Optimized	135.5369	21.15136	0	59.843367	26.008218	19
14	Optimized	136.17495	20.707735	0	41.473003	18.024369	19
15	Optimized	136.58055	20.33709	0	57.891911	52.126111	110
16	Optimized	137.1253	19.8393	0	64.510525	58.085538	110
17	Optimized	137.5453	19.45551	0	64.815034	58.359718	110
18	Optimized	137.6469	19.41187	0	62.226408	27.043899	19
19	Optimized	137.70465	19.42833	0	61.868431	26.888321	19
20	Optimized	137.90305	19.317775	0	61.043168	26.529657	19
21	Optimized	138.2669	19.115035	0	58.974082	25.630423	19
22	Optimized	138.57995	18.9406	0	57.15781	24.841062	19
23	Optimized	139.0025	18.705125	0	56.155232	24.405337	19
24	Optimized	139.66475	18.336115	0	55.351921	24.056214	19
25	Optimized	140.32645	17.96743	0	54.498732	23.685414	19
26	Optimized	140.9875	17.599075	0	53.568462	23.281114	19
27	Optimized	141.64855	17.23072	0	52.536445	22.832594	19
28	Optimized	142.31635	16.85861	0	51.366672	22.324205	19

29	Optimized	142.9909	16.482745	0	50.027629	21.742251	19
30	Optimized	143.66545	16.10688	0	48.508579	21.082064	19
31	Optimized	144.3829	15.707115	0	46.416019	20.172628	19
32	Optimized	145.1254	15.29339	0	43.732086	19.006177	19
33	Optimized	145.82315	14.904585	0	41.488438	18.031077	19
34	Optimized	146.27075	14.655165	0	40.325391	17.525611	19
35	Optimized	146.7954	14.36282	0	36.094565	15.686874	19
36	Optimized	147.6204	13.903145	0	27.668935	12.025054	19
37	Optimized	148.4322	13.45079	0	18.481812	8.0322852	19
38	Optimized	149.327	13.17789	0	11.716897	5.0922206	19

Slices of Slip Surface: 465

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	465	126.9219	32.19324	0	0	0	0
2	465	127.76525	30.65297	0	0	0	0
3	465	128.59405	29.284175	0	23.461696	10.196567	19
4	465	129.40835	28.054685	0	28.264989	12.284102	19
5	465	130.2226	26.91982	0	31.870377	13.851021	19
6	465	131.03685	25.8661	0	34.712819	15.08636	19
7	465	131.8511	24.883235	0	37.092106	16.120409	19
8	465	132.66535	23.96314	0	39.23023	17.049649	19
9	465	133.4796	23.099335	0	41.286108	17.943143	19
10	465	134.29385	22.286525	0	43.364259	18.846318	19
11	465	135.1081	21.52032	0	45.521765	19.78398	19
12	465	135.92235	20.79704	0	47.774011	20.762817	19
13	465	136.5674	20.24936	0	63.909141	57.544049	110
14	465	137.1253	19.79879	0	74.215157	66.823628	110
15	465	137.5453	19.46737	0	76.738004	69.095209	110
16	465	137.6469	19.42489	0	62.531372	27.176438	19
17	465	137.8469	19.349055	0	61.474995	26.717332	19
18	465	138.2669	19.115035	0	58.940572	25.615859	19
19	465	138.57995	18.9406	0	56.947706	24.74975	19
20	465	139.0522	18.67744	0	55.692706	24.204321	19
21	465	139.8138	18.253055	0	54.495285	23.683916	19
22	465	140.57545	17.82867	0	53.255426	23.145067	19
23	465	141.3371	17.40429	0	51.938721	22.572821	19
24	465	142.0987	16.979905	0	50.510762	21.952223	19
25	465	142.8603	16.55552	0	48.941727	21.270313	19
26	465	143.6219	16.13114	0	47.198355	20.512635	19
27	465	144.37395	15.712085	0	45.029247	19.56993	19
28	465	145.11645	15.29836	0	42.392717	18.424081	19
29	465	145.9353	14.84208	0	39.966512	17.36964	19
30	465	146.73685	14.395445	0	35.613741	15.477905	19
31	465	147.44475	14.001015	0	28.678323	12.463738	19
32	465	148.1368	13.68325	0	25.377483	11.029177	19
33	465	148.81295	13.44919	0	13.893389	6.0381343	19
34	465	149.4891	13.22908	0	1.5985972	0.69475813	19

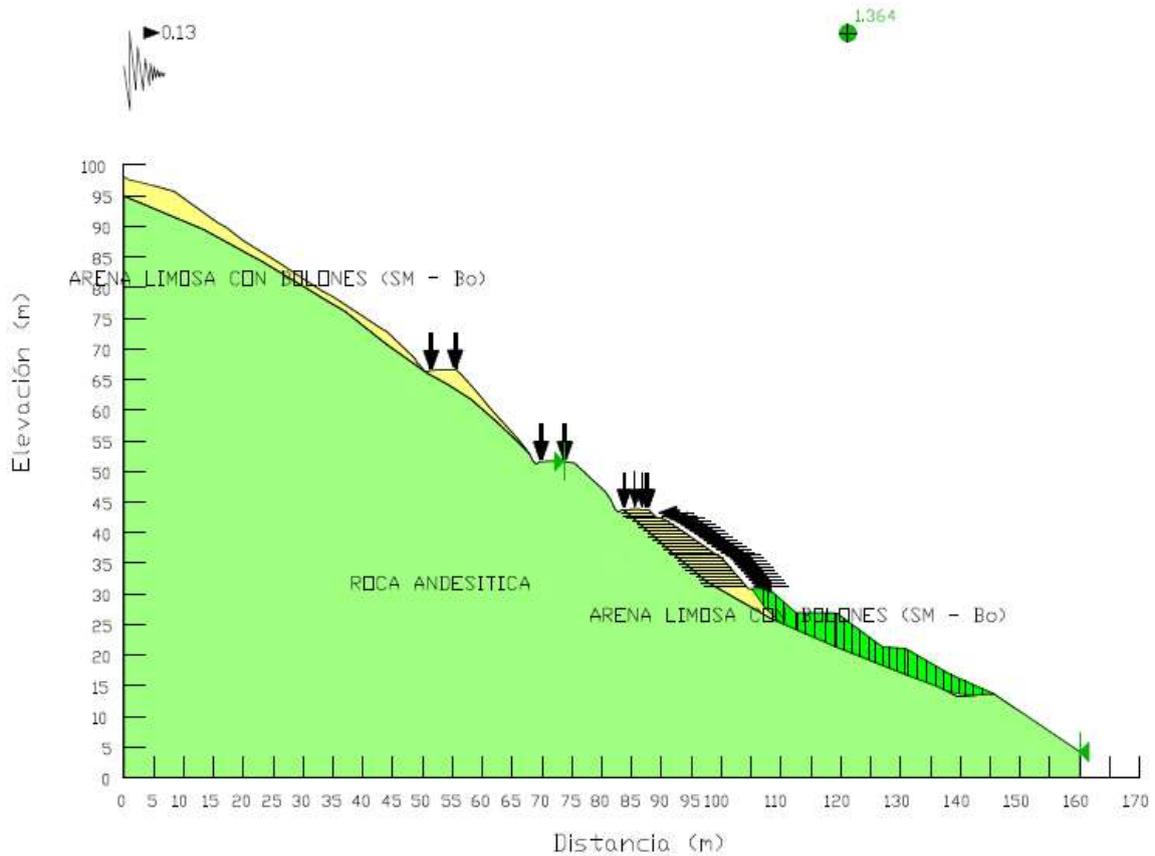
ANEXO C – ANALISIS Y DISEÑO DE LA ZONA 02

ANEXO C.1 – METODOLOGÍA DE
REFORZAMIENTO CON
GEOSINTETICOS ZONA 02

DISEÑO DE GEOSINTETICOS - ZONA 02 - EJE "F-F"

1.0. CONDICIONES GEOMÉTRICAS DEL TALUD Y SUPERFICIE DE FALLA

Eje	:	F-F	
Talud	:	Inferior	
Análisis	:	Pseudoestático	
F.S.	:	0.973	Morgenstern - Price
Longitud de la Línea de Falla	:	51.72	m
Longitud de la Superficie de Falla	:	50.28	m
Altura de la Superficie de Falla	:	25.18	m
Profundidad de la Superficie de Falla	:	4.95	m
Área de la Superficie de Falla	:	66.27	m ²



2.0. PARÁMETROS DE DISEÑO DEL REFUERZO

2.1. Resistencia a la tracción disponible del geotextil

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS}$$

$$FS = FR_{ID} \times FR_{FL} \times FR_{DQB}$$

Donde:

T_{ult} = Resistencia última del geotextil por el método de la tira ancha (ASTM D4595).

T_{adm} = Resistencia a la tracción disponible del geotextil.

FR_{ID} = Factor de reducción por daños en la instalación.

FR_{FL} = Factor de reducción por fluencia o creep.

FR_{DQB} = Factor de reducción por degradación química y biológica.

Tabla 1

Factores de Reducción para Geotextiles en aplicaciones de separación y refuerzo.

Área	Daños por Instalación	Por Fluencia o Creep	Degradación Química y Biológica
Separación	1.1 a 2.5	1.5 a 2.5	1.0 a 1.5
Caminos No Pavimentados	1.1 a 2.0	1.5 a 2.5	1.0 a 1.6
Muros de Contención	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.0 a 1.7
Terraplenes sobre Suelos Blandos	1.1 a 2.0	2.0 a 3.5	1.0 a 1.8
Fundaciones	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.0 a 1.9
Estabilidad de Taludes	1.1 a 1.5	2.0 a 3.0	1.0 a 1.10
Ferrocarriles	1.5 a 3.0	1.0 a 1.5	1.5 a 2.0

Los geotextiles que podrían utilizarse como alternativas de refuerzo son T1700, T2100, T2400, TR4000 Y TR6000.

$$FS = 1.2 \times 2.5 \times 1$$

$$FS = 3$$

* Geotextil Tejido 1700:

$$T_{ult} = 22 \text{ kN/m (Ver Apéndice A: Especificaciones de Productos)}$$

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS}$$

$$T_{adm} = \frac{22}{3}$$

$$T_{adm} = 7.3333 \text{ kN/m}$$

Ancho del rollo: 3.85 m

Ancho neto: 2.85 m

$$T_{adm} = 20.9 \text{ kN}$$

* Geotextil Tejido 2100:

$$T_{ult} = 33 \text{ kN/m (Ver Apéndice A: Especificaciones de Productos)}$$

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS}$$
$$T_{adm} = \frac{33}{3}$$

$$T_{adm} = 11 \text{ kN/m}$$

Ancho del rollo: 3.85 m

Ancho neto: 2.85 m

$$T_{adm} = 31.35 \text{ kN}$$

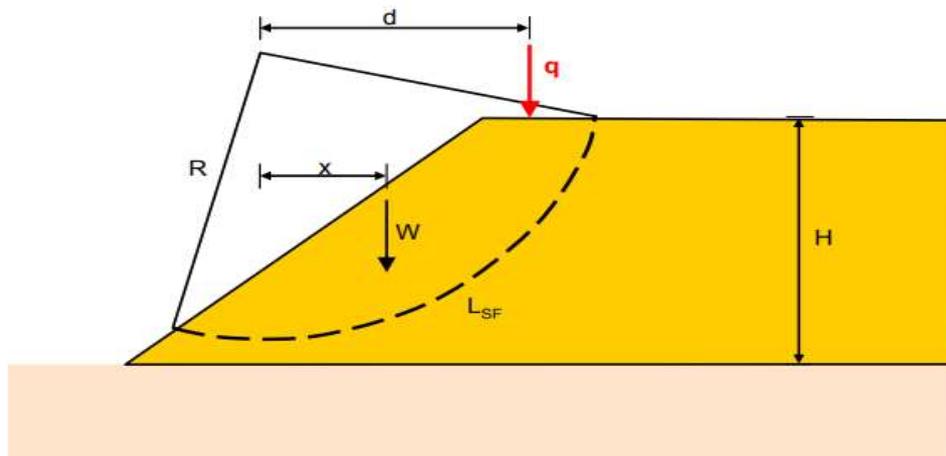
5. Análisis de estabilidad del talud sin refuerzo. Es más preciso y más fácil utilizar algún programa de estabilidad, en este caso se utilizó el GeoStudio 2007 version 7.10 build 4143 - SLOPE/W (Student License)

- Es importante tener en cuenta que cuando se realice el análisis de estabilidad se deben utilizar las propiedades geométricas de los suelos, las del suelo de fundación y las del material que se utilizará para construir los terraplenes, con el objetivo de analizar las diferentes superficies de falla.

- No solo se debe tener en cuenta la superficie de falla crítica si no también todas aquellas superficies de falla que su FS se menor a 1.25 en un análisis pseudoestático.

Propiedades Geomecánicas del Relleno

$$\delta_t = 22.1 \text{ KN/m}^3$$
$$w_{\%} = 11.09 \%$$
$$\phi' = 23.49^\circ$$
$$IP = 15 \%$$



6. Diseño del refuerzo necesario para la estabilidad del talud

* Cálculo de momentos M_D M_R

$$M_D = WxX + qxd$$

$$M_R = M_D \times FS_U$$

$$M_R = (WxX + qxd) \times FS_U$$

$$W = 66.27 \times 22.1 = 1464.567 \text{ kN/m}$$

$$X = 12.96 \text{ m}$$

$$d = 22.4 \text{ m}$$

$$q = 10 \text{ kN/m}$$

$$M_D = 19204.788 \text{ kN-m/m}$$

$$FS_U = 0.973$$

FS_U = Factor de seguridad del talud sin refuerzo

FS_R = Factor de seguridad requerido

R = Radio de falla

$$M_R = 18686.259 \text{ kN-m/m}$$

$$R = 15.02 \text{ m}$$

$$T_{TOTAL} = \frac{(FS_R - FS_U)M_D}{R}$$

$$T_{TOTAL} = 354.17619 \text{ kN/m} \quad \text{Fuerza total a la tensión que suministra el refuerzo}$$

* Determinación de la distribución de esfuerzos

Se recomienda por aspectos constructivos espesores de capa entre 25 y 50 cm y también una distribución uniforme.

$$T_g = \frac{T_{TOTAL}}{\text{Espaciamientos requeridos}} \quad \text{Fuerza necesaria de cada geotextil}$$

$$T_g = 7.0329 \text{ kN/m}$$

El geotextil tejido T1700 presenta un T_{Ult} de 7.33 kN/m

Capas teniendo en cuenta la recomendación constructiva de un espesor máximo de 50 cm se recomienda capas espaciadas 50 cm.

* Determinación de la longitud de empotramiento L_e :

$$L_e = \frac{T_{adm} \times FS}{F \alpha \sigma' \times 2}$$

$$FS = 1.5$$

$$T_{adm} = 7.3333 \text{ KN/m}$$

$$F = 2/3 \tan \emptyset = 0.2897366$$

$$\alpha = 0.9 \quad (\text{Factor de transferencia de 0.8 a 1.0})$$

$$\sigma' = \text{Esfuerzo vertical, es función de la profundidad}$$

F = Factor de resistencia de ensayo Pullout,
 si no se tiene disponible el ensayo de Pullout
 use para geotextiles $F=2/3 \tan\phi$, donde ϕ
 es el ángulo de fricción interna.

* La longitud total de las capas de refuerzo deben ser aproximadas a un múltiplo de 0.50 m para facilitar su proceso constructivo. Estas longitudes deben ser revisadas una vez evaluada la estabilidad externa y global del talud.

Donde:

S_v = Espesor de la capa

L_0 = Longitud de dobléz use 1.00 m

L_g = Longitud geométrica que va desde la cara del terraplen hasta la falla

L_e = Longitud de empotramiento detrás de la superficie de falla

L_T = Longitud Total, suma de $S_v + L_0 + L_g + L_e$

Realizamos la siguiente tabla:

Nº	Z	Sv	Lo	Lg	Le	Le min	LT	Lt usar
Capa	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	0.50	0.50	1.00	5	1.9088	1.00	8.409	8.500
2	1.00	0.50	1.00	5.5	0.9544	1.00	8.000	8.500
3	1.50	0.50	1.00	5.6	0.6363	1.00	8.100	8.500
4	2.00	0.50	1.00	6.2	0.4772	1.00	8.700	8.500
5	2.50	0.50	1.00	6.2	0.3818	1.00	8.700	8.000
6	3.00	0.50	1.00	5.4	0.3181	1.00	7.900	8.000
7	3.50	0.50	1.00	5.4	0.2727	1.00	7.900	8.000
8	4.00	0.50	1.00	5.3	0.2386	1.00	7.800	8.000
9	4.50	0.50	1.00	5.35	0.2121	1.00	7.850	8.000
10	5.00	0.50	1.00	5.3	0.1909	1.00	7.800	7.000
11	5.50	0.50	1.00	5.3	0.1735	1.00	7.800	7.000
12	6.00	0.50	1.00	5.2	0.1591	1.00	7.700	7.000
13	6.50	0.50	1.00	5.2	0.1468	1.00	7.700	7.000
14	7.00	0.50	1.00	5.15	0.1363	1.00	7.650	7.000
15	7.50	0.50	1.00	5.1	0.1273	1.00	7.600	7.000
16	8.00	0.50	1.00	4.5	0.1193	1.00	7.000	7.000
17	8.50	0.50	1.00	4.4	0.1123	1.00	6.900	7.000
18	9.00	0.50	1.00	4.4	0.106	1.00	6.900	7.000
19	9.50	0.50	1.00	4.35	0.1005	1.00	6.850	7.000
20	10.00	0.50	1.00	4.2	0.0954	1.00	6.700	7.000
21	10.50	0.50	1.00	3.9	0.0909	1.00	6.400	6.000
22	11.00	0.50	1.00	3.5	0.0868	1.00	6.000	6.000
23	11.50	0.50	1.00	3.4	0.083	1.00	5.900	6.000
24	12.00	0.50	1.00	3.4	0.0795	1.00	5.900	6.000
25	12.50	0.50	1.00	3.4	0.0764	1.00	5.900	5.000

7. Chequeo al deslizamiento

Una vez realizado el diseño de las capas de refuerzo del talud se revisa la estabilidad al deslizamiento del talud reforzado teniendo en cuenta la longitud de la capa inferior del refuerzo, así:

$$FS_D = \frac{\sum \text{Fuerzas Horizontales Resistentes}}{\sum \text{Fuerzas Horizontales Desestabilizantes}}$$

$$FS_D = \frac{(W + P_a \times \text{Sen}\phi) \times \text{Tan}(\delta)}{P_a \times \text{Cos}\phi}$$

$$W = \frac{1}{2} \cdot L^2 \cdot \gamma \cdot \text{Tan}\beta \quad ; \quad \text{para } L < H$$

$$W = \left(L \cdot H - \frac{H^2}{2 \cdot \text{Tan}\beta} \right) \cdot \gamma \quad ; \quad \text{para } L > H$$

FS_D = Factor de seguridad al deslizamiento.

L = Longitud del refuerzo en la capa inferior.

H = Altura del talud.

P_a = Presión activa de tierra.

δ_{sg} = Ángulo de fricción entre el suelo de fundación y el geotextil.

β = Ángulo del talud

$$W = 798.36 \text{ kN/m}$$

El empuje generado por el espaldon del talud es:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \delta_t \cdot H^2$$

$$P_a = 503.01 \text{ kN/m}$$

El factor de seguridad al deslizamiento sera:

$$FS_D = 1.9071 \text{ Mayor que } 1.5 \text{ Ok!}$$

8. Verificación a la estabilidad Global

Análisis	Método	Fs Estatico	Fs Pseudo	Fs Estatico	Fs Pseudo	Check Est	Check Psd
Inicial	Bishop	1.147	0.954	1.5	1.25	Error	Error
	Janbu	1.052	0.859	1.5	1.25	Error	Error
	Mor- Pric	1.095	0.892	1.5	1.25	Error	Error
Estabilizado	Bishop	2.048	1.569	1.5	1.25	Ok	Ok
	Janbu	1.887	1.415	1.5	1.25	Ok	Ok
	Mor- Pric	1.934	1.450	1.5	1.25	Ok	Ok

SLOPE/W Analysis

Report generated using GeoStudio 2007, version 7.10. Copyright © 1991-2008 GEO-SLOPE International Ltd.

File Information

Title: TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"
Comments: ZONA DE DESLIZAMIENTO 02 - EJE "F-F" - PARTE INFERIOR ESTABILIZADO METODOLOGÍA DE REFORZAMIENTO CON GEOSINTÉTICOS - ANALISIS PSEUDOESTÁTICO
Created By: BACHILLER INGENIERÍA CIVIL: PACCINI SÁNCHEZ, JEAN CARLOS
Revision Number: 37
Date: 24/07/2018
Time: 05:43:46 a.m.
File Name: EJE F-F ESTABILIZADO REFORZAMIENTO CON GEOSINTÉTICOS Z-02 PSEUDOESTÁTICO.gsz
Directory: H:\TESIS INGENIERÍA CIVIL\F-F\EJE F-F INFERIOR\
Last Solved Date: 24/07/2018
Last Solved Time: 06:07:55 a.m.

Project Settings

Length(L) Units: meters
Time(t) Units: Seconds
Force(F) Units: kN
Pressure(p) Units: kPa
Strength Units: kPa
Unit Weight of Water: 9.807 kN/m³
View: 2D

Analysis Settings

SLOPE/W Analysis

Kind: SLOPE/W
Method: Morgenstern-Price
Settings
Side Function
Interslice force function option: Half-Sine
PWP Conditions Source: (none)
SlipSurface
Direction of movement: Left to Right
Allow Passive Mode: No
Slip Surface Option: Auto-Search
Critical slip surfaces saved: 1
Optimize Critical Slip Surface Location: Yes
Tension Crack
Tension Crack Option: (none)
FOS Distribution
FOS Calculation Option: Constant
Advanced
Number of Slices: 30
Optimization Tolerance: 0.01
Minimum Slip Surface Depth: 0.1 m
Minimum Slice Width: 0.1 m
Optimization Maximum Iterations: 2000
Optimization Convergence Tolerance: 1e-007
Starting Optimization Points: 8
Ending Optimization Points: 16
Complete Passes per Insertion: 1

Materials

ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)

Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 22.1 kN/m³
Cohesion: 19 kPa
Phi: 23.49 °
Phi-B: 0 °

ROCA ANDESITICA

Model: Bedrock (Impenetrable)

Slip Surface Limits

Left Coordinate: (73.619502, 51.607085) m
Right Coordinate: (159.98561, 4.1827505) m

Surcharge Loads

Surcharge Load 1

Surcharge (Unit Weight): 10 kN/m³

Direction: Vertical

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	83.336488	43.740889
	85.548638	43.800622
	87.832582	43.726901

Seismic Loads

Horz Seismic Load: 0.13

Ignore seismic load in strength: No

Reinforcements

Reinforcement 1

Type: Fabric

Outside Point: (88.2589, 43.3) m

Inside Point: (83.2589, 43.3) m

Slip Surface Intersection: (0, 0) m

Total Length: 5 m

Reinforcement Direction: 0 °

Applied Load Option: Variable

F of S Dependent: No

Contact Cohesion: 0 kPa

Contact Phi: 22 °

Interface Factor: 1

Bond Safety Factor: 1

Fabric Capacity: 20.9 kN

Fabric Safety Factor: 1

Fabric Load: 20.9 kN

Load Distribution: Even along reinf.

Load Orientation: 0

Applied Load: 20.9 kN

Fabric Load Used: 0 kN

Resisting Force Used: 0 kN/m

Available Bond Length: 0 m

Required Bond Length: 0 m

Governing Component: Bond

Reinforcement 2

Type: Fabric

Outside Point: (88.7589, 42.8) m

Inside Point: (83.7589, 42.8) m

Slip Surface Intersection: (0, 0) m

Total Length: 5 m

Reinforcement Direction: 0 °

Applied Load Option: Variable

F of S Dependent: No

Contact Cohesion: 0 kPa

Contact Phi: 22 °

Interface Factor: 1

Bond Safety Factor: 1

Fabric Capacity: 20.9 kN

Fabric Safety Factor: 1

Fabric Load: 20.9 kN

Load Distribution: Even along reinf.

Load Orientation: 0

Applied Load: 20.9 kN

Fabric Load Used: 0 kN

Resisting Force Used: 0 kN/m

Available Bond Length: 0 m

Required Bond Length: 0 m

Governing Component: Bond

Reinforcement 3

Type: Fabric

Outside Point: (90.0281, 42.3) m

Inside Point: (84.0281, 42.3) m

Slip Surface Intersection: (0, 0) m

Total Length: 6 m

Reinforcement Direction: 0 °

Applied Load Option: Variable

F of S Dependent: No

Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 4

Type: Fabric
Outside Point: (91.0538, 41.8) m
Inside Point: (85.0538, 41.8) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 6 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 5

Type: Fabric
Outside Point: (91.8407, 41.3) m
Inside Point: (85.8407, 41.3) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 6 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 6

Type: Fabric
Outside Point: (92.6275, 40.8) m
Inside Point: (86.1275, 40.8) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 6.5 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN

Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 7

Type: Fabric
Outside Point: (93.4144, 40.3) m
Inside Point: (86.9144, 40.3) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 6.5 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 8

Type: Fabric
Outside Point: (94.1765, 39.8) m
Inside Point: (87.6765, 39.8) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 6.5 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 9

Type: Fabric
Outside Point: (94.9072, 39.3) m
Inside Point: (87.9072, 39.3) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 7 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m

Governing Component: Bond

Reinforcement 10

Type: Fabric
Outside Point: (95.6379, 38.8) m
Inside Point: (88.6379, 38.8) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 7 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 11

Type: Fabric
Outside Point: (96.3686, 38.3) m
Inside Point: (89.3686, 38.3) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 7 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 12

Type: Fabric
Outside Point: (97.0994, 37.8) m
Inside Point: (90.0994, 37.8) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 7 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 13

Type: Fabric
Outside Point: (97.8301, 37.3) m
Inside Point: (90.3301, 37.3) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m

Total Length: 7.5 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 14

Type: Fabric
Outside Point: (98.5608, 36.8) m
Inside Point: (91.0608, 36.8) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 7.5 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 15

Type: Fabric
Outside Point: (99.3862, 36.3) m
Inside Point: (91.3862, 36.3) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 16

Type: Fabric
Outside Point: (100.14899, 35.8) m
Inside Point: (92.148987, 35.8) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1

Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 17

Type: Fabric
Outside Point: (100.61397, 35.292587) m
Inside Point: (92.613975, 35.292587) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 18

Type: Fabric
Outside Point: (101.03592, 34.81486) m
Inside Point: (92.928223, 34.81486) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 8.1077 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 19

Type: Fabric
Outside Point: (101.47776, 34.329738) m
Inside Point: (93.47776, 34.329738) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN

Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 20

Type: Fabric
Outside Point: (101.91965, 33.840866) m
Inside Point: (93.919649, 33.840866) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 8 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 21

Type: Fabric
Outside Point: (102.4273, 33.3) m
Inside Point: (94.7273, 33.3) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 7.7 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 22

Type: Fabric
Outside Point: (102.8273, 32.8) m
Inside Point: (95.8273, 32.8) m
Slip Surface Intersection: (0, 0) m
Total Length: 7 m
Reinforcement Direction: 0 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Contact Cohesion: 0 kPa
Contact Phi: 22 °
Interface Factor: 1
Bond Safety Factor: 1
Fabric Capacity: 20.9 kN
Fabric Safety Factor: 1
Fabric Load: 20.9 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Load Orientation: 0
Applied Load: 20.9 kN
Fabric Load Used: 0 kN
Resisting Force Used: 0 kN/m
Available Bond Length: 0 m
Required Bond Length: 0 m
Governing Component: Bond

Reinforcement 23

Type: Fabric
 Outside Point: (103.3, 32.3) m
 Inside Point: (96.3, 32.3) m
 Slip Surface Intersection: (0, 0) m
 Total Length: 7 m
 Reinforcement Direction: 0 °
 Applied Load Option: Variable
 F of S Dependent: No
 Contact Cohesion: 0 kPa
 Contact Phi: 22 °
 Interface Factor: 1
 Bond Safety Factor: 1
 Fabric Capacity: 20.9 kN
 Fabric Safety Factor: 1
 Fabric Load: 20.9 kN
 Load Distribution: Even along reinf.
 Load Orientation: 0
 Applied Load: 20.9 kN
 Fabric Load Used: 0 kN
 Resisting Force Used: 0 kN/m
 Available Bond Length: 0 m
 Required Bond Length: 0 m
 Governing Component: Bond

Reinforcement 24

Type: Fabric
 Outside Point: (103.7, 31.8) m
 Inside Point: (96.7, 31.8) m
 Slip Surface Intersection: (0, 0) m
 Total Length: 7 m
 Reinforcement Direction: 0 °
 Applied Load Option: Variable
 F of S Dependent: No
 Contact Cohesion: 0 kPa
 Contact Phi: 22 °
 Interface Factor: 1
 Bond Safety Factor: 1
 Fabric Capacity: 20.9 kN
 Fabric Safety Factor: 1
 Fabric Load: 20.9 kN
 Load Distribution: Even along reinf.
 Load Orientation: 0
 Applied Load: 20.9 kN
 Fabric Load Used: 0 kN
 Resisting Force Used: 0 kN/m
 Available Bond Length: 0 m
 Required Bond Length: 0 m
 Governing Component: Bond

Reinforcement 25

Type: Fabric
 Outside Point: (104.1, 31.3) m
 Inside Point: (97.1, 31.3) m
 Slip Surface Intersection: (0, 0) m
 Total Length: 7 m
 Reinforcement Direction: 0 °
 Applied Load Option: Variable
 F of S Dependent: No
 Contact Cohesion: 0 kPa
 Contact Phi: 22 °
 Interface Factor: 1
 Bond Safety Factor: 1
 Fabric Capacity: 20.9 kN
 Fabric Safety Factor: 1
 Fabric Load: 20.9 kN
 Load Distribution: Even along reinf.
 Load Orientation: 0
 Applied Load: 20.9 kN
 Fabric Load Used: 0 kN
 Resisting Force Used: 0 kN/m
 Available Bond Length: 0 m
 Required Bond Length: 0 m
 Governing Component: Bond

Regions

Region	Material	Points	Area (m ²)
1	ARENA LIMOSA CON	39,40,41,42,43,44,45,46,47,48,49,50,14,13,12,11,10,9,8,7,6,5,1,52	226.98629

	BOLONES (SM-Bo)		
Region 2	ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)	53,28,27,26,86,25,85,24,23,22,21,20,19,54,55,56,57,58,59,60,61,62,63,64,65,66,67,68,69,70,71,72,73,74,75,76,77,78,79,80,81,82,83	130.69423
Region 3	ROCA ANDESITICA	19,18,17,16,15,14,13,12,11,10,9,8,7,6,5,4,3,2,37,36,35,34,33,32,31,30,84,29,28,27,26,86,25,85,24,23,22,21,20	7640.2342

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	81.408271	45.485044
Point 2	82.280348	43.740889
Point 3	82.79611	43.329768
Point 4	83.336488	43.740889
Point 5	83.601693	43.74805
Point 6	84.37009	43.143395
Point 7	91.677995	36.814548
Point 8	97.639981	31.925081
Point 9	108.17105	26.064027
Point 10	119.10082	21.410902
Point 11	130.88512	16.826443
Point 12	135.8982	15.023407
Point 13	139.53909	13.239873
Point 14	145.54807	13.708944
Point 15	149.24864	11.2941
Point 16	159.98561	4.1827505
Point 17	159.98561	-2.6263297e-007
Point 18	-7.9186284e-006	-2.6263297e-007
Point 19	-7.9185702e-006	94.988759
Point 20	13.366181	89.481793
Point 21	23.397985	84.132894
Point 22	34.574229	77.519776
Point 23	36.968611	76.187309
Point 24	43.819782	70.859402
Point 25	54.007864	64.307584
Point 26	62.447653	58.036158
Point 27	66.326404	54.456491
Point 28	67.905524	52.847433
Point 29	68.52611	51.606262
Point 30	69.041871	51.195142
Point 31	69.58225	51.606262
Point 32	71.794399	51.665995
Point 33	74.078343	51.592275
Point 34	74.188474	51.482144
Point 35	75.335936	51.415433
Point 36	80.512951	46.72344
Point 37	81.426685	45.459573
Point 38	81.417322	45.466941
Point 39	89.036919	42.522564
Point 40	90.396899	42.218038
Point 41	93.853313	40.021732
Point 42	98.932717	36.546166
Point 43	99.956443	35.991814
Point 44	104.56913	30.796555
Point 45	107.74828	30.957418
Point 46	112.4149	26.940984
Point 47	119.29861	26.861995
Point 48	126.9054	21.342107
Point 49	130.80463	21.07299
Point 50	138.38852	16.799086
Point 51	85.548638	43.800622
Point 52	87.832582	43.726901
Point 53	66.023043	55.232508
Point 54	-7.9185702e-006	98.080498
Point 55	0.89118829	97.596164
Point 56	2.5238922	97.235353
Point 57	4.4549299	96.752719
Point 58	4.743855	96.704679
Point 59	4.9166766	96.664893

Point 60	6.7800951	96.177507
Point 61	7.3376758	95.970315
Point 62	8.383923	95.758613
Point 63	8.3955797	95.733524
Point 64	8.47104	95.694438
Point 65	15.518226	90.740089
Point 66	17.079301	89.864927
Point 67	19.913018	87.735752
Point 68	25.771377	84.175968
Point 69	33.13812	79.500416
Point 70	35.006488	78.531093
Point 71	43.126701	73.296889
Point 72	44.047043	72.807467
Point 73	48.83388	68.323401
Point 74	49.003007	67.776233
Point 75	49.343368	67.556169
Point 76	50.139815	66.563276
Point 77	50.655576	66.152155
Point 78	51.195955	66.463276
Point 79	53.408104	66.623009
Point 80	55.692048	66.549288
Point 81	56.692562	65.548775
Point 82	59.057719	63.000639
Point 83	61.466282	60.14221
Point 84	68.617884	51.558913
Point 85	50.845984	65.979626
Point 86	58.101582	61.765366

Critical Slip Surfaces

	Number	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)
1	Optimized	1.364	(143.4, 65.934)	23.01333	(105.123, 30.8246)	(145.548, 13.7089)
2	884	1.383	(143.4, 65.934)	52.373	(103.701, 31.7745)	(145.548, 13.7089)

Slices of Slip Surface: Optimized

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	Optimized	106.03935	29.5099	0	7.1138192	3.0917004	19
2	Optimized	107.35205	27.780345	0	39.124671	17.003772	19
3	Optimized	108.47205	26.60767	0	45.507445	19.777757	19
4	Optimized	109.76665	25.4958	0	56.061327	24.364525	19
5	Optimized	111.3762	24.699505	0	52.593677	22.857467	19
6	Optimized	112.5225	24.211485	0	45.412799	19.736623	19
7	Optimized	113.3947	23.84016	0	51.993755	22.596739	19
8	Optimized	114.92395	23.189115	0	63.216541	27.474216	19
9	Optimized	116.5205	22.509425	0	74.556131	32.402457	19
10	Optimized	118.1843	21.801095	0	86.113935	37.425534	19
11	Optimized	119.1574	21.390445	0	94.953115	41.267085	19
12	Optimized	119.95075	21.08025	0	93.088327	40.45664	19

13	Optimized	121.25505	20.57283	0	85.692993	37.242591	19
14	Optimized	122.57945	20.05759	0	78.416178	34.080052	19
15	Optimized	123.924	19.53453	0	71.186612	30.938048	19
16	Optimized	125.17355	19.04842	0	64.543417	28.050883	19
17	Optimized	126.3281	18.59926	0	58.422448	25.39068	19
18	Optimized	127.5464	18.12532	0	59.176884	25.718562	19
19	Optimized	128.8417	17.62141	0	66.928363	29.087392	19
20	Optimized	130.1503	17.11231	0	74.841205	32.526352	19
21	Optimized	130.99765	16.78715	0	80.061613	34.795166	19
22	Optimized	131.9607	16.439595	0	77.520896	33.690958	19
23	Optimized	133.5007	15.885705	0	72.534922	31.524029	19
24	Optimized	135.0407	15.331815	0	67.335089	29.264157	19
25	Optimized	136.4716	14.736815	0	57.691442	25.072981	19
26	Optimized	137.7605	14.23623	0	63.548275	27.618389	19
27	Optimized	139.02215	13.86953	0	57.985906	25.200957	19
28	Optimized	140.24275	13.622085	0	59.912135	26.038105	19
29	Optimized	141.4166	13.49553	0	49.494401	21.510507	19
30	Optimized	142.8128	13.495425	0	39.560735	17.193288	19
31	Optimized	144.5851	13.63377	0	14.163059	6.1553345	19

Slices of Slip Surface: 884

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	884	104.135	31.28256	0	-10.676685	-4.6401394	19
2	884	105.3639	29.950515	0	5.2628871	2.2872763	19
3	884	106.9535	28.339885	0	32.29672	14.036311	19
4	884	108.5111	26.887775	0	44.744291	19.446086	19
5	884	110.03675	25.575585	0	44.571147	19.370837	19
6	884	111.60725	24.60114	0	51.629388	22.438383	19
7	884	113.0835	23.972655	0	50.420451	21.912973	19
8	884	114.4207	23.40338	0	60.125822	26.130975	19
9	884	115.7579	22.8341	0	69.564906	30.233246	19
10	884	117.09505	22.26482	0	78.812704	34.252384	19
11	884	118.4322	21.69554	0	87.96417	38.229656	19
12	884	119.1997	21.37243	0	96.362392	41.879564	19
13	884	120.0593	21.03803	0	92.610403	40.248931	19
14	884	121.58065	20.44617	0	84.034231	36.521685	19
15	884	123.102	19.854315	0	75.715345	32.906257	19
16	884	124.62335	19.26246	0	67.543478	29.354724	19
17	884	126.1447	18.670605	0	59.420618	25.82449	19
18	884	127.55525	18.12186	0	59.185421	25.722271	19
19	884	128.855	17.61622	0	66.901424	29.075684	19
20	884	130.15475	17.11058	0	74.722113	32.474594	19
21	884	131.4715	16.61672	0	78.711842	34.208549	19
22	884	132.76505	16.1503	0	74.724484	32.475624	19
23	884	134.0183	15.699545	0	70.592687	30.679925	19
24	884	135.27155	15.24879	0	66.317482	28.8219	19
25	884	136.5208	14.71843	0	57.053096	24.795553	19
26	884	137.76595	14.10847	0	56.251817	24.447313	19
27	884	139.0502	13.747575	0	71.411522	31.035795	19
28	884	140.3716	13.653445	0	59.61256	25.907908	19
29	884	141.69105	13.593695	0	46.423036	20.175677	19
30	884	143.0105	13.567255	0	32.183988	13.987318	19
31	884	144.60915	13.635645	0	13.718594	5.9621675	19

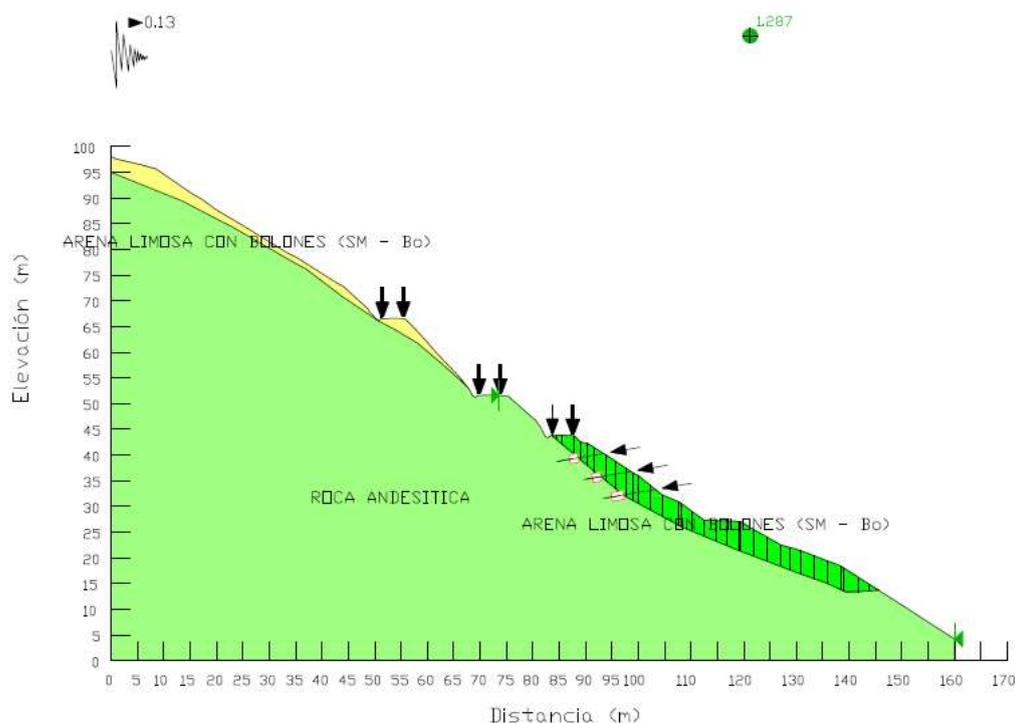
ANEXO C.2 – METODOLOGÍA DE
PANTALLAS ANCLADAS ZONA 02

DISEÑO DE MUROS ANCLADOS - ZONA 02 - EJE "F-F"

1. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LOS ANCLAJES

1.0. CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE DE FALLA

Eje	:	F-F
Talud	:	Inferior
Análisis	:	Pseudoestático
F.S.	:	0.973 Morgenstern - Price
Longitud de la Línea de Falla	:	51.72 m
Longitud de la Superficie de Falla	:	50.28 m
Altura de la Superficie de Falla	:	26.18 m
Profundidad de la Superficie de Falla	:	4.95 m



MATERIAL NAME	COLOR	UNIT WEIGHT (KN/m3)	STRENGTH TYPE	COHESION (KN/m2)	PHI	WATER SURFACE
ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)	■	2210	Moeh - Coulomb	19.00	23.49	None
ROCA ANDESITICA	■			--	--	None

Consideraciones:

- Los cálculos de las presiones de tierras aparentes, y en análisis de la estabilidad global del talud se efectuará con el software GeoStudio 2007 version 7.10 build 4143 - SLOPE/W (Student License)

1.1. LONGITUD DE LOS ANCLAJES

Criterios:

- Se recomienda que la longitud total no sea inferior a 6 m y superior a 45 m.

- Cálculo de la Longitud Total de las Anclas

$$L_T = L_L + L_B$$

Donde:

L_T = Longitud Total

L_L = Longitud Libre

L_B = Longitud del Bulbo

- Cálculo de la Longitud Libre de las Anclas

$$L_L = L_{L1} + X$$

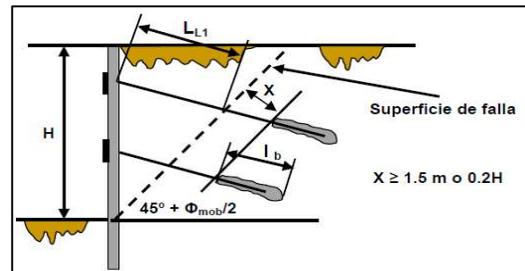
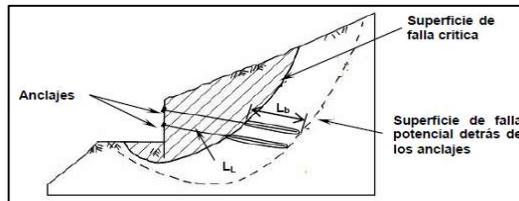
Donde:

L_{L1} = Longitud Libre Preliminar

X = Medida de Seguridad recomendada por Peck

- Cálculo de "X"

$$X \geq 1.50 \text{ m} \quad \text{o} \quad \frac{H}{5}$$



1.2. CALCULO DE LA LONGITUD DEL BULBO DE INYECCIÓN

Criterios:

- La longitud máxima de bulbos es de 12 m en suelos y de 10 m en roca.

- La longitud del bulbo en suelos varía de 4.50 m a 12 m.

- La longitud del bulbo en rocas varía de 3 m a 10 m.

- Se asume un espaciamiento vertical para plantear la longitud de los anclajes.

* Longitud libre preliminar	L_{L1}	:	4.50	m
* Med. Seguridad por Peck	X	:	1.50	m
* Longitud Libre	L_L	:	6.00	m
* Longitud del Bulbo	L_B	:	3.00	m
* Longitud Total	L_T	:	9.00	m
Anclaje N°01	L_{T1}	:	9.00	m
Anclaje N°02	L_{T2}	:	9.00	m
Anclaje N°03	L_{T3}	:	10.00	m

1.3. ÁNGULO DE INCLINACIÓN DE LOS ANCLAJES

Criterios:

- Es deseable que por encima del bulbo haya como mínimo:
 - De 4.5 a 5 m de sobre carga de suelos para cables.
 - De 3 a 4 m de sobre carga de suelos para barras.
- No es recomendable utilizar anclajes con ángulos superiores a 45° con la horizontal, ya que se da una ligera disminución en la componente de la capacidad de carga.
- Se recomienda que los ángulos de inclinación de las anclas con la horizontal varíen de 10° a 30°.

- * Sobre carga de suelos para cables : 5.50 m (Propuesto)
- * Ángulo de inclinación : 10.00 ° (De acuerdo al Software)

1.4. ESPACIAMIENTO MÍNIMO DE LOS ANCLAJES

Criterios:

- El bulbo de inyección deben de separarse una distancia superior a 4 db o a 1.20 m.

- * Espaciamiento Vertical : 3.50 m (Propuesto)
- * Espaciamiento Horizontal : 3.50 m (Propuesto)

1.5. DIAMETRO DEL AGUJERO DE LOS ANCLAJES

Criterios:

- Un rango común para diámetros de agujeros perforados es de 75 mm - 150 mm.

- * Diámetro de perforación : 0.15 m (Propuesto)

1.6. CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE TRANSFERENCIA ENTRE EL BULBO Y LA ROCA

Criterios:

- El esfuerzo al cortante en el anclaje se puede calcular con:

$$\tau_a = \frac{T}{\pi \cdot D_h \cdot L_B}$$

Donde:

τ_a = Esfuerzo Cortante Permitido.

T = Fuerza de Tensión de Diseño.

D_h = Diámetro del hueco.

L_B = Longitud del Bulbo.

- La carga máxima de diseño permisible para el anclaje en un suelo puede determinarse multiplicando la longitud del bulbo por la capacidad de carga última de transferencia y luego dividirlo por un factor de seguridad de 2.00 o mayor.

$$T_{max} = \frac{L_B \cdot Q_u}{FS}$$

Donde:

Q_u = Capacidad de carga última de transferencia del bulbo del anclaje (KN/m).

T_{max} = Carga máxima de diseño (KN).

FS = Factor de Seguridad.

L_B = Longitud del Bulbo.

$$L_B = 3.00 \text{ m}$$

$$Q_u = 580.00 \text{ KN/m}$$

$$FS = 2.00$$

$$\tau_a = 1000 \text{ KPa}$$

$$D_h = 0.15 \text{ m}$$

$$S_h = 3.00 \text{ m}$$

$$T = 235.62 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 290.00 \text{ KN}$$

$$\text{Resistencia de Enlace} = 78.54 \text{ KPa}$$

2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ANCLAJES

2.0. DISEÑO DE BARRAS, CABLES O TORONES

- Se diseñan considerando que soportan la totalidad de la fuerza de tensión.

- El área de acero se obtiene con:

$$T_D \leq 0.60 * f_{pu} * A_S * 100$$

Donde:

A_S = Área de acero de la sección transversal de la barra de anclaje (m²)

T_D = Carga de diseño del anclaje (KN)

f_{pu} = Resistencia mínima a la tensión especificada de preesfuerzo del acero (MPa)

- En la ecuación anterior, la carga de diseño no excederá 60 por ciento de la resistencia mínima a la tensión, f_{pu} , especificada de presfuerzo del acero. En estos cálculos debe tenerse en cuenta la acción de los agentes corrosivos que atacan el acero.

Tabla 1

Propiedades de cables de acero de diámetro 15 mm (ASTM A416, Grado 270)

N°	AREA NOMINAL		RESISTENCIA		FUERZA DE PRESFUERZO					
	(in ²)	(mm ²)	(Kips)	(KN)	0.80 $f_{pu} A_{ps}$		0.70 $f_{pu} A_{ps}$		0.60 $f_{pu} A_{ps}$	
					(Kips)	(KN)	(Kips)	(KN)	(Kips)	(KN)
1	0.217	140	58.6	260.7	46.9	209	41	182	35.20	156.42
3	0.651	420	175.8	782.1	140.6	626	123.1	547	105.5	469.26
4	0.868	560	234.4	1043	187.5	834	164.1	730	140.6	625.68
5	1.085	700	293.0	1304	234.4	1043	205.1	912	175.8	782.10
7	1.519	980	410.2	1825	328.2	1460	287.1	1277	246.1	1094.94
9	1.953	1260	527.4	2346	421.9	1877	369.2	1642	316.4	1407.78
12	2.604	1680	703.2	3128	562.6	2503	492.2	2190	421.9	1877.04
15	3.255	2100	879.0	3911	703.2	3128	615.3	2737	527.4	2346.30
19	4.123	2660	1113.4	4953	890.7	3963	779.4	3467	668.0	2971.98

(Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4 –FHWA, 1999, p. 99)

Carga de Diseño del Anclaje

Primer Anclaje	L=	9.00	m
Numero de Cables =		5.00	
Fuerza de Presfuerzo =		156.42	KN
Capacidad del Cable =		782.10	KN
FS =		2.00	
S _h =		3.00	m
Carga Aplicada =		130.35	KN
Segundo Anclaje	L=	9	m
Numero de Cables =		5.00	
Fuerza de Presfuerzo =		156.42	KN
Capacidad del Cable =		782.10	KN
FS =		2.00	
S _h =		3.00	m
Carga Aplicada =		130.35	KN
Tercer Anclaje	L=	10	m
Numero de Cables =		7.00	
Fuerza de Presfuerzo =		156.42	KN
Capacidad del Cable =		1094.94	KN
FS =		2.00	
S _h =		3.00	m
Carga Aplicada =		182.49	KN

FACTOR DE SEGURIDAD = 1.287 Análisis Pseudoestático

Estimación de Presfuerzo Inicial en Anclajes

- La fuerza de presfuerzo inicial es la fuerza que existe inmediatamente después de la transmisión de la carga desde los gatos hidráulicos al concreto del bulbo de anclaje, y es inferior a la fuerza ejercida por los gatos debido a las pérdidas por rozamiento y al deslizamiento del cable en el anclaje.

- La fuerza de presfuerzo final (representada por el 100 % de la fuerza de diseño) es la que se obtiene una vez que han ocurrido todas las pérdidas, incluidas las que dependen del tiempo, como flujo plástico en el suelo, flujo plástico en los componentes del anclaje y la relajación del acero.

Primer Nivel de Anclajes: $L_L = 9$ m N° Cables = 5.00

$$\Delta L = \frac{T_D \times L_L}{A_S \times E_e} = 15.14696 \text{ mm}$$

Segundo Nivel de Anclajes: $L_L = 9$ m N° Cables = 5.00

$$\Delta L = \frac{T_D \times L_L}{A_S \times E_e} = 15.146965 \text{ mm}$$

Tercer Nivel de Anclajes: $L_L = 10$ m N° Cables = 7.00

$$\Delta L = \frac{T_D \times L_L}{A_S \times E_e} = 12.0214 \text{ mm}$$

- Considerando 6.35 mm (1/4") de pérdidas de presfuerzo de manera instantánea (perdida por deslizamiento del anclaje) y un 8% de pérdidas en la carga de diseño, producidas a largo plazo en el anclaje, tenemos:

Primer Nivel de Anclajes: $L_L = 9$ m N° Cables = 5.00

$$\Delta L_T = 1.08 * \Delta L + 6.35 = 22.708722 \text{ mm}$$

Segundo Nivel de Anclajes: $L_L = 9$ m N° Cables = 5.00

$$\Delta L_T = 1.08 * \Delta L + 6.35 = 22.708722 \text{ mm}$$

Tecer Nivel de Anclajes: $L_L = 10$ m N° Cables = 7.00

$$\Delta L_T = 1.08 * \Delta L + 6.35 = 19.333112 \text{ mm}$$

- Entonces con la elongación total se procede a calcular la carga inicial de presfuerzo (Carga de Lock-Off), la cual debe ser comparada con la carga máxima de Lock - Off de la tabla anterior: $* A_{ps}$

Primer Nivel de Anclajes: $L_L = 9$ m N° Cables = 5.00 (ACI 318S - 14, Art. 18.5.1)

$$T = \frac{A_S \times E_e (\Delta L_T)}{L_L} = 353.24678 < 1642 \text{ KN} \quad \text{"OK"}$$

Segundo Nivel de Anclajes: $L_L = 9$ m N° Cables = 5.00

$$T = \frac{A_S \times E_e (\Delta L_T)}{L_L} = 353.24678 < 1642 \text{ KN} \quad \text{"OK"}$$

Tercer Nivel de Anclajes: $L_L = 10 \text{ m}$ $N^\circ \text{ Cables} = 7.00$

$$T = \frac{A_s \times E_e (\Delta L_T)}{L_L} = 378.929 < 1277 \text{ KN} \quad \text{''OK''}$$

- Encontrando el nivel de esfuerzo real en el cable que debe producir el Jack para garantizar la carga de diseño considerando todas las pérdidas de presfuerzo, con la siguiente ecuación:

Primer Nivel de Anclajes: $N^\circ \text{ Cables} = 5.00$

$$f_j = \frac{T}{T_{pu}} (f_{pu}) = 73.141588 \text{ Ksi}$$

Segundo Nivel de Anclajes: $N^\circ \text{ Cables} = 5.00$

$$f_j = \frac{T}{T_{pu}} (f_{pu}) = 73.141588 \text{ Ksi}$$

Tercer Nivel de Anclajes: $N^\circ \text{ Cables} = 7.00$

$$f_j = \frac{T}{T_{pu}} (f_{pu}) = 56.060729 \text{ Ksi}$$

2.1. DISEÑO DE LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO

- Las pantallas de revestimiento de los muros anclados están diseñadas para resistir cargas laterales, como resultado de las envolventes de presión aparentes de tierras, incluyendo las fuerzas de sobrecarga, de agua y las fuerzas sísmicas.

- Además de las fuerzas antes mencionadas, se encuentran las fuerzas de reacción de los anclajes, por lo que deben ser diseñadas para resistir momentos flexionantes y fuerzas de punzonamiento.

$$M_u = \phi_f \cdot w \cdot f'c (1 - 0.59w) \cdot b \cdot d_e^2 \quad \rightarrow \quad w = \frac{\rho \cdot f_y}{f'c}$$

Donde:

ρ = Porcentaje de área de acero de refuerzo

$f'c$ = Resistencia a la compresión simple del concreto (MPa)

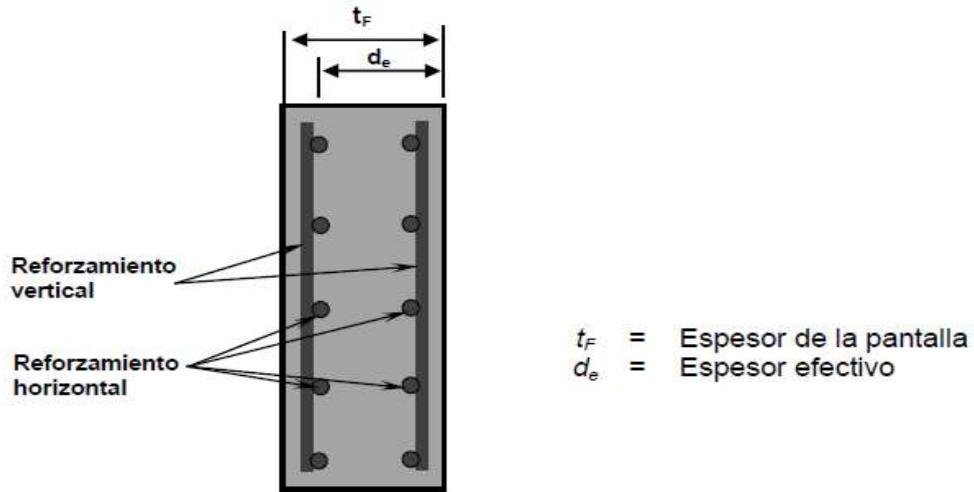
f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (MPa)

d_e = Peralte efectivo (m)

b = Ancho de la franja de análisis (1m)

w = Cuantía de acero de refuerzo

- El peralte efectivo se considera como la diferencia del espesor total menos el recubrimiento de concreto recomendado, que puede ser 7.5 cm ó 5 cm, si esta en contacto con el suelo o no, respetivamente.



Cálculo del acero requerido por metro de muro

$$A_{s_{req}} = \rho \cdot b \cdot d_e \quad \rightarrow \quad S = \frac{A_v(b)}{A_{s_{req}}}$$

Donde:

A_v = Área de barras de refuerzo corrugadas en cm^2 (Ver Tabla)

b = Ancho de la franja de analisis (100 cm)

Tabla 2
Propiedades de barras de refuerzo (ASTM A-615, Grado 60 (420 MPa))

Designación de la Barra		Diámetro Nominal		Área Nominal	
Sistema Ingles	Sistema Métrico	in	mm	in ²	mm ²
# 2.5	5/16"	0.31	7.90	0.08	49.00
# 3	N°10 3/8"	0.38	9.60	0.11	71.00
# 4	N°13 1/2"	0.50	12.70	0.20	129.00
# 5	N°16 5/8"	0.63	15.90	0.31	199.00
# 6	N°19 3/4"	0.75	19.10	0.44	284.00
# 7	N°22	0.88	22.20	0.60	387.00
# 8	N°25 1"	1.00	25.40	0.79	510.00
# 9	N°29	1.13	28.70	1.00	645.00
# 10	N°32 1 1/4"	1.27	32.30	1.27	819.00
# 11	N°36	1.41	35.80	1.56	1006.00
# 12	N°40 1 1/2"	1.50	38.10	1.77	1140.00

- Separación libre entre varillas paraleras de un lecho no debe:

- * Menor de 2.50 cm
- * Menor que el diámetro nominal de a varilla d_b
- * O 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

- Separación máxima del refuerzo principal por flexión no debe ser:

- * Mayor de 3 veces el espesor de la losa.
- * Mayor de 30 cm.

- Acero Mínimo

$$\rho_{min} = \frac{0.25 * \sqrt{f'c}}{fy} \quad \text{ó} \quad \rho_{min} = \frac{1.4}{fy} \quad (\text{Resistencia en MPa})$$

Además: (ACI 318S – 14, Art. 10.5)

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b \rightarrow \rho_b = \left(\frac{0.85 * \beta_1 * f'c}{fy} \right) \left(\frac{600}{600 + fy} \right)$$

El factor β_1 debe tomarse como 0.85 para resistencias a la compresión del concreto, f_c hasta de 28 MPa (280 Kg/cm²)

Para resistencias superiores a 28 MPa, β_1 se disminuirá a razón de 0.05 por cada 7 MPa (70 Kg/cm²) por arriba de 28 Mpa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65.

Diagramas aparentes de presión de tierras

Las presiones de tierras se desarrollan sobre un muro anclado depende de la magnitud y distribución lateral de las deformaciones del muro, los diagramas de presiones desarrollados por Terzaghi y Peck generan diagramas de presión conservadores pudiendo ser rectangulares o trapezoidales dependiendo del tipo de suelo (Suárez Díaz, s.f. - b).

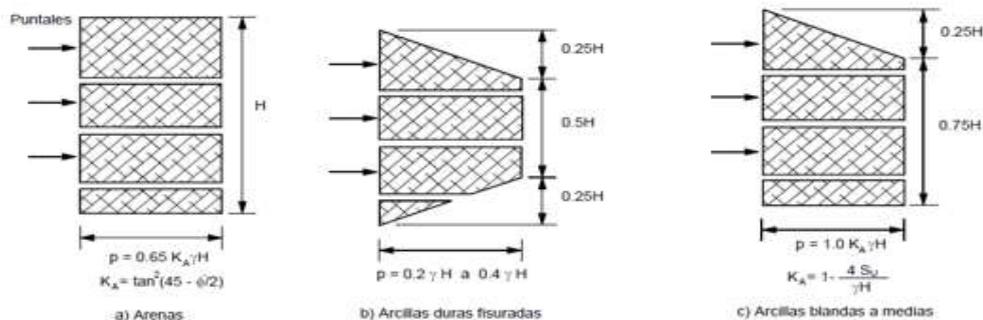


Figura 13. Diagrama de presiones de tierra de Terzaghi y Peck (1967).
Fuente: Suárez Díaz (s.f. - b, pág. 166)

$$T_L = 0.65 * K_A * \gamma * H^2 \quad \text{Máxima carga total de presión de suelos arenosos}$$

Transformación de carga de presión total de tierra para arenas en diagramas aparentes de presión para muros con anclajes

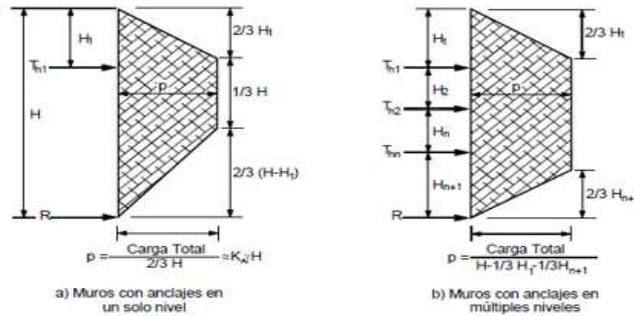
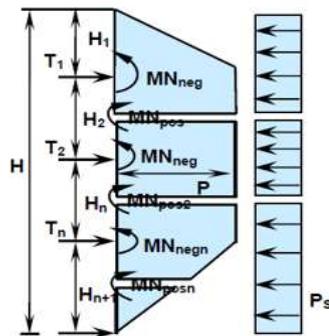


Figura 14. Presiones de tierra sobre muros anclados en arenas (Sabatij y otros, 1999).
Fuente: Suárez Diaz (s.f. - b, pág. 168)

Momentos en un muro con varios anclajes



$$Mu_{pos} = \frac{1}{10} * H_2^2 * (\Gamma_{EH} \cdot P + \Gamma_S \cdot P_S)$$

$$Mu_{pos-sis} = \frac{1}{10} * H_2^2 * (\Gamma_{EH} \cdot P_A + \Gamma_S \cdot P_S + \Gamma_{EQ} \cdot P_{E2} + \Gamma_{EQ} \cdot P_{S\ sismo})$$

$$Mu_{neg} = \frac{13}{54} * H_1^2 * (\Gamma_{EH} \cdot P) + \Gamma_S \cdot P_S * \frac{H_1^2}{2}$$

$$Mu_{neg-sis} = \frac{13}{54} * H_1^2 * (\Gamma_{EH} \cdot P_A) + \Gamma_S \cdot P_{ST} * H_1^2 * 0.5 + \frac{P_E * \Gamma_{EH} * (3H - H_1) * H_1^2 * 0.5}{6H}$$

Figura 23. Momentos en muro con varios niveles de anclajes.
Fuente: Figueroa Diaz, Rodríguez Aguilar, y Zelada Segundo (2011, pág. 145).

Cálculo del Momento Positivo en la Dirección Vertical

Según el AASHTO, se aplica el factor de amplificación de cargas, debido a la presión de tierras y por sobrecarga

$\Gamma_{EH} = 1.35$	$\Gamma_{EH} = 1.5$
$\Gamma_S = 1.50$	$\Gamma_S = 1.00$
$K_0 = 0.43$	$K_0 = 0.43$
$T_L = 1209.6455 \text{ KN/m}$	$T_L = 1209.6455$
$P = 50.026655 \text{ KN/m}^2$	$P = 50.026655$
$P_S = 4.30 \text{ KN/m}^2$	$P_S = 4.30$

Cálculo en la condición estática

$$Mu_{pos} = \frac{1}{10} * H_2^2 * (\Gamma_{EH} \cdot P + \Gamma_S \cdot P_S)$$

$$Mu_{pos} = 66.587557$$

Cálculo en la condición sísmica

$$Mu_{pos-sis} = \frac{1}{10} * H_2^2 * (\Gamma_{EH} \cdot P_A + \Gamma_S \cdot P_S + \Gamma_{EQ} \cdot P_{E2} + \Gamma_{EQ} \cdot P_S \text{ sismo})$$

$$Mu_{pos-sis} = 64.336358$$

Cálculo del Momento Negativo en la Dirección Vertical

Según el AASHTO, se aplica el factor de amplificación de cargas, debido a la presión de tierras y por sobrecarga

$\Gamma_{EH} = 1.35$	$\Gamma_{EH} = 1.5$
$\Gamma_S = 1.50$	$\Gamma_S = 1.00$
$K_0 = 0.43$	$K_0 = 0.43$
$T_L = 1209.6455 \text{ KN/m}$	$T_L = 1209.6455$
$P = 50.026655 \text{ KN/m}^2$	$P = 50.026655$
$P_s = 4.30 \text{ KN/m}^2$	$P_s = 4.30$

Cálculo en la condición estática

$$Mu_{neg} = \frac{13}{54} * H_1^2 * (\Gamma_{EH} \cdot P) + \Gamma_S \cdot P_S * \frac{H_1^2}{2}$$

$$Mu_{neg} = 58.291449$$

Cálculo en la condición sísmica

$$Mu_{neg-sis} = \frac{13}{54} * H_1^2 * (\Gamma_{EH} \cdot P_A) + \Gamma_S \cdot P_{ST} * H_1^2 * 0.5 + \frac{P_E * \Gamma_{EH} (3H - H_1) * H_1^2}{6H} * 0.5$$

$$Mu_{neg-sis} = 68.126559$$

El cálculo de los momentos también puede realizarse analizando un modelo de losa en dos direcciones, mediante el método directo según lo establecido en el código ACI 13.6, empleando el momento estático mayorado.

Cálculo de área de acero requerido para la pantalla por flexión positiva

Datos:

$t_f = 0.25 \text{ m}$	
$r = 0.05 \text{ m}$	
$d_e = 0.2 \text{ m}$	
$b = 1 \text{ m}$	
$M_u (Pos) = 66.588 \text{ KN-m/m}$	
$f'_c = 21 \text{ MPa}$	
$f_y = 420 \text{ MPa}$	$\rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$M_u (Pos) = \phi_f \cdot w \cdot f'_c (1 - 0.59w) \cdot b \cdot d_e^2 \rightarrow \phi_f = 0.90 \text{ (AASHTO)}$$

$$0.59 w^2 - w + 0.0880788 = 0$$

$$w_1 = 1.6017111$$

$$w_2 = 0.0932041$$

Como:

$$\rho = \frac{w * f'c}{fy} = 0.0046602$$

Cálculo del porcentaje mínimo de refuerzo

$$\rho_{min} = \frac{0.25 * \sqrt{f'c}}{fy} \quad \text{ó} \quad \rho_{min} = \frac{1.4}{fy} \quad (\text{Resistencia en MPa})$$

(ACI 318S – 14, Art. 10.5)

$$\rho_{min} = 0.0027277$$

$$\rho_{min} = 0.0033333$$

Cálculo del porcentaje máximo de refuerzo

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b \rightarrow \rho_b = \left(\frac{0.85 * \beta_1 * f'c}{fy} \right) \left(\frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$\rho_{max} = 0.0159375$$

Comparando, tendremos:

$$0.0027277 < 0.0046602 < 0.0159375 \quad \text{OK!!!}$$

Cálculo del área de acero requerida

$$As_{req} = \rho \cdot b \cdot d_e \quad \rightarrow \quad S = \frac{A_v(b)}{As_{req}}$$

$$As_{req} = 932.04113 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Propuesta de acero positivo:

- Usar acero: # 5

$$A_v = 199 \text{ mm}^2 = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v(b)}{As_{req}} = 0.2135 \text{ m} < 0.3 \text{ m} \quad \text{Ok!!!} \quad \text{Usar} \quad 0.20$$

Cálculo de área de acero requerido para el voladizo por flexión negativa

Datos:

$$t_f = 0.25 \text{ m}$$

$$r = 0.075 \text{ m}$$

$$d_e = 0.175 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$M_u(Neg) = 68.127 \text{ KN-m/m}$$

$$\begin{aligned} f'c &= 21 \text{ MPa} \\ fy &= 420 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.85 \end{aligned}$$

$$M_{u\text{Neg}} = \phi_f \cdot w \cdot f'c(1 - 0.59w) \cdot b \cdot d_e^2 \quad \rightarrow \quad \phi_f = 0.90 \text{ (AASHTO)}$$

$$0.59 w^2 - w + 0.1177006 = 0$$

$$w_1 = 1.5676603$$

$$w_2 = 0.1272549$$

Como:

$$\rho = \frac{w * f'c}{fy} = 0.0063627$$

Cálculo del porcentaje mínimo de refuerzo

$$\rho_{min} = \frac{0.25 * \sqrt{f'c}}{fy} \quad \text{ó} \quad \rho_{min} = \frac{1.4}{fy} \text{ (Resistencia en MPa)}$$

$$\rho_{min} = 0.0027277$$

$$\rho_{min} = 0.0033333$$

Cálculo del porcentaje máximo de refuerzo

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b \quad \rightarrow \quad \rho_b = \left(\frac{0.85 * \beta_1 * f'c}{fy} \right) \left(\frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$\rho_{max} = 0.0159375$$

Comparando, tendremos:

$$0.0027277 < 0.0063627 < 0.0159375 \quad \text{OK!!!}$$

Cálculo del área de acero requerida

$$As_{req} = \rho \cdot b \cdot d_e \quad \rightarrow \quad S = \frac{A_v(b)}{As_{req}}$$

$$As_{req} = 1113.4805 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Propuesta de acero negativo:

- Usar acero: # 5

$$A_v = 199 \text{ mm}^2 = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v(b)}{As_{req}} = 0.1787 \text{ m} < 0.3 \text{ m} \quad \text{Ok!!!} \quad \text{Usar} \quad 0.15$$

2.2. DISEÑO DE LA PLACA DE APOYO

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 21 \text{ MPa}$$

$$T_D = 235.62 \text{ KN}$$

$$A_{crit} = \left(\frac{T_D}{350 * f'_c} \right) = 0.0320571 \text{ m}^2$$

$D = 13.2 \text{ cm}$ \emptyset de la cabeza del anclaje en función del # de cables utilizados

$$A_{crit} = (D + 2m)x(D + 2m)$$

$$m = 0.0235224 \text{ m}$$

$$m = 5 \text{ cm Redondeo}$$

Si se plantea una placa de apoyo de: $0.232 \text{ x } 0.232 \text{ cm}$

$$A_p = (D + 2m)x(D + 2m) = 0.053824 > 0.0320571 \text{ m}^2$$

Considerando que los lados de la placa nunca deben ser mayores que dos veces el diámetro de perforación y nunca menores de 20 cm, tendremos:

$$\begin{aligned} \text{Diámetro de perforación} &= 4" = 15 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \\ 2\emptyset &= 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

Cálculo del espesor de la placa

$$M = \left(\frac{T_D}{A_p}\right) (m) \left(\frac{m}{2}\right) = 0.005472 \text{ MN.m}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = 0.0132327 \text{ m} = 13.233 \text{ mm}$$

$$\text{Usar } t_p = 0.5293 \text{ in}$$

$$t_p = 3/4 \text{ in}$$

Cálculo de capacidad a punzonamiento de la pantalla

La resistencia que la sección de concreto proporciona puede calcularse:

$$D'c = L_p + t_f \Rightarrow L_p = E = F$$

$$D'c = L_p + t_f = 0.5 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior tendremos:

$$\phi_p * V_c = \phi_p * 330 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \pi \cdot D'c \cdot t_f = 534.47 \text{ KN}$$

Para muros anclados permanentes FS=1.50 y anclajes temporales FS= 1.35

$$FS = 1.5 * T_D = 353.43 \text{ KN} < \phi_p * V_c = 534.47 \text{ KN}$$

$$FS = 1.35 * T_D = 318.09 \text{ KN} < \phi_p * V_c = 534.47 \text{ KN}$$

3. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL

Análisis	Método	Fs Estatico	Fs Pseudo	Fs Estatico	Fs Pseudo	Check Est	Check Psd
Inicial	Bishop	1.340	1.050	1.50	1.25	Error	Error
	Janbu	1.243	0.956	1.50	1.25	Error	Error
	Mor- Pric	1.270	0.973	1.50	1.25	Error	Error
Estabilizado	Bishop	1.746	1.292	1.50	1.25	Ok	Ok
	Janbu	1.728	1.270	1.50	1.25	Ok	Ok
	Mor- Pric	1.743	1.287	1.50	1.25	Ok	Ok

SLOPE/W Analysis

Report generated using GeoStudio 2007, version 7.10. Copyright © 1991-2008 GEO-SLOPE International Ltd.

File Information

Title: TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"
Comments: ZONA DE DESLIZAMIENTO 02 - EJE "F-F" - PARTE INFERIOR ESTABILIZADO METODOLOGÍA DE PANTALLAS ANCLADAS - ANALISIS PSEUDOESTÁTICO
Created By: BACHILLER INGENIERÍA CIVIL: PACCINI SÁNCHEZ, JEAN CARLOS
Revision Number: 23
Date: 24/07/2018
Time: 05:41:23 a.m.
File Name: EJE F-F ESTABILIZADO PANTALLAS ANCLADAS Z-02 PSEUDOESTÁTICO.gsz
Directory: H:\TESIS INGENIERÍA CIVIL\F-F\EJE F-F INFERIOR\
Last Solved Date: 24/07/2018
Last Solved Time: 06:07:08 a.m.

Project Settings

Length(L) Units: meters
Time(t) Units: Seconds
Force(F) Units: kN
Pressure(p) Units: kPa
Strength Units: kPa
Unit Weight of Water: 9.807 kN/m³
View: 2D

Analysis Settings

SLOPE/W Analysis

Kind: SLOPE/W
Method: Morgenstern-Price
Settings
Side Function
Interslice force function option: Half-Sine
PWP Conditions Source: (none)
SlipSurface
Direction of movement: Left to Right
Allow Passive Mode: No
Slip Surface Option: Auto-Search
Critical slip surfaces saved: 1
Optimize Critical Slip Surface Location: Yes
Tension Crack
Tension Crack Option: (none)
FOS Distribution
FOS Calculation Option: Constant
Advanced
Number of Slices: 30
Optimization Tolerance: 0.01
Minimum Slip Surface Depth: 0.1 m
Minimum Slice Width: 0.1 m
Optimization Maximum Iterations: 2000
Optimization Convergence Tolerance: 1e-007
Starting Optimization Points: 8
Ending Optimization Points: 16
Complete Passes per Insertion: 1

Materials

ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)

Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 22.1 kN/m³
Cohesion: 19 kPa
Phi: 23.49 °
Phi-B: 0 °

ROCA ANDESITICA

Model: Bedrock (Impenetrable)

Slip Surface Limits

Left Coordinate: (73.619502, 51.607085) m
Right Coordinate: (159.98561, 4.1827505) m

Surcharge Loads

Surcharge Load 1

Surcharge (Unit Weight): 10 kN/m³
Direction: Vertical

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	83.601693	43.74805
	85.548638	43.800622
	87.832582	43.726901

Seismic Loads

Horz Seismic Load: 0.13
Ignore seismic load in strength: No

Reinforcements

Reinforcement 1

Type: Anchor
Outside Point: (93.4144, 40.3006) m
Inside Point: (84.55113, 38.737766) m
Slip Surface Intersection: (88.627, 39.457) m
Total Length: 9 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2
Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 782.1 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 130.35 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 130.35 kN
Anchor Load Used: 130.35 kN
Resisting Force Used: 78.54 kN/m
Available Bond Length: 3 m
Required Bond Length: 1.6597 m
Governing Component: Bar

Reinforcement 2

Type: Anchor
Outside Point: (98.5608, 36.8006) m
Inside Point: (89.69753, 35.237766) m
Slip Surface Intersection: (92.91, 35.804) m
Total Length: 9 m
Reinforcement Direction: 10 °
Applied Load Option: Variable
F of S Dependent: No
Bond Length: 3 m
Bond Diameter: 0.15 m
Bond Safety Factor: 2
Bond Skin Friction: 1000 kPa
Bond Resistance: 78.539816 kN/m
Anchor Spacing: 3 m
Bar Capacity: 782.1 kN
Bar Safety Factor: 2
Bar Load: 130.35 kN
Load Distribution: Even along reinf.
Shear Capacity: 0 kN
Shear Safety Factor: 1
Shear Option: Parallel to Slip
Shear Load: 0 kN
Applied Load: 130.35 kN
Anchor Load Used: 130.35 kN
Resisting Force Used: 78.54 kN/m
Available Bond Length: 3 m
Required Bond Length: 1.6597 m
Governing Component: Bar

Reinforcement 3

Type: Anchor
 Outside Point: (103.2273, 33.3006) m
 Inside Point: (93.379222, 31.564118) m
 Slip Surface Intersection: (97.248, 32.246) m
 Total Length: 10 m
 Reinforcement Direction: 10 °
 Applied Load Option: Variable
 F of S Dependent: No
 Bond Length: 3 m
 Bond Diameter: 0.15 m
 Bond Safety Factor: 2
 Bond Skin Friction: 1000 kPa
 Bond Resistance: 78.539816 kN/m
 Anchor Spacing: 3 m
 Bar Capacity: 1094.94 kN
 Bar Safety Factor: 2
 Bar Load: 182.49 kN
 Load Distribution: Even along reinf.
 Shear Capacity: 0 kN
 Shear Safety Factor: 1
 Shear Option: Parallel to Slip
 Shear Load: 0 kN
 Applied Load: 182.49 kN
 Anchor Load Used: 182.49 kN
 Resisting Force Used: 78.54 kN/m
 Available Bond Length: 3 m
 Required Bond Length: 2.3235 m
 Governing Component: Bar

Regions

	Material	Points	Area (m ²)
Region 1	ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)	39,40,41,42,43,44,45,46,47,48,49,50,14,13,12,11,10,9,8,7,6,5,51,52	256.22824
Region 2	ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)	53,28,27,26,86,25,85,24,23,22,21,20,19,54,55,56,57,58,59,60,61,62,63,64,65,66,67,68,69,70,71,72,73,74,75,76,77,78,79,80,81,82,83	130.69423
Region 3	ROCA ANDESITICA	19,18,17,16,15,14,13,12,11,10,9,8,7,6,5,4,3,2,37,36,35,34,33,32,31,30,84,29,28,27,26,86,25,85,24,23,22,21,20	7640.2342

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	81.408271	45.485044
Point 2	82.280348	43.740889
Point 3	82.79611	43.329768
Point 4	83.336488	43.740889
Point 5	83.601693	43.74805
Point 6	84.37009	43.143395
Point 7	91.677995	36.814548
Point 8	97.639981	31.925081
Point 9	108.17105	26.064027
Point 10	119.10082	21.410902
Point 11	130.88512	16.826443
Point 12	135.8982	15.023407
Point 13	139.53909	13.239873
Point 14	145.54807	13.708944
Point 15	149.24864	11.2941
Point 16	159.98561	4.1827505
Point 17	159.98561	-2.6263297e-007
Point 18	-7.9186284e-006	-2.6263297e-007
Point 19	-7.9185702e-006	94.988759
Point 20	13.366181	89.481793
Point 21	23.397985	84.132894
Point 22	34.574229	77.519776
Point 23	36.968611	76.187309
Point 24	43.819782	70.859402
Point 25	54.007864	64.307584
Point 26	62.447653	58.036158
Point 27	66.326404	54.456491

Point 28	67.905524	52.847433
Point 29	68.52611	51.606262
Point 30	69.041871	51.195142
Point 31	69.58225	51.606262
Point 32	71.794399	51.665995
Point 33	74.078343	51.592275
Point 34	74.188474	51.482144
Point 35	75.335936	51.415433
Point 36	80.512951	46.72344
Point 37	81.426685	45.459573
Point 38	81.417322	45.466941
Point 39	89.036919	42.522564
Point 40	90.396899	42.218038
Point 41	93.853313	40.021732
Point 42	98.932717	36.546166
Point 43	99.956443	35.991814
Point 44	104.56913	32.196555
Point 45	107.74828	30.857418
Point 46	112.4149	27.340984
Point 47	119.29861	27.061995
Point 48	126.9054	22.542107
Point 49	130.80463	21.37299
Point 50	138.38852	18.399086
Point 51	85.548638	43.800622
Point 52	87.832582	43.726901
Point 53	66.023043	55.232508
Point 54	-7.9185702e-006	98.080498
Point 55	0.89118829	97.596164
Point 56	2.5238922	97.235353
Point 57	4.4549299	96.752719
Point 58	4.743855	96.704679
Point 59	4.9166766	96.664893
Point 60	6.7800951	96.177507
Point 61	7.3376758	95.970315
Point 62	8.383923	95.758613
Point 63	8.3955797	95.733524
Point 64	8.47104	95.694438
Point 65	15.518226	90.740089
	17.079301	89.864927

Point 66		
Point 67	19.913018	87.735752
Point 68	25.771377	84.175968
Point 69	33.13812	79.500416
Point 70	35.006488	78.531093
Point 71	43.126701	73.296889
Point 72	44.047043	72.807467
Point 73	48.83388	68.323401
Point 74	49.003007	67.776233
Point 75	49.343368	67.556169
Point 76	50.139815	66.563276
Point 77	50.655576	66.152155
Point 78	51.195955	66.463276
Point 79	53.408104	66.623009
Point 80	55.692048	66.549288
Point 81	56.692562	65.548775
Point 82	59.057719	63.000639
Point 83	61.466282	60.14221
Point 84	68.617884	51.558913
Point 85	50.845984	65.979626
Point 86	58.101582	61.765366

Critical Slip Surfaces

	Number	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)
1	Optimized	1.287	(142.297, 89.674)	76.25458	(83.6017, 43.748)	(145.548, 13.7089)
2	185	1.287	(142.297, 89.674)	76.255	(83.6017, 43.748)	(145.548, 13.7089)

Slices of Slip Surface: Optimized

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	Optimized	83.98589	43.445725	0	0	0	0
2	Optimized	84.959365	42.63307	0	0	0	0
3	Optimized	86.69061	41.13376	0	0	0	0
4	Optimized	88.43475	39.623285	0	56.57329	24.587027	19
5	Optimized	89.71691	38.5129	0	61.308909	26.64515	19
6	Optimized	91.037445	37.36928	0	70.624736	30.693853	19
7	Optimized	92.76565	35.92255	0	72.128894	31.347568	19
8	Optimized	94.79998	34.254185	0	76.594382	33.288291	19
9	Optimized	96.693315	32.70145	0	89.822279	39.037199	19
10	Optimized	98.28635	31.565345	0	103.49039	44.977428	19
11	Optimized	99.44458	30.920735	0	108.2712	47.055191	19
12	Optimized	101.10962	29.99406	0	89.854956	39.051401	19
13	Optimized	103.41595	28.710465	0	67.933938	29.52442	19
14	Optimized	106.1587	27.183995	0	65.719279	28.561918	19
15	Optimized	107.9597	26.181675	0	67.924123	29.520154	19
16	Optimized	109.23205	25.612345	0	71.220531	30.952789	19
17	Optimized	111.35395	24.708975	0	60.063732	26.10399	19
18	Optimized	113.5292	23.782895	0	61.704287	26.816983	19
19	Optimized	115.75785	22.8341	0	76.050761	33.05203	19
20	Optimized	117.9865	21.8853	0	90.558245	39.357053	19
21	Optimized	119.1997	21.37243	0	102.41714	44.510987	19
22	Optimized	120.5664	20.840745	0	99.029079	43.038519	19
23	Optimized	123.102	19.854315	0	91.016482	39.556206	19

24	Optimized	125.6376	18.86789	0	82.882594	36.021178	19
25	Optimized	127.8802	17.99545	0	80.522957	34.995668	19
26	Optimized	129.8298	17.23699	0	84.13681	36.566267	19
27	Optimized	132.09815	16.39134	0	87.75027	38.136694	19
28	Optimized	134.64495	15.474165	0	86.727912	37.692372	19
29	Optimized	137.14335	14.41345	0	81.022233	35.212656	19
30	Optimized	138.7093	13.646355	0	83.428063	36.258242	19
31	Optimized	140.4415	13.454855	0	90.73018	39.431777	19
32	Optimized	142.7767	13.492605	0	53.648621	23.315951	19
33	Optimized	144.6243	13.63683	0	18.125336	7.8773592	19

Slices of Slip Surface: 185

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	185	83.98589	43.445725	0	0	0	0
2	185	84.959365	42.63307	0	0	0	0
3	185	86.69061	41.13376	0	0	0	0
4	185	88.43475	39.623285	0	56.57329	24.587027	19
5	185	89.71691	38.5129	0	61.308909	26.64515	19
6	185	91.037445	37.36928	0	70.624736	30.693853	19
7	185	92.76565	35.92255	0	72.128894	31.347568	19
8	185	94.79998	34.254185	0	76.594382	33.288291	19
9	185	96.693315	32.70145	0	89.822279	39.037199	19
10	185	98.28635	31.565345	0	103.49039	44.977428	19
11	185	99.44458	30.920735	0	108.2712	47.055191	19
12	185	101.10962	29.99406	0	89.854956	39.051401	19
13	185	103.41595	28.710465	0	67.933938	29.52442	19
14	185	106.1587	27.183995	0	65.719279	28.561918	19
15	185	107.9597	26.181675	0	67.924123	29.520154	19
16	185	109.23205	25.612345	0	71.220531	30.952789	19
17	185	111.35395	24.708975	0	60.063732	26.10399	19
18	185	113.5292	23.782895	0	61.704287	26.816983	19
19	185	115.75785	22.8341	0	76.050761	33.05203	19
20	185	117.9865	21.8853	0	90.558245	39.357053	19
21	185	119.1997	21.37243	0	102.41714	44.510987	19
22	185	120.5664	20.840745	0	99.029079	43.038519	19
23	185	123.102	19.854315	0	91.016482	39.556206	19
24	185	125.6376	18.86789	0	82.882594	36.021178	19
25	185	127.8802	17.99545	0	80.522957	34.995668	19
26	185	129.8298	17.23699	0	84.13681	36.566267	19
27	185	132.09815	16.39134	0	87.75027	38.136694	19
28	185	134.64495	15.474165	0	86.727912	37.692372	19
29	185	137.14335	14.41345	0	81.022233	35.212656	19
30	185	138.7093	13.646355	0	83.428063	36.258242	19
31	185	140.4415	13.454855	0	90.73018	39.431777	19
32	185	142.7767	13.492605	0	53.648621	23.315951	19
33	185	144.6243	13.63683	0	18.125336	7.8773592	19

ANEXO C.1 – METODOLOGÍA DE
MURO DE GRAVEDAD ZONA 02

DISEÑO DE MURO POR GRAVEDAD - ZONA 02 - EJE "F-F"

1.0. PREDIMENSIONAMIENTO

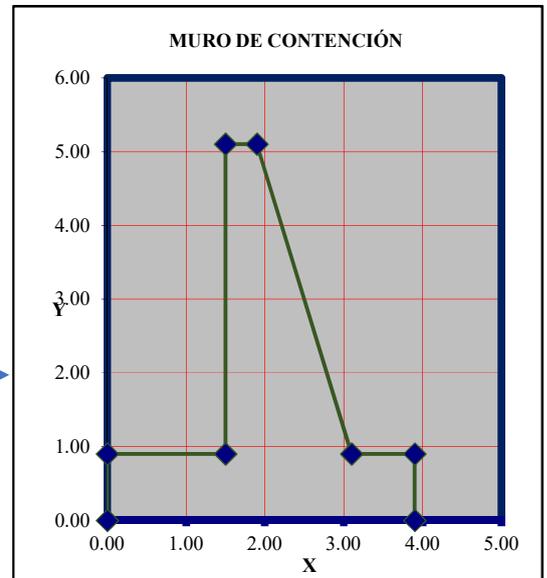
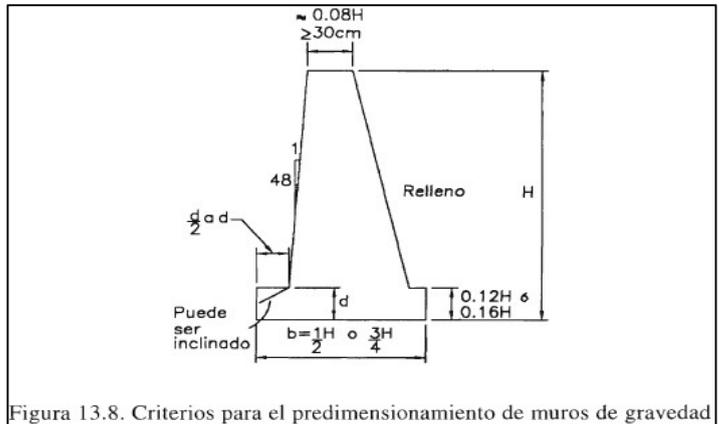
$H = 5.10$
 $d = 0.612 - 0.816$
 $b = 2.55 - 3.825$
 $ci = 0.3 \text{ min} - 0.408$
 $cf = 0.612 - 1.53$
 $pie = 0.45 - 0.9$

$d = 0.9 \text{ Redondeado}$
 $pie = 1.5 \text{ Redondeado}$
 $ci = 0.4 \text{ Redondeado}$
 $b = 3.9 \text{ Redondeado}$
 $cf = 1.6 \text{ Redondeado}$

	X	Y
P1	0.00	0.00
P2	0.00	0.90
P3	1.50	0.90
P4	1.50	5.10
P5	1.90	5.10
P6	3.10	0.90
P7	3.90	0.90
P8	3.90	0.00

$X_g = 1.98$
 $Y_g = 1.84$

$E_a =$ →



2.0. DATOS PARA EL ANÁLISIS

Peso esp suelo $g_s = 2.25 \text{ Tn/m}^3$
 Peso esp mampostería de piedra $g_c = 2.20 \text{ Tn/m}^3$
 Peso específico del agua $g_w = 1.00 \text{ Tn/m}^3$
 Ángulo fricción interna del relleno $f = 23.49$
 Coeficiente de fricción en la base $f = 0.435$
 Resistencia del suelo = 2.20 Kg/cm^2
 Concreto pantalla y zapatas = 140.0 Kg/cm^2
 Corona Inicial = 0.40 m
 Espesor parcial pantalla = 1.20 m
 Corona Final = 1.60 m
 Profundidad de Estribo = 5.00 m
 Altura de Zapata = 0.90 m

Corona Final = 1.60 m
 Altura del Empuje Pasivo = 0.00 m
 Altura del la pantalla = 4.20 m
 Largo de Zapata = 3.90 m
 Pie de Zapata = 1.50 m
 Talón de Zapata = 0.8 m
 Ángulo del Relleno Activo = 23.4
 Ángulo del Relleno Pasivo = 0.0

3.0. CALCULO DE LAS FUERZAS HORIZONTALES Y VERTICALES

Empuje de Tierras

Empuje Activo:

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H^2$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi}$$

$$K_a = \cos \delta \left(\frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}} \right) , \quad \delta = \text{Pendiente del Relleno}$$

$$K_a = 0.4300127$$

$$K_a = 0.8524374 \text{ Con angulo de reposo}$$

Empuje Pasivo:

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma_s * H^2$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \text{Sen}\phi}{1 - \text{Sen}\phi}$$

$$K_p = \cos \delta \left(\frac{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}} \right) , \quad \delta = \text{Pendiente del Relleno}$$

$$K_p = 2.3255129$$

$$K_p = 0.4300127 \text{ Con angulo de reposo}$$

Descripcion	FV (Tn)	Xi	Mr	FH (Tn)	Yi	Mv
Relleno	14.19751	0.75	10.648132			
Pantalla	9.24	2.500	23.1			
Zapata	7.722	1.95	15.0579			
E. Activo				16.943	2.300	38.970
Sub Total	31.15951	5.2	48.806032	16.943	2.300	38.970

4.0. CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD - ESTABILIDAD CONTRA EL VOLTEO

$$e = \frac{B}{2} - \frac{Mr - Mv}{\sum FV} \quad e = 1.0493332$$

$$e \leq \frac{B}{6} \quad \frac{B}{6} = 0.65$$

$$1.049333 \leq 0.65 \quad \text{ERROR!!!}$$

5.0. ESTABILIDAD PARA CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

$$q_1 = \frac{\sum FV}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad q_1 = 2.088772677 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{\sum FV}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad q_2 = 0.49084915 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_1 * q_2 \leq q_a = \frac{q_u}{FS} \quad 1.02527 \leq 2.20 \quad \text{OK!!!}$$

q_a = Capacidad portante admisible del terreno

q_u = Capacidad portante ultima del terreno

FS = Factor de Seguridad para capacidad portante del terreno

6.0. CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO Y AL DESLIZAMIENTO

Factor de Seguridad al Volteo

$$FSV = \frac{Mr}{Mv}$$

$$FSV = 1.2524 \geq 2.0 \quad \text{ERROR!!!}$$

Factor de Seguridad al Deslizamiento

$$FSD = \frac{\sum FV * f}{\sum FH}$$

$$FSD = 0.79925 \geq 1.5 \quad \text{ERROR!!!}$$

SLOPE/W Analysis

Report generated using GeoStudio 2007, version 7.10. Copyright © 1991-2008 GEO-SLOPE International Ltd.

File Information

Title: TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"
Comments: ZONA DE DESLIZAMIENTO 02 - EJE "F-F" - PARTE INFERIOR ESTABILIZADO METODOLOGÍA MURO DE GRAVEDAD - ANALISIS PSEUDOESTÁTICO
Created By: BACHILLER INGENIERÍA CIVIL: PACCINI SÁNCHEZ, JEAN CARLOS
Revision Number: 23
Date: 24/07/2018
Time: 05:46:07 a.m.
File Name: EJE F-F ESTABILIZADO MURO DE GRAVEDAD Z-02 PSEUDOESTÁTICO.gsz
Directory: H:\TESIS INGENIERÍA CIVIL\F-F\EJE F-F INFERIOR\
Last Solved Date: 24/07/2018
Last Solved Time: 06:08:54 a.m.

Project Settings

Length(L) Units: meters
Time(t) Units: Seconds
Force(F) Units: kN
Pressure(p) Units: kPa
Strength Units: kPa
Unit Weight of Water: 9.807 kN/m³
View: 2D

Analysis Settings

SLOPE/W Analysis

Kind: SLOPE/W
Method: Morgenstern-Price
Settings
Side Function
Interslice force function option: Half-Sine
PWP Conditions Source: (none)
SlipSurface
Direction of movement: Left to Right
Allow Passive Mode: No
Slip Surface Option: Auto-Search
Critical slip surfaces saved: 1
Optimize Critical Slip Surface Location: Yes
Tension Crack
Tension Crack Option: (none)
FOS Distribution
FOS Calculation Option: Constant
Advanced
Number of Slices: 30
Optimization Tolerance: 0.01
Minimum Slip Surface Depth: 0.1 m
Minimum Slice Width: 0.1 m
Optimization Maximum Iterations: 2000
Optimization Convergence Tolerance: 1e-007
Starting Optimization Points: 8
Ending Optimization Points: 16
Complete Passes per Insertion: 1

Materials

ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)

Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 22.1 kN/m³
Cohesion: 19 kPa
Phi: 23.49 °
Phi-B: 0 °

ROCA ANDESITICA

Model: Bedrock (Impenetrable)

MURO DE GRAVEDAD

Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 21.57 kN/m³
Cohesion: 110 kPa
Phi: 42 °
Phi-B: 0 °

Slip Surface Limits

Left Coordinate: (77.293948, 49.640863) m
 Right Coordinate: (152.37107, 9.2260435) m

Surcharge Loads

Surcharge Load 1

Surcharge (Unit Weight): 10 kN/m³
 Direction: Vertical

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	83.336488	43.74089
	85.448638	43.800621
	87.832582	43.726901

Seismic Loads

Horz Seismic Load: 0.13
 Ignore seismic load in strength: No

Regions

	Material	Points	Area (m ²)
Region 1	ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,13,14,15,16,17,18,19,20,21,22,23,24,25,26,27,28,29,30,31,32,33,34,35,36,37,38,39,40,41,42,43	130.69422
Region 2	ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)	56,57,58,59,60,61,62,63,46,64,65,66,67,68,69,70	102.90935
Region 3	ROCA ANDESITICA	64,65,66,67,68,71,72,73,74,75,76,77,78,79,80,81,82,83,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,13,84,85,86,87,88,89,90,91,92,93,51,50,49,48,47	7638.4007
Region 4	ARENA LIMOSA CON BOLONES (SM-Bo)	94,55,54,53,52,93,92,91,90,89,88,95,96,97,98,99	148.46694
Region 5	MURO DE GRAVEDAD	45,63,46,64,47,48,49,50,51,93,52,53,54,55,94,44	8.122309

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	66.023042	55.232509
Point 2	67.905524	52.847434
Point 3	66.326403	54.456491
Point 4	62.447652	58.036158
Point 5	58.101582	61.765366
Point 6	54.007864	64.307584
Point 7	50.845984	65.979625
Point 8	43.819782	70.859402
Point 9	36.968611	76.187309
Point 10	34.57423	77.519776
Point 11	23.397986	84.132894
Point 12	13.36618	89.481793
Point 13	-8e-006	94.98876
Point 14	-8e-006	98.080499
Point 15	0.891189	97.596165
Point 16	2.523892	97.235353
Point 17	4.45493	96.752718
Point 18	4.743856	96.704678
Point 19	4.916676	96.664893
Point 20	6.780095	96.177507
Point 21	7.337677	95.970316
Point 22	8.383924	95.758613
Point 23	8.395579	95.733523
Point 24	8.471041	95.694439

Point 25	15.518226	90.740089
Point 26	17.0793	89.864926
Point 27	19.913019	87.735753
Point 28	25.771376	84.175968
Point 29	33.138121	79.500415
Point 30	35.006487	78.531092
Point 31	43.126702	73.296889
Point 32	44.047044	72.807466
Point 33	48.83388	68.323401
Point 34	49.003007	67.776234
Point 35	49.343369	67.556168
Point 36	50.139815	66.563275
Point 37	50.655577	66.152156
Point 38	51.195954	66.463276
Point 39	53.408104	66.623008
Point 40	55.692048	66.549288
Point 41	56.692562	65.548774
Point 42	59.057718	63.000639
Point 43	61.466282	60.14221
Point 44	108.98098	31.077448
Point 45	108.38098	31.077448
Point 46	107.88098	26.527448
Point 47	106.38098	26.527448
Point 48	106.38098	25.777448
Point 49	108.18098	25.777448
Point 50	108.18098	25.077448
Point 51	109.03098	25.077448
Point 52	109.03098	25.777448
Point 53	110.03098	25.777448
Point 54	110.03098	26.527448
Point 55	109.38098	26.527448
Point 56	89.136918	42.822564
Point 57	90.496899	41.818037
Point 58	93.753313	39.621733
Point 59	99.532717	35.946166
Point 60	100.40644	35.391815
Point 61	104.6796	32.911424
Point 62	107.87707	31.294212

Point 63	108.38094	30.993883
Point 64	107.33838	26.527448
Point 65	97.639981	31.925081
Point 66	91.677995	36.814549
Point 67	84.37009	43.143395
Point 68	83.601693	43.748051
Point 69	85.448638	43.800621
Point 70	87.832582	43.726901
Point 71	83.336488	43.74089
Point 72	82.796109	43.329769
Point 73	82.280349	43.74089
Point 74	81.426685	45.459573
Point 75	80.51295	46.72344
Point 76	75.335937	51.415433
Point 77	74.188474	51.482143
Point 78	74.078343	51.592274
Point 79	71.794399	51.665994
Point 80	69.582249	51.606261
Point 81	69.04187	51.195142
Point 82	68.617885	51.558914
Point 83	68.52611	51.606261
Point 84	-8e-006	-1e-006
Point 85	159.98561	-1e-006
Point 86	159.98561	4.182751
Point 87	149.24864	11.294101
Point 88	145.54807	13.708944
Point 89	139.53909	13.239872
Point 90	135.8982	15.023407
Point 91	130.88512	16.826442
Point 92	119.10082	21.410902
Point 93	109.03098	25.697932
Point 94	109.07384	30.186668
Point 95	138.38852	18.399085
Point 96	130.80463	21.372989
Point 97	126.9054	22.542107
Point 98	119.2986	27.061995
Point 99	112.4149	27.340985

Critical Slip Surfaces

	Number	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)
1	Optimized	1.209	(115.285, 60.581)	20.28829	(86.0748, 43.7813)	(112.461, 27.3391)
2	315	1.245	(115.285, 60.581)	33.33	(86.5054, 43.7679)	(112.372, 27.3777)

Slices of Slip Surface: Optimized

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	Optimized	86.398605	42.97429	0	0	0	0
2	Optimized	86.96298	41.42842	0	0	0	0
3	Optimized	87.51808	40.41715	0	43.658487	18.974191	19
4	Optimized	88.48475	39.579985	0	47.322594	20.566629	19
5	Optimized	89.772285	38.464945	0	47.374724	20.589285	19
6	Optimized	91.04282	37.364625	0	47.743273	20.749458	19
7	Optimized	92.32758	36.28182	0	50.373975	21.892774	19
8	Optimized	93.36524	35.43083	0	51.168787	22.238203	19
9	Optimized	93.979685	34.926915	0	51.896386	22.554422	19
10	Optimized	94.58668	34.429115	0	52.92393	23.000997	19
11	Optimized	95.4086	33.787865	0	57.751152	25.098931	19
12	Optimized	96.50293	33.033215	0	64.079734	27.849364	19
13	Optimized	97.65239	32.32621	0	70.29369	30.549979	19
14	Optimized	98.64525	31.76329	0	70.713372	30.732375	19
15	Optimized	99.3372	31.38789	0	77.523525	33.692101	19
16	Optimized	99.96956	31.084045	0	77.2345	33.566489	19
17	Optimized	100.7425	30.71267	0	77.241451	33.56951	19
18	Optimized	101.41465	30.389725	0	77.623649	33.735615	19
19	Optimized	102.18135	30.043875	0	82.065956	35.666263	19
20	Optimized	103.0427	29.675125	0	81.673189	35.495565	19
21	Optimized	104.0765	29.277575	0	86.588952	37.631979	19
22	Optimized	105.2557	28.86078	0	84.005695	36.509283	19
23	Optimized	106.3431	28.523295	0	88.391994	38.41559	19
24	Optimized	107.36575	28.255565	0	82.757701	35.966899	19
25	Optimized	107.96565	28.098505	0	79.069663	34.36406	19
26	Optimized	108.21755	28.00139	0	58.578897	52.744676	110
27	Optimized	108.68095	27.787425	0	53.054131	47.770154	110
28	Optimized	109.14025	27.573045	0	43.253018	38.945193	110
29	Optimized	109.79445	27.26766	0	43.322096	18.827993	19
30	Optimized	110.8208	27.110615	0	49.213191	21.388292	19
31	Optimized	111.88355	27.25862	0	17.3084	7.5223149	19
32	Optimized	112.43815	27.33586	0	2.4740825	1.0752483	19

Slices of Slip Surface: 315

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	315	86.83718	43.224115	0	0	0	0
2	315	87.50078	42.17931	0	0	0	0
3	315	88.158665	41.221425	0	18.114883	7.8728164	19
4	315	88.810835	40.338055	0	24.230503	10.530694	19
5	315	89.476915	39.495445	0	29.201977	12.691321	19
6	315	90.156905	38.68904	0	33.263941	14.45667	19
7	315	90.90395	37.86195	0	37.297747	16.209782	19
8	315	91.718055	37.018	0	41.389942	17.98827	19
9	315	92.53216	36.23053	0	45.011214	19.562093	19
10	315	93.34626	35.49421	0	48.322923	21.001377	19
11	315	94.166125	34.800075	0	51.665029	22.453873	19
12	315	94.991755	34.14502	0	55.125721	23.957906	19
13	315	95.817385	33.53103	0	58.538034	25.440914	19
14	315	96.643015	32.95536	0	61.9321	26.915991	19
15	315	97.468645	32.41566	0	65.31385	28.385717	19
16	315	98.294275	31.90989	0	68.66315	29.841339	19
17	315	99.119905	31.436285	0	71.93987	31.265417	19
18	315	99.96956	30.98128	0	75.168243	32.668484	19
19	315	100.83375	30.549615	0	78.578158	34.150449	19
20	315	101.6884	30.15305	0	81.969052	35.624148	19
21	315	102.543	29.785305	0	84.872172	36.885858	19
22	315	103.39765	29.445355	0	87.10207	37.854983	19
23	315	104.2523	29.132305	0	88.450248	38.440907	19
24	315	105.0793	28.853835	0	89.283758	38.803155	19
25	315	105.87865	28.607685	0	89.558702	38.922647	19
26	315	106.678	28.38326	0	88.629393	38.518765	19
27	315	107.4774	28.18011	0	86.387656	37.544495	19
28	315	107.96395	28.064245	0	84.276761	36.62709	19

29	315	108.21585	28.008865	0	97.936362	88.182297	110
30	315	108.68095	27.912395	0	90.828662	81.782495	110
31	315	109.12775	27.824165	0	75.893582	68.334888	110
32	315	109.66165	27.73031	0	46.701538	20.296716	19
33	315	110.43595	27.607105	0	33.799293	14.689337	19
34	315	111.21025	27.502485	0	20.114733	8.7419609	19
35	315	111.98455	27.41627	0	5.8992748	2.5638535	19

ANEXO D – ANALISIS Y DISEÑO DE LA ZONA 03

RESUMEN DE DISEÑO DE MURO ANCLADO - EJE "A-A" - ZONA 03
--

ANCLAJES

Número de anclajes	5.00		
Ángulo de inclinación de los anclajes	10.00		
Separación horizontal entre anclajes	3.00		
Carga Aplicada (KN)			
Anclaje N°01	234.63		
Anclaje N°02	182.49		
Anclaje N°03	182.49		
Anclaje N°04	130.35		
Anclaje N°05	130.35		
Diámetro de perforación de los anclajes (m)	0.15		
Geometría de los Anclajes	Long. Libre (m)	Long. Bulbo (m)	Log. Total (m)
Anclaje N°01	6.00	3.00	9.00
Anclaje N°02	5.00	3.00	8.00
Anclaje N°03	5.00	3.00	8.00
Anclaje N°04	5.00	3.00	8.00
Anclaje N°05	3.00	3.00	6.00
Refuerzo del Tendón	# Cables	Tension Jack (Ksi)	Tension Jack (MPa)
Anclaje N°01	9.00	49.75	342.75
Anclaje N°02	7.00	60.66	417.95
Anclaje N°03	7.00	60.66	417.95
Anclaje N°04	5.00	75.70	521.53
Anclaje N°05	5.00	83.37	574.37
Trompeta	6" (150 mm)		
Espaciadores	@ 2.00		
Diámetro de cabezal de anclaje	13.2		
Centralizadores	@ 2.00		

PANTALLA DE REVESTIMIENTO

Lecho Exterior	Dirección Vertical	#5 @ 0.20
	Dirección Horizontal	#5 @ 0.20
Lecho Interior	Dirección Vertical	#5 @ 0.17
	Dirección Horizontal	#5 @ 0.17
Malla adicional por momento negativo		No requiere
Placa de apoyo		0.25x0.25 de 3/4" de espesor de acero grado 36 (250 MPa)
DRENAJES		
Drenaje en pantalla		2.5 m de longitud, 5 cm sobresalen de pantalla, 0.6 m de sección no ranurada y 1.60 m de sección ranurada recubiertas con geotextil
Drenaje en pie y corona del talud		Canales de concreto simple o mampostería (f'c=180 Kg/cm2)

RESUMEN DE DISEÑO DE MURO ANCLADO - EJE "C-C" - ZONA 03
--

ANCLAJES

Número de anclajes	5.00		
Ángulo de inclinación de los anclajes	10.00		
Separación horizontal entre anclajes	3.00		
Carga Aplicada (KN)			
Anclaje N°01	234.63		
Anclaje N°02	182.49		
Anclaje N°03	182.49		
Anclaje N°04	130.35		
Anclaje N°05	130.35		
Diámetro de perforación de los anclajes (m)	0.15		
Geometría de los Anclajes	Long. Libre (m)	Long. Bulbo (m)	Log. Total (m)
Anclaje N°01	6.00	3.00	9.00
Anclaje N°02	6.00	3.00	9.00
Anclaje N°03	5.00	3.00	8.00
Anclaje N°04	5.00	3.00	8.00
Anclaje N°05	3.00	3.00	6.00
Refuerzo del Tendón	# Cables	Tension Jack (Ksi)	Tension Jack (MPa)
Anclaje N°01	9.00	49.75	342.75
Anclaje N°02	7.00	58.11	400.33
Anclaje N°03	7.00	60.66	417.95
Anclaje N°04	5.00	75.70	521.53
Anclaje N°05	5.00	83.37	574.37
Trompeta	6" (150 mm)		
Espaciadores	@ 2.00		
Diámetro de cabezal de anclaje	13.2		
Centralizadores	@ 2.00		

PANTALLA DE REVESTIMIENTO

Lecho Exterior	Dirección Vertical	#5 @ 0.20
	Dirección Horizontal	#5 @ 0.20
Lecho Interior	Dirección Vertical	#5 @ 0.17
	Dirección Horizontal	#5 @ 0.17
Malla adicional por momento negativo		No requiere
Placa de apoyo		0.25x0.25 de 3/4" de espesor de acero grado 36 (250 MPa)

DRENAJES

Drenaje en pantalla	2.5 m de longitud, 5 cm sobresalen de pantalla, 0.6 m de sección no ranurada y 1.60 m de sección ranurada recubiertas con geotextil
Drenaje en pie y corona del talud	Canales de concreto simple o mampostería (f'c=180 Kg/cm2)

ANEXO E – ANALISIS Y DISEÑO DE LA ZONA 04

RESUMEN DE DISEÑO DE MURO ANCLADO - EJE "A-A" - ZONA 04
--

ANCLAJES

Número de anclajes		6.00		
Ángulo de inclinación de los anclajes		10.00		
Separación horizontal entre anclajes		3.00		
Carga Aplicada (KN)				
	Anclaje N°01	234.63		
	Anclaje N°02	234.63		
	Anclaje N°03	182.49		
	Anclaje N°04	182.49		
	Anclaje N°05	130.35		
	Anclaje N°06	130.35		
Diámetro de perforación de los anclajes (m)		0.15		
Geometría de los Anclajes	Long. Libre (m)	Long. Bulbo (m)	Log. Total (m)	
	Anclaje N°01	8.00	3.00	11.00
	Anclaje N°02	7.50	3.00	10.50
	Anclaje N°03	6.50	3.00	9.50
	Anclaje N°04	6.00	3.00	9.00
	Anclaje N°05	4.50	3.00	7.50
	Anclaje N°06	4.00	3.00	7.00
Refuerzo del Tendón	# Cables	Tension Jack (Ksi)	Tension Jack (MPa)	
	Anclaje N°01	9.00	46.03	317.12
	Anclaje N°02	9.00	46.83	322.61
	Anclaje N°03	7.00	57.03	392.91
	Anclaje N°04	7.00	58.11	400.33
	Anclaje N°05	5.00	77.23	532.10
	Anclaje N°06	5.00	78.99	544.17
Trompeta	6" (150 mm)			
Espaciadores	@ 2.00			
Diámetro de cabezal de anclaje	13.2			
Centralizadores	@ 2.00			

PANTALLA DE REVESTIMIENTO

Lecho Exterior	Dirección Vertical	#5 @ 0.20
	Dirección Horizontal	#5 @ 0.20
Lecho Interior	Dirección Vertical	#5 @ 0.15
	Dirección Horizontal	#5 @ 0.15
Malla adicional por momento negativo		No requiere
Placa de apoyo		0.25x0.25 de 3/4" de espesor de acero grado 36 (250 MPa)
	DRENAJES	
Drenaje en pantalla		2.5 m de longitud, 5 cm sobresalen de pantalla, 0.6 m de sección no ranurada y 1.60 m de sección ranurada recubiertas con geotextil
Drenaje en pie y corona del talud		Canales de concreto simple o mampostería (f'c=180 Kg/cm2)

RESUMEN DE DISEÑO DE MURO ANCLADO - EJE "C-C" - ZONA 04

ANCLAJES

Número de anclajes		6.00		
Ángulo de inclinación de los anclajes		10.00		
Separación horizontal entre anclajes		3.00		
Carga Aplicada (KN)				
	Anclaje N°01	312.84		
	Anclaje N°02	234.63		
	Anclaje N°03	234.63		
	Anclaje N°04	234.63		
	Anclaje N°05	182.49		
	Anclaje N°06	182.49		
Diámetro de perforación de los anclajes (m)		0.15		
Geometría de los Anclajes	Long. Libre (m)	Long. Bulbo (m)	Log. Total (m)	
	Anclaje N°01	7.00	4.00	11.00
	Anclaje N°02	7.00	3.00	10.00
	Anclaje N°03	7.00	3.00	10.00
	Anclaje N°04	7.00	3.00	10.00
	Anclaje N°05	6.00	3.00	9.00
	Anclaje N°06	6.00	3.00	9.00
Refuerzo del Tendón	# Cables	Tension Jack (Ksi)	Tension Jack (MPa)	
	Anclaje N°01	12.00	46.03	317.12
	Anclaje N°02	9.00	47.70	328.66
	Anclaje N°03	9.00	47.70	328.66
	Anclaje N°04	9.00	47.70	328.66
	Anclaje N°05	7.00	58.11	400.33
	Anclaje N°06	7.00	58.11	400.33
Trompeta	6" (150 mm)			
Espaciadores	@ 2.00			
Diámetro de cabezal de anclaje	13.2			
Centralizadores	@ 2.00			

PANTALLA DE REVESTIMIENTO

Lecho Exterior	Dirección Vertical	#5 @ 0.20
	Dirección Horizontal	#5 @ 0.20
Lecho Interior	Dirección Vertical	#5 @ 0.15
	Dirección Horizontal	#5 @ 0.15
Malla adicional por momento negativo		No requiere
Placa de apoyo		0.25x0.25 de 3/4" de espesor de acero grado 36 (250 MPa)

DRENAJES

Drenaje en pantalla	2.5 m de longitud, 5 cm sobresalen de pantalla, 0.6 m de sección no ranurada y 1.60 m de sección ranurada recubiertas con geotextil
Drenaje en pie y corona del talud	Canales de concreto simple o mampostería (f'c=180 Kg/cm2)

ANEXO F –
PRESUPUESTO DE LA
METODOLOGÍA DE
REFORZAMIENTO
CON GEOSINTÉTICOS

ANEXO F.1 – PLANILLA DE
METRADOS METODOLOGÍA DE
REFORZAMIENTO CON
GEOSINTETICOS

PLANILLA DE METRADOS METODOLOGÍA DE REFORZAMIENTO CON GEOSINTÉTICOS

Item	Descripción	Und.	MEDIDAS			Und	Factor	PARCIAL				Veces	SUB TOTAL	TOTAL
			Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)			Long.	Área	Volum.	Kg			
01	OBRAS PRELIMINARES													
01.01	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 2.4mx3.6m <i>Cartel de Identificación de la Obra</i>	und	3.60	2.40		1.00	1.00					1.00	1.00	1.00
01.02	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS <i>Movilización y desmovilización de equipos y herramientas</i>	glb				1.00	1.00					1.00	1.00	1.00
01.03	TOPOGRAFIA Y GEOREFERENCIACION <i>Topografía y georeferenciación del Km 3+310 al Km 3+490</i>	km	180.00			1.00	0.001					1.00	0.18	0.18
01.04	ACCESOS A CANTERAS, DME Y FUENTES DE AGUA, SIN EXPLOSIVOS <i>Acceso a fuente de agua</i>	km	250.00			1.00	0.001					1.00	0.25	0.25
02	SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL													
02.01	ELABORACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO <i>Elaboración del plan de seguridad y salud en el trabajo</i>	glb				1.00	1.00					1.00	1.00	1.00
02.02	EQUIPOS DE PROTECCION PERSONAL <i>Operario</i>	und				6.00	1.00					1.00	6.00	6.00
	<i>Oficial</i>					5.00	1.00					1.00	5.00	5.00
	<i>Peon</i>					10.00	1.00					1.00	10.00	10.00
	<i>Personal Técnico</i>					3.00	1.00					1.00	3.00	3.00
02.03	EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA <i>Equipos de protección colectiva</i>	glb				1.00	1.00					1.00	1.00	1.00
02.04	SEÑALIZACION TEMPORAL DE LA OBRA <i>Señalización temporal de la obra durante la ejecución</i>	glb				1.00	1.00					1.00	1.00	1.00
02.05	CAPACITACION DE SEGURIDAD Y SALUD <i>Capacitación al personal en seguridad y salud</i>	glb				1.00	1.00					1.00	1.00	1.00
03	ZONA DE DESLIZAMIENTO 01: REFUERZO CON GEOSINTÉTICOS Y RECUBRIMIENTO DEL TALUD													
03.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS													
03.01.01	EXCAVACION PARA EXPLANACIONES EN MATERIAL SUELTO <i>De la topografía Zona de Deslizamiento 01 (Km 3+350 al Km 3+430)</i>	m3	80.00			1.00	1.00			6,256.10		1.00	6,256.10	6,256.10
03.01.02	PERFORACION Y VOLADURA EN ROCA FIJA <i>De la topografía Zona de Deslizamiento 01 (Km 3+350 al Km 3+430)</i>	m3	80.00			1.00	1.00			693.00		1.00	693.00	693.00
03.01.03	CONFORMACION Y COMPACTADO DE RELLENO <i>De la topografía Zona de Deslizamiento 01 (Km 3+350 al Km 3+430)</i>	m3	80.00			1.00	1.20			6,256.10		1.00	7,507.32	7,507.32
03.01.04	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUBRASANTE <i>Perfilado y compactado de la subrasante del Km 3+350 al Km 3+430</i>	m2	80.00	4.50		1.00	1.00		360.00			1.00	360.00	360.00
03.01.05	ROCE Y LIMPIEZA DE TALUDES <i>Roce y limpieza de taludes para evitar daños a geomanto</i>	ha				1.00	1.00		0.23			1.00	0.23	0.23
03.02	INSTALACIÓN DE GEOTEXTIL TEJIDO													
03.02.01	INSTALACION DE GEOTEXTIL TEJIDO PARA REFUERZO DE TALUDES <i>Del Km 3+350 al Km 3+370 (Distribución vertical de 40 geosinteticos cada 0.50 m)</i>	m2												25,620.00
	<i>08 primeros geosinteticos desde la parte baja</i>		20.00	6.00		8.00	1.00		120.00			1.00	960.00	960.00
	<i>12 segundos geosinteticos desde la parte baja</i>		20.00	7.00		12.00	1.00		140.00			1.00	1,680.00	1,680.00
	<i>07 terceros geosinteticos desde la parte baja</i>		20.00	8.00		7.00	1.00		160.00			1.00	1,120.00	1,120.00
	<i>06 cuartos geosinteticos desde la parte baja</i>		20.00	9.00		6.00	1.00		180.00			1.00	1,080.00	1,080.00
	<i>07 quintos geosinteticos desde la parte baja</i>		20.00	10.00		7.00	1.00		200.00			1.00	1,400.00	1,400.00
	<i>Del Km 3+370 al Km 3+430 (Distribución vertical de 45 geosinteticos cada 0.50 m)</i>													
	<i>10 primeros geosinteticos desde la parte baja</i>		60.00	5.00		10.00	1.00		300.00			1.00	3,000.00	3,000.00
	<i>09 segundos geosinteticos desde la parte baja</i>		60.00	6.00		9.00	1.00		360.00			1.00	3,240.00	3,240.00
	<i>06 terceros geosinteticos desde la parte baja</i>		60.00	7.00		6.00	1.00		420.00			1.00	2,520.00	2,520.00
	<i>08 cuartos geosinteticos desde la parte baja</i>		60.00	8.00		8.00	1.00		480.00			1.00	3,840.00	3,840.00
	<i>07 quintos geosinteticos desde la parte baja</i>		60.00	9.00		7.00	1.00		540.00			1.00	3,780.00	3,780.00
	<i>05 sextos geosinteticos desde la parte baja</i>		60.00	10.00		5.00	1.00		600.00			1.00	3,000.00	3,000.00
03.03	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE													
03.03.01	SUB-DRENAJE													

		<i>Relleno de zanja para anclar geomanta</i>						1.00	1.15			21.60		1.00	24.84	
04.05.03	SUMINISTRO Y COLOCACION DE GEOMANTA		m2													1,905.00
		<i>Suministro y colocación de geomanta en zona de deslizamiento 02</i>						1.00	1.00		1,905.00			1.00	1,905.00	
04.05.04	RELLENO C/EQUIPO C/MATERIAL DE TOPSOIL		m3													95.25
		<i>Relleno con material orgánico</i>						0.05	1.00	1.00	1,905.00			1.00	95.25	
04.05.05	SUMINISTRO E INSTALACION DE PASTOS NATIVOS		ha													0.19
		<i>Suministro e instalación de pastos en la zona de deslizamiento 02</i>						1.00	1.00		0.19			1.00	0.19	
05	TRANSPORTE															
05.01	TRANSPORTE DE MATERIAL EXCEDENTE ENTRE 120m A 1000m		m3k													4,552.00
		<i>Eliminación de material excente a botaderos</i>						1.00	1.20		3,793.33			1.00	4552.00	
06	IMPACTO AMBIENTAL															
06.01	RESTAURACION DE CAMPAMENTOS Y PATIO DE MAQUINAS		ha					1.00	1.00					1.00	1.00	1.00
06.02	RESTAURACION DE AREA DISTURBADA DE CANTERA		ha					1.00	1.00					1.00	1.00	1.00
06.03	ACONDICIONAMIENTO DE BOTADERO		ha					1.00	1.00					1.00	1.00	1.00

ANEXO F.2 – PRESUPUESTO
METODOLOGÍA DE REFORZAMIENTO
CON GEOSINTETICOS

Presupuesto

Presupuesto

TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"

Subpresupuesto
Cliente
Lugar

001 METODOLOGÍA DE REFORZAMIENTO CON GEOSINTÉTICOS
UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO
ANCASH - HUARAZ - INDEPENDENCIA

Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PRELIMINARES				17,180.47
01.01	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 2.4mx3.6m	und	1.00	1,042.29	1,042.29
01.02	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	glb	1.00	14,264.74	14,264.74
01.03	TOPOGRAFIA Y GEOREFERENCIACION	km	0.18	2,126.57	382.78
01.04	ACCESOS A CANTERAS, DME Y FUENTES DE AGUA, SIN EXPLOSIVOS	km	0.25	5,962.62	1,490.66
02	SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL				10,680.00
02.01	ELABORACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO	glb	1.00	2,000.00	2,000.00
02.02	EQUIPOS DE PROTECCION PERSONAL	und	24.00	180.00	4,320.00
02.03	EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA	glb	1.00	1,380.00	1,380.00
02.04	SEÑALIZACION TEMPORAL DE LA OBRA	glb	1.00	980.00	980.00
02.05	CAPACITACION DE SEGURIDAD Y SALUD	glb	1.00	2,000.00	2,000.00
03	ZONA DE DESLIZAMIENTO 01: REFUERZO CON GEOSINTETICOS Y RECUBRIMIENTO DEL TALUD				1,114,566.45
03.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				74,780.66
03.01.01	EXCAVACION PARA EXPLANACIONES EN MATERIAL SUELTO	m3	6,256.10	3.69	23,085.01
03.01.02	PERFORACION Y VOLADURA EN ROCA FIJA	m3	693.00	18.90	13,097.70
03.01.03	CONFORMACION Y COMPACTADO DE RELLENO	m3	7,507.32	4.96	37,236.31
03.01.04	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUBRASANTE	m2	360.00	1.00	360.00
03.01.05	ROCE Y LIMPIEZA DE TALUDES	ha	0.23	4,354.96	1,001.64
03.02	INSTALACIÓN DE GEOTEXTIL TEJIDO				698,657.40
03.02.01	INSTALACION DE GEOTEXTIL TEJIDO PARA REFUERZO DE TALUDES	m2	25,620.00	27.27	698,657.40
03.03	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE				56,349.05
03.03.01	SUB-DRENAJE				56,349.05
03.03.01.01	SUB-DREN POSTERIOR CHIMENEA CON MATERIAL DRENANTE	m3	199.80	176.73	35,310.65
03.03.01.02	SUB-DREN LATERAL CHIMENEA CON TUBERIA PERFORADA 6" (INC. COLCHÓN)	m	80.00	262.98	21,038.40
03.04	ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN				223,210.82
03.04.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL SUELTO EQUIPO	m3	1,452.50	6.98	10,138.45
03.04.02	RELLENO CON ROCA (<2m) COMPACTADO AL PIE DEL TALUD	m3	1,162.00	176.06	204,581.72
03.04.03	ACOMODO DE MATERIAL DE ENROCADO	m3	653.63	12.99	8,490.65
03.05	CONTROL DE EROSION				61,568.52
03.05.01	EXCAVACION DE ZANJAS DE ANCLAJE	m3	26.50	31.44	833.16
03.05.02	RELLENO DE ZANJA DE ANCLAJE GEOSINTETICOS	m3	30.36	36.46	1,106.93
03.05.03	SUMINISTRO Y COLOCACION DE GEOMANTA	m2	2,320.00	16.19	37,560.80
03.05.04	RELLENO C/EQUIPO C/MATERIAL DE TOPSOIL	m3	116.00	69.15	8,021.40
03.05.05	SUMINISTRO E INSTALACION DE PASTOS NATIVOS	ha	0.23	61,070.56	14,046.23
04	ZONA DE DESLIZAMIENTO 02: REFUERZO CON GEOSINTETICOS Y RECUBRIMIENTO DEL TALUD				697,838.55
04.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				61,403.69
04.01.01	EXCAVACION PARA EXPLANACIONES EN MATERIAL SUELTO	m3	5,625.00	3.69	20,756.25
04.01.02	PERFORACION Y VOLADURA EN ROCA FIJA	m3	750.00	18.90	14,175.00
04.01.03	CONFORMACION Y COMPACTADO DE RELLENO	m3	5,125.00	4.96	25,420.00
04.01.04	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUBRASANTE	m2	225.00	1.00	225.00
04.01.05	ROCE Y LIMPIEZA DE TALUDES	ha	0.19	4,354.96	827.44
04.02	INSTALACIÓN DE GEOTEXTIL TEJIDO				295,879.50
04.02.01	INSTALACION DE GEOTEXTIL TEJIDO PARA REFUERZO DE TALUDES	m2	10,850.00	27.27	295,879.50

04.03	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE					35,416.98
04.03.01	SUB-DRENAJE					35,416.98
04.03.01.01	SUB-DREN POSTERIOR CHIMENEA CON MATERIAL DRENANTE	m3	126.00	176.73		22,267.98
04.03.01.02	SUB-DREN LATERAL CHIMENEA CON TUBERIA PERFORADA 6" (INC. COLCHON)	m	50.00	262.98		13,149.00
04.04	ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN					254,521.71
04.04.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL SUELTO EQUIPO	m3	1,656.25	6.98		11,560.63
04.04.02	RELLENO CON ROCA (<2m) COMPACTADO AL PIE DEL TALUD	m3	1,325.00	176.06		233,279.50
04.04.03	ACOMODO DE MATERIAL DE ENROCADO	m3	745.31	12.99		9,681.58
04.05	CONTROL DE EROSION					50,616.67
04.05.01	EXCAVACION DE ZANJAS DE ANCLAJE	m3	21.60	31.44		679.10
04.05.02	RELLENO DE ZANJA DE ANCLAJE GEOSINTETICOS	m3	24.84	36.46		905.67
04.05.03	SUMINISTRO Y COLOCACION DE GEOMANTA	m2	1,905.00	16.19		30,841.95
04.05.04	RELLENO C/EQUIPO C/MATERIAL DE TOPSOIL	m3	95.25	69.15		6,586.54
04.05.05	SUMINISTRO E INSTALACION DE PASTOS NATIVOS	ha	0.19	61,070.56		11,603.41
05	TRANSPORTE					39,465.84
05.01	TRANSPORTE DE MATERIAL EXCEDENTE ENTRE 120m A 1000m	m3k	4,552.00	8.67		39,465.84
06	IMPACTO AMBIENTAL					6,980.36
06.01	RESTAURACION DE CAMPAMENTOS Y PATIO DE MAQUINAS	ha	1.00	1,861.36		1,861.36
06.02	RESTAURACION DE AREA DISTURBADA DE CANTERA	ha	1.00	1,641.55		1,641.55
06.03	ACONDICIONAMIENTO DE BOTADERO	ha	1.00	3,477.45		3,477.45
	COSTO DIRECTO					1,886,711.67
	GASTOS GENERALES (10%)					188,671.17
	UTILIDAD (8%)					150,936.93

	SUBTOTAL					2,226,319.77
	IMPUESTO (18%)					400,737.56
						=====
	PRESUPUESTO TOTAL					2,627,057.33
	SON : DOS MILLONES SEISCIENTOS VEINTISIETE MIL CINCUENTISIETE Y 33/100 NUEVOS SOLES					

ANEXO F.3 – ANALISIS DE COSTOS
UNITARIOS METODOLOGÍA DE
REFORZAMIENTO CON
GEOSINTETICOS

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	TESIS: "ANALISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"					
Subpresupuesto	001	METODOLOGÍA DE REFORZAMIENTO CON GEOSINTÉTICOS				
Partida	01.01	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 2.4mx3.6m				
Rendimiento	und/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : und	1,042.29	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					
	OPERARIO		hh	1.0000	8.0000	20.87
	PEON		hh	1.0000	8.0000	14.97
						286.72
	Materiales					
	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2" - 4		kg		2.0000	4.66
	HORMIGON		m3		0.3600	45.00
	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		1.2000	19.49
	MADERA TORNILLO INC. CORTE P/ENCOFRADO		p2		70.0000	5.00
	MADERA EUCALIPTO ROLLIZO		p2		53.3300	2.00
	GIGANTOGRAFIA DE 3.6mx2.4m		und		1.0000	250.00
						755.57
Partida	01.02	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS				
Rendimiento	glb/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb	14,264.74	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Subcontratos					
	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS		glb		1.0000	6,779.66
						6,779.66
	Subpartidas					
	TRANSPORTE DE MAQUINARIAS EN CAMA BAJA DESDE HI				1.0000	4,500.00
	TRANSPORTE DE MAQUINARIAS RODANDO DESDE HUARAZ				1.0000	2,985.08
						7,485.08
Partida	01.03	TOPOGRAFIA Y GEOREFERENCIACION				
Rendimiento	km/DIA	0.3500	EQ. 0.3500	Costo unitario directo por : km	2,126.57	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					
	PEON		hh	3.0000	68.5714	14.97
	TOPOGRAFO		hh	1.0000	22.8571	25.06
						1,599.31
	Materiales					
	ACERO CORRUGADO DE CONSTRUCCION		kg		1.7100	4.66
	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA		kg		0.6600	4.66
	HORMIGON		m3		0.2500	45.00
	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		1.5200	19.49
	PINTURA ESMALTE		gal		0.2200	30.78
						58.69
	Equipos					
	ESTACION TOTAL		hm	1.0000	22.8571	20.00
	RADIO DE COMUNICACION		día	2.0000	5.7143	2.00
						468.57

Partida	01.04	ACCESOS A CANTERAS, DME Y FUENTES DE AGUA, SIN EXPLOSIVOS				
Rendimiento	km/DIA	0.5000	EQ. 0.5000	Costo unitario directo por : km	5,962.62	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					
	PEON		hh	4.0000	64.0000	14.97
						958.08
						958.08
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	958.08
	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7-9 ton		hm	0.2000	3.2000	135.00
	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP		hm	1.0000	16.0000	200.00
	MOTONIVELADORA DE 125 HP		hm	0.2000	3.2000	220.00
						704.00
						4,383.90
	Subpartidas					
	AGUA D=3KM		m3		72.0000	8.62
						620.64
						620.64

Partida	02.01	ELABORACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO				
Rendimiento	glb/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb	2,000.00	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Subcontratos					
	ELABORACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL		glb		1.0000	2,000.00
						2,000.00
						2,000.00

02.02 EQUIPOS DE PROTECCION PERSONAL

	und/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : und	180.00	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Materiales					
	CASCO PARA INGENIEROS Y TECNICOS		und		1.0000	23.00
	TAPONES DE ESPUMA		und		2.0000	6.00
	RESPIRADOR DESCARTABLE CONTRA POLVO		cja		1.0000	12.00
	GUANTES DE BADANA PARA CONDUCTOR / OPERADOR		par		1.0000	8.00
	ZAPATOS DE SEGURIDAD		par		1.0000	45.00
	CHALECO DE SEGURIDAD		und		1.0000	26.00
	MAMELUCO		und		1.0000	26.00
	BOTAS DE GEBE		par		1.0000	28.00
						180.00

Partida	02.03	EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA				
Rendimiento	glb/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb	1,380.00	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Subcontratos					
	EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA		glb		1.0000	1,380.00
						1,380.00
						1,380.00

Partida	02.04	SEÑALIZACION TEMPORAL DE LA OBRA						
Rendimiento	glb/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb	980.00			
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Materiales							
	MALLA CERCADORA NARANJA		ril		10.0000	56.00	560.00	
	CINTA DE SEÑALIZACION (ROJO Y AMARILLO)		ril		10.0000	42.00	420.00	
							980.00	
Partida	02.05	CAPACITACION DE SEGURIDAD Y SALUD						
Rendimiento	glb/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb	2,000.00			
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Subcontratos							
	CAPACITACION DE SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL		glb		1.0000	2,000.00	2,000.00	
							2,000.00	
Partida	03.01.01	EXCAVACION PARA EXPLANACIONES EN MATERIAL SUELTO						
Rendimiento	m3/DIA	1,000.0000	EQ. 1,000.0000	Costo unitario directo por : m3	3.69			
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	2.0000	0.0160	14.97	0.24	
							0.24	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	0.24	0.01	
	EXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115-165 HP		hm	1.0000	0.0080	230.00	1.84	
	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP		hm	1.0000	0.0080	200.00	1.60	
							3.45	
Partida	03.01.02	PERFORACION Y VOLADURA EN ROCA FIJA						
Rendimiento	m3/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : m3	18.90			
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	OPERARIO		hh	2.0000	0.0640	20.87	1.34	
	OFICIAL		hh	4.0000	0.1280	16.74	2.14	
	PEON		hh	4.0000	0.1280	14.97	1.92	
							5.40	
	Materiales							
	DINAMITA AL 65%		kg		0.1500	32.00	4.80	
	DETONANTES PARA PERFORACION		kg		0.0500	40.00	2.00	
	ACCESORIOS PARA PERFORACION		und		0.0030	350.00	1.05	
							7.85	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	5.40	0.27	
	MARTILLO NEUMATICO DE 29 kg		hm	4.0000	0.1280	12.00	1.54	
	COMPRESORA NEUMATICA 700 - 800PCM, 240 HP		hm	1.0000	0.0320	120.00	3.84	
							5.65	

Partida	03.01.03		CONFORMACION Y COMPACTADO DE RELLENO				
Rendimiento	m3/DIA	800.0000	EQ. 800.0000	Costo unitario directo por : m3		4.96	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	PEON		hh	2.0000	0.0200	14.97	0.30
							0.30
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	0.30	0.02
	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7-9 ton		hm	0.5000	0.0050	135.00	0.68
	TRACTOR DE ORUGAS DE 140-160 HP		hm	1.0000	0.0100	200.00	2.00
	MOTONIVELADORA DE 125 HP		hm	0.5000	0.0050	220.00	1.10
							3.80
	Subpartidas						
	AGUA D=3KM		m3		0.1000	8.62	0.86
							0.86

Partida	03.01.04		PERFILADO Y COMPACTADO DE SUBRASANTE				
Rendimiento	m2/DIA	4,000.0000	EQ. 4,000.0000	Costo unitario directo por : m2		1.00	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	PEON		hh	6.0000	0.0120	14.97	0.18
							0.18
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	0.18	0.01
	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7-9 ton		hm	1.0000	0.0020	135.00	0.27
	MOTONIVELADORA DE 125 HP		hm	1.0000	0.0020	220.00	0.44
							0.72
	Subpartidas						
	AGUA D=3KM		m3		0.0120	8.62	0.10
							0.10

Partida	03.01.05		ROCE Y LIMPIEZA DE TALUDES				
Rendimiento	ha/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : ha		4,354.96	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	PEON		hh	20.0000	160.0000	14.97	2,395.20
							2,395.20
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	2,395.20	119.76
	EXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115-165 HP		hm	1.0000	8.0000	230.00	1,840.00
							1,959.76

Partida	03.02.01 INSTALACION DE GEOTEXTIL TEJIDO PARA REFUERZO DE TALUDES						
Rendimiento	m2/DIA	300.0000	EQ. 300.0000	Costo unitario directo por : m2	27.27		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	2.0000	0.0533	20.87	1.11
	PEON		hh	4.0000	0.1067	14.97	1.60
							2.71
	Materiales						
	GEOTEXTIL TEJIDO DE 0.6 MM		m2		1.0500	16.95	17.80
							17.80
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	2.71	0.08
	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 125-135 HP 3 yd3		hm	1.0000	0.0267	250.00	6.68
							6.76

Partida	03.03.01.01 SUB-DREN POSTERIOR CHIMENEA CON MATERIAL DRENANTE						
Rendimiento	m3/DIA	25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m3	176.73		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	2.0000	0.6400	20.87	13.36
	PEON		hh	3.0000	0.9600	14.97	14.37
							27.73
	Materiales						
	GRAVA PARA DRENAJE		m3		1.0000	100.00	100.00
	GEOTEXTIL NO TEJIDO DE 270g/m		m2		6.8500	6.95	47.61
							147.61
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	27.73	1.39
							1.39

Partida	03.03.01.02 SUB-DREN LATERAL CHIMENEA CON TUBERIA PERFORADA 6" (INC. COLCHÓN)						
Rendimiento	m/DIA	25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m	262.98		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	2.0000	0.6400	20.87	13.36
	PEON		hh	3.0000	0.9600	14.97	14.37
							27.73
	Materiales						
	TUBERIA PVC-SAP C-5 DE 6" X 5 m		m		1.0500	21.19	22.25
	GRAVA PARA DRENAJE		m3		1.6400	100.00	164.00
	GEOTEXTIL NO TEJIDO DE 270g/m		m2		6.8500	6.95	47.61
							233.86
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	27.73	1.39
							1.39

Partida	03.04.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL SUELTO EQUIPO					
Rendimiento	m3/DIA	300.0000	EQ. 300.0000	Costo unitario directo por : m3		6.98	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	
	Mano de Obra						
	PEON		hh	2.0000	0.0533	14.97	
						0.80	
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	0.80	
	EXCAVADORA		hm	1.0000	0.0267	230.00	
						6.18	
Partida	03.04.02	RELLENO CON ROCA (<2m) COMPACTADO AL PIE DEL TALUD					
Rendimiento	m3/DIA	160.0000	EQ. 160.0000	Costo unitario directo por : m3		176.06	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	2.0000	0.1000	20.87	
	PEON		hh	6.0000	0.3000	14.97	
						6.58	
	Materiales						
	ROCA GRANULOMETRIA ADECUADA		m3		1.2700	120.00	
						152.40	
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	6.58	
	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7- 9 ton		hm	1.0000	0.0500	135.00	
	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP		hm	1.0000	0.0500	200.00	
						17.08	
Partida	03.04.03	ACOMODO DE MATERIAL DE ENROCADO					
Rendimiento	m3/DIA	240.0000	EQ. 240.0000	Costo unitario directo por : m3		12.99	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	1.0000	0.0333	20.87	
	PEON		hh	2.0000	0.0667	14.97	
						1.69	
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	1.69	
	MOTOBOMBA DE 4" (12 HP)		hm	1.0000	0.0333	16.95	
	RETROEXCAVADOR SOBRE ORUGAS 170-250 HP 1.1-2.75y		hm	1.0000	0.0333	120.00	
	TRACTOR DE ORUGAS DE 300-330 HP		hm	1.0000	0.0333	200.00	
						11.30	

Partida	03.05.01	EXCAVACION DE ZANJAS DE ANCLAJE					
Rendimiento	m3/DIA	4.0000	EQ. 4.0000	Costo unitario directo por : m3	31.44		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	
	Mano de Obra					Parcial S/.	
	PEON		hh	1.0000	2.0000	14.97	
						29.94	
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	29.94	
						1.50	
Partida	03.05.02	RELLENO DE ZANJA DE ANCLAJE GEOSINTETICOS					
Rendimiento	m3/DIA	30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : m3	36.46		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	
	Mano de Obra					Parcial S/.	
	OPERARIO		hh	2.0000	0.5333	20.87	
	PEON		hh	4.0000	1.0667	14.97	
						27.10	
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	27.10	
	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP		hm	2.0000	0.5333	15.00	
						9.36	
Partida	03.05.03	SUMINISTRO Y COLOCACION DE GEOMANTA					
Rendimiento	m2/DIA	400.0000	EQ. 400.0000	Costo unitario directo por : m2	16.19		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	
	Mano de Obra					Parcial S/.	
	OPERARIO		hh	1.0000	0.0200	20.87	
	PEON		hh	1.0000	0.0200	14.97	
						0.72	
	Materiales						
	GEOMANTA P300		m2		1.0500	12.71	
	PINES		und		4.2000	0.50	
						15.45	
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		3.0000	0.72	
						0.02	
Partida	03.05.04	RELLENO C/EQUIPO C/MATERIAL DE TOPSOIL					
Rendimiento	m3/DIA	30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : m3	69.15		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	
	Mano de Obra					Parcial S/.	
	PEON		hh	6.0000	1.6000	14.97	
						23.95	
	Materiales						
	TIERRA DE CULTIVO		m3		1.1000	40.00	
						44.00	
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	23.95	
						1.20	

Partida	03.05.05	SUMINISTRO E INSTALACION DE PASTOS NATIVOS				
Rendimiento	ha/DIA	0.1000	EQ. 0.1000	Costo unitario directo por : ha	61,070.56	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					
	PEON		hh	20.0000	1,600.0000	14.97
						23,952.00
						23,952.00
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		3.0000	23,952.00
	CAMION BARANDA		hm	0.0500	4.0000	100.00
						400.00
						1,118.56
	Subcontratos					
	MATAS DE PASTO NATIVO		m2		12,000.0000	3.00
						36,000.00
						36,000.00

Partida	04.01.01	EXCAVACION PARA EXPLANACIONES EN MATERIAL SUELTO				
Rendimiento	m3/DIA	1,000.0000	EQ. 1,000.0000	Costo unitario directo por : m3	3.69	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					
	PEON		hh	2.0000	0.0160	14.97
						0.24
						0.24
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	0.24
	EXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115-165 HP		hm	1.0000	0.0080	230.00
	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP		hm	1.0000	0.0080	200.00
						1.60
						3.45

Partida	04.01.02	PERFORACION Y VOLADURA EN ROCA FIJA				
Rendimiento	m3/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : m3	18.90	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					
	OPERARIO		hh	2.0000	0.0640	20.87
	OFICIAL		hh	4.0000	0.1280	16.74
	PEON		hh	4.0000	0.1280	14.97
						1.92
						5.40
	Materiales					
	DINAMITA AL 65%		kg		0.1500	32.00
	DETONANTES PARA PERFORACION		kg		0.0500	40.00
	ACCESORIOS PARA PERFORACION		und		0.0030	350.00
						1.05
						7.85
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	5.40
	MARTILLO NEUMATICO DE 29 kg		hm	4.0000	0.1280	12.00
	COMPRESORA NEUMATICA 700 - 800PCM, 240 HP		hm	1.0000	0.0320	120.00
						3.84
						5.65

Partida	04.01.03	CONFORMACION Y COMPACTADO DE RELLENO						
Rendimiento	m3/DIA	800.0000	EQ. 800.0000	Costo unitario directo por : m3	4.96			
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	2.0000	0.0200	14.97	0.30	
							0.30	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	0.30	0.02	
	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7- 9 ton		hm	0.5000	0.0050	135.00	0.68	
	TRACTOR DE ORUGAS DE 140-160 HP		hm	1.0000	0.0100	200.00	2.00	
	MOTONIVELADORA DE 125 HP		hm	0.5000	0.0050	220.00	1.10	
							3.80	
	Subpartidas							
	AGUA D=3KM		m3		0.1000	8.62	0.86	
							0.86	
Partida	04.01.04	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUBRASANTE						
Rendimiento	m2/DIA	4,000.0000	EQ. 4,000.0000	Costo unitario directo por : m2	1.00			
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	6.0000	0.0120	14.97	0.18	
							0.18	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	0.18	0.01	
	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7- 9 ton		hm	1.0000	0.0020	135.00	0.27	
	MOTONIVELADORA DE 125 HP		hm	1.0000	0.0020	220.00	0.44	
							0.72	
	Subpartidas							
	AGUA D=3KM		m3		0.0120	8.62	0.10	
							0.10	
Partida	04.01.05	ROCE Y LIMPIEZA DE TALUDES						
Rendimiento	ha/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : ha	4,354.96			
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	20.0000	160.0000	14.97	2,395.20	
							2,395.20	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	2,395.20	119.76	
	EXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115-165 HP		hm	1.0000	8.0000	230.00	1,840.00	
							1,959.76	

Partida	04.02.01 INSTALACION DE GEOTEXTIL TEJIDO PARA REFUERZO DE TALUDES						
Rendimiento	m2/DIA	300.0000	EQ. 300.0000	Costo unitario directo por : m2	27.27		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	2.0000	0.0533	20.87	1.11
	PEON		hh	4.0000	0.1067	14.97	1.60
							2.71
	Materiales						
	GEOTEXTIL TEJIDO DE 0.6 MM		m2		1.0500	16.95	17.80
							17.80
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	2.71	0.08
	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 125-135 HP 3 yd3		hm	1.0000	0.0267	250.00	6.68
							6.76

Partida	04.03.01.01 SUB-DREN POSTERIOR CHIMENEA CON MATERIAL DRENANTE						
Rendimiento	m3/DIA	25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m3	176.73		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	2.0000	0.6400	20.87	13.36
	PEON		hh	3.0000	0.9600	14.97	14.37
							27.73
	Materiales						
	GRAVA PARA DRENAJE		m3		1.0000	100.00	100.00
	GEOTEXTIL NO TEJIDO DE 270g/m		m2		6.8500	6.95	47.61
							147.61
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	27.73	1.39
							1.39

Partida	04.03.01.02 SUB-DREN LATERAL CHIMENEA CON TUBERIA PERFORADA 6" (INC. COLCHON)						
Rendimiento	m/DIA	25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m	262.98		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	2.0000	0.6400	20.87	13.36
	PEON		hh	3.0000	0.9600	14.97	14.37
							27.73
	Materiales						
	TUBERIA PVC-SAP C-5 DE 6" X 5 m		m		1.0500	21.19	22.25
	GRAVA PARA DRENAJE		m3		1.6400	100.00	164.00
	GEOTEXTIL NO TEJIDO DE 270g/m		m2		6.8500	6.95	47.61
							233.86
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	27.73	1.39
							1.39

Partida	04.04.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL SUELTO EQUIPO				
Rendimiento	m3/DIA	300.0000	EQ. 300.0000	Costo unitario directo por : m3	6.98	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					Parcial S/.
	PEON		hh	2.0000	0.0533	14.97
						0.80
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	0.80
	EXCAVADORA		hm	1.0000	0.0267	230.00
						6.14
						6.18
Partida	04.04.02	RELLENO CON ROCA (<2m) COMPACTADO AL PIE DEL TALUD				
Rendimiento	m3/DIA	160.0000	EQ. 160.0000	Costo unitario directo por : m3	176.06	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					Parcial S/.
	OPERARIO		hh	2.0000	0.1000	20.87
	PEON		hh	6.0000	0.3000	14.97
						6.58
	Materiales					
	ROCA GRANULOMETRIA ADECUADA		m3		1.2700	120.00
						152.40
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	6.58
	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7- 9 ton		hm	1.0000	0.0500	135.00
	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP		hm	1.0000	0.0500	200.00
						10.00
						17.08
Partida	04.04.03	ACOMODO DE MATERIAL DE ENROCADO				
Rendimiento	m3/DIA	240.0000	EQ. 240.0000	Costo unitario directo por : m3	12.99	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					Parcial S/.
	OPERARIO		hh	1.0000	0.0333	20.87
	PEON		hh	2.0000	0.0667	14.97
						1.69
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	1.69
	MOTOBOMBA DE 4" (12 HP)		hm	1.0000	0.0333	16.95
	RETROEXCAVADOR SOBRE ORUGAS 170-250 HP 1.1-2.75y		hm	1.0000	0.0333	120.00
	TRACTOR DE ORUGAS DE 300-330 HP		hm	1.0000	0.0333	200.00
						6.66
						11.30
Partida	04.05.01	EXCAVACION DE ZANJAS DE ANCLAJE				
Rendimiento	m3/DIA	4.0000	EQ. 4.0000	Costo unitario directo por : m3	31.44	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					Parcial S/.
	PEON		hh	1.0000	2.0000	14.97
						29.94
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	29.94
						1.50

Partida	04.05.02	RELLENO DE ZANJA DE ANCLAJE GEOSINTETICOS					
Rendimiento	m3/DIA	30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : m3	36.46		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	
	Mano de Obra					Parcial S/.	
	OPERARIO		hh	2.0000	0.5333	20.87	11.13
	PEON		hh	4.0000	1.0667	14.97	15.97
							27.10
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	27.10	1.36
	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP		hm	2.0000	0.5333	15.00	8.00
							9.36
Partida	04.05.03	SUMINISTRO Y COLOCACION DE GEOMANTA					
Rendimiento	m2/DIA	400.0000	EQ. 400.0000	Costo unitario directo por : m2	16.19		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	
	Mano de Obra					Parcial S/.	
	OPERARIO		hh	1.0000	0.0200	20.87	0.42
	PEON		hh	1.0000	0.0200	14.97	0.30
							0.72
	Materiales						
	GEOMANTA P300		m2		1.0500	12.71	13.35
	PINES		und		4.2000	0.50	2.10
							15.45
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		3.0000	0.72	0.02
							0.02
Partida	04.05.04	RELLENO C/EQUIPO C/MATERIAL DE TOPSOIL					
Rendimiento	m3/DIA	30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : m3	69.15		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	
	Mano de Obra					Parcial S/.	
	PEON		hh	6.0000	1.6000	14.97	23.95
							23.95
	Materiales						
	TIERRA DE CULTIVO		m3		1.1000	40.00	44.00
							44.00
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		5.0000	23.95	1.20
							1.20
Partida	04.05.05	SUMINISTRO E INSTALACION DE PASTOS NATIVOS					
Rendimiento	ha/DIA	0.1000	EQ. 0.1000	Costo unitario directo por : ha	61,070.56		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	
	Mano de Obra					Parcial S/.	
	PEON		hh	20.0000	1,600.0000	14.97	23,952.00
							23,952.00
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		3.0000	23,952.00	718.56
	CAMION BARANDA		hm	0.0500	4.0000	100.00	400.00
							1,118.56
	Subcontratos						
	MATAS DE PASTO NATIVO		m2		12,000.0000	3.00	36,000.00
							36,000.00

Partida	05.01	TRANSPORTE DE MATERIAL EXCEDENTE ENTRE 120m A 1000m					
Rendimiento	m3k/DIA	300.0000	EQ. 300.0000	Costo unitario directo por : m3k	8.67		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	
	Equipos					Parcial \$/.	
	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 160-195 HP 3.5 yd3	hm		0.5000	0.0133	250.00	3.33
	CAMION VOLQUETE DE 15 m3	hm		1.0000	0.0267	200.00	5.34
							8.67

Partida	06.01	RESTAURACION DE CAMPAMENTOS Y PATIO DE MAQUINAS					
Rendimiento	ha/DIA	10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : ha	1,861.36		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	
	Mano de Obra					Parcial \$/.	
	OPERARIO	hh		4.0000	3.2000	20.87	66.78
	PEON	hh		80.0000	64.0000	14.97	958.08
							1,024.86
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES	% mo			2.0000	1,024.86	20.50
	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 160-195 HP 3.5 yd3	hm		2.0000	1.6000	250.00	400.00
	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm		1.6000	1.2800	200.00	256.00
	CAMION VOLQUETE DE 15 m3	hm		1.0000	0.8000	200.00	160.00
							836.50

Partida	06.02	RESTAURACION DE AREA DISTURBADA DE CANTERA					
Rendimiento	ha/DIA	8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por : ha	1,641.55		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	
	Mano de Obra					Parcial \$/.	
	PEON	hh		80.0000	80.0000	14.97	1,197.60
							1,197.60
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES	% mo			2.0000	1,197.60	23.95
	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm		1.0000	1.0000	200.00	200.00
	MOTONIVELADORA DE 125 HP	hm		1.0000	1.0000	220.00	220.00
							443.95

Partida	06.03	ACONDICIONAMIENTO DE BOTADERO					
Rendimiento	ha/DIA	1.2500	EQ. 1.2500	Costo unitario directo por : ha	3,477.45		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	
	Mano de Obra					Parcial \$/.	
	PEON	hh		8.0000	51.2000	14.97	766.46
							766.46
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES	% mo			3.0000	766.46	22.99
	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm		1.0000	6.4000	200.00	1,280.00
	MOTONIVELADORA DE 125 HP	hm		1.0000	6.4000	220.00	1,408.00
							2,710.99

ANEXO F.4 – RELACIÓN DE INSUMOS
METODOLOGÍA DE REFORZAMIENTO
CON GEOSINTETICOS

Obra **TESIS: "ANALISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"**

Subpresupuesto		METODOLOGÍA DE REFORZAMIENTO CON GEOSINTÉTICOS			
Lugar		ANCASH - HUARAZ - INDEPENDENCIA			
Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
OPERARIO	hh	2,748.3388	20.87	57,357.83	
OFICIAL	hh	196.2954	16.74	3,285.98	
PEON	hh	7,516.8159	14.97	112,526.73	
TOPOGRAFO	hh	4.1143	25.06	103.10	
				173,273.64	
ACERO CORRUGADO DE CONSTRUCCION	kg	0.3078	4.66	1.43	
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kg	0.1188	4.66	0.55	
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2" - 4	kg	2.0000	4.66	9.32	
TUBERIA PVC-SAP C-5 DE 6" X 5 m	m	136.5000	21.19	2,892.44	
GRAVA PARA DRENAJE	m3	539.0000	100.00	53,900.00	
ROCA GRANULOMETRIA ADECUADA	m3	3,158.4900	120.00	379,018.80	
HORMIGON	m3	0.4050	45.00	18.23	
TIERRA DE CULTIVO	m3	232.3750	40.00	9,295.00	
GEOTEXTIL NO TEJIDO DE 270g/m	m2	3,122.2314	6.95	21,699.51	
GEOMANTA P300	m2	4,436.2500	12.71	56,384.74	
GEOTEXTIL TEJIDO DE 0.6 MM	m2	38,293.5000	16.95	649,074.83	
MALLA CERCADORA NARANJA	ril	10.0000	56.00	560.00	
PINES	und	17,745.0000	0.50	8,872.50	
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	1.4736	19.49	28.72	
MADERA TORNILLO INC. CORTE P/ENCOFRADO	p2	70.0000	5.00	350.00	
MADERA EUCALIPTO ROLLIZO	p2	53.3300	2.00	106.66	
PINTURA ESMALTE	gal	0.0396	30.78	1.22	
DINAMITA AL 65%	kg	216.4500	32.00	6,926.40	
DETONANTES PARA PERFORACION	kg	72.1500	40.00	2,886.00	
ACCESORIOS PARA PERFORACION	und	4.3290	350.00	1,515.15	
CASCO PARA INGENIEROS Y TECNICOS	und	24.0000	23.00	552.00	
TAPONES DE ESPUMA	und	48.0000	6.00	288.00	
RESPIRADOR DESCARTABLE CONTRA POLVO	cja	24.0000	12.00	288.00	
GUANTES DE BADANA PARA CONDUCTOR / OPERADOR	par	24.0000	8.00	192.00	
ZAPATOS DE SEGURIDAD	par	24.0000	45.00	1,080.00	
CHALECO DE SEGURIDAD	und	24.0000	26.00	624.00	
MAMELUCO	und	24.0000	26.00	624.00	
BOTAS DE GEBE	par	24.0000	28.00	672.00	
CINTA DE SEÑALIZACION (ROJO Y AMARILLO)	ril	10.0000	42.00	420.00	
GIGANTOGRAFIA DE 3.6mx2.4m	und	1.0000	250.00	250.00	
				1,198,531.50	
ESTACION TOTAL	hm	4.1143	20.00	82.29	
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo			6,307.27	
MOTOBOMBA DE 4" (12 HP)	hm	163.8191	16.95	2,776.73	
COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP	hm	29.4382	15.00	441.57	
RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7- 9 ton	hm	189.4816	135.00	25,580.02	
MARTILLO NEUMATICO DE 29 kg	hm	184.7040	12.00	2,216.45	
COMPRESORA NEUMATICA 700 - 800PCM, 240 HP	hm	46.1760	120.00	5,541.12	
RADIO DE COMUNICACION	dia	1.0286	2.00	2.06	
CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 125-135 HP 3 yd3	hm	977.7490	250.00	244,437.25	
CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 160-195 HP 3.5 yd3	hm	62.1416	250.00	15,535.40	
EXCAVADORA	hm	83.0037	230.00	19,090.85	
EXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115-165 HP	hm	98.4088	230.00	22,634.02	

RETROEXCAVADOR SOBRE ORUGAS 170-250 HP 1.1-2.75yd3	hm	46.5847	120.00	5,590.16
TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm	232.0788	200.00	46,415.76
TRACTOR DE ORUGAS DE 300-330 HP	hm	46.5847	200.00	9,316.94
TRACTOR DE ORUGAS DE 140-160 HP	hm	126.3232	200.00	25,264.64
MOTONIVELADORA DE 125 HP	hm	76.5316	220.00	16,836.95
CAMION PLATAFORMA CON EXCAVADORA	hm	6.0000	250.00	1,500.00
CAMION PLATAFORMA CON RODILLO	hm	6.0000	250.00	1,500.00
CAMION PLATAFORMA CON TRACTOR	hm	6.0000	250.00	1,500.00
CAMION VOLQUETE DE 15 m3	hm	126.3384	200.00	25,267.68
CAMION CISTERNA 3000 gl (AGUA)	hm	121.2338	76.27	9,246.50
CAMION BARANDA	hm	1.6800	100.00	168.00
				487,251.66
MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	glb	1.0000	6,779.66	6,779.66
MATAS DE PASTO NATIVO	m2	5,040.0000	3.00	15,120.00
ELABORACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO (PSTT)	glb	1.0000	2,000.00	2,000.00
CAPACITACION DE SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL	glb	1.0000	2,000.00	2,000.00
EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA	glb	1.0000	1,380.00	1,380.00
				27,279.66
			Total	S/. 1,886,336.46

ANEXO G –
PRESUPUESTO DE LA
METODOLOGÍA DE
PANTALLAS
ANCLADAS

ANEXO G.1 – PLANILLA DE
METRADOS METODOLOGÍA DE
PANTALLAS ANCLADAS

PLANILLA DE METRADOS METODOLOGÍA DE PANTALLAS ANCLADAS

Item	Descripción	Und.	MEDIDAS			Und	Factor	PARCIAL				Veces	SUB TOTAL	TOTAL
			Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)			Long.	Área	Volum.	Kg			
01	OBRAS PRELIMINARES													
01.01	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 2.4mx3.6m <i>Cartel de Identificación de la Obra</i>	und	3.60	2.40		1.00	1.00					1.00	1.00	1.00
01.02	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS <i>Movilización y desmovilización de equipos y herramientas</i>	glb				1.00	1.00					1.00	1.00	1.00
01.03	TOPOGRAFIA Y GEOREFERENCIACION <i>Topografía y georeferenciación del Km 3+310 al Km 3+490</i>	km	180.00			1.00	0.001					1.00	0.18	0.18
01.04	ACCESOS A CANTERAS, DME Y FUENTES DE AGUA, SIN EXPLOSIVOS <i>Acceso a fuente de agua</i>	km	250.00			1.00	0.001					1.00	0.25	0.25
02	SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL													
02.01	ELABORACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO <i>Elaboración del plan de seguridad y salud en el trabajo</i>	glb				1.00	1.00					1.00	1.00	1.00
02.02	EQUIPOS DE PROTECCION PERSONAL <i>Operario</i>	und				6.00	1.00					1.00	6.00	6.00
	<i>Oficial</i>					5.00	1.00					1.00	5.00	5.00
	<i>Peon</i>					10.00	1.00					1.00	10.00	10.00
	<i>Personal Técnico</i>					3.00	1.00					1.00	3.00	3.00
02.03	EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA <i>Equipos de protección colectiva</i>	glb				1.00	1.00					1.00	1.00	1.00
02.04	SEÑALIZACION TEMPORAL DE LA OBRA <i>Señalización temporal de la obra durante la ejecución</i>	glb				1.00	1.00					1.00	1.00	1.00
02.05	CAPACITACION DE SEGURIDAD Y SALUD <i>Capacitación al personal en seguridad y salud</i>	glb				1.00	1.00					1.00	1.00	1.00
03	ZONA DE DESLIZAMIENTO 01: PANTALLAS ANCLADAS													
03.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS													
03.01.04	REMOCION DE DERRUMBES <i>Remoción de derrumbes en superficie de rodadura</i>	m3	80.00			1.00	1.00		3.57			1.00	285.60	285.60
03.01.05	CONFORMACION Y COMPACTADO DE RELLENO <i>Conformación de relleno para llegar a corona del talud</i>	m3	80.00			1.00	1.00		18.55			1.00	1,484.00	1,484.00
03.01.06	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUBRASANTE <i>Perfilado y compactado de la subrasante del Km 3+350 al Km 3+430</i>	m2	80.00	4.50		1.00	1.00		360.00			1.00	360.00	360.00
03.01.08	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUPERFICIE CON EQUIPO EN TALUD <i>Perfilado y compactado del talud en Km 3+350 al Km 3+430</i>	m2				1.00	1.00		2,319.18			1.00	2,319.18	2,319.18
03.02	PANTALLAS ANCLADAS													
03.02.01	PERFORACION PARA ANCLAJES (HASTA 15 M) <i>Del Km 3+350 al Km 3+370</i>	und												131.00
	<i>Primer nivel de anclajes desde la carretera (05 cables)</i>					10.00		7.00	1.00			1.00	7.00	7.00
	<i>Segundo nivel de anclajes desde la carretera (05 cables)</i>					9.00		7.00	1.00			1.00	7.00	7.00
	<i>Tercer nivel de anclajes desde la carretera (05 cables)</i>					9.00		7.00	1.00			1.00	7.00	7.00
	<i>Cuarto nivel de anclajes desde la carretera (03 cables)</i>					7.00		6.00	1.00			1.00	6.00	6.00
	<i>Del Km 3+370 al Km 3+430</i>													
	<i>Primer nivel de anclajes desde la carretera (05 cables)</i>					10.00		16.00	1.00			1.00	16.00	16.00
	<i>Segundo nivel de anclajes desde la carretera (05 cables)</i>					9.00		16.00	1.00			1.00	16.00	16.00
	<i>Tercer nivel de anclajes desde la carretera (05 cables)</i>					9.00		16.00	1.00			1.00	16.00	16.00
	<i>Cuarto nivel de anclajes desde la carretera (07 cables)</i>					10.00		15.00	1.00			1.00	15.00	15.00
	<i>Quinto nivel de anclajes desde la carretera (07 cables)</i>					10.00		15.00	1.00			1.00	15.00	15.00
	<i>Sexto nivel de anclajes desde la carretera (05 cables)</i>					9.00		11.00	1.00			1.00	11.00	11.00
	<i>Septimo nivel de anclajes desde la carretera (05 cables)</i>					9.00		8.00	1.00			1.00	8.00	8.00
	<i>Octavo nivel de anclajes desde la carretera (03 cables)</i>					7.00		5.00	1.00			1.00	5.00	5.00
	<i>Noveno nivel de anclajes desde la carretera (03 cables)</i>					7.00		2.00	1.00			1.00	2.00	2.00
03.02.02	INSTALACION DE CABLES DE ACERO ASTM416, GRADO 270 (INCLUIDO)	m												6,448.00

03.02.08	Septimo nivel de anclajes desde la carretera (05 cables) CABEZAL DE ANCLAJE PERMANENTE PARA 07 CABLES DE ACI Del Km 3+370 al Km 3+430	und	9.00			8.00	1.00			1.00	8.00	30.00
			Prof. (m)									
	Cuarto nivel de anclajes desde la carretera (07 cables)		10.00			15.00	1.00			1.00	15.00	
	Quinto nivel de anclajes desde la carretera (07 cables)		10.00			15.00	1.00			1.00	15.00	
03.02.09	TENSADO DE ANCLAJES PERMANENTES Tensado de anclajes con gato multifilar	und						1.00	1.00			131.00
										131.00	131.00	
03.03	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE											
03.03.01	CANAL DE ALIVIO											
03.03.01.01	EXCAVACION MANUAL Excavación manual para canal de alivio parte superior	m3	80.00			1.00	1.00		0.3197		1.00	25.58
												77.60
03.03.01.02	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUPERFICIE DE CANAL Perfilado del canal de alivio parte superior	m2	80.00			1.00	1.00	0.97			1.00	77.60
03.03.01.03	MAMPOSTERIA DE PIEDRA f _c =140 kg/cm ² - CANAL Mampostería para canal de alivio parte superior e=0.15 m	m3	80.00			1.00	1.00		0.1847		1.00	14.78
03.03.02	LLORADEROS EN PANTALLAS ANCLADAS											
03.03.02.01	EXCAVACION Y/O PERFORACIÓN PARA INSTALACIÓN DE TUBERÍA Excavación y/o perforación para instalar tubería	m3	2.20			1.00	1.00		0.007854		120.00	2.07
03.03.02.02	INSTALACIÓN DE TUBERÍA RANURADA PVC 4" Instalación de tubería	m	2.50			1.00	1.00				120.00	300.00
03.04	ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN											
03.04.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL SUELTO EN Excavación al pie del talud	m3				3.50	1.00	1.00	415.00		1.00	1,452.50
												1,162.00
03.04.02	RELLENO CON ROCA (<2m) COMPACTADO AL PIE DEL TALUD Enrocado al pie del talud para evitar erosión de la quebrada	m3					1.00	0.80		1,452.50	1.00	1,162.00
03.04.03	ACOMODO DE MATERIAL DE ENROCADO Enrocado al pie del talud para evitar erosión de la quebrada	m3					1.00	0.45		1,452.50	1.00	653.63
04	ZONA DE DESLIZAMIENTO 02: PANTALLAS ANCLADAS											
04.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS											
04.01.01	EXCAVACION PARA EXPLANACIONES EN MATERIAL SUELTO Excavación para enrocado	m3	50.00						105.00		1.00	5,250.00
												367.50
04.01.05	CONFORMACION Y COMPACTADO DE RELLENO Conformación de relleno para llegar a corona del talud	m3	50.00						7.35		1.00	367.50
04.01.06	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUBRASANTE Perfilado y compactado de la subrasante del Km 3+440 al Km 3+490	m2	50.00	4.50		1.00	1.00		225.00		1.00	225.00
04.01.08	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUPERFICIE CON EQUIPO EN Perfilado y compactado de superficie del Km 3+440 al Km 3+490	m2							1905.00		1.00	1,905.00
04.02	PANTALLAS ANCLADAS											
04.02.01	PERFORACION PARA ANCLAJES (HASTA 15 M) Del Km 3+440 al Km 3+49.	und										42.00
			Prof. (m)									
	Primer nivel de anclajes desde la carretera (05 cables)		9.00			14.00	1.00				1.00	14.00
	Segundo nivel de anclajes desde la carretera (05 cables)		9.00			14.00	1.00				1.00	14.00
	Tercer nivel de anclajes desde la carretera (07 cables)		10.00			14.00	1.00				1.00	14.00
04.02.02	INSTALACION DE CABLES DE ACERO ASTM416, GRADO 270 (IN Del Km 3+440 al Km 3+49.	m										2,240.00
			Prof. (m)									
	Primer nivel de anclajes desde la carretera (05 cables)		9.00			14.00	1.00				5.00	630.00
	Segundo nivel de anclajes desde la carretera (05 cables)		9.00			14.00	1.00				5.00	630.00
	Tercer nivel de anclajes desde la carretera (07 cables)		10.00			14.00	1.00				7.00	980.00
04.02.03	CONCRETO A PRESIÓN f _c =210 kg/cm ² PARA BULBO DE ANCLA Del Km 3+440 al Km 3+49.	m3										98.52
			Long. Bulbo									
	Primer nivel de anclajes desde la carretera (05 cables)		4.00			14.00	1.00		0.126		5.00	35.19
	Segundo nivel de anclajes desde la carretera (05 cables)		3.00			14.00	1.00		0.126		5.00	26.39
	Tercer nivel de anclajes desde la carretera (07 cables)		3.00			14.00	1.00		0.126		7.00	36.95
04.02.04	ACERO DE REFUERZO f _y =4,200 kg/cm ² EN PANTALLAS Acero de refuerzo cara exterior #5 @0.20 fierro de 5/8" Acero de refuerzo cara interior #5 @0.15 fierro de 5/8"	kg										13,688.64
						90.00	1.552				42.00	5,866.56
						120.00	1.552				42.00	7,822.08

ANEXO G.2 – PRESUPUESTO
METODOLOGÍA DE PANTALLAS
ANCLADAS

Presupuesto

Presupuesto **TESIS: "ANALISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"**

Subpresupuesto **002 METODOLOGÍA DE PANTALLAS ANCLADAS**
 Cliente **UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO**
 Lugar **ANCASH - HUARAZ - INDEPENDENCIA**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PRELIMINARES				22,265.22
01.01	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 2.4mx3.6m	und	1.00	1,042.29	1,042.29
01.02	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	glb	1.00	19,349.49	19,349.49
01.03	TOPOGRAFIA Y GEOREFERENCIACION	km	0.18	2,126.57	382.78
01.04	ACCESOS A CANTERAS, DME Y FUENTES DE AGUA, SIN EXPLOSIVOS	km	0.25	5,962.62	1,490.66
02	SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL				10,680.00
02.01	ELABORACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO	glb	1.00	2,000.00	2,000.00
02.02	EQUIPOS DE PROTECCION PERSONAL	und	24.00	180.00	4,320.00
02.03	EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA	glb	1.00	1,380.00	1,380.00
02.04	SEÑALIZACION TEMPORAL DE LA OBRA	glb	1.00	980.00	980.00
02.05	CAPACITACION DE SEGURIDAD Y SALUD	glb	1.00	2,000.00	2,000.00
03	ZONA DE DESLIZAMIENTO 01: PANTALLAS ANCLADAS				1,368,807.59
03.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				26,486.02
03.01.01	REMOCION DE DERRUMBES	m3	285.60	15.44	4,409.66
03.01.02	CONFORMACION Y COMPACTADO DE RELLENO	m3	1,484.00	4.96	7,360.64
03.01.03	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUBRASANTE	m2	360.00	1.00	360.00
03.01.04	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUPERFICIE CON EQUIPO EN TALUDES	m2	2,319.18	6.19	14,355.72
03.02	PANTALLAS ANCLADAS				1,095,248.56
03.02.01	HABILITACIÓN DE ACCESOS PARA INGRESO DE EQUIPOS	glb	1.00	10,000.00	10,000.00
03.02.02	PERFORACION PARA ANCLAJES (HASTA 15 M)	und	131.00	619.98	81,217.38
03.02.03	INSTALACION DE CABLES DE ACERO ASTM416, GRADO 270 (INC. TROMPETA, TUBO DE INYECCIÓN, SEPARADORES, OBTURADOR Y CENTRALIZADORES)	m	6,448.00	56.98	367,407.04
03.02.04	CONCRETO A PRESIÓN $f_c=210$ kg/cm ² PARA BULBO DE ANCLAJE	m3	52.28	477.52	24,964.75
03.02.05	ACERO DE REFUERZO $f_y=4,200$ kg/cm ² EN PANTALLAS	kg	41,225.87	5.36	220,970.66
03.02.06	CONCRETO LANZADO $f_c=210$ kg/cm ² EN PANTALLAS	m3	579.80	502.53	291,366.89
03.02.07	CABEZAL DE ANCLAJE PERMANENTE PARA 03 CABLES DE ACERO DE 15.2 mm (INC. PLACA DE REPARTO, CUÑA TRIANGULAR DE FRICCIÓN, PROTECCIÓN EXTERNA CON CAPERUZA DE PLASTICO, JUNTA DE NEOPRENO Y TORNILLERA)	und	13.00	383.91	4,990.83
03.02.08	CABEZAL DE ANCLAJE PERMANENTE PARA 05 CABLES DE ACERO DE 15.2 mm (INC. PLACA DE REPARTO, CUÑA TRIANGULAR DE FRICCIÓN, PROTECCIÓN EXTERNA CON CAPERUZA DE PLASTICO, JUNTA DE NEOPRENO Y TORNILLERA)	und	88.00	399.23	35,132.24
03.02.09	CABEZAL DE ANCLAJE PERMANENTE PARA 07 CABLES DE ACERO DE 15.2 mm (INC. PLACA DE REPARTO, CUÑA TRIANGULAR DE FRICCIÓN, PROTECCIÓN EXTERNA CON CAPERUZA DE PLASTICO, JUNTA DE NEOPRENO Y TORNILLERA)	und	30.00	434.61	13,038.30
03.02.10	TENSADO DE ANCLAJES PERMANENTES	und	131.00	352.37	46,160.47
03.03	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE				23,862.19
03.03.01	CANAL DE ALIVIO				6,191.89
03.03.01.01	EXCAVACION MANUAL	m3	25.58	41.92	1,072.31
03.03.01.02	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUPERFICIE DE CANAL	m2	77.60	2.62	203.31
03.03.01.03	MAMPOSTERIA DE PIEDRA $f_c=140$ kg/cm ² - CANAL	m3	14.78	332.63	4,916.27
03.03.02	LLORADEROS EN PANTALLAS ANCLADAS				17,670.30
03.03.02.01	EXCAVACION Y/O PERFORACIÓN PARA INSTALACIÓN DE TUBERÍA PVC 4"	m3	2.07	871.16	1,803.30
03.03.02.02	INSTALACION DE TUBERÍA RANURADA PVC 4"	m	300.00	52.89	15,867.00
03.04	ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN				223,210.82
03.04.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL SUELTO EQUIPO	m3	1,452.50	6.98	10,138.45
03.04.02	RELLENO CON ROCA (<2m) COMPACTADO AL PIE DEL TALUD	m3	1,162.00	176.06	204,581.72
03.04.03	ACOMODO DE MATERIAL DE ENROCADO	m3	653.63	12.99	8,490.65
04	ZONA DE DESLIZAMIENTO 02: PANTALLAS ANCLADAS				751,412.57
04.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				33,212.25
04.01.01	EXCAVACION PARA EXPLANACIONES EN MATERIAL SUELTO	m3	5,250.00	3.69	19,372.50

04.01.02	CONFORMACION Y COMPACTADO DE RELLENO	m3	367.50	4.96	1,822.80
04.01.03	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUBRASANTE	m2	225.00	1.00	225.00
04.01.04	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUPERFICIE CON EQUIPO EN TALUDES	m2	1,905.00	6.19	11,791.95
04.02	PANTALLAS ANCLADAS				449,751.21
04.02.01	PERFORACION PARA ANCLAJES (HASTA 15 M)	und	42.00	619.98	26,039.16
04.02.02	INSTALACION DE CABLES DE ACERO ASTM416, GRADO 270 (INC. TROMPETA, TUBO DE INYECCIÓN, SEPARADORES, OBTURADOR Y CENTRALIZADORES)	m	2,240.00	56.98	127,635.20
04.02.03	CONCRETO A PRESIÓN $f_c=210$ kg/cm2 PARA BULBO DE ANCLAJE	m3	98.52	477.52	47,045.27
04.02.04	ACERO DE REFUERZO $f_y=4,200$ kg/cm2 EN PANTALLAS ANCLADAS	kg	13,688.64	5.36	73,371.11
04.02.05	CONCRETO LANZADO $f_c=210$ kg/cm2 EN PANTALLAS	m3	285.75	502.53	143,597.95
04.02.06	CABEZAL DE ANCLAJE PERMANENTE PARA 05 CABLES DE ACERO DE 15.2 mm (INC. PLACA DE REPARTO, CUÑA TRIANGULAR DE FRICCIÓN, PROTECCIÓN EXTERNA CON CAPERUZA DE PLASTICO, JUNTA DE NEOPRENO Y TORNILLERA)	und	28.00	399.23	11,178.44
04.02.07	CABEZAL DE ANCLAJE PERMANENTE PARA 07 CABLES DE ACERO DE 15.2 mm (INC. PLACA DE REPARTO, CUÑA TRIANGULAR DE FRICCIÓN, PROTECCIÓN EXTERNA CON CAPERUZA DE PLASTICO, JUNTA DE NEOPRENO Y TORNILLERA)	und	14.00	434.61	6,084.54
04.02.08	TENSADO DE ANCLAJES PERMANENTES	und	42.00	352.37	14,799.54
04.03	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE				13,927.40
04.03.01	CANAL DE ALIVIO				7,738.00
04.03.01.01	EXCAVACION MANUAL	m3	31.97	41.92	1,340.18
04.03.01.02	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUPERFICIE DE CANAL	m2	97.00	2.62	254.14
04.03.01.03	MAMPOSTERIA DE PIEDRA $f_c=140$ kg/cm2 - CANAL	m3	18.47	332.63	6,143.68
04.03.02	LLORADEROS EN PANTALLAS ANCLADAS				6,189.40
04.03.02.01	EXCAVACION Y/O PERFORACIÓN PARA INSTALACIÓN DE TUBERÍA PVC 4"	m3	0.73	871.16	635.95
04.03.02.02	INSTALACION DE TUBERÍA RANURADA PVC 4"	m	105.00	52.89	5,553.45
04.04	ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN				254,521.71
04.04.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL SUELTO EQUIPO	m3	1,656.25	6.98	11,560.63
04.04.02	RELLENO CON ROCA (<2m) COMPACTADO AL PIE DEL TALUD	m3	1,325.00	176.06	233,279.50
04.04.03	ACOMODO DE MATERIAL DE ENOCADO	m3	745.31	12.99	9,681.58
05	TRANSPORTE				53,453.67
05.01	TRANSPORTE DE MATERIAL EXCEDENTE ENTRE 120m A 1000m	m3k	6,165.36	8.67	53,453.67
06	IMPACTO AMBIENTAL				6,980.36
06.01	RESTAURACION DE CAMPAMENTOS Y PATIO DE MAQUINAS	ha	1.00	1,861.36	1,861.36
06.02	RESTAURACION DE AREA DISTURBADA DE CANTERA	ha	1.00	1,641.55	1,641.55
06.03	ACONDICIONAMIENTO DE BOTADERO	ha	1.00	3,477.45	3,477.45
	COSTO DIRECTO				2,213,599.41
	GASTOS GENERALES (10%)				221,359.94
	UTILIDAD (8%)				177,087.95
	SUBTOTAL				2,612,047.30
	IMPUESTO (18%)				470,168.51
	PRESUPUESTO TOTAL				3,082,215.81

SON : TRES MILLONES OCHENTIDOS MIL DOSCIENTOS QUINCE Y 81/100 NUEVOS SOLES

ANEXO G.3 – ANALISIS DE COSTOS
UNITARIOS METODOLOGÍA DE
PANTALLAS ANCLADAS

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"					
Subpresupuesto	002 METODOLOGÍA DE PANTALLAS ANCLADAS					
Partida	01.01 CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 2.4mx3.6m					
Rendimiento	und/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : und	1,042.29	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					
	OPERARIO		hh	1.0000	8.0000	20.87
	PEON		hh	1.0000	8.0000	14.97
						286.72
	Materiales					
	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2" - 4		kg		2.0000	4.66
	HORMIGON		m3		0.3600	45.00
	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		1.2000	19.49
	MADERA TORNILLO INC. CORTE P/ENCOFRADO		p2		70.0000	5.00
	MADERA EUCALIPTO ROLLIZO		p2		53.3300	2.00
	GIGANTOGRAFIA DE 3.6mx2.4m		und		1.0000	250.00
						755.57
Partida	01.02 MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS					
Rendimiento	glb/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb	19,349.49	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Subcontratos					
	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS		glb		1.0000	6,779.66
	S.C. TRANSPORTE DE EQUIPO DE PERFORACIÓN		glb		1.0000	5,084.75
						11,864.41
	Subpartidas					
	TRANSPORTE DE MAQUINARIAS EN CAMA BAJA DESDE HI		glb		1.0000	4,500.00
	TRANSPORTE DE MAQUINARIAS RODANDO DESDE HUAR/		glb		1.0000	2,985.08
						7,485.08
Partida	01.03 TOPOGRAFIA Y GEOREFERENCIACION					
Rendimiento	km/DIA	0.3500	EQ. 0.3500	Costo unitario directo por : km	2,126.57	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					
	PEON		hh	3.0000	68.5714	14.97
	TOPOGRAFO		hh	1.0000	22.8571	25.06
						1,599.31
	Materiales					
	ACERO CORRUGADO DE CONSTRUCCION		kg		1.7100	4.66
	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA		kg		0.6600	4.66
	HORMIGON		m3		0.2500	45.00
	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		1.5200	19.49
	PINTURA ESMALTE		gal		0.2200	30.78
						58.69
	Equipos					
	ESTACION TOTAL		hm	1.0000	22.8571	20.00
	RADIO DE COMUNICACION		día	2.0000	5.7143	2.00
						468.57

Partida	01.04	ACCESOS A CANTERAS, DME Y FUENTES DE AGUA, SIN EXPLOSIVOS				
Rendimiento	km/DIA	0.5000	EQ. 0.5000	Costo unitario directo por : km	5,962.62	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					
	PEON		hh	4.0000	64.0000	14.97
						958.08
						958.08
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	958.08
	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7-9 ton		hm	0.2000	3.2000	135.00
	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP		hm	1.0000	16.0000	200.00
	MOTONIVELADORA DE 125 HP		hm	0.2000	3.2000	220.00
						4,383.90
	Subpartidas					
	AGUA D=3KM		m3		72.0000	8.62
						620.64
						620.64
Partida	02.01	ELABORACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO				
Rendimiento	glb/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb	2,000.00	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Subcontratos					
	ELABORACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL		glb		1.0000	2,000.00
						2,000.00
						2,000.00
Partida	02.02	EQUIPOS DE PROTECCION PERSONAL				
Rendimiento	und/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : und	180.00	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Materiales					
	CASCO PARA INGENIEROS Y TECNICOS		und		1.0000	23.00
	TAPONES DE ESPUMA		und		2.0000	6.00
	RESPIRADOR DESCARTABLE CONTRA POLVO		cja		1.0000	12.00
	GUANTES DE BADANA PARA CONDUCTOR / OPERADOR		par		1.0000	8.00
	ZAPATOS DE SEGURIDAD		par		1.0000	45.00
	CHALECO DE SEGURIDAD		und		1.0000	26.00
	MAMELUCO		und		1.0000	26.00
	BOTAS DE GEBE		par		1.0000	28.00
						180.00
Partida	02.03	EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA				
Rendimiento	glb/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb	1,380.00	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Subcontratos					
	EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA		glb		1.0000	1,380.00
						1,380.00
						1,380.00

Partida	02.04	SEÑALIZACION TEMPORAL DE LA OBRA						
Rendimiento	glb/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb		980.00		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Materiales							
	MALLA CERCADORA NARANJA		ril		10.0000	56.00	560.00	
	CINTA DE SEÑALIZACION (ROJO Y AMARILLO)		ril		10.0000	42.00	420.00	
							980.00	
Partida	02.05	CAPACITACION DE SEGURIDAD Y SALUD						
Rendimiento	glb/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb		2,000.00		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Subcontratos							
	CAPACITACION DE SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL		glb		1.0000	2,000.00	2,000.00	
							2,000.00	
Partida	03.01.01	REMOCION DE DERRUMBES						
Rendimiento	m3/DIA	560.0000	EQ. 560.0000	Costo unitario directo por : m3		15.44		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	2.0000	0.0286	14.97	0.43	
							0.43	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	0.43	0.01	
	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 125-135 HP 3 yd3		hm	1.0000	0.0143	250.00	3.58	
	CAMION VOLQUETE DE 15 m3		hm	4.0000	0.0571	200.00	11.42	
							15.01	
Partida	03.01.02	CONFORMACION Y COMPACTADO DE RELLENO						
Rendimiento	m3/DIA	800.0000	EQ. 800.0000	Costo unitario directo por : m3		4.96		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	2.0000	0.0200	14.97	0.30	
							0.30	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	0.30	0.02	
	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7- 9 ton		hm	0.5000	0.0050	135.00	0.68	
	TRACTOR DE ORUGAS DE 140-160 HP		hm	1.0000	0.0100	200.00	2.00	
	MOTONIVELADORA DE 125 HP		hm	0.5000	0.0050	220.00	1.10	
							3.80	
	Subpartidas							
	AGUA D=3KM		m3		0.1000	8.62	0.86	
							0.86	

Partida	03.01.03	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUBRASANTE						
Rendimiento	m2/DIA	4,000.0000	EQ. 4,000.0000	Costo unitario directo por : m2		1.00		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	6.0000	0.0120	14.97	0.18	
							0.18	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	0.18	0.01	
	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7-9 ton		hm	1.0000	0.0020	135.00	0.27	
	MOTONIVELADORA DE 125 HP		hm	1.0000	0.0020	220.00	0.44	
							0.72	
	Subpartidas							
	AGUA D=3KM		m3		0.0120	8.62	0.10	
							0.10	
Partida	03.01.04	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUPERFICIE CON EQUIPO EN TALUDES						
Rendimiento	m2/DIA	120.0000	EQ. 120.0000	Costo unitario directo por : m2		6.19		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	4.0000	0.2667	14.97	3.99	
							3.99	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	3.99	0.20	
	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP		hm	2.0000	0.1333	15.00	2.00	
							2.20	
Partida	03.02.01	HABILITACIÓN DE ACCESOS PARA INGRESO DE EQUIPOS						
Rendimiento	glb/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb		10,000.00		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Subcontratos							
	S.C. HABILITACIÓN DE ACCESOS Y PROTECCIÓN DE CAPT		glb		1.0000	10,000.00	10,000.00	
							10,000.00	
Partida	03.02.02	PERFORACION PARA ANCLAJES (HASTA 15 M)						
Rendimiento	und/DIA	5.0000	EQ. 5.0000	Costo unitario directo por : und		619.98		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	1.0000	1.6000	14.97	23.95	
	OPERADOR DE EQUIPO		hh	1.0000	1.6000	25.06	40.10	
							64.05	
	Materiales							
	BARRENO DE PERFORACIÓN		und		0.1000	338.98	33.90	
							33.90	
	Equipos							
	TRACK DRILL NEUMATICO 660-690 PCM		hm	1.0000	1.6000	326.27	522.03	
							522.03	

Partida	03.02.03	INSTALACION DE CABLES DE ACERO ASTM416, GRADO 270 (INC. TROMPETA, TUBO DE INYECCIÓN, SEPARADORES, OBTURADOR Y CENTRALIZADORES)					
Rendimiento	m/DIA	10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m		56.98	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	1.0000	0.8000	20.87	16.70
	PEON		hh	1.0000	0.8000	14.97	11.98
							28.68
	Materiales						
	CABLES DE ACERO ASTM416, GRADO 270 DE 0.6" (15.2 MM m				1.0000	8.49	8.49
							8.49
	Subcontratos						
	S.C. INSTALACIÓN DE TROMPETA, TUBO DE INYECCIÓN, S glb				1.0000	19.81	19.81
							19.81
Partida	03.02.04	CONCRETO A PRESIÓN f_c=210 kg/cm² PARA BULBO DE ANCLAJE					
Rendimiento	m ³ /DIA	16.0000	EQ. 16.0000	Costo unitario directo por : m ³		477.52	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Equipos						
	BOMBA PARA CONCRETO (INC. MANGUERA LANZADORA E hm			1.0000	0.5000	150.00	75.00
							75.00
	Subpartidas						
	CONCRETO SIMPLE f _c =210 kg/cm ² ESTRUCTURAS		m ³		1.0200	394.63	402.52
							402.52
Partida	03.02.05	ACERO DE REFUERZO f_y=4,200 kg/cm² EN PANTALLAS					
Rendimiento	kg/DIA	240.0000	EQ. 240.0000	Costo unitario directo por : kg		5.36	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	1.0000	0.0333	20.87	0.69
	OFICIAL		hh	2.0000	0.0667	16.74	1.12
							1.81
	Materiales						
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		0.0300	4.66	0.14
	ACERO CORRUGADO f _y = 4200 kg/cm ² GRADO 60		kg		1.0300	3.22	3.32
							3.46
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	1.81	0.09
							0.09
Partida	03.02.06	CONCRETO LANZADO f_c=210 kg/cm² EN PANTALLAS					
Rendimiento	m ³ /DIA	12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m ³		502.53	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Equipos						
	BOMBA PARA CONCRETO (INC. MANGUERA LANZADORA E hm			1.0000	0.6667	150.00	100.01
							100.01
	Subpartidas						
	CONCRETO SIMPLE f _c =210 kg/cm ² ESTRUCTURAS		m ³		1.0200	394.63	402.52
							402.52

Partida	03.02.07	CABEZAL DE ANCLAJE PERMANENTE PARA 03 CABLES DE ACERO DE 15.2 mm (INC. PLACA DE REPARTO, CUÑA TRIANGULAR DE FRICCIÓN, PROTECCIÓN EXTERNA CON CAPERUZA DE PLASTICO, JUNTA DE NEOPRENO Y TORNILLERA)					
Rendimiento	und/DIA	10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : und		383.91	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	1.0000	0.8000	20.87	16.70
	OFICIAL		hh	1.0000	0.8000	16.74	13.39
							30.09
	Materiales						
	CABEZAL DE ANCLAJE PARA 03 CABLES DE 15.2 mm		und		1.0000	353.82	353.82
							353.82
Partida	03.02.08	CABEZAL DE ANCLAJE PERMANENTE PARA 05 CABLES DE ACERO DE 15.2 mm (INC. PLACA DE REPARTO, CUÑA TRIANGULAR DE FRICCIÓN, PROTECCIÓN EXTERNA CON CAPERUZA DE PLASTICO, JUNTA DE NEOPRENO Y TORNILLERA)					
Rendimiento	und/DIA	30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : und		399.23	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	1.0000	0.2667	20.87	5.57
	OFICIAL		hh	1.0000	0.2667	16.74	4.46
							10.03
	Materiales						
	CABEZAL DE ANCLAJE PARA 05 CABLES DE 15.2 mm		und		1.0000	389.20	389.20
							389.20
Partida	03.02.09	CABEZAL DE ANCLAJE PERMANENTE PARA 07 CABLES DE ACERO DE 15.2 mm (INC. PLACA DE REPARTO, CUÑA TRIANGULAR DE FRICCIÓN, PROTECCIÓN EXTERNA CON CAPERUZA DE PLASTICO, JUNTA DE NEOPRENO Y TORNILLERA)					
Rendimiento	und/DIA	30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : und		434.61	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	1.0000	0.2667	20.87	5.57
	OFICIAL		hh	1.0000	0.2667	16.74	4.46
							10.03
	Materiales						
	CABEZAL DE ANCLAJE PARA 07 CABLES DE 15.2 mm		und		1.0000	424.58	424.58
							424.58
Partida	03.02.10	TENSADO DE ANCLAJES PERMANENTES					
Rendimiento	und/DIA	8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por : und		352.37	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	OFICIAL		hh	1.0000	1.0000	16.74	16.74
	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO		hh	1.0000	1.0000	25.06	25.06
							41.80
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	41.80	1.25
	GATO DE TENSADO MULTIFILIAR Y CENTRAL HIDRAULICA		hm	1.0000	1.0000	309.32	309.32
							310.57

Partida	03.03.01.01	EXCAVACION MANUAL						
Rendimiento	m3/DIA	3.0000	EQ. 3.0000	Costo unitario directo por : m3		41.92		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	1.0000	2.6667	14.97	39.92	
							39.92	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	39.92	2.00	
							2.00	
Partida	03.03.01.02	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUPERFICIE DE CANAL						
Rendimiento	m2/DIA	200.0000	EQ. 200.0000	Costo unitario directo por : m2		2.62		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	4.0000	0.1600	14.97	2.40	
							2.40	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	2.40	0.12	
							0.12	
	Subpartidas							
	AGUA D=3KM		m3		0.0120	8.62	0.10	
							0.10	
Partida	03.03.01.03	MAMPOSTERIA DE PIEDRA fc=140 kg/cm2 - CANAL						
Rendimiento	m3/DIA	3.0000	EQ. 3.0000	Costo unitario directo por : m3		332.63		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra							
	OPERARIO		hh	2.0000	5.3333	20.87	111.31	
	PEON		hh	2.0000	5.3333	14.97	79.84	
							191.15	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	191.15	9.56	
							9.56	
	Subpartidas							
	CONCRETO fc=140 kg/cm2 CON TROMPO		m3		0.2500	282.86	70.72	
	COLOCACION DE CONCRETO PARA OBRAS ARTE CON ME		m3		0.3000	29.10	8.73	
	MORTERO CEMENTO-ARENA 1:3 - CANAL		m3		0.0500	318.91	15.95	
	PIEDRA GRANDE PARA MAMPOSTERIA		m3		0.7000	52.17	36.52	
							131.92	

Partida	03.03.02.01	EXCAVACION Y/O PERFORACIÓN PARA INSTALACIÓN DE TUBERÍA PVC 4"						
Rendimiento	m3/DIA	3.5000	EQ. 3.5000	Costo unitario directo por : m3		871.16		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	1.0000	2.2857	14.97	34.22	
	OPERADOR DE EQUIPO		hh	1.0000	2.2857	25.06	57.28	
							91.50	
	Materiales							
	BARRENO DE PERFORACIÓN		und		0.1000	338.98	33.90	
							33.90	
	Equipos							
	TRACK DRILL NEUMATICO 660-690 PCM		hm	1.0000	2.2857	326.27	745.76	
							745.76	
Partida	03.03.02.02	INSTALACION DE TUBERÍA RANURADA PVC 4"						
Rendimiento	m/DIA	20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m		52.89		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	OPERARIO		hh	2.0000	0.8000	20.87	16.70	
	PEON		hh	3.0000	1.2000	14.97	17.96	
							34.66	
	Materiales							
	TUBERIA PVC SAP D=4"		m		1.0500	6.78	7.12	
	GEOTEXTIL NO TEJIDO DE 270g/m		m2		1.3500	6.95	9.38	
							16.50	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	34.66	1.73	
							1.73	
Partida	03.04.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL SUELTO EQUIPO						
Rendimiento	m3/DIA	300.0000	EQ. 300.0000	Costo unitario directo por : m3		6.98		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	2.0000	0.0533	14.97	0.80	
							0.80	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	0.80	0.04	
	EXCAVADORA		hm	1.0000	0.0267	230.00	6.14	
							6.18	

Partida	03.04.02	RELLENO CON ROCA (<2m) COMPACTADO AL PIE DEL TALUD						
Rendimiento	m3/DIA	160.0000	EQ. 160.0000	Costo unitario directo por : m3		176.06		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	OPERARIO		hh	2.0000	0.1000	20.87	2.09	
	PEON		hh	6.0000	0.3000	14.97	4.49	
							6.58	
	Materiales							
	ROCA GRANULOMETRIA ADECUADA		m3		1.2700	120.00	152.40	
							152.40	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	6.58	0.33	
	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7- 9 ton		hm	1.0000	0.0500	135.00	6.75	
	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP		hm	1.0000	0.0500	200.00	10.00	
							17.08	
Partida	03.04.03	ACOMODO DE MATERIAL DE ENROCADO						
Rendimiento	m3/DIA	240.0000	EQ. 240.0000	Costo unitario directo por : m3		12.99		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	OPERARIO		hh	1.0000	0.0333	20.87	0.69	
	PEON		hh	2.0000	0.0667	14.97	1.00	
							1.69	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	1.69	0.08	
	MOTOBOMBA DE 4" (12 HP)		hm	1.0000	0.0333	16.95	0.56	
	RETROEXCAVADOR SOBRE ORUGAS 170-250 HP 1.1-2.75yc		hm	1.0000	0.0333	120.00	4.00	
	TRACTOR DE ORUGAS DE 300-330 HP		hm	1.0000	0.0333	200.00	6.66	
							11.30	
Partida	04.01.01	EXCAVACION PARA EXPLANACIONES EN MATERIAL SUELTO						
Rendimiento	m3/DIA	1,000.0000	EQ. 1,000.0000	Costo unitario directo por : m3		3.69		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	2.0000	0.0160	14.97	0.24	
							0.24	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	0.24	0.01	
	EXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115-165 HP		hm	1.0000	0.0080	230.00	1.84	
	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP		hm	1.0000	0.0080	200.00	1.60	
							3.45	

Partida	04.01.02	CONFORMACION Y COMPACTADO DE RELLENO						
Rendimiento	m3/DIA	800.0000	EQ. 800.0000	Costo unitario directo por : m3		4.96		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	2.0000	0.0200	14.97	0.30	
							0.30	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	0.30	0.02	
	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7- 9 ton		hm	0.5000	0.0050	135.00	0.68	
	TRACTOR DE ORUGAS DE 140-160 HP		hm	1.0000	0.0100	200.00	2.00	
	MOTONIVELADORA DE 125 HP		hm	0.5000	0.0050	220.00	1.10	
							3.80	
	Subpartidas							
	AGUA D=3KM		m3		0.1000	8.62	0.86	
							0.86	
Partida	04.01.03	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUBRASANTE						
Rendimiento	m2/DIA	4,000.0000	EQ. 4,000.0000	Costo unitario directo por : m2		1.00		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	6.0000	0.0120	14.97	0.18	
							0.18	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	0.18	0.01	
	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7- 9 ton		hm	1.0000	0.0020	135.00	0.27	
	MOTONIVELADORA DE 125 HP		hm	1.0000	0.0020	220.00	0.44	
							0.72	
	Subpartidas							
	AGUA D=3KM		m3		0.0120	8.62	0.10	
							0.10	
Partida	04.01.04	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUPERFICIE CON EQUIPO EN TALUDES						
Rendimiento	m2/DIA	120.0000	EQ. 120.0000	Costo unitario directo por : m2		6.19		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	4.0000	0.2667	14.97	3.99	
							3.99	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	3.99	0.20	
	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP		hm	2.0000	0.1333	15.00	2.00	
							2.20	

Partida	04.02.01	PERFORACION PARA ANCLAJES (HASTA 15 M)						
Rendimiento	und/DIA	5.0000	EQ. 5.0000	Costo unitario directo por : und		619.98		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	1.0000	1.6000	14.97	23.95	
	OPERADOR DE EQUIPO		hh	1.0000	1.6000	25.06	40.10	
							64.05	
	Materiales							
	BARRENO DE PERFORACIÓN		und		0.1000	338.98	33.90	
							33.90	
	Equipos							
	TRACK DRILL NEUMATICO 660-690 PCM		hm	1.0000	1.6000	326.27	522.03	
							522.03	
Partida	04.02.02	INSTALACION DE CABLES DE ACERO ASTM416, GRADO 270 (INC. TROMPETA, TUBO DE INYECCIÓN, SEPARADORES, OBTURADOR Y CENTRALIZADORES)						
Rendimiento	m/DIA	10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m		56.98		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	OPERARIO		hh	1.0000	0.8000	20.87	16.70	
	PEON		hh	1.0000	0.8000	14.97	11.98	
							28.68	
	Materiales							
	CABLES DE ACERO ASTM416, GRADO 270 DE 0.6" (15.2 MM m				1.0000	8.49	8.49	
							8.49	
	Subcontratos							
	S.C. INSTALACIÓN DE TROMPETA, TUBO DE INYECCIÓN, S glb				1.0000	19.81	19.81	
							19.81	
Partida	04.02.03	CONCRETO A PRESIÓN $f_c=210$ kg/cm² PARA BULBO DE ANCLAJE						
Rendimiento	m3/DIA	16.0000	EQ. 16.0000	Costo unitario directo por : m3		477.52		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Equipos							
	BOMBA PARA CONCRETO (INC. MANGUERA LANZADORA E		hm	1.0000	0.5000	150.00	75.00	
							75.00	
	Subpartidas							
	CONCRETO SIMPLE $f_c=210$ kg/cm ² ESTRUCTURAS		m3		1.0200	394.63	402.52	
							402.52	

Partida	04.02.04	ACERO DE REFUERZO $f_y=4,200$ kg/cm ² EN PANTALLAS ANCLADAS					
Rendimiento	kg/DIA	240.0000	EQ. 240.0000	Costo unitario directo por : kg	5.36		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	1.0000	0.0333	20.87	0.69
	OFICIAL		hh	2.0000	0.0667	16.74	1.12
							1.81
	Materiales						
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		0.0300	4.66	0.14
	ACERO CORRUGADO $f_y = 4200$ kg/cm ² GRADO 60		kg		1.0300	3.22	3.32
							3.46
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	1.81	0.09
							0.09
Partida	04.02.05	CONCRETO LANZADO $f_c=210$ kg/cm ² EN PANTALLAS					
Rendimiento	m3/DIA	12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m3	502.53		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Equipos						
	BOMBA PARA CONCRETO (INC. MANGUERA LANZADORA E	hm		1.0000	0.6667	150.00	100.01
							100.01
	Subpartidas						
	CONCRETO SIMPLE $f_c=210$ kg/cm ² ESTRUCTURAS	m3			1.0200	394.63	402.52
							402.52
Partida	04.02.06	CABEZAL DE ANCLAJE PERMANENTE PARA 05 CABLES DE ACERO DE 15.2 mm (INC. PLACA DE REPARTO, CUÑA TRIANGULAR DE FRICCIÓN, PROTECCIÓN EXTERNA CON CAPERUZA DE PLASTICO, JUNTA DE NEOPRENO Y TORNILLERA)					
Rendimiento	und/DIA	30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : und	399.23		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	1.0000	0.2667	20.87	5.57
	OFICIAL		hh	1.0000	0.2667	16.74	4.46
							10.03
	Materiales						
	CABEZAL DE ANCLAJE PARA 05 CABLES DE 15.2 mm	und			1.0000	389.20	389.20
							389.20
Partida	04.02.07	CABEZAL DE ANCLAJE PERMANENTE PARA 07 CABLES DE ACERO DE 15.2 mm (INC. PLACA DE REPARTO, CUÑA TRIANGULAR DE FRICCIÓN, PROTECCIÓN EXTERNA CON CAPERUZA DE PLASTICO, JUNTA DE NEOPRENO Y TORNILLERA)					
Rendimiento	und/DIA	30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : und	434.61		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	1.0000	0.2667	20.87	5.57
	OFICIAL		hh	1.0000	0.2667	16.74	4.46
							10.03
	Materiales						
	CABEZAL DE ANCLAJE PARA 07 CABLES DE 15.2 mm	und			1.0000	424.58	424.58
							424.58

Partida	04.02.08	TENSADO DE ANCLAJES PERMANENTES						
Rendimiento	und/DIA	8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por : und		352.37		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	OFICIAL		hh	1.0000	1.0000	16.74	16.74	
	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO		hh	1.0000	1.0000	25.06	25.06	
							41.80	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	41.80	1.25	
	GATO DE TENSADO MULTIFILIAR Y CENTRAL HIDRAULICA		hm	1.0000	1.0000	309.32	309.32	
							310.57	
Partida	04.03.01.01	EXCAVACION MANUAL						
Rendimiento	m3/DIA	3.0000	EQ. 3.0000	Costo unitario directo por : m3		41.92		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	1.0000	2.6667	14.97	39.92	
							39.92	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	39.92	2.00	
							2.00	
Partida	04.03.01.02	PERFILADO Y COMPACTADO DE SUPERFICIE DE CANAL						
Rendimiento	m2/DIA	200.0000	EQ. 200.0000	Costo unitario directo por : m2		2.62		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	4.0000	0.1600	14.97	2.40	
							2.40	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	2.40	0.12	
							0.12	
	Subpartidas							
	AGUA D=3KM		m3		0.0120	8.62	0.10	
							0.10	
Partida	04.03.01.03	MAMPOSTERIA DE PIEDRA f'c=140 kg/cm2 - CANAL						
Rendimiento	m3/DIA	3.0000	EQ. 3.0000	Costo unitario directo por : m3		332.63		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	OPERARIO		hh	2.0000	5.3333	20.87	111.31	
	PEON		hh	2.0000	5.3333	14.97	79.84	
							191.15	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	191.15	9.56	
							9.56	
	Subpartidas							
	CONCRETO f'c=140 kg/cm2 CON TROMPO		m3		0.2500	282.86	70.72	
	COLOCACION DE CONCRETO PARA OBRAS ARTE CON ME		m3		0.3000	29.10	8.73	
	MORTERO CEMENTO-ARENA 1:3 - CANAL		m3		0.0500	318.91	15.95	
	PIEDRA GRANDE PARA MAMPOSTERIA		m3		0.7000	52.17	36.52	
							131.92	

Partida	04.03.02.01	EXCAVACION Y/O PERFORACIÓN PARA INSTALACIÓN DE TUBERÍA PVC 4"					
Rendimiento	m3/DIA	3.5000	EQ. 3.5000	Costo unitario directo por : m3		871.16	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	PEON		hh	1.0000	2.2857	14.97	34.22
	OPERADOR DE EQUIPO		hh	1.0000	2.2857	25.06	57.28
							91.50
	Materiales						
	BARRENO DE PERFORACIÓN		und		0.1000	338.98	33.90
							33.90
	Equipos						
	TRACK DRILL NEUMATICO 660-690 PCM		hm	1.0000	2.2857	326.27	745.76
							745.76
Partida	04.03.02.02	INSTALACION DE TUBERÍA RANURADA PVC 4"					
Rendimiento	m/DIA	20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m		52.89	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	OPERARIO		hh	2.0000	0.8000	20.87	16.70
	PEON		hh	3.0000	1.2000	14.97	17.96
							34.66
	Materiales						
	TUBERIA PVC SAP D=4"		m		1.0500	6.78	7.12
	GEOTEXTIL NO TEJIDO DE 270g/m		m2		1.3500	6.95	9.38
							16.50
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	34.66	1.73
							1.73
Partida	04.04.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL SUELTO EQUIPO					
Rendimiento	m3/DIA	300.0000	EQ. 300.0000	Costo unitario directo por : m3		6.98	
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
	PEON		hh	2.0000	0.0533	14.97	0.80
							0.80
	Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	0.80	0.04
	EXCAVADORA		hm	1.0000	0.0267	230.00	6.14
							6.18

Partida	04.04.02	RELLENO CON ROCA (<2m) COMPACTADO AL PIE DEL TALUD						
Rendimiento	m3/DIA	160.0000	EQ. 160.0000	Costo unitario directo por : m3		176.06		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra							
	OPERARIO		hh	2.0000	0.1000	20.87	2.09	
	PEON		hh	6.0000	0.3000	14.97	4.49	
							6.58	
	Materiales							
	ROCA GRANULOMETRIA ADECUADA		m3		1.2700	120.00	152.40	
							152.40	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	6.58	0.33	
	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7- 9 ton		hm	1.0000	0.0500	135.00	6.75	
	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP		hm	1.0000	0.0500	200.00	10.00	
							17.08	
Partida	04.04.03	ACOMODO DE MATERIAL DE ENROCADO						
Rendimiento	m3/DIA	240.0000	EQ. 240.0000	Costo unitario directo por : m3		12.99		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra							
	OPERARIO		hh	1.0000	0.0333	20.87	0.69	
	PEON		hh	2.0000	0.0667	14.97	1.00	
							1.69	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	1.69	0.08	
	MOTOBOMBA DE 4" (12 HP)		hm	1.0000	0.0333	16.95	0.56	
	RETROEXCAVADOR SOBRE ORUGAS 170-250 HP 1.1-2.75yc		hm	1.0000	0.0333	120.00	4.00	
	TRACTOR DE ORUGAS DE 300-330 HP		hm	1.0000	0.0333	200.00	6.66	
							11.30	
Partida	05.01	TRANSPORTE DE MATERIAL EXCEDENTE ENTRE 120m A 1000m						
Rendimiento	m3k/DIA	300.0000	EQ. 300.0000	Costo unitario directo por : m3k		8.67		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Equipos							
	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 160-195 HP 3.5 yd3		hm	0.5000	0.0133	250.00	3.33	
	CAMION VOLQUETE DE 15 m3		hm	1.0000	0.0267	200.00	5.34	
							8.67	
Partida	06.01	RESTAURACION DE CAMPAMENTOS Y PATIO DE MAQUINAS						
Rendimiento	ha/DIA	10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : ha		1,861.36		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra							
	OPERARIO		hh	4.0000	3.2000	20.87	66.78	
	PEON		hh	80.0000	64.0000	14.97	958.08	
							1,024.86	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		2.0000	1,024.86	20.50	
	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 160-195 HP 3.5 yd3		hm	2.0000	1.6000	250.00	400.00	
	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP		hm	1.6000	1.2800	200.00	256.00	
	CAMION VOLQUETE DE 15 m3		hm	1.0000	0.8000	200.00	160.00	
							836.50	

Partida	06.02	RESTAURACION DE AREA DISTURBADA DE CANTERA						
Rendimiento	ha/DIA	8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por : ha		1,641.55		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	80.0000	80.0000	14.97	1,197.60	
							1,197.60	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		2.0000	1,197.60	23.95	
	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP		hm	1.0000	1.0000	200.00	200.00	
	MOTONIVELADORA DE 125 HP		hm	1.0000	1.0000	220.00	220.00	
							443.95	

Partida	06.03	ACONDICIONAMIENTO DE BOTADERO						
Rendimiento	ha/DIA	1.2500	EQ. 1.2500	Costo unitario directo por : ha		3,477.45		
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
	PEON		hh	8.0000	51.2000	14.97	766.46	
							766.46	
	Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	766.46	22.99	
	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP		hm	1.0000	6.4000	200.00	1,280.00	
	MOTONIVELADORA DE 125 HP		hm	1.0000	6.4000	220.00	1,408.00	
							2,710.99	

ANEXO F.4 – RELACIÒN DE INSUMOS
METODOLOGÍA DE PANTALLAS
ANCLADAS

Obra

TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"

Subpresupuesto

METODOLOGÍA DE PANTALLAS ANCLADAS

Lugar

ANCASH - HUARAZ - INDEPENDENCIA

Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
OPERARIO	hh	11,196.9522	20.87	233,680.39
OFICIAL	hh	5,454.5065	16.74	91,308.44
PEON	hh	13,725.5517	14.97	205,471.51
OPERADOR DE EQUIPO	hh	283.2002	25.06	7,097.00
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	173.0000	25.06	4,335.38
TOPOGRAFO	hh	4.1143	25.06	103.10
				541,995.82
COMBUSTIBLE	gal	290.2696	13.14	3,814.14
LUBRICANTES, GRASAS Y FILTROS	%eq			432.81
CABEZAL DE ANCLAJE PARA 03 CABLES DE 15.2 mm	und	13.0000	353.82	4,599.66
CABEZAL DE ANCLAJE PARA 05 CABLES DE 15.2 mm	und	116.0000	389.20	45,147.20
CABEZAL DE ANCLAJE PARA 07 CABLES DE 15.2 mm	und	44.0000	424.58	18,681.52
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg	1,647.4353	4.66	7,677.05
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	56,561.9453	3.22	182,129.46
ACERO CORRUGADO DE CONSTRUCCION	kg	0.3078	4.66	1.43
CABLES DE ACERO ASTM416, GRADO 270 DE 0.6" (15.2 MM) DE 1860 MPA	m	8,688.0000	8.49	73,761.12
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kg	0.1188	4.66	0.55
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2" - 4	kg	2.0000	4.66	9.32
TUBERIA PVC SAP D=4"	m	425.2500	6.78	2,883.20
PIEDRA CHANCADA	m3	4.5718	120.00	548.62
PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3	694.5737	120.00	83,348.84
ROCA GRANULOMETRIA ADECUADA	m3	3,158.4900	120.00	379,018.80
ARENA GRUESA	m3	493.8882	70.00	34,572.17
HORMIGON	m3	0.4050	45.00	18.23
GEOTEXTIL NO TEJIDO DE 270g/m	m2	546.7500	6.95	3,799.91
MALLA CERCADORA NARANJA	ril	10.0000	56.00	560.00
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	8,365.0967	19.49	163,035.73
ADITIVO INCORPORADOR DE AIRE	kg	228.0692	20.00	4,561.38
ADITIVO CURADOR	gal	196.9686	3.22	634.24
MADERA TORNILLO INC. CORTE P/ENCOFRADO	p2	70.0000	5.00	350.00
MADERA EUCALIPTO ROLLIZO	p2	53.3300	2.00	106.66
PINTURA ESMALTE	gal	0.0396	30.78	1.22
BARRENO DE PERFORACIÓN	und	17.5800	338.98	5,959.27
CASCO PARA INGENIEROS Y TECNICOS	und	24.0000	23.00	552.00
TAPONES DE ESPUMA	und	48.0000	6.00	288.00
RESPIRADOR DESCARTABLE CONTRA POLVO	cja	24.0000	12.00	288.00
GUANTES DE BADANA PARA CONDUCTOR / OPERADOR	par	24.0000	8.00	192.00
ZAPATOS DE SEGURIDAD	par	24.0000	45.00	1,080.00
CHALECO DE SEGURIDAD	und	24.0000	26.00	624.00
MAMELUCO	und	24.0000	26.00	624.00
BOTAS DE GEBE	par	24.0000	28.00	672.00
CINTA DE SEÑALIZACION (ROJO Y AMARILLO)	ril	10.0000	42.00	420.00
GIGANTOGRAFIA DE 3.6mx2.4m	und	1.0000	250.00	250.00
				1,020,642.53
ESTACION TOTAL	hm	4.1143	20.00	82.29
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo			13,712.83
MOTOBOMBA DE 4" (12 HP)	hm	134.8888	16.95	2,286.37

TRACK DRILL NEUMATICO 660-690 PCM	hm	283.2000	326.27	92,399.66
COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP	hm	563.0832	15.00	8,446.25
RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7- 9 ton	hm	135.5775	135.00	18,302.96
BOMBA PARA CONCRETO (INC. MANGUERA LANZADORA DE CONCRETO Y AIRE)	hm	652.4622	150.00	97,869.33
RADIO DE COMUNICACION	día	1.0286	2.00	2.06
CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 125-135 HP 3 yd3	hm	8.7723	250.00	2,193.08
CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 160-195 HP 3.5 yd3	hm	83.5993	250.00	20,899.83
EXCAVADORA	hm	83.0037	230.00	19,090.85
EXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115-165 HP	hm	42.7748	230.00	9,838.20
RETROEXCAVADOR SOBRE ORUGAS 170-250 HP 1.1-2.75yd3	hm	46.5847	120.00	5,590.16
TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm	179.0300	200.00	35,806.00
TRACTOR DE ORUGAS DE 300-330 HP	hm	46.5847	200.00	9,316.94
TRACTOR DE ORUGAS DE 140-160 HP	hm	18.5150	200.00	3,703.00
MOTONIVELADORA DE 125 HP	hm	22.6275	220.00	4,978.05
GATO DE TENSADO MULTIFILIAR Y CENTRAL HIDRAULICA	hm	173.0000	309.32	53,512.36
CAMION PLATAFORMA CON EXCAVADORA	hm	6.0000	250.00	1,500.00
CAMION PLATAFORMA CON RODILLO	hm	6.0000	250.00	1,500.00
CAMION PLATAFORMA CON TRACTOR	hm	6.0000	250.00	1,500.00
CAMION VOLQUETE DE 15 m3	hm	189.8625	200.00	37,972.50
CAMION CISTERNA 3000 gl (AGUA)	hm	40.4698	76.27	3,086.63
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	3.1920	5.00	15.96
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.50"	hm	518.3385	5.00	2,591.69
MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	3.1920	10.00	31.92
MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (18 HP)	hm	518.3385	10.00	5,183.39
				451,412.31
MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	glb	1.0000	6,779.66	6,779.66
ELABORACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO (PSTT)	qlb	1.0000	2,000.00	2,000.00
CAPACITACION DE SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL	glb	1.0000	2,000.00	2,000.00
S.C. INSTALACIÓN DE TROMPETA, TUBO DE INYECCIÓN, SEPARADORES, OBTURADOR Y CENTRALIZADORES	qlb	8,688.0000	19.81	172,109.28
S.C. TRANSPORTE DE EQUIPO DE PERFORACIÓN	glb	1.0000	5,084.75	5,084.75
S.C. HABILITACIÓN DE ACCESOS Y PROTECCIÓN DE CAPTACIÓN EXISTENTE EN QUEBRADA.	glb	1.0000	10,000.00	10,000.00
EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA	glb	1.0000	1,380.00	1,380.00
				199,353.69
			Total	Si.
				2,213,404.35

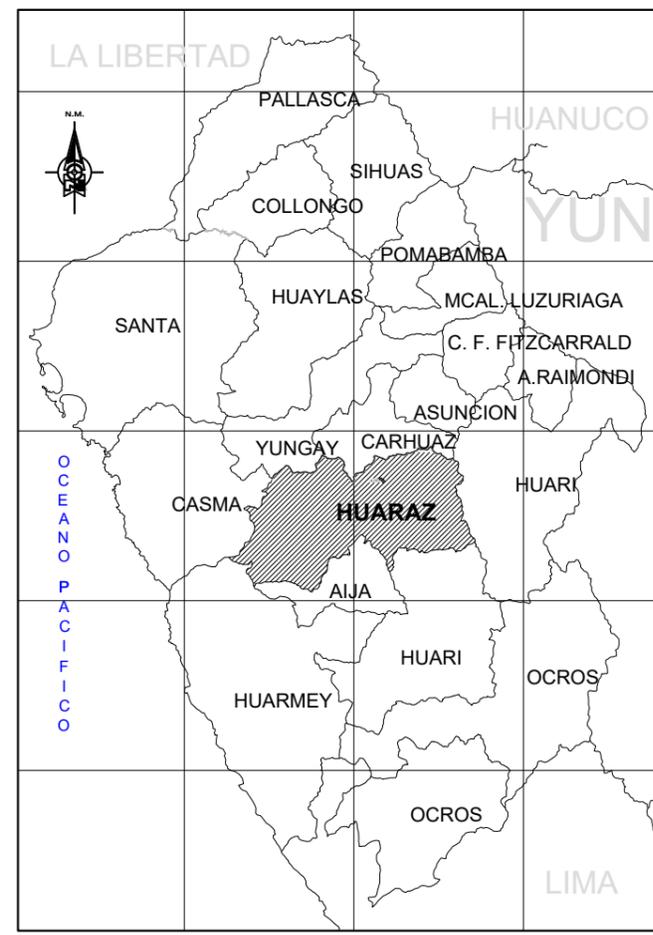
ANEXO H - PLANOS

ANEXO H.1 – PLANO DE UBICACIÓN

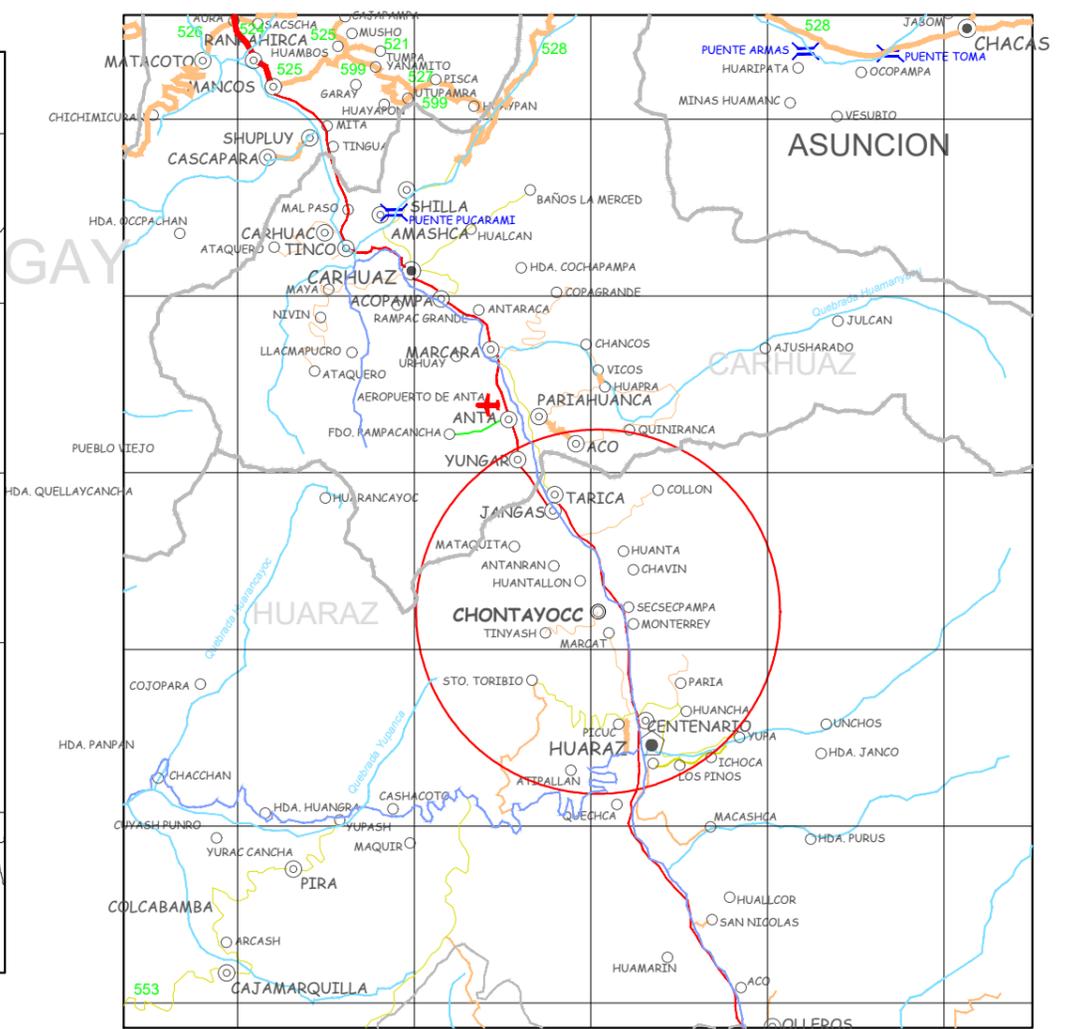


UBICACIÓN NACIONAL
S/E

REPUBLICA DEL PERU
ESCALA 1/1' 250,000



UBICACIÓN PROVINCIAL
S/E



MAPA LOCAL
S/E



CIUDAD DISTRITAL
S/E



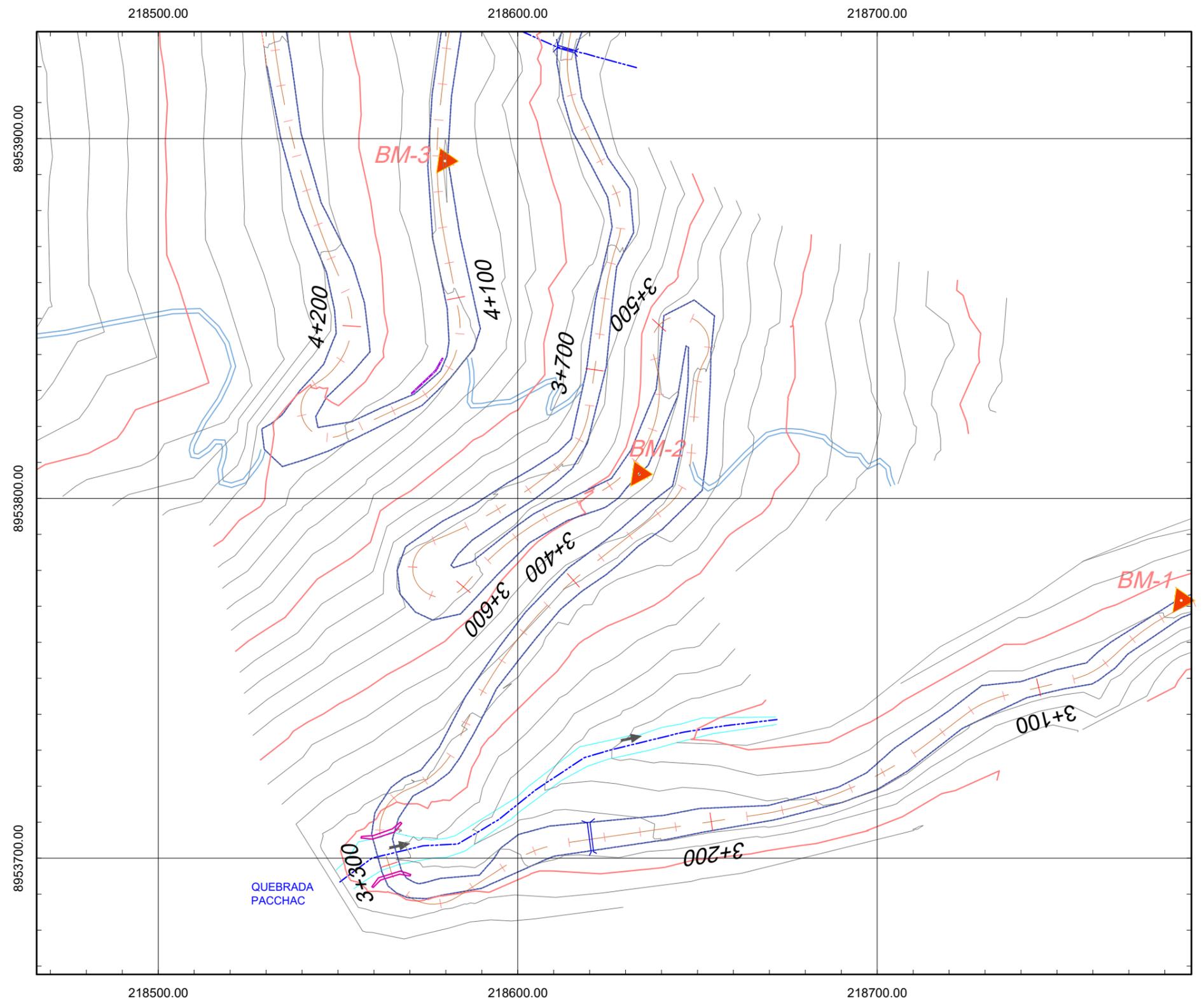
LEYENDA
Signos Convencionales
Superficie de Rodadura

	Asfaltado		Trocha Carrozable
	Afirmado		En Proyecto
	Sin Afirmar		Caleta
	Capital Departamental		Embarcadero
	Capital Provincial		Puerto Fluvial
	Capital Distrital		Muelle
	Pueblo		Acc. Geográficos
	Puente		Abra
	Pontón		Mina
	Túnel		Planta Eléctrica
	Badén		Otros
	Aeropuerto		Planta
	Aeródromo		Puerto
	Límite Departamental		Río
	Límite Distrital		

"UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO"

	TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"		LÁMINA: U-01
	TESISTA: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	PLANO: UBICACIÓN	
	ASESOR: Ing. Milla Vergara Elio Alejandro		
REGIÓN: Ancash	PROVINCIA: Huaraz	DISTRITO: Independencia	FECHA: Julio-2018
			ESCALA: INDICADA
			01 DE 01

ANEXO H.2 – PLANO TOPOGRÀFICO



LEYENDA

SIMBOLO	DESCRIPCION
	Curvas de Nivel
	Límite de la Carretera Existente
	Accesos Existentes
	Alcantarillas Existentes
	Puente Paccha
	Línea de Quebrada
	Dirección del Flujo de Agua
	BM Topografía

TABLAS DE BM's

NOMBRE	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN
BM-1	8953771.6300	218784.5600	3379.9700
BM-2	8953806.7400	218633.7700	3423.1600
BM-3	8953893.7700	218579.7800	3465.1600

PLANO TOPOGRÁFICO
1:1,250

"UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO"

UNASAM

TESISTA: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"

TESISTA: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos

ASESOR: Ing. Milla Vergara Elio Alejandro

PLANO:

TOPOGRÁFICO

LAMINA:

T-01

REGIÓN: Ancash

PROVINCIA: Huaraz

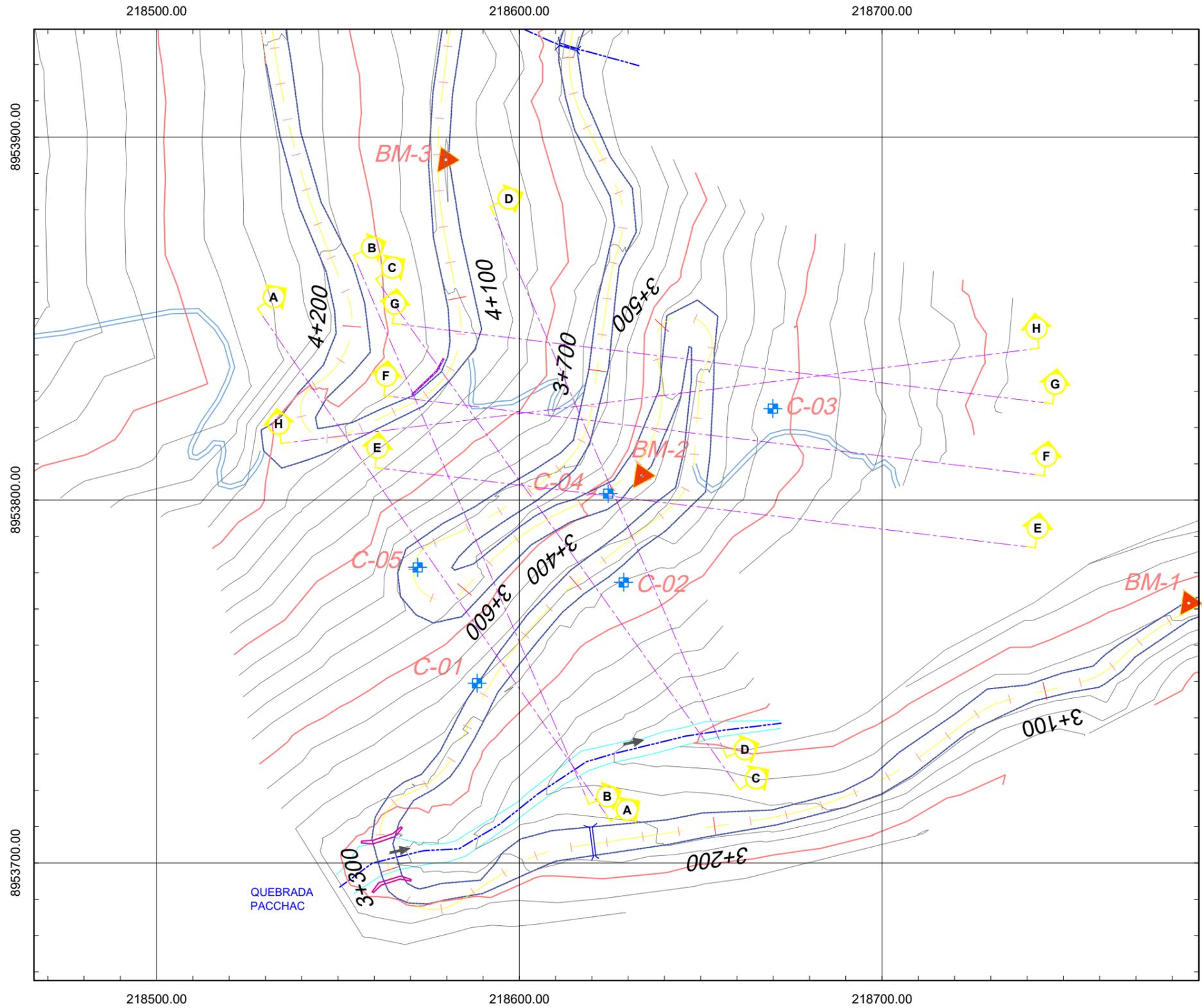
DISTRITO: Independencia

FECHA: Julio-2018

ESCALA: INDICADA

01 DE 01

ANEXO H.3 – PLANO DE UBICACIÓN
DE PERFILES LONGITUDINALES Y
CALICATAS



LEYENDA

SIMBOLO	DESCRIPCION
	Curvas de Nivel
	Límite de la Carretera Existente
	Accesos Existentes
	Alcantarillas Existentes
	Puente Paccha
	Línea de Quebrada
	Dirección del Flujo de Agua
	BM - #
	BM Topografía
	Calicatas
	Perfil Longitudinal

PUNTOS DE CALICATAS

NOMBRE	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN
C-01	8953749.5400	218588.3400	3410.6450
C-02	8953777.3400	218628.7600	3404.7710
C-03	8953825.2100	218669.8900	3402.5370
C-04	8953801.7900	218624.5000	3423.9490
C-05	8953781.4600	218571.9700	3432.4990

PLANO UBICACIÓN PERFILES LONGITUDINALES Y CALITACAS
1:1,250

"UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO"

TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"

TESISTA: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos

ASESOR: Ing. Milla Vergara Elio Alejandro

PLANO:
UBICACIÓN DE PERFILES LONGITUDINALES Y CALITACAS

REGIÓN: Ancash

PROVINCIA: Huaraz

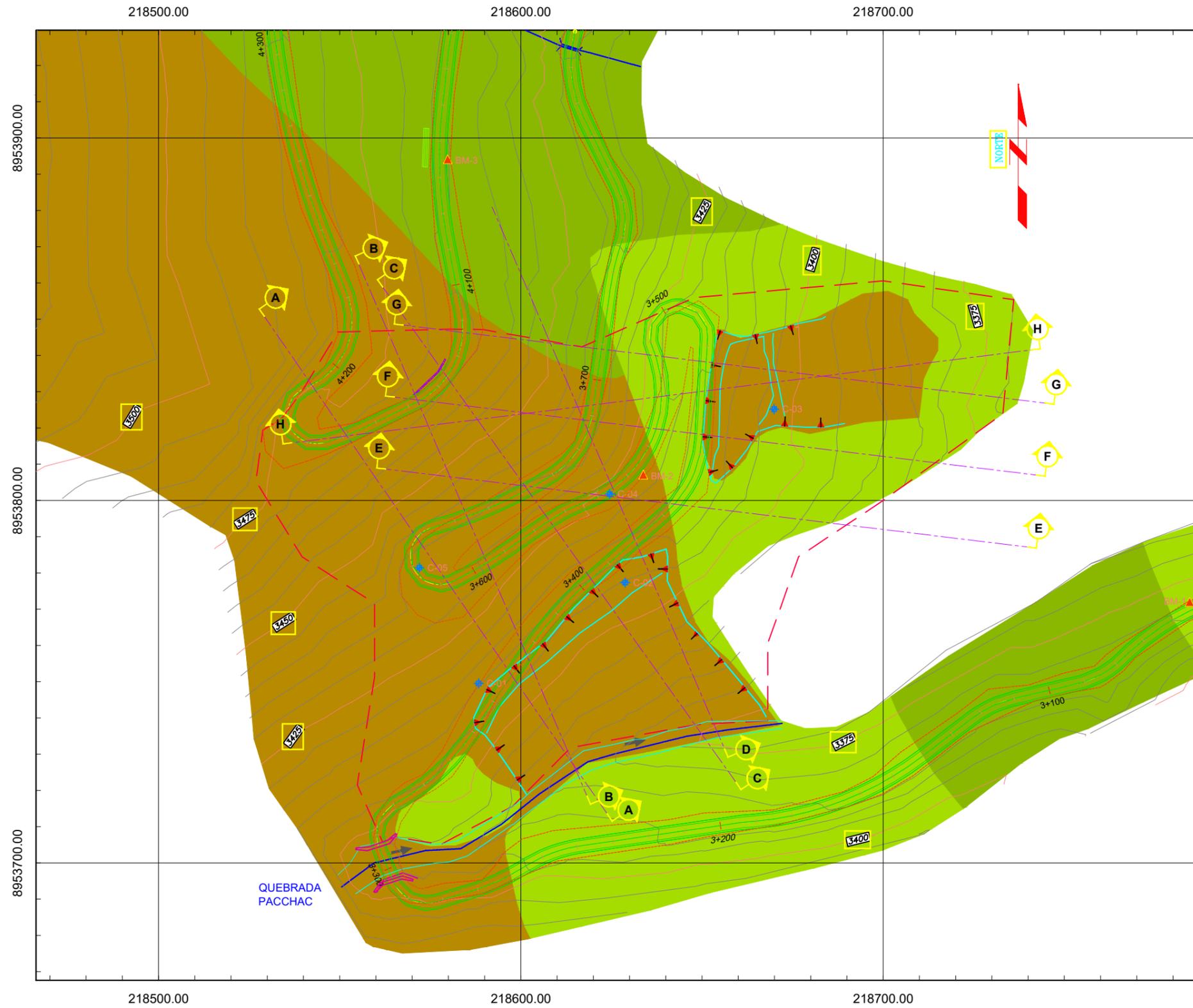
DISTRITO: Independencia

FECHA: Julio-2018

ESCALA: INDICADA

LAMINA:
PLyC
01 DE 01

ANEXO H.4 – PLANO GEOLÓGICO



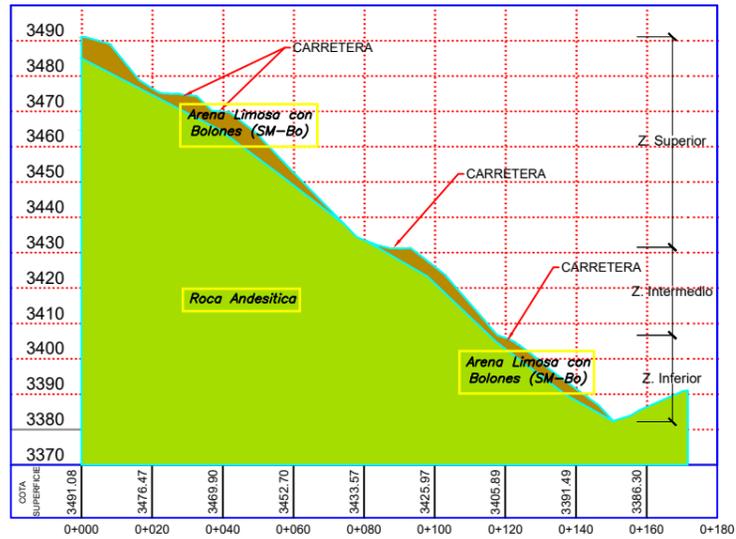
LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	Curvas de Nivel
	Límite de la Carretera Existente
	Carretera proyectada
	Puente Paccha
	Línea de Quebrada
	Dirección del Flujo de Agua
	Carcava
	BM - #
	Calicatas
	Ejes de Análisis
	Zona de Inestabilidad Global
	Lava Andesita
	Roca Andesita
	Deposito Coluvial

PLANO GEOLÓGICO
1:1,250

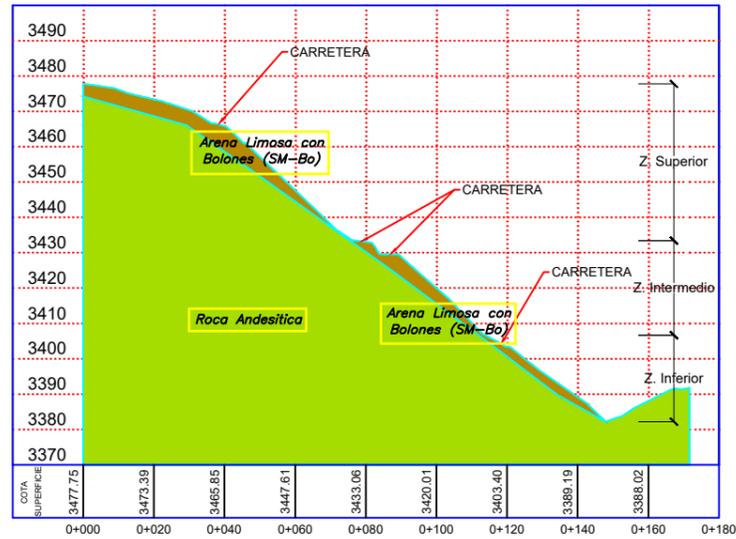
"UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO"

	TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"		LÁMINA: PG-01		
	TESISTA:	Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos		PLANO: GEOLÓGICO	
	ASESOR:	Ing. Milla Vergara Elio Alejandro			
REGIÓN:	PROVINCIA:	DISTRITO:	FECHA:	ESCALA:	01 DE 02
Ancash	Huaraz	Independencia	Julio-2018	INDICADA	

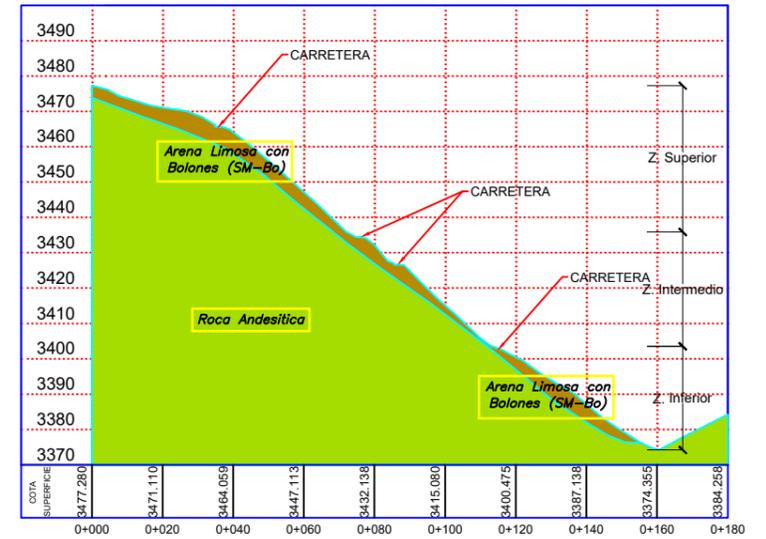
ANEXO H.5 – PERFILES
LONGITUDINALES
ESTATRIGRÁFICOS



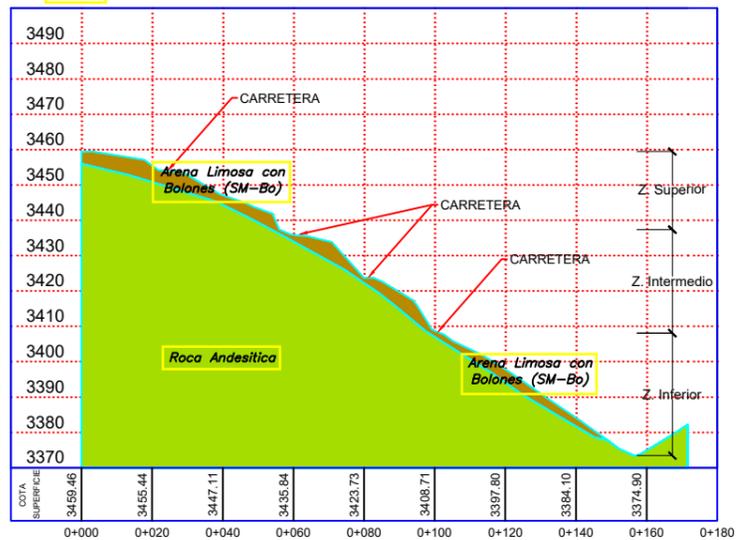
PERFIL LONGITUDINAL ESTRATIGRÁFICO EJE "A-A"
1:2,000



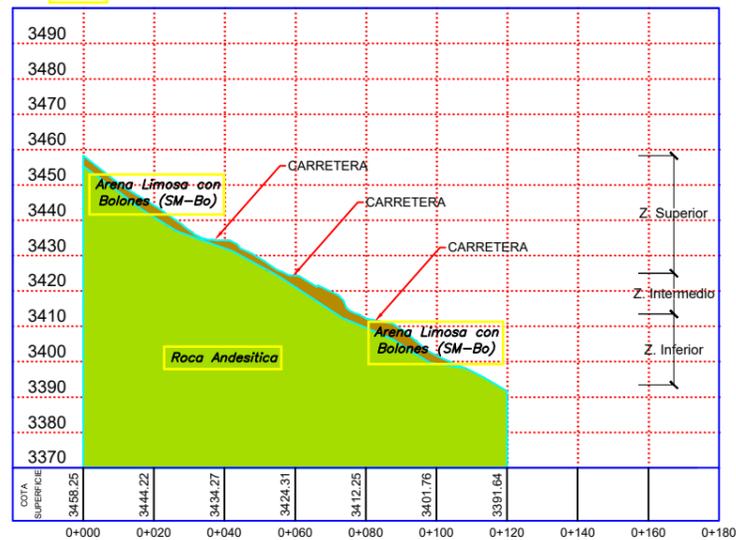
PERFIL LONGITUDINAL ESTRATIGRÁFICO EJE "B-B"
1:2,000



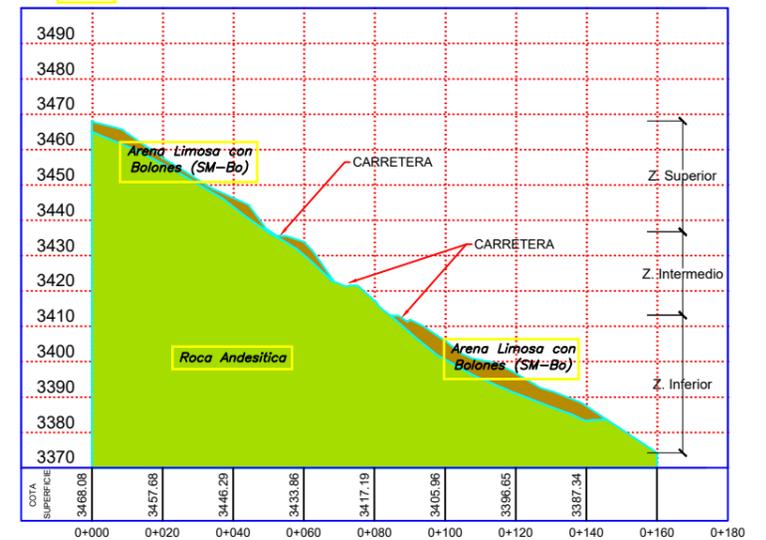
PERFIL LONGITUDINAL ESTRATIGRÁFICO EJE "C-C"
1:2,000



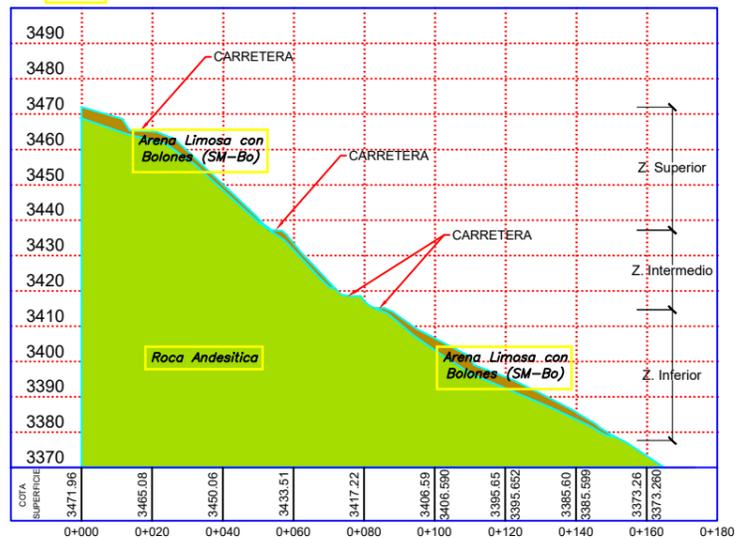
PERFIL LONGITUDINAL ESTRATIGRÁFICO EJE "D-D"
1:2,000



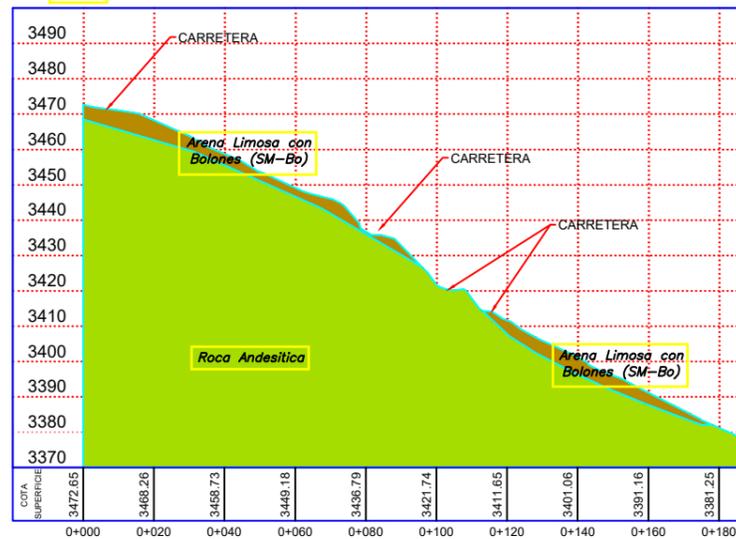
PERFIL LONGITUDINAL ESTRATIGRÁFICO EJE "E-E"
1:2,000



PERFIL LONGITUDINAL ESTRATIGRÁFICO EJE "F-F"
1:2,000



PERFIL LONGITUDINAL ESTRATIGRÁFICO EJE "G-G"
1:2,000



PERFIL LONGITUDINAL ESTRATIGRÁFICO EJE "H-H"
1:2,000

LEYENDA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	Lava Andesítica
	Roca Andesita
	Deposito Coluvial

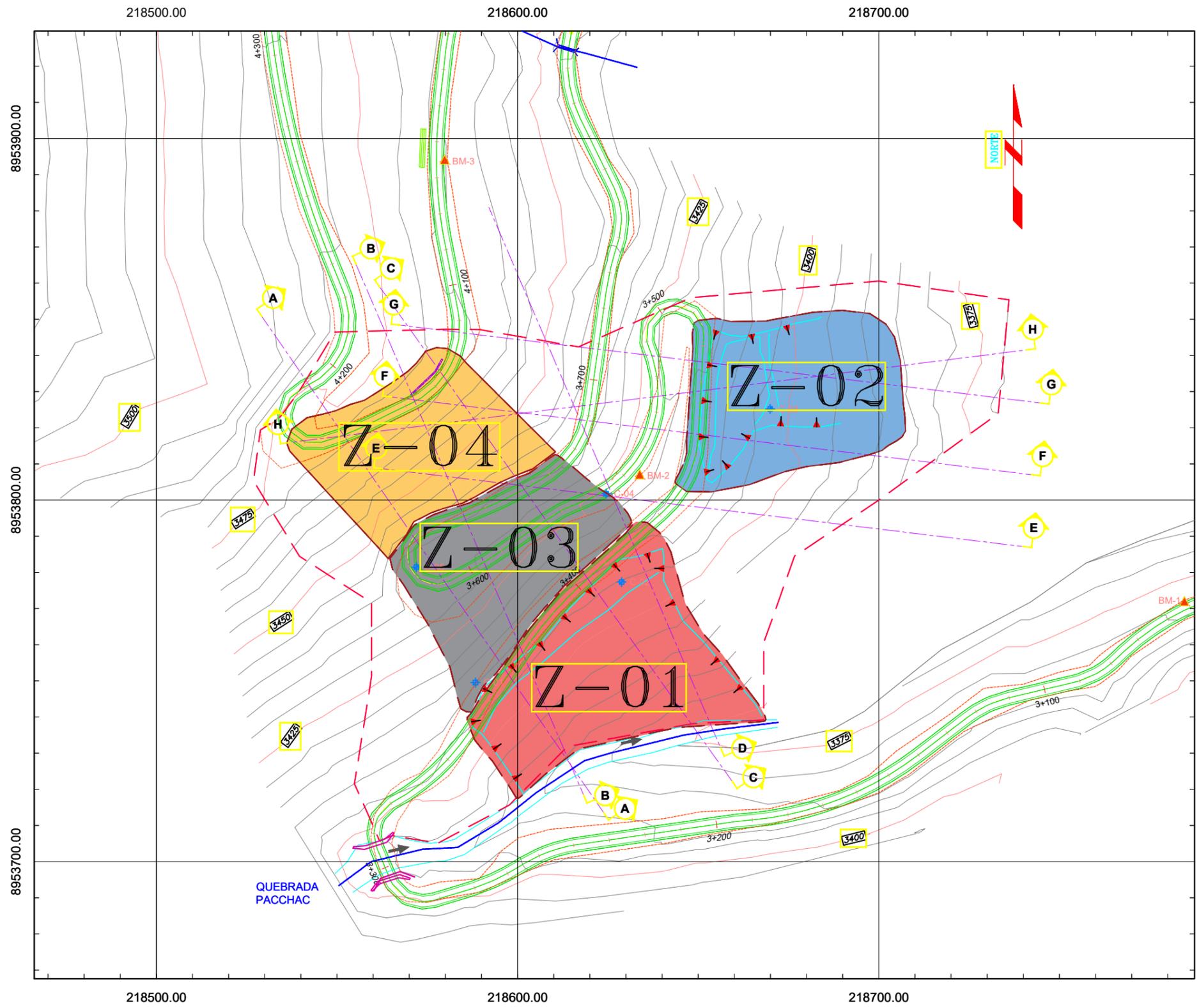
"UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO"

TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"

	TESISTA:	Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos	PERFILES LONGITUDINALES	PL-01
	ASESOR:	Ing. Milla Vergara Elio Alejandro		
REGIÓN:	PROVINCIA:	DISTRITO:	FECHA:	ESCALA:
Ancash	Huaraz	Independencia	Julio-2018	INDICADA

02 DE 02

ANEXO H.6 – ZONAS DE
DESLIZAMIENTOS



LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	Curvas de Nivel
	Límite de la Carretera Existente
	Carretera Proyectada
	Alcantarillas Existentes
	Puente Paccha
	Línea de Quebrada
	Dirección del Flujo de Agua
	Carcava
	BM - #
	Calicatas
	Ejes de Análisis
	Zona de Inestabilidad Global
	Zonas de Inestabilidad
	Zona de Deslizamiento 04
	Zona de Deslizamiento 03
	Zona de Deslizamiento 02
	Zona de Deslizamiento 01

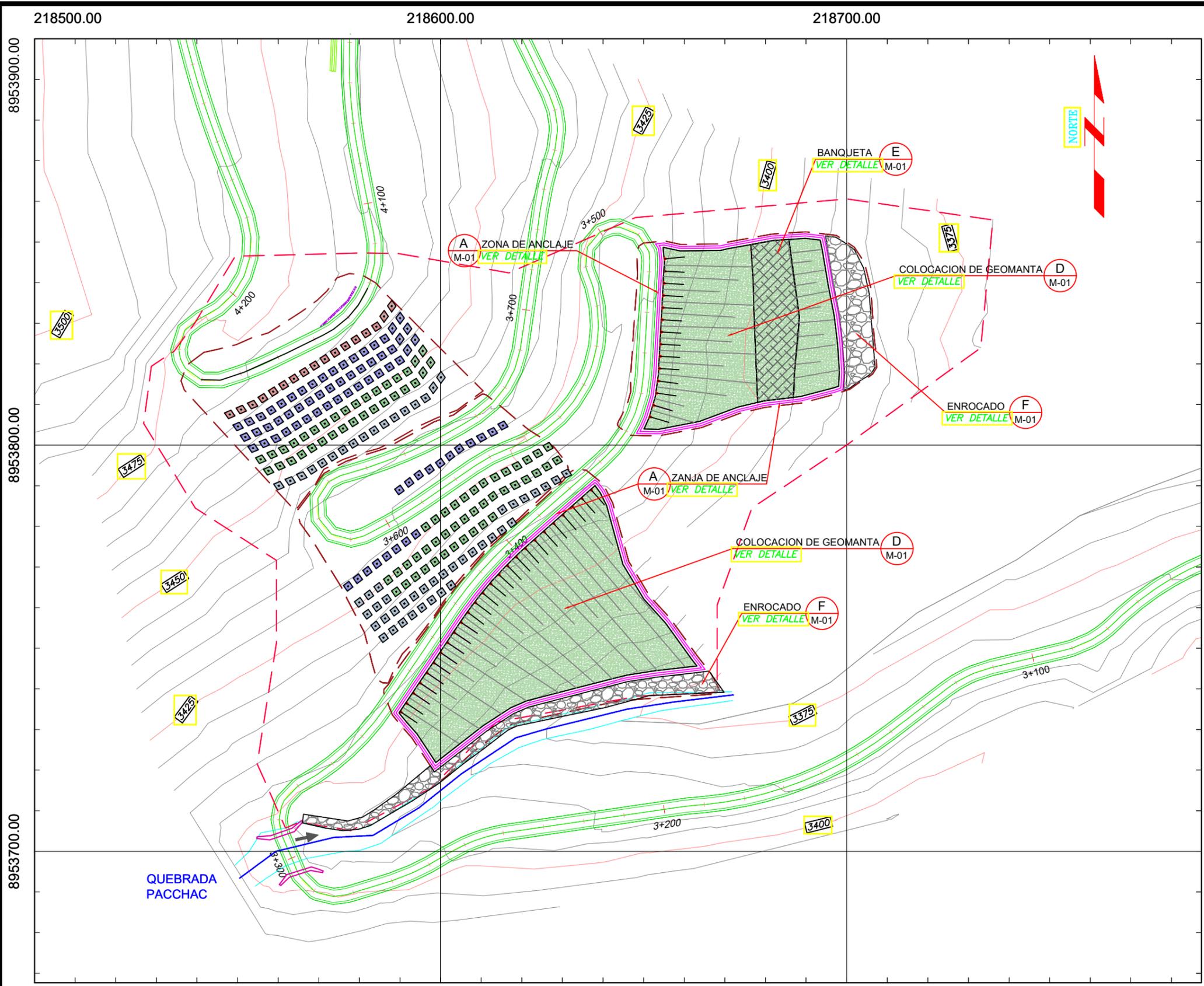
PLANO ZONAS DE DESLIZAMIENTO
1:1,250

"UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO"

	TESISTA:	"ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"		
	ASESOR:	Ing. Milla Vergara Elio Alejandro		
REGION:	PROVINCIA:	DISTRITO:	FECHA:	ESCALA:
Ancash	Huaraz	Independencia	Julio-2018	INDICADA

ZONAS DE DESLIZAMIENTO
ZD
01 DE 01

ANEXO H.7 – PLANOS METODOLOGÍA
DE REFUERZO CON GEOSINTÉTICOS



LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	Curvas de Nivel
	Límite de la Carretera Existente
	Alcantarillas Existentes
	Puente Paccha
	Línea de Quebrada
	Dirección del Flujo de Agua
	Zona de Anclaje
	Enrocado
	Colocación de Geomanta
	Anclaje de 3 torones
	Anclaje de 5 torones
	Anclaje de 7 torones

218500.00 218600.00 218700.00

PLANO REFORZAMIENTO CON GEOSINTÉTICOS

1:1,000

"UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO"

TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"

TESISTA: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos

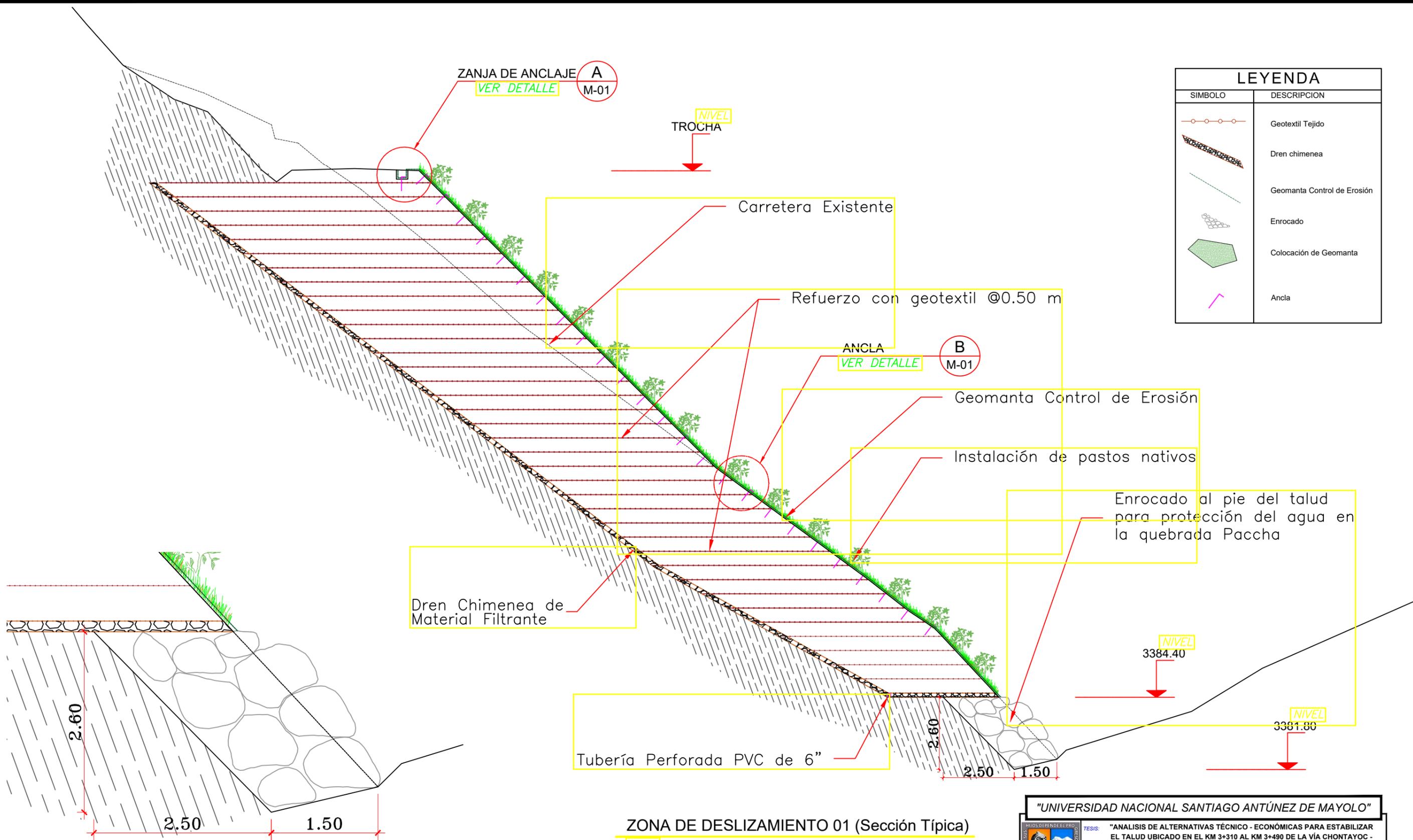
ASESOR: Ing. Milla Vergara Elio Alejandro

PLANO: **REFORZAMIENTO CON GEOSINTÉTICOS**

REGION: Ancash | PROVINCIA: Huaraz | DISTRITO: Independencia | FECHA: Julio-2018 | ESCALA: INDICADA

LAMINA: **M-RG**

01 DE 04

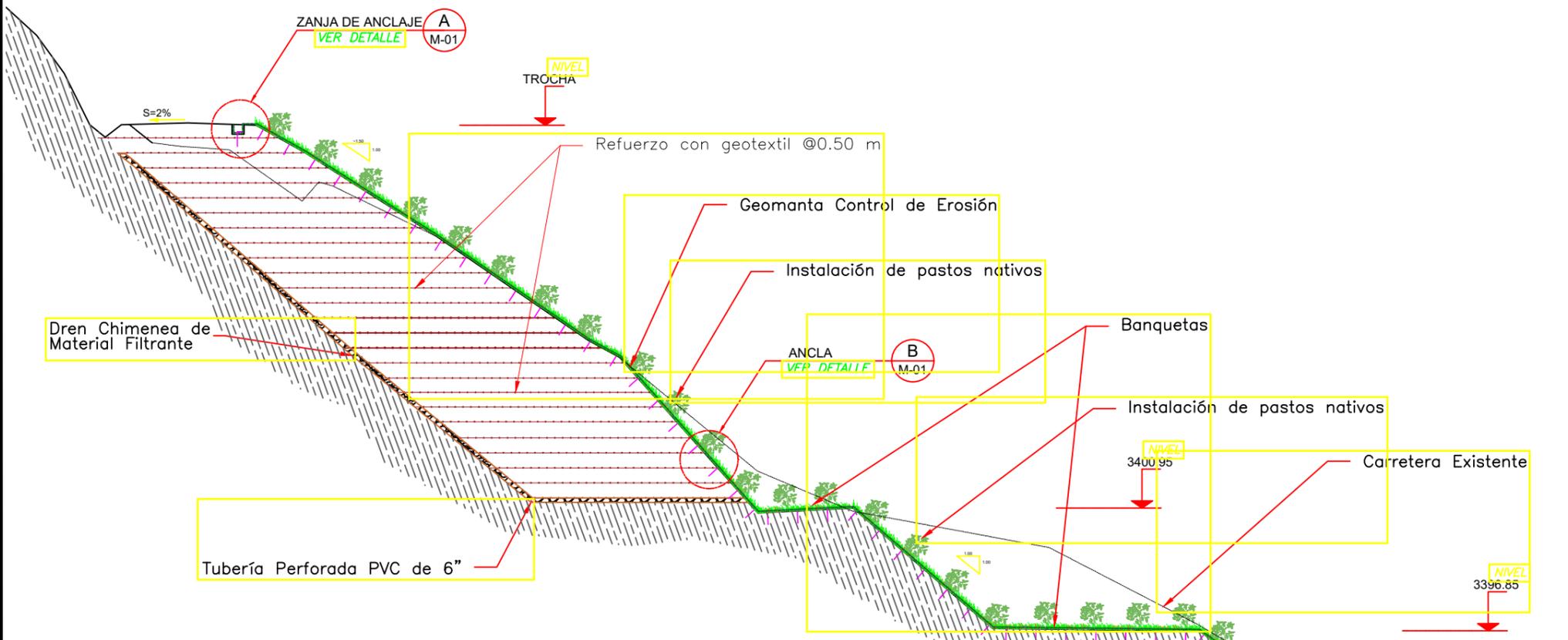


LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	Geotextil Tejido
	Dren chimenea
	Geomanta Control de Erosión
	Enrocado
	Colocación de Geomanta
	Ancla

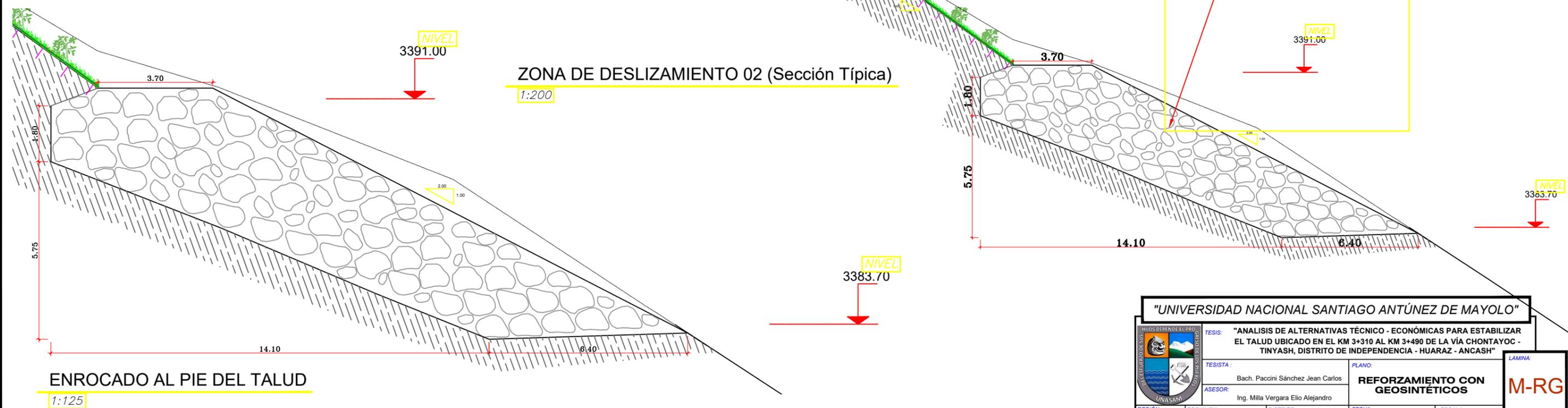
ENROCADO AL PIE DEL TALUD
1:50

ZONA DE DESLIZAMIENTO 01 (Sección Típica)
1:125

"UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO"						
	TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"					
	TESISTA:	Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos			PLANO:	REFORZAMIENTO CON GEOSINTÉTICOS
	ASESOR:	Ing. Milla Vergara Elio Alejandro				LÁMINA:
REGION:	PROVINCIA:	DISTRITO:	FECHA:	ESCALA:		
Ancash	Huaraz	Independencia	Julio-2018	INDICADA		
					M-RG	
					02 DE 04	



LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	Geotextil Tejido
	Dren chimenea
	Geomanta Control de Erosión
	Enrocado
	Colocación de Geomanta
	Ancla



"UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO"

TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"

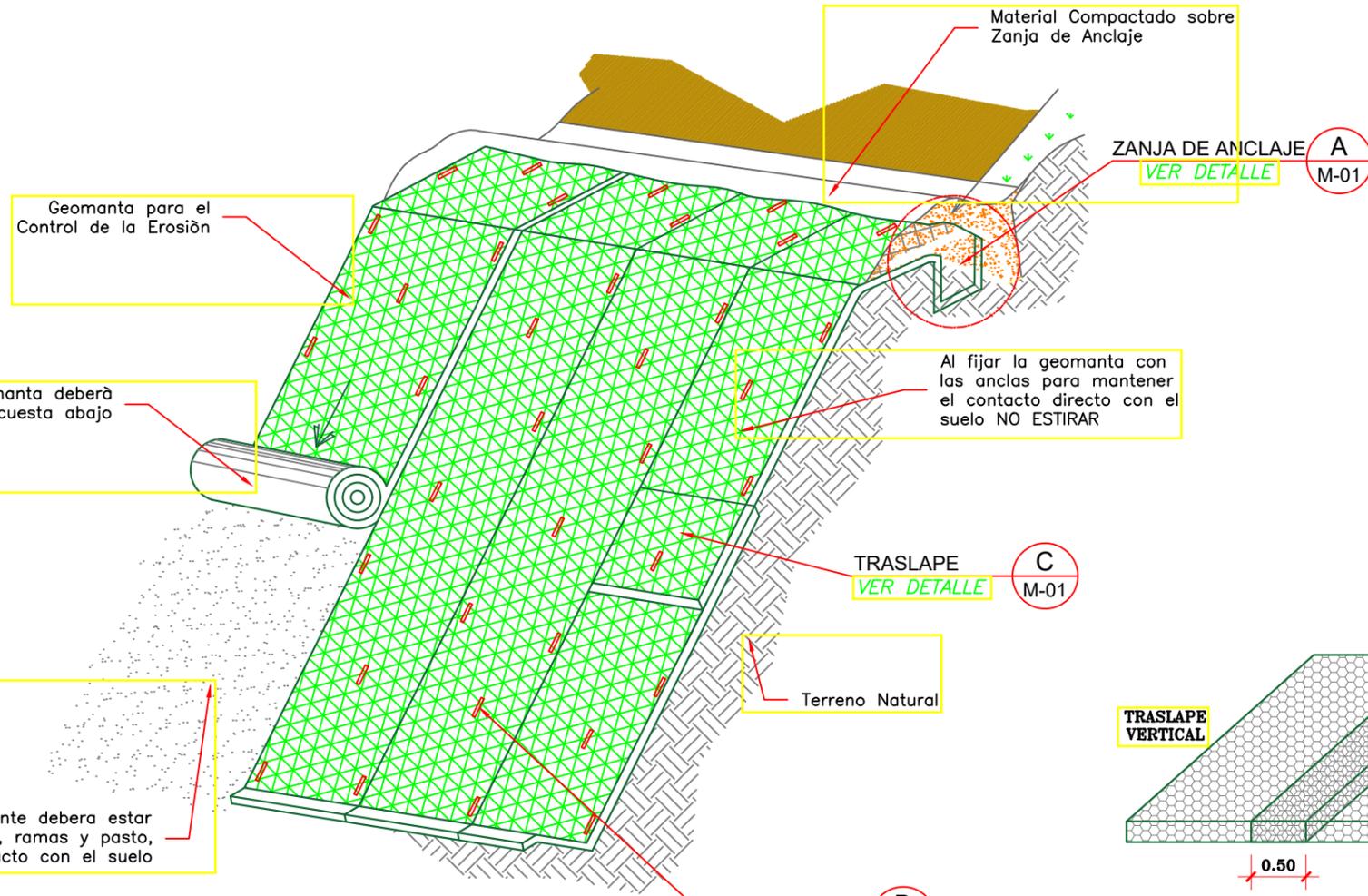
TESISTA: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos

ASESOR: Ing. Milla Vergara Elio Alejandro

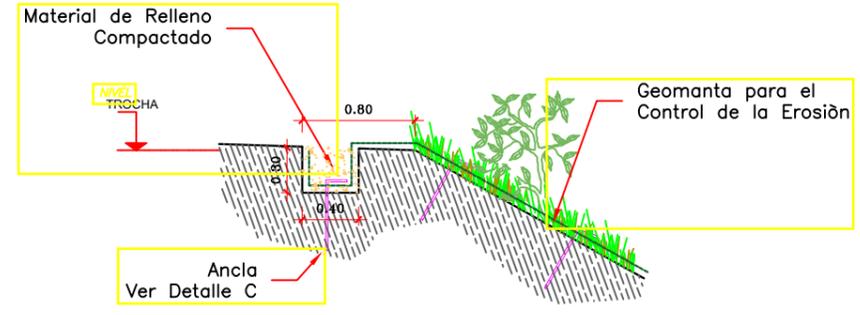
PLANO: **REFORZAMIENTO CON GEOSINTÉTICOS**

LAMINA: **M-RG**

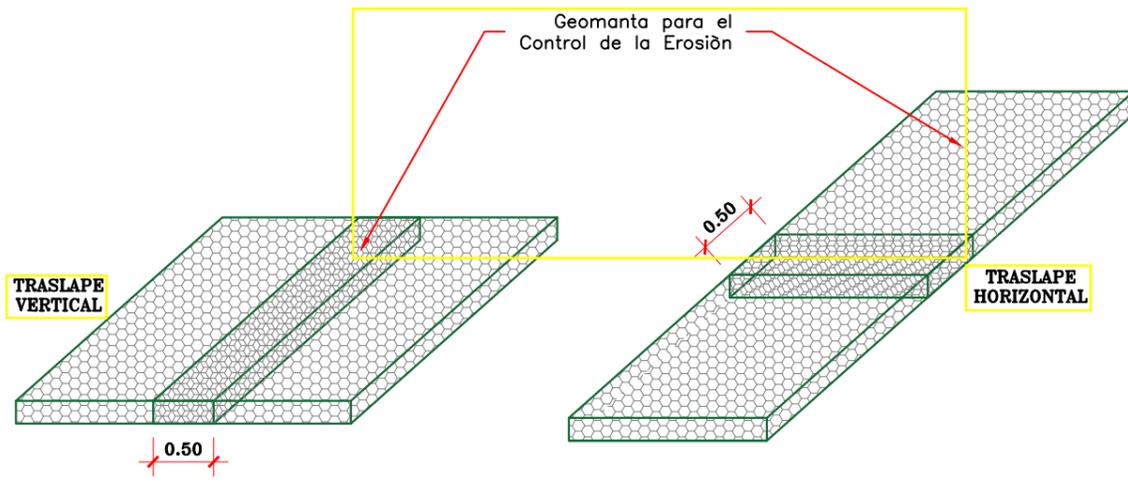
REGION: Ancash | PROVINCIA: Huaraz | DISTRITO: Independencia | FECHA: Julio-2018 | ESCALA: INDICADA | 03 DE 04



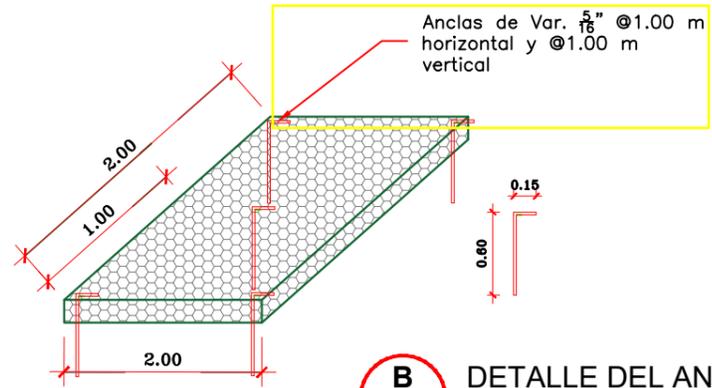
D COLOCACIÓN DE GEOMANTA
M-01 SE



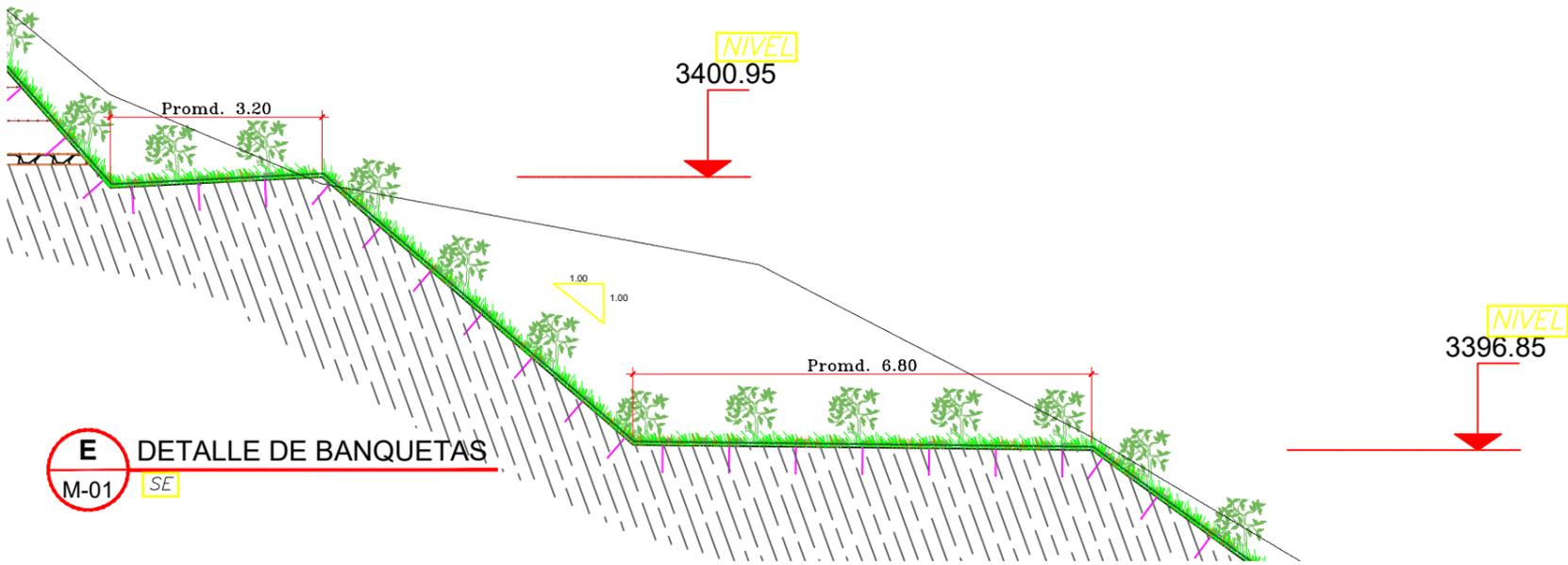
A DETALLE ZANJA DE ANCLAJE
M-01 SE



C DETALLE DEL TRASLAPE
M-01 SE



B DETALLE DEL ANCLA
M-01 SE



E DETALLE DE BANQUETAS
M-01 SE

"UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO"

TESISTA: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"

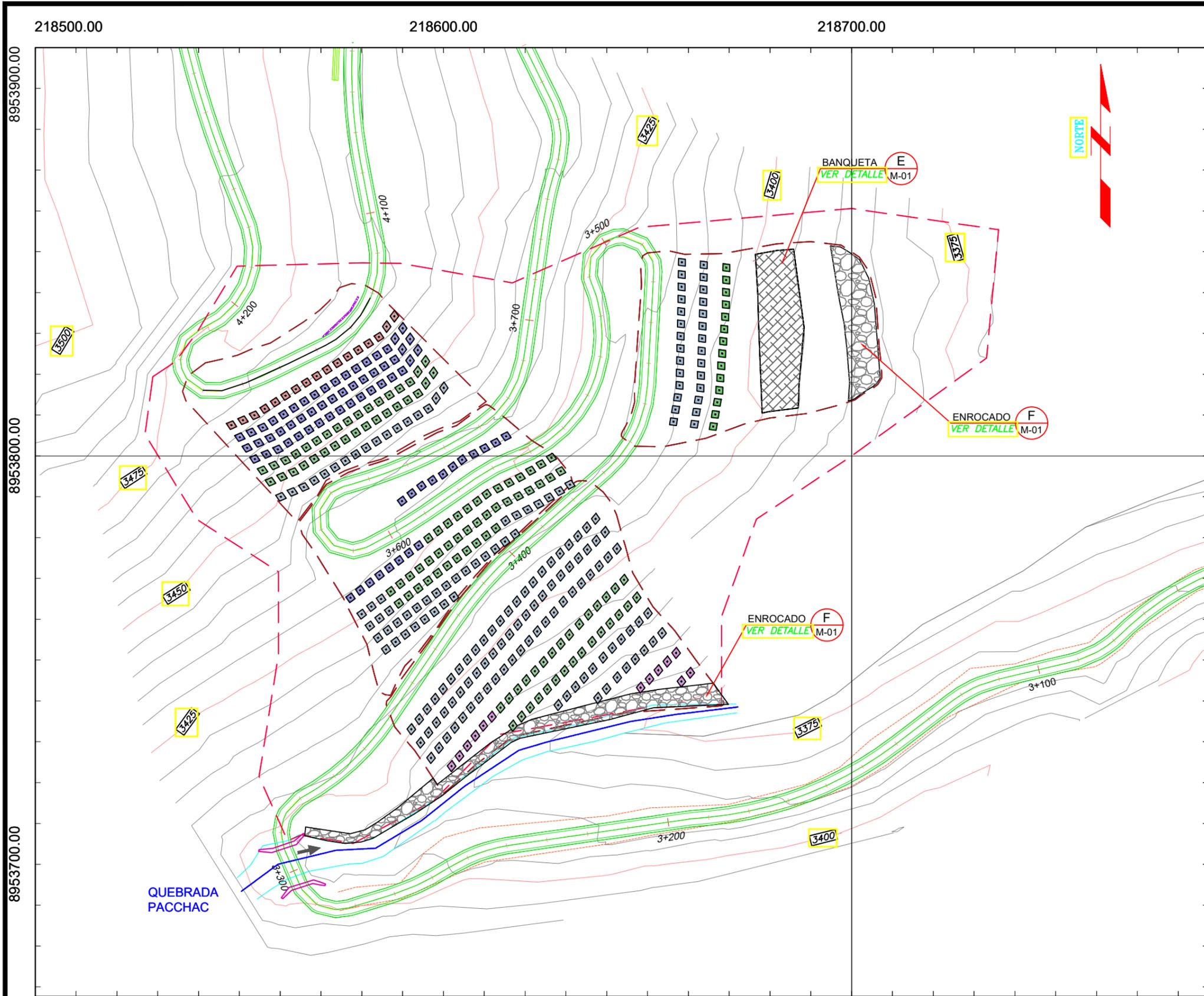
ASESOR: Ing. Milla Vergara Elio Alejandro

PLAN: REFORZAMIENTO CON GEOSINTÉTICOS

REGION: Ancash | PROVINCIA: Huaraz | DISTRITO: Independencia | FECHA: Julio-2018 | ESCALA: INDICADA

M-RG 04 DE 04

ANEXO H.8 – PLANOS METODOLOGÍA
DE PANTALLAS ANCLADAS



LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	Curvas de Nivel
	Límite de la Carretera Existente
	Alcantarillas Existentes
	Puente Paccha
	Línea de Quebrada
	Dirección del Flujo de Agua
	Anclaje de 3 torones
	Anclaje de 5 torones
	Anclaje de 7 torones
	Enrocado

218500.00 218600.00 218700.00

8953700.00 8953800.00 8953900.00

PLANO PANTALLAS ANCLADAS

1:1,000

"UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO"

TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"

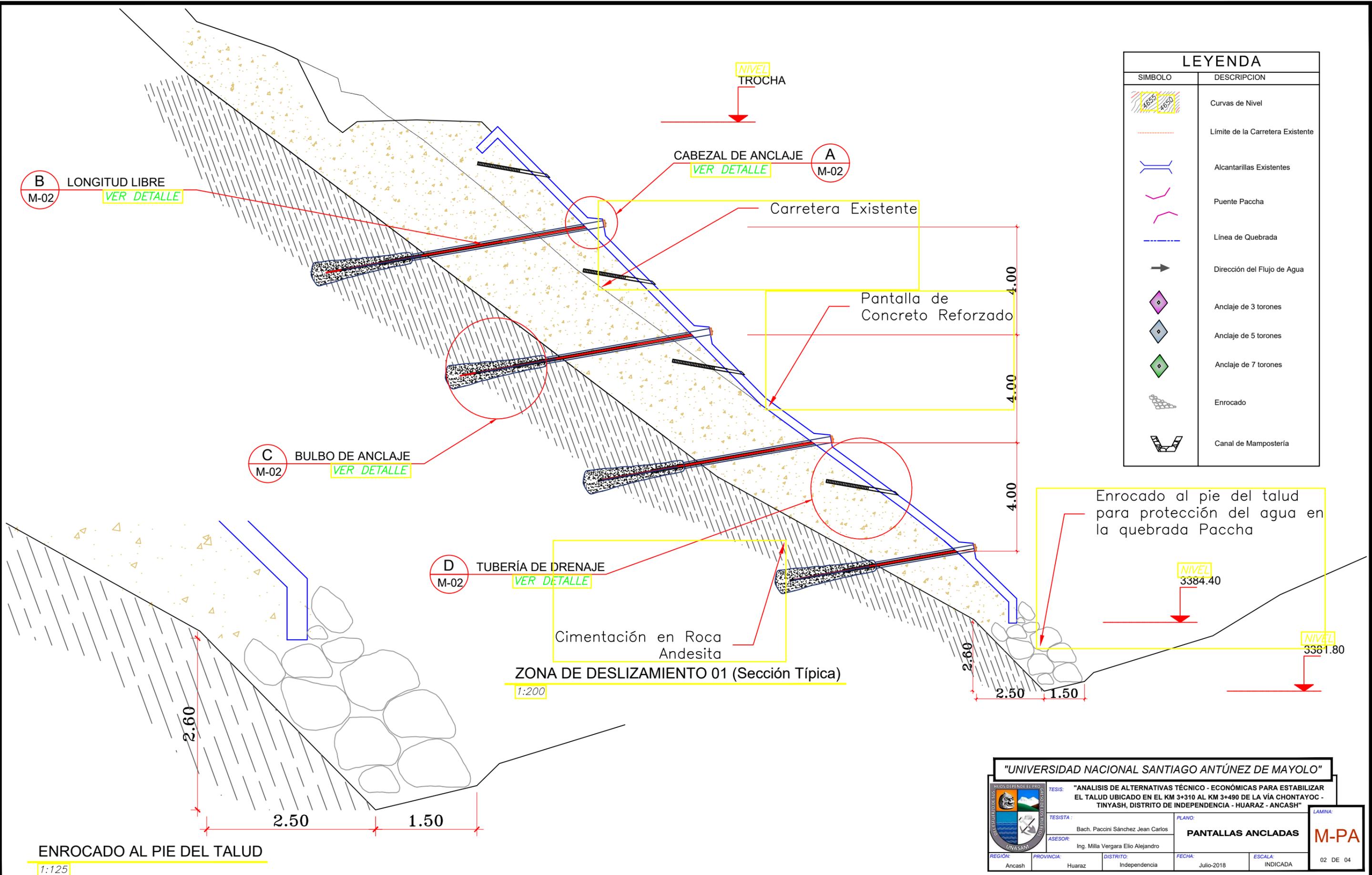
TESISTA: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos

ASESOR: Ing. Milla Vergara Elio Alejandro

PLANO: PANTALLAS ANCLADAS

REGION: Ancash | PROVINCIA: Huaraz | DISTRITO: Independencia | FECHA: Julio-2018 | ESCALA: INDICADA

LAMINA: M-PA 01 DE 04

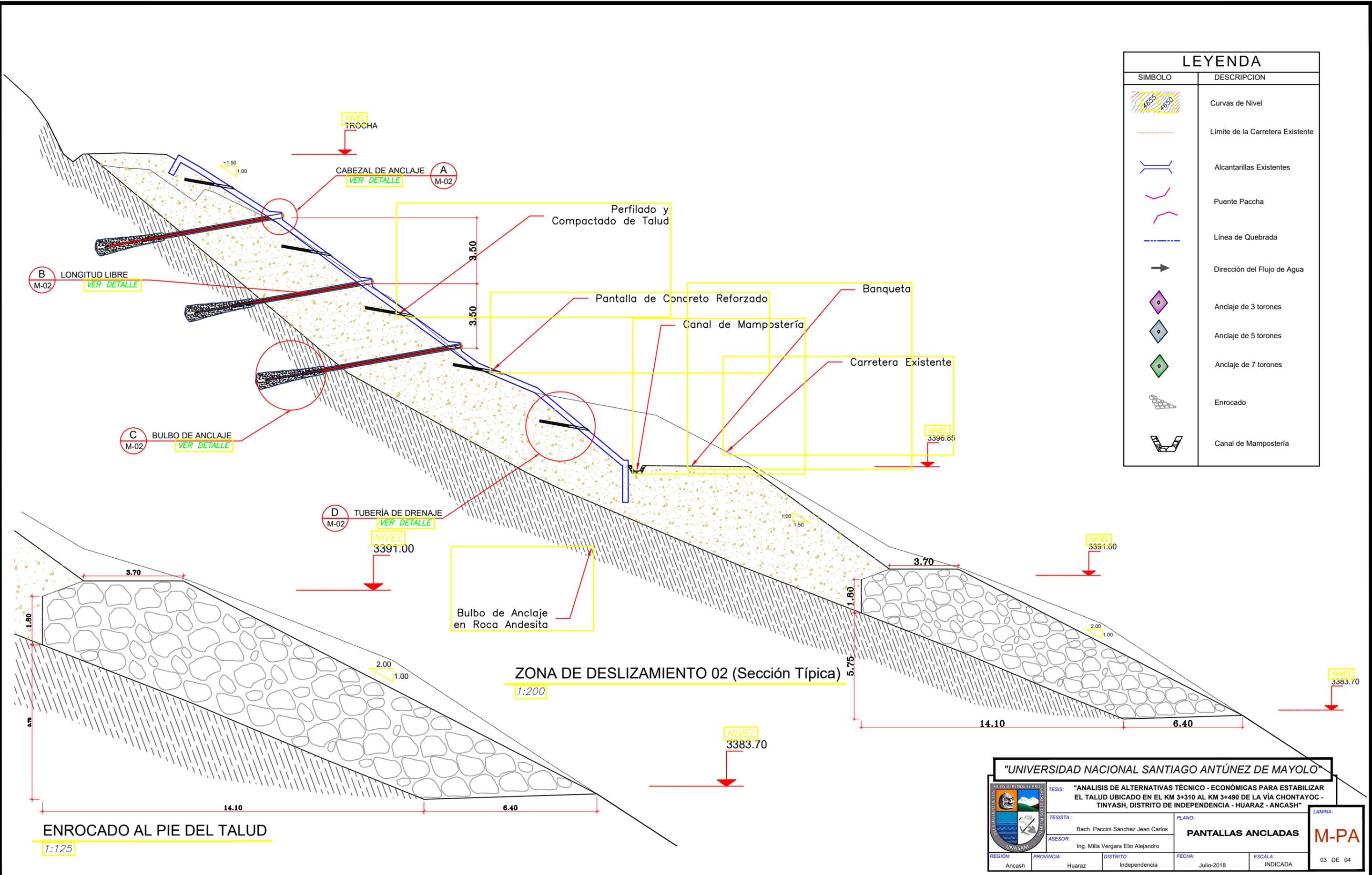


LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	Curvas de Nivel
	Límite de la Carretera Existente
	Alcantarillas Existentes
	Puente Paccha
	Línea de Quebrada
	Dirección del Flujo de Agua
	Anclaje de 3 torones
	Anclaje de 5 torones
	Anclaje de 7 torones
	Enrocado
	Canal de Mampostería

ENROCADO AL PIE DEL TALUD

1:125

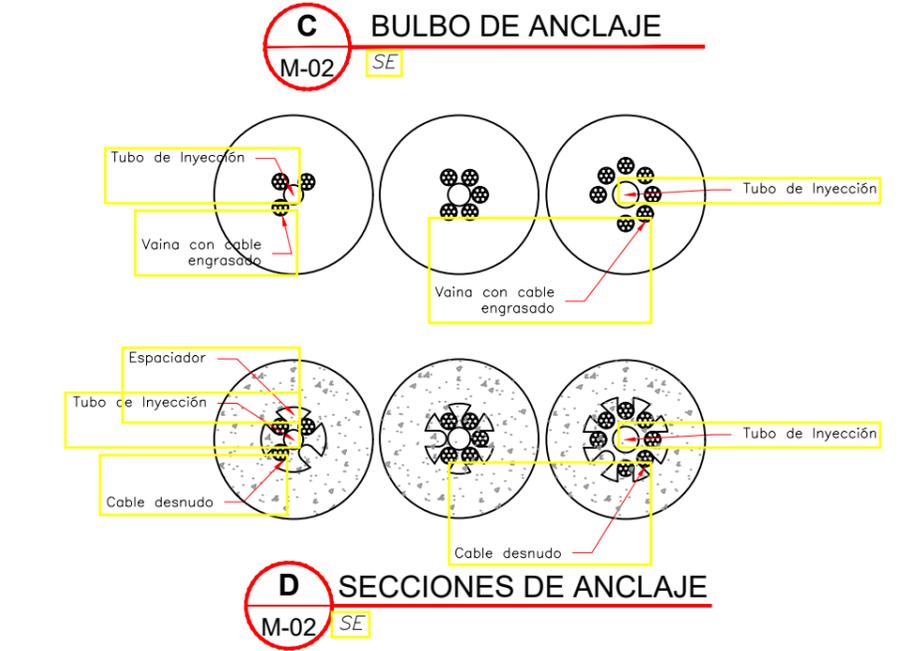
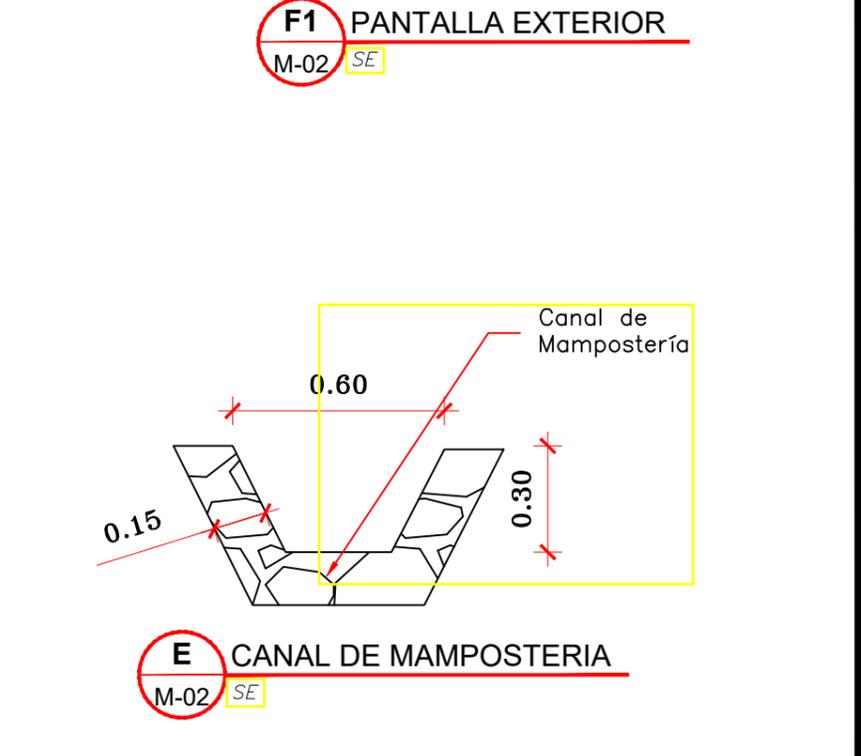
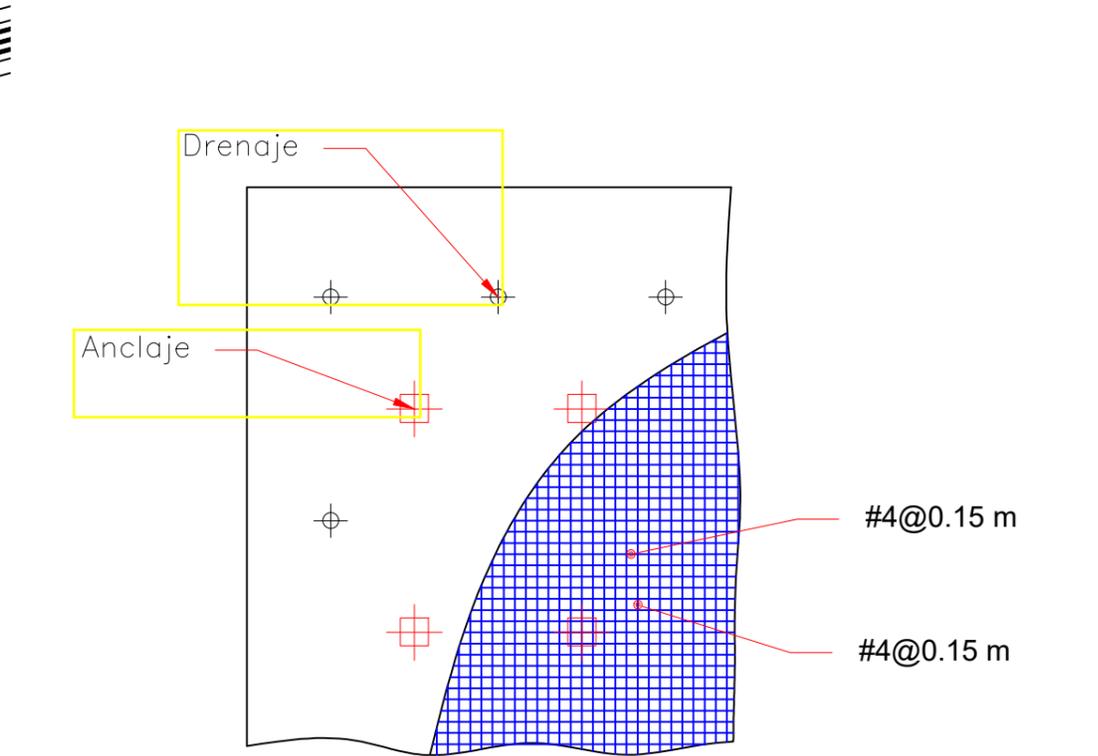
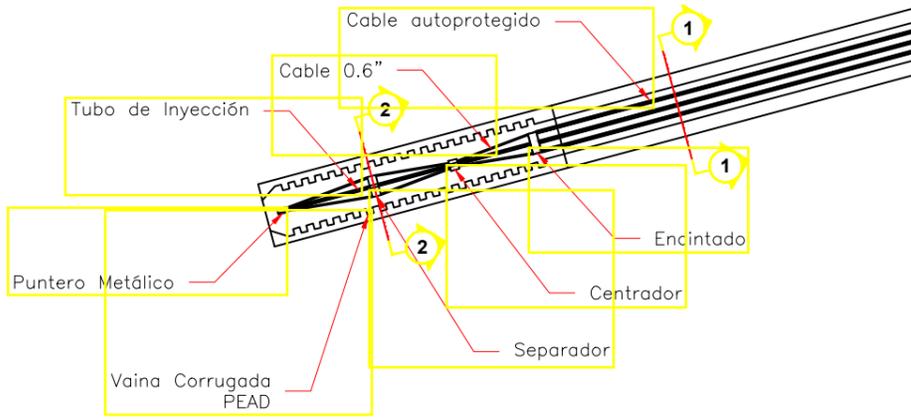
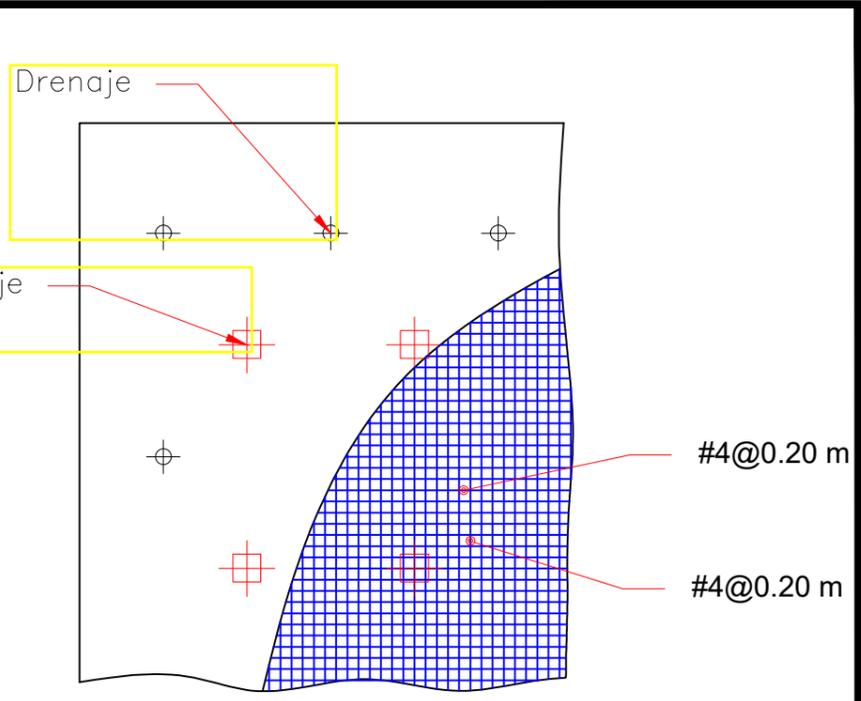
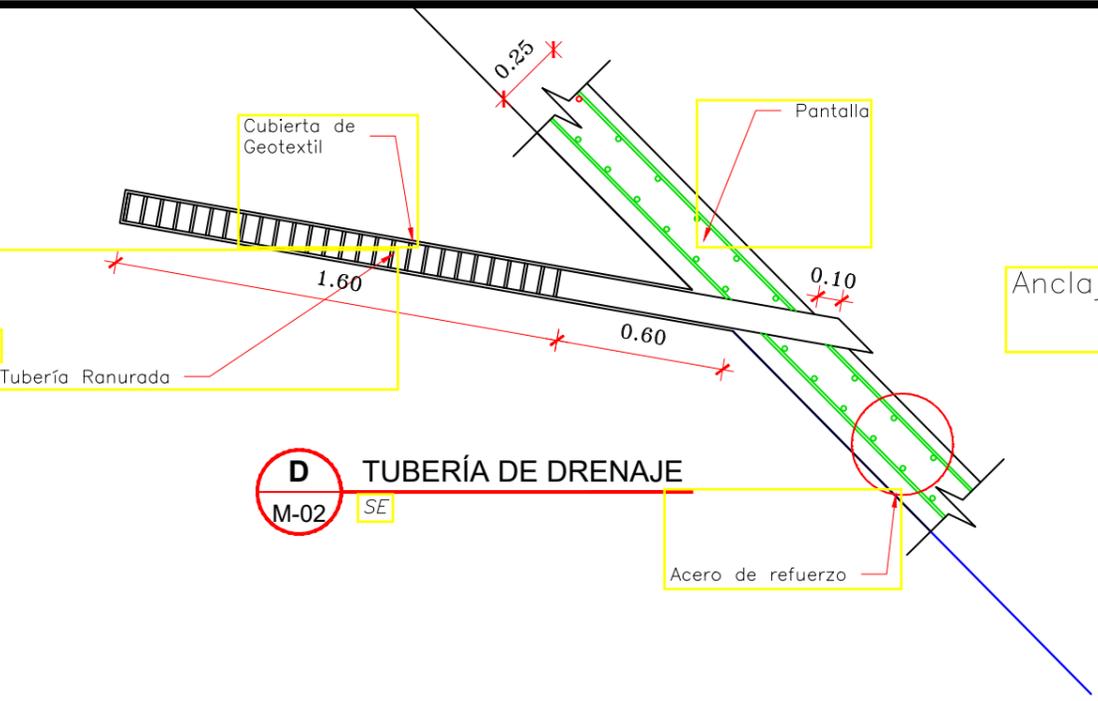
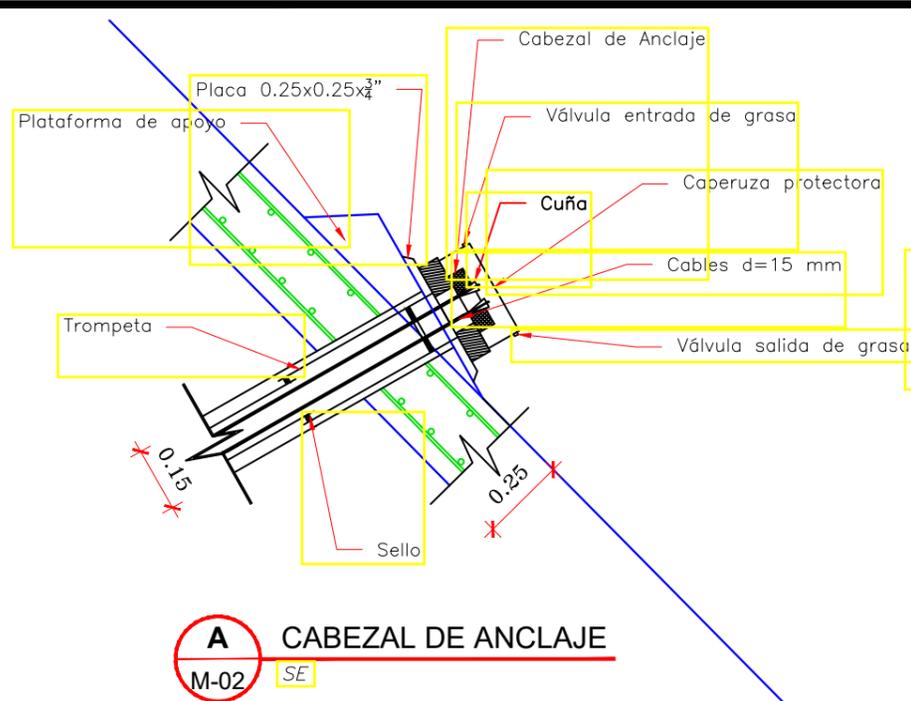
"UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO"					
	TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"				
	TESISTA: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos		PLANO: PANTALLAS ANCLADAS		
	ASESOR: Ing. Milla Vergara Elio Alejandro		LÁMINA: M-PA		
REGION: Ancash	PROVINCIA: Huaraz	DISTRITO: Independencia	FECHA: Julio-2018	ESCALA: INDICADA	02 DE 04



LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	Curvas de Nivel
	Límite de la Carretera Existente
	Alcantarillas Existentes
	Puente Paccha
	Línea de Quebrada
	Dirección del Flujo de Agua
	Anclaje de 3 torones
	Anclaje de 5 torones
	Anclaje de 7 torones
	Enrocado
	Canal de Mampostería

"UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO"

	TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH" TESISISTA: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos ASESOR: Ing. Milla Vergara Elio Alejandro	PLANO: PANTALLAS ANCLADAS LAMINA: M-PA
	REGION: Ancash PROVINCIA: Huaraz DISTRITO: Independencia FECHA: Julio-2018 ESCALA: INDICADA	03 DE 04



"UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO"

TESIS: "ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TÉCNICO - ECONÓMICAS PARA ESTABILIZAR EL TALUD UBICADO EN EL KM 3+310 AL KM 3+490 DE LA VÍA CHONTAYOC - TINYASH, DISTRITO DE INDEPENDENCIA - HUARAZ - ANCASH"

TESISTA: Bach. Paccini Sánchez Jean Carlos
ASESOR: Ing. Milla Vergara Elio Alejandro

PLANO: **PANTALLAS ANCLADAS**
M-PA

REGION: Ancash | PROVINCIA: Huaraz | DISTRITO: Independencia | FECHA: Julio-2018 | ESCALA: INDICADA | 04 DE 04